

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITE MOULOD MAMMERY DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



# Memoire de fin d'études



EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME  
DE MASTER PROFESSIONNEL  
OPTION : CONSTRUCTION CIVILE ET  
INDUSTRIELLE.

## Thème

Etude d'un bâtiment (R+9) contreventé par voiles  
à usage d'habitation et commercial



**Etudié par :**

M<sup>r</sup>: SEBKI      Hocine  
M<sup>r</sup>: STOUTAH    Salah

**Dirigé par:**

M<sup>me</sup>. YAHIAOUI.S

Promotion 2013/2014

# REMERCIEMENTS

*Tous d'abord nous remercions le bon dieu qui nous à aidé pour atteindre notre objectif.*

*Nous tenons à remercier dignement, profondément et sincèrement notre promotrice M<sup>me</sup> : YAHIAOULS pour son aide, sa patience, sa compétence et ses précieux conseils.*

*Nous tenons à remercier tous les enseignants de GENIE CIVIL qui ont contribué à notre formation.*

*Nous tenons à remercier aussi le personnel de la bibliothèque de Génie Civil pour leur disponibilité.*

*Nos remerciements à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.*

*Nos remerciements à nos familles et tous les amis (es)*

*Enfin, nous tenons à remercier également les membres de jury qui nous ferons l'honneur de juger notre travail.*

*Merci à tous.*

# Dédicaces

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

- ❖ *A mes chères sœurs*
- ❖ *A tous les membres de ma famille chaque un par son nom*
- ❖ *A mes amis (es)*
- ❖ *A mes binômes et leurs familles*
- ❖ *A tous les personnes qui nous ont aidés de près et de loin*
  
- ❖ **A TOUTE LA PROMOTION 2013 /2014**

***HOCINE***

## Dédicaces

**J'ai l'immense plaisir de dédier ce travail :**

A la mémoire de mes parents.

A mes chères sœurs.

A mes chers beaux frères.

A tous mes amis (es).

A tous ceux qui ont contribué, de toute manière que ce soit.

STOUTAH Salah.

# SOMMAIRE

<b><u>Chapitre I</u></b> :Introduction générale.....	1-6
<b><u>Chapitre II</u></b> :Pré dimensionnement et descente de charge.....	7-18
<b><u>Chapitre III</u></b> :Calcul des éléments	
➤ III-1-salle machine.....	19-26
➤ III-2-Escalier.....	27-40
➤ III-3-poutre palière.....	41-47
➤ III-4-planchers.....	48-65
➤ III-5- balcons.....	66-72
➤ III-6-l'acrotère.....	73-82
<b><u>Chapitre IV</u></b> :Etude du contreventement.....	83-92
<b><u>Chapitre V</u></b> :Présentation du logiciel ETABS.....	93-111
<b><u>Chapitre VI</u></b> :Vérification des résultats.....	112-125
<b><u>Chapitre VII</u></b> : Ferrailage des portiques	
➤ VII-1- Les poutres.....	126-140
➤ VII-2- Les poteaux.....	141-152
<b><u>Chapitre VIII</u></b> :Ferrailage des voiles.....	153-166
<b><u>Chapitre X</u></b> :Etude de l'infrastructure.....	167-194
<b><u>Conclusion.</u></b>	
<b><u>Bibliographie.</u></b>	

# Introduction

*L'histoire de l'humanité à été marquée par un grand nombre de catastrophes naturelles notamment les séismes causant parfois par leur importances des destructions massives.*

*Le dernier séisme du 21 mai 2003, qui a touché la région centre du pays (Boumèdes, Alger et Tizi – ousou) on est un exemple très probant.*

*D'énormes pertes tant humaines que matérielles ont été déplorées.*

*L'impérieuse nécessité de se doter de nouvelles mesures parasismiques actualisées (règlement parasismique algérien version 2003) pour faire face au danger sans cesse grandissant que représente la haute sismicité du sol algérien sur le tissu urbain en plein expansion s'est révélée d'une importance primordiale.*

*Pour cela l'élaboration d'un ouvrage parasismique doit comporter deux aspects principaux :*

- ✚ La prévision de l'ampleur des manifestations sismiques attendues sur le site.*
- ✚ La destination de l'ouvrage.*

*L'ingénieur en sa qualité de cheville ouvrière dans ce domaine et de par sa responsabilité dans la sécurité publique et la préservation du potentiel économique, doit prendre conscience de l'importance des risques et mettre en application les dispositions qui s'imposent afin d'éviter ou minimiser les dégâts.*

## Introduction générale

### I.1. Présentation de l'ouvrage :

#### Introduction :

L'étude des ouvrages en Génie Civil nous incite à faire un calcul de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage étudié et la sécurité des personnes pendant et après la réalisation tout en minimisant le coût.

Pour cela nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien **RPA99 (ADDENDA2003)** et les règlements du béton aux états limites **CBA92**.

#### I.1.1. Description de l'ouvrage :

Le projet que nous avons l'honneur d'étudier nous à été confié par le bureau d'étude **B.E.R.H.T.O. II** consiste à l'étude et le calcul des éléments résistants d'une tour (R+9) à ossature mixte, contreventée par voiles.

Cet ouvrage sera implanté à TAMDA , zone de moyenne sismicité (IIa).

La présente étude va se porter sur la tour composée de :

- Un rez-de-chaussée à usage commercial.
- Les étages courants sont à usage d'habitation.

#### I.1.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

L'ouvrage a pour dimensions :

- Longueur.....L = 20.50 m.
- Largeur.....l = 13.85m.
- Hauteur de rez-de-chaussée.....h = 04.08m.
- Hauteur d'étage courant.....h = 03.06m.
- Hauteur de l'acrotère .....ha =0,60m.
- Hauteur totale (y compris l'acrotère).....h = 32.22m.

### I.2.Eléments de l'ouvrage :

❖ **Ossature** : Ce bâtiment est en ossature mixte composée de portiques transversaux et longitudinaux et d'un ensemble de voiles porteurs. Les charges verticales seront reprises par les portiques et les voiles (les charges seront réparties). Quant aux sollicitations dues aux charges horizontales, elles seront reprises par des voiles en béton armé.

❖ **Planchers** : Les planchers de la structure à étudier sont en dalle pleine pour la dalle couvrant la cage d'ascenseur et les autres planchers seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression de (4 cm) d'épaisseur coulée sur place.

Le plancher terrasse est inaccessible, et a une forme de pente de (2 %) pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

❖ **Maçonnerie** :

**a- Les murs extérieurs** : sont en double cloisons de (30cm) d'épaisseur (en brique creuse de 15cm pour les cloisons extérieures et 10cm pour les cloisons intérieures + une lame d'air de 5cm).

**b- Les murs de séparation entre deux logements** : sont en double cloisons de (25cm) d'épaisseur (en brique creuse de 10cm pour les cloisons extérieures et intérieures + une lame d'air de 5cm).

**c- Les murs intérieurs** : sont en simple cloison (brique creuse de 10cm).

❖ **Escaliers** : Ceux sont des ouvrages permettant le déplacement entre les différents niveaux, dans notre cas nous disposons d'une cage d'escalier

**RDC —————> dernier étage.**

### **Remarque :**

L'escalier est à paillasson adjacente avec palier intermédiaire situé à l'intérieur de l'ouvrage.

L'ouvrage dispose aussi d'une cage d'ascenseur.

❖ **Revêtements** : Ils seront en :

- Plâtre pour les cloisons et les plafonds ;
- Mortier de ciment pour les faces extérieures ;
- Carrelage pour les planchers et les escaliers ;
- Céramique pour les murs de cuisines et les salles d'eau.

❖ **Taux de travail du sol** : La contrainte admissible évaluée par le laboratoire géotechnique spécialisé est :  $\sigma = 2$  bars.

### **I.3. Matériaux :**

#### **I.3.1. Le béton :**

C'est un mélange de :

- Pâte pure (ciment + eau).
- Granulats (sable, gravier).

Dans notre cas, le béton sera dosé à 350 Kg/m<sup>3</sup> de ciment CPA 325. Quant à la granulométrie et l'eau de gâchage entrant dans cette composition elles seront établies par le laboratoire spécialisé à partir des essais de résistance.

A titre indicatif, pour 1m<sup>3</sup> de béton armé :

- Granulats :
- \* Sable.....380 à 450 cm<sup>3</sup> (Dg ≤ 5mm).
- \* Gravillons.....750 à 850 cm<sup>3</sup> (Dg ≤ 25mm).
- Ciment : 300 à 400 Kg.
- Eau : 150 à 200 l.

La réalité pratique conduit vers le rapport :

$$\frac{Eau}{Ciment} = 0.5$$

**La résistance caractéristique à la compression :**

La valeur caractéristique de la résistance du béton à la compression à l’age de 28 jours (ou plus) est déterminée à partir des essais de compressions des éprouvettes normalisée dont le diamètre est la moitié de la hauteur (16/32).

Nous prenons  $f_{c28} = 25$  MPa.

La résistance de béton à la compression avant 28 jours est donnée par :

$$f_{cj} = 0,685 \log(j + 1) \quad (\text{Art.A2.1.11, BAEL91})$$

**Résistance caractéristique à la traction :**

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad (\text{Art.A2.1.12, BAEL 91})$$

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

**Contrainte à la compression :**

❖ **ELU (Etat Limite Ultime) :** correspond à la perte d’équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture),

qui conduisent à la ruine de l’ouvrage. 
$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :  $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité ;  $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \dots \dots \dots \text{en situation courante} \\ \gamma_b = 1,15 \dots \dots \dots \text{en situation accidentelle} \end{array} \right.$

$\theta$  : Coefficient dépendant de la durée (t) de l’application des combinaisons d’actions

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \dots \dots \dots t > 24 \text{ h} \\ \theta = 0,9 \dots \dots \dots 1 \text{h} \leq t \leq 24 \text{ h} \\ \theta = 0,85 \dots \dots \dots t \leq 1 \text{h} \end{array} \right.$$

t : durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

$$\text{À } j=28 \text{ jours en situation courante ; } f_{bc} = \frac{0,85 \cdot (25)}{1 \cdot (1,5)} = 14,2 \text{ MPa}$$

➤ **Diagramme Contrainte – Déformation**

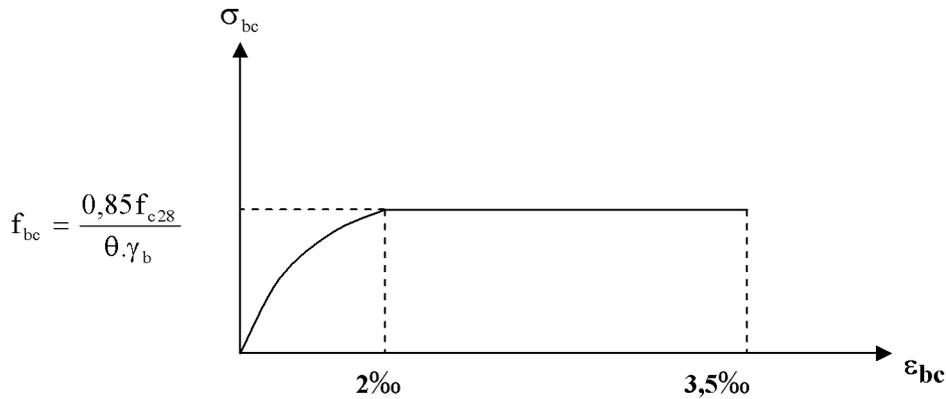


Fig I.1 : Diagramme contrainte- déformation du béton (ELU).

❖ **ELS (Etat Limite de Service)**: C'est l'état au delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} : \text{contrainte admissible à l'ELS}$$

$$\text{A } j = 28 \text{ jour : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

**Diagramme Contrainte - Déformation**

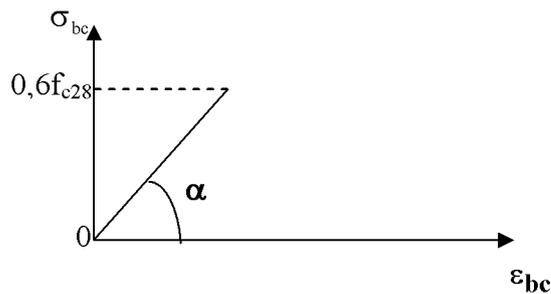


Fig I.2 : Diagramme Contrainte - Déformation du béton (ELS).

**Module de déformation longitudinale :**

- **Instantané**  $E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3}$  (BAEL 91.Art.2.1, 21)
- **Différé**  $E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3}$  (BAEL 91.Art.2.1, 22)

$$\text{à } j = 28 \text{ jours} \Rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa} \\ E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa} \end{cases}$$

**Module de déformation transversale :**

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

Avec : E : module de Young

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

$$\nu : \text{Coefficient de Poisson ; } \begin{cases} \nu = 0 \dots\dots\dots \text{ELU} \\ \nu = 0,2 \dots\dots\dots \text{ELS} \end{cases} \quad (\text{BAEL 91. Art.2.1, 3})$$

**I.3.2. Les aciers :**

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton résiste mal et l'acier résiste bien.

Le ferrailage se fera en utilisant les trois types d'aciers suivants :

- Aciers à haute adhérence H.A (feE400)..... fe = 400 MPa
  - Treillis soudés (TL520)..... fe = 520 MPa
- \* fe : limite d'élasticité.

**Module de déformation longitudinale :**

$$E_s = 2. 10^5 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL91, Art A.2.2})$$

**Contrainte limite :**

➤ **Contrainte limite ultime**

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{BAEL 91, Art A.2.1, 3})$$

Avec :  $\sigma_{st}$ : contrainte d'élasticité de l'acier

$$\gamma_s : \text{coefficient de sécurité} \quad \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \rightarrow \text{Situation courante} \\ \gamma_s = 1,00 \rightarrow \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = 348 \text{ Mpa pour les H.A}$$

➤ **Contrainte limite de service**

Afin de réduire le risque d'apparition de fissures, et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures, on a été amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues.

3 cas de fissuration sont possibles :

**1) Fissuration peu nuisible**

La contrainte n'est soumise à aucune limitation

$$\sigma_s \leq f_e$$

(BAEL 91, Art A.4.5, 32)

**2) Fissuration préjudiciable**

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right\}$$

(BAEL 91, Art A.4.5, 33)

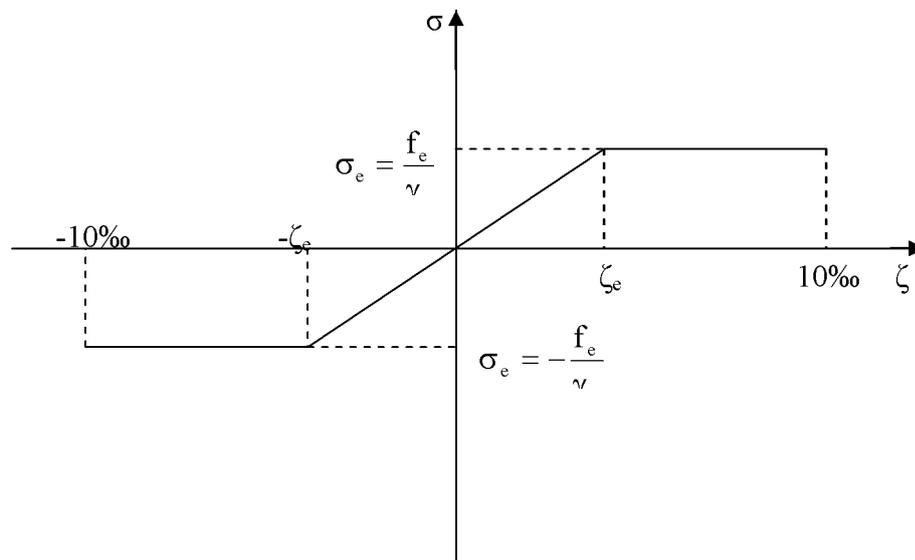
**3) Fissuration très préjudiciable**

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{ij}} \right\}$$

(BAEL 91, Art A. 4.5.34)

$\eta$  : coefficient de sécurité  $\begin{cases} \eta = 1,0 \dots \dots \dots \text{Pour les ronds lisses (R.L)} \\ \eta = 1,6 \dots \dots \dots \text{Pour les hautes adhérences (H.A)} \end{cases}$

**1. Diagramme Contrainte - Déformation de l'acier :**



**Fig.I.3 : Diagramme Contrainte - Déformation de l'acier.**

**Protection des armatures :** (BAEL91.Art A.7.1)

Afin d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets des intempéries et des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $c \geq 1$  cm : si l'élément est situé dans local couvert non soumis aux condensations.
- $c \geq 3$  cm : si l'élément est situé dans un local soumis aux condensations.
- $c \geq 5$  cm : si l'élément est soumis aux actions agressives (brouillards salins, exposé à la mer ...).

**II. Pré dimensionnement :**

**II.1. Les planchers :**

Les fonctions essentielles des planchers sont :

- La transmission des charges verticales aux éléments porteurs.
- La transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement.
- L'isolation thermique et phonique d'où l'assurance du confort et de la Protection des occupants.

Dans notre projet, on distingue un seul type de planchers. Ces derniers sont constitués d'un corps creux d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées préfabriquées sur chantier et disposées perpendiculairement aux poutres principales.

disposées suivant le sens parallèle à la petite portée.

La hauteur du plancher est obtenue par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \quad \text{Avec : } h_t : \text{ hauteur du plancher.}$$

**L** : portée libre max de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

$$L = 395 \text{ cm}$$

$$h_t = (395/22.5) = 17.55 \text{ cm.}$$

On adopte  $h_t = 20.00 \text{ cm.}$   $\longrightarrow$  Corps creux (16+4).

Avec : Epaisseur du corps creux : 16cm.

Epaisseur de la dalle de compression : 4cm.

**II.2. Les poutres :**

D'après les prescriptions préconisées par le RPA 99, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

- |   |   |                    |
|---|---|--------------------|
| <ol style="list-style-type: none"> <li>1. Largeur: <math>b \geq 20 \text{ cm.}</math></li> <li>2. Hauteur: <math>h \geq 30 \text{ cm.}</math></li> <li>3. Le rapport : <math>\frac{h}{b} \leq 4</math></li> </ol> | } | (RPA99. Art 7.5.1) |
|---|---|--------------------|

**a).Poutres principales :** Elles sont les poutres porteuses

La hauteur des poutres principales est donnée par :  $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$

Avec : **L** : portée entre nus d'appuis  $L = 405 \text{ cm}$

Donc :  $(405/15) \leq h \leq (405/10) \longrightarrow 27 \text{ cm} \leq h \leq 40.5 \text{ cm.}$  On adopte : **h = 40cm.**

La largeur des poutres est déterminée par  $0.4h \leq b \leq 0.7h$   $16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm.}$

On adopte **b = 30 cm**

La section des poutres principales est:  $(30 \times 40) \text{ cm}^2$ .

**Vérification des conditions du RPA :**

$$b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$h_t = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{b} = 1.6 < 4. \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**b). Poutres secondaires :** Ce sont des poutres parallèles aux poutrelles, leurs hauteurs sont données par

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \text{Avec : } L = 395 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc : } (395/15) \leq h \leq (395/10) \longrightarrow 26.33 \text{ cm} \leq h \leq 39.5 \text{ cm.}$$

On opte pour : **h=35 cm.**

La largeur de la poutre est déterminée par :  $0.4h \leq b \leq 0.7h$

$$14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm} \quad \text{on prend : } \mathbf{b=30 \text{ cm.}}$$

**Vérification des conditions du RPA :**

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$h_t = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{b} = 1.16 < 4. \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**C) Poutres de chaînages :**

Elles sont parallèles aux poutrelles, elles portent un mur extérieur et la moitié d'un corps creux.

**Hauteur :**

$$\text{On a } L = 375 \text{ cm}$$

$$375/15 \leq h_t \leq 375/10$$

$$25 \text{ cm} \leq h_t \leq 37.5 \text{ cm}$$

$$\text{On opte : } \mathbf{h_t = 30 \text{ cm}}$$

**Largeur :**

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$$

$$10 \text{ cm} \leq b \leq 17.5 \text{ cm}$$

$$\text{On opte } \mathbf{b=25 \text{ cm}}$$

**Vérification des conditions sur RPA :**

$$h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ cm} \geq 20 \quad \text{Toutes les conditions sont Vérifiées.}$$

$$h/b = 1.2 \leq 4$$

**Conclusion :**

Poutres principales :  $(30 \times 40) \text{ cm}^2$ .

Poutres secondaires :  $(30 \times 35) \text{ cm}^2$ .

Poutres de chaînages :  $(25 \times 30) \text{ cm}^2$ .

**II.3. Les voiles :**

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

Selon le RPA 99 ADDENDA2003, Art 7.7.1 ; sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition suivante:  $L \geq 4 e_p$ .

Avec  $e_p$  : épaisseur des voiles

$L$  : portée min des voiles.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15 cm.

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

$$h_e = h_{\text{emax}} = \text{hauteur du RDC} = 4.08 - 0.20 = 3.88 \text{ m.}$$

$$\text{Donc : } \frac{h_e}{20} = \frac{3.88}{20} = 19.4 \text{ cm} \Rightarrow e_p \geq 19.40 \text{ cm} \quad \text{on prend : } e_p = 20 \text{ cm.}$$

$$L \geq 4 \times e_p = 4 \times 20 = 80 \text{ cm.} \quad \dots\dots\dots \text{ Condition vérifiée.}$$

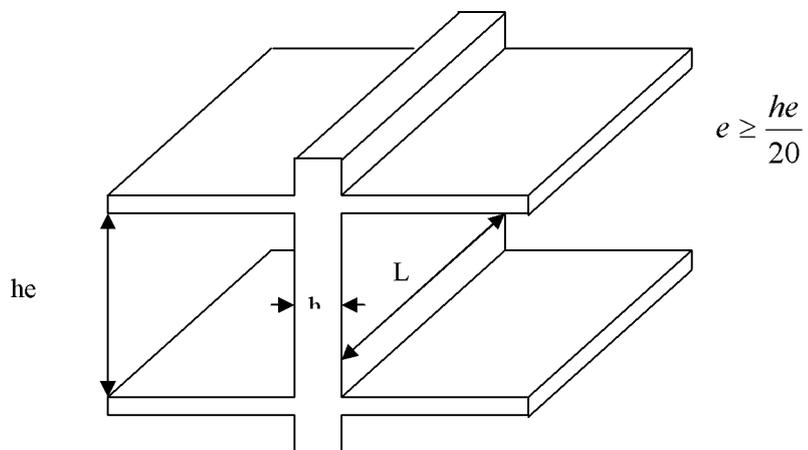
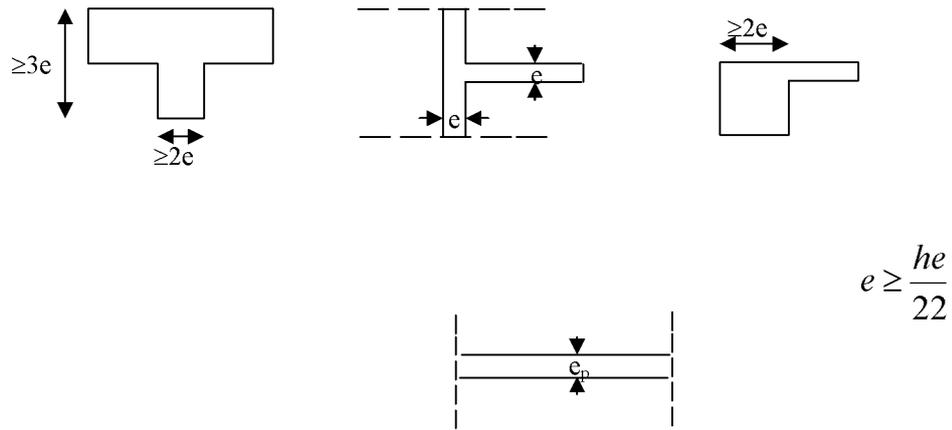
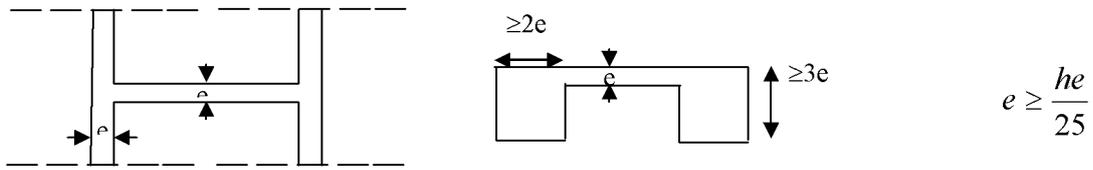


Fig.II.1. Coupe de voile en élévation

**II.4. Les poteaux :**

Le prédimensionnement des poteaux sera fait à l’ELS en compression simple en considérant un effort N qui sera appliqué sur la section de béton du poteau le plus sollicité .Cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}} \quad \text{Avec} \quad N=G + Q$$

N : effort de compression repris par les poteaux.

S : section transversale du poteau.

G : charge permanente.      Q : surcharge d’exploitation.

$\bar{\sigma}_{bc}$  : contrainte limite de service du béton en compression.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} .$$

Selon le (RPA 99, A 7.4.1), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Min (b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>) ≥ 25 cm. → En zone I et II<sub>a</sub>
- Min (b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>) ≥ 30 cm. → En zone III et II<sub>b</sub>
- Min (b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>) ≥  $\frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$ .

**II.2. Descente de charge :**

**II.2.1. Charges permanentes :**

**a) Les planchers :**

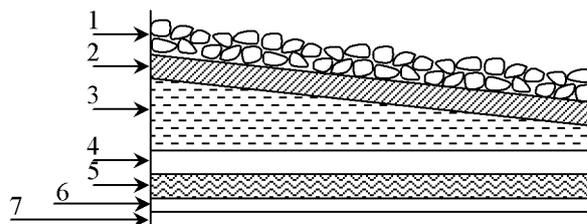


Figure II..2 Coupe verticale d’un plancher terrasse.

**b) Plancher terrasse :**

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ ( KN / m <sup>3</sup> )	G (KN / m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravillon	5	20	1.00
2	Étanchéité multicouche	2	6	0.12
3	Forme de pente en béton	8	22	1.76
4	Isolation thermique (liège)	4	4	0.16
5	Feuille de polyane	/	/	0.01
6	Plancher en corps creux (16+ 4)	20	/	2.80
7	Enduit plâtre	2	10	0.20
<b>G<sub>Total</sub></b>				<b>6.05</b>

c) Plancher d'étage courant :

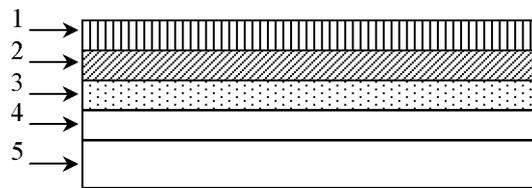


Fig II.3 Coupe verticale d'un plancher étage courant - corps creux -

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN / m <sup>2</sup> )
1	Revêtement carrelage	2	22	0.44
2	Mortier de pose	2	20	0.40
3	Couche de sable	2	18	0.36
4	Plancher en corps creux	20	14	2.80
5	Enduit plâtre	2	10	0.20
6	Cloison en brique creuse	10	9	0.90
<b>G Total</b>				<b>5.10</b>

d) Les Murs :

d.1) Murs extérieurs :

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

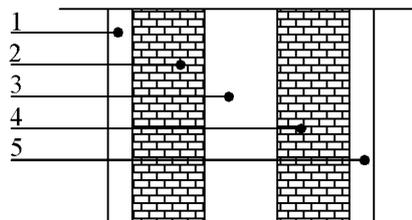


Fig II.3 Coupe verticale d'un mur extérieur

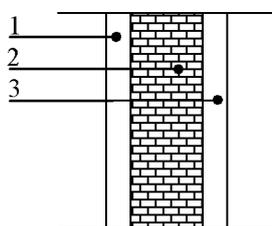
N°	Désignation	Epaisseur (cm)	$\rho$ (KN / m <sup>3</sup> )	G (KN / m <sup>2</sup> )
1	Enduit ciment	2	18	0.36
2	Briques creuses	10	9	0.9
3	Lame d'air	5	/	0.00
4	Briques creuses	10	9	0.90
5	Enduit plâtre	2	10	0.20
<b>G Total</b>				<b>2.36</b>

**d.2) Murs de séparation entre 02 logements : en double cloison de 25 cm d'épaisseur**

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	$\rho$ (KN / m <sup>3</sup> )	G (KN / m <sup>2</sup> )
1	Enduit plâtre	2	10	0.20
2	Briques creuses	10	9	0.90
3	Lame d'air	5	/	0.00
4	Briques creuses	10	9	0.90
5	Enduit plâtre	2	10	0.20
<b>G<sub>Total</sub></b>				<b>2.20</b>

**d.3) Murs intérieurs :**

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



**FigII.1.4 Coupe horizontale d'un mur de séparation.**

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	$\rho$ (KN / m <sup>3</sup> )	G (KN / m <sup>2</sup> )
1	Enduit plâtre	2	10	0.20
2	Briques creuses	10	9	0.9
3	Enduit plâtre	2	10	0.20
<b>G<sub>Total</sub></b>				<b>1.30</b>

**e) Porte à faux :**

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	$\rho$ (KN / m <sup>3</sup> )	G (KN / m <sup>2</sup> )
1	Revêtement carrelage	2	22	0.44
2	Mortier de pose	2	20	0.40
3	Couche de sable	2	18	0.36
4	Dalle pleine	15	25	3.75
5	Enduit Ciment	2	18	0.36
<b>G<sub>Total</sub></b>				<b>5.31</b>

## f) L'acrotère

## Calcul de son poids propre

$$G = \left[ (0.5 \times 0.1) + (0.07 \times 0.2) + \left( 0.03 \times \frac{0.2}{2} \right) \right] \times 25$$

$$G = 1.675 \text{ KN/m}^2.$$

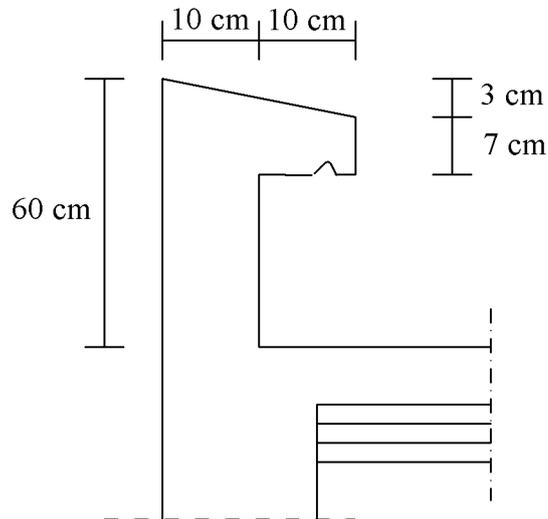


Fig :II..5) Dimensionnement de l'acrotère.

## II.2.2. Les surcharges d'exploitations

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR comme suit

- Plancher terrasse	$Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$
- Plancher étage courant : à usage d'habitation	$Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$
- Plancher étage courant : à usage commercial	$Q = 4.00 \text{ KN/m}^2$
- L'acrotère	$Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$
- L'escalier	$Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$

**Loi de dégression des surcharges**

Les règles BAEL nous imposent une dégression des surcharges d’exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité du chargement sur tous les planchers.

	$Q_0$	
$Q_1$	$Q_0 + Q_1$	
$Q_2$	$Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$	
$Q_3$	$Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	
$Q_4$	$Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	
$Q_5$	$Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	
$Q_6$	.	
$Q_7$	.	
$Q_8$	.	
$Q_9$	.	
$Q_{10}$	.	

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

**Loi de dégression des surcharges**

**Descente de charges**

La descente de charges est effectuée pour un poteau choisi en fonction de sa surface d’influence (le poteau le plus sollicité).

Dans notre cas, on dimensionne le poteau B4(voir plan).

La section du poteau est choisie selon la formule suivante :  $\sigma = \frac{N}{S} \leq \sigma_b$ .

Avec : N : effort normal.

S : section de poteau.

$\sigma_b$  : Contrainte limite admissible du poteau à la compression ( $\sigma_b = 15\text{Mpa}$ )

On fait la descente de charges à l’ELS avec la combinaison  $N = G + Q$

Et on prend :  $S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$

**Surface revenant au poteau B4 :** (voir figII-3).

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

$S_1 = (2.025 \times 1.875) = 3.79 \text{ m}^2.$

$S_2 = (1.975 \times 1.875) = 3.70 \text{ m}^2$

$S_3 = (1.975 \times 1.975) = 3.90 \text{ m}^2.$

$S_4 = (1.975 \times 2.025) = 3.99 \text{ m}^2.$

$S_5 = (2 \times 0.3 \times 1.975) + (0.30 \times 2.025) + (0.30 \times 1.875) = 2.355 \text{ m}^2 .$

$S = 15.38 \text{ m}^2.$

**Poids propre du plancher terrasse**

$$P_{pt} = G_t \times S = 6.05 \times 15.38 = 93.049 \text{ KN.}$$

**Poids propre du plancher étage courant**

$$P_{pc} = G_c \times S = 5.10 \times 15.38 = 78.438 \text{ KN.}$$

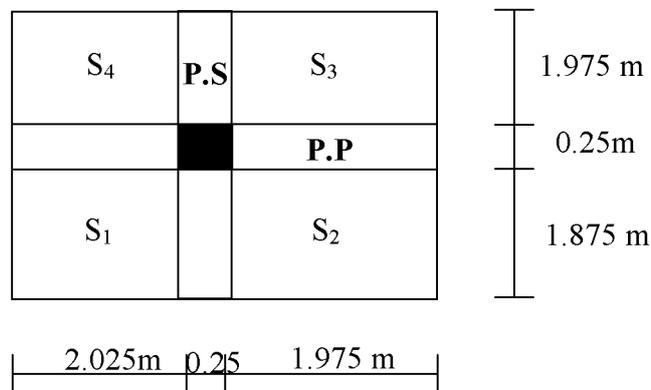
**Poids des poutres**

**- Poutres principales**

$$P_{pp} = (0.30 \times 0.40 \times 1.975) + (0.3 \times 0.4 \times 2.025) \times 25 = 12.00 \text{ KN.}$$

**- Poutres secondaires**

$$P_{ps} = (0.30 \times 0.35 \times 1.975) \times (0.3 \times 0.35 \times 0.1.875) \times 25 = 10.10 \text{ KN.}$$



**. Surface revenant au poteau B4**

Donc le poids des poutres :  $P_{tot} = P_{p.p} + P_{p.s} \cdot P_{tot} = 22.10 \text{ KN.}$

**Calcul des surcharges d’exploitations selon la loi de dégression**

$$S_{10} = Q_1 = 15.38 \text{ KN.}$$

$$S_9 = Q_1 + Q_2 = 38.45 \text{ KN.}$$

$$S_8 = Q_1 + 0.95(Q_2 + Q_3) = 59.213 \text{ KN.}$$

$$S_7 = Q_1 + 0.90(Q_2 + Q_3 + Q_4) = 77.669 \text{ KN.}$$

$$S_6 = Q_1 + 0.85(Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 93.818 \text{ KN.}$$

$$S_5 = Q_1 + 0.80(Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 107.66 \text{ KN.}$$

$$S_4 = Q_1 + 0.75(Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 119.195 \text{ KN.}$$

$$S_3 = Q_1 + 0.71(Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 130.037 \text{ KN.}$$

$$S_2 = Q_1 + 0.68(Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 140.88 \text{ KN.}$$

$$S_1 = Q_1 + 0.66(Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 152.415 \text{ KN.}$$

Avec :  $Q_1$ : surcharge d’exploitation du plancher terrasse inaccessible:  $Q_1 = 1 \times 15.38 = 15.38 \text{ KN.}$

$Q_2$  à  $Q_{11}$  : surcharges d’exploitations du plancher étage courant :  $Q_2$  à  $Q_{10} = 1.5 \times 15.38 = 23.07 \text{ KN.}$

Tableau : descente de charges sur le poteau B4

Niv	cm2			$G_{tot}$	$G_{cum}$	$Q_{cum}$	$N=G_c+Q_c$	$S_{trouvée}$	$S_{adoptée}$
	planche r	poutre	poteau						
10	93.049	22.10	00.00	115.21	115.21	15.380	130.59	84.94	30x30
9	78.438	22.10	4.78	100.53	215.74	38.45	254.19	179.77	30x30
8	78.438	22.10	4.78	100.53	316.09	59.213	375.303	286.14	30x30
7	78.438	22.10	4.78	100.53	416.80	77.669	494.469	405.06	35x35
6	78.438	22.10	4.78	100.53	517.33	93.818	611.148	534.63	35x35
5	78.438	22.10	4.78	100.53	617.86	107.66	725.52	673.42	35x35
4	78.438	22.10	4.78	100.53	717.39	119.195	836.585	819.24	40x40
3	78.438	22.10	4.78	100.53	818.92	130.037	938.957	973.62	40x40
2	78.438	22.10	4.78	100.53	919.54	140.88	1060.42	1134.62	40x40
1	78.438	22.10	6.37	100.53	1019.98	152.415	1172.39	1303.19	45x45

### Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA

- $$\left\{ \begin{array}{l} - \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm.} \rightarrow \text{En zone I et II}_a. \\ - \text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ - \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4. \end{array} \right.$$

Les sections adoptées :

(45×45) cm<sup>2</sup> → pour le RDC.

(40×40) cm<sup>2</sup> → pour le 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage.

(35×35) cm<sup>2</sup> → pour le 4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup>, et 6<sup>ème</sup> étage.

(30×30) cm<sup>2</sup> → du 7<sup>ème</sup> au 9<sup>ème</sup> étage.

⇒ Les conditions du RPA sont vérifiées.

### Vérifications au flambement

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

Il faut vérifier que l'élancement  $\lambda$  des poteaux est :  $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$ .

Avec  $l_f$  : longueur de flambement ( $l_f = 0.7l_0$ )

$i$  : rayon de giration ( $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$ ).

$l_0$  : hauteur libre du poteau.

S : section transversale du poteau ( $b \times h$ ).      I : moment d'inertie ( $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$ ).

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{h^2}{12}}} = 0.7l_0 \frac{\sqrt{12}}{h}.$$

### Les vérifications

- Pour le RDC (poteau  $45 \times 45$ )  $\text{cm}^2$  :  $l_0 = 4.08 \text{ m} \rightarrow \lambda = 21.98 < 50$ .
- Pour le 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage (poteau  $40 \times 40$ )  $\text{cm}^2$  :  $l_0 = 3.06 \text{ m} \rightarrow \lambda = 18.55 < 50$ .
- Pour le 4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup>, et 6<sup>ème</sup> étage (poteau  $35 \times 35$ )  $\text{cm}^2$  :  $l_0 = 3.06 \text{ m} \rightarrow \lambda = 21.20 < 50$ .
- Pour le 7<sup>ème</sup> au 9<sup>ème</sup> étage (poteau  $30 \times 30$ )  $\text{cm}^2$  :  $l_0 = 3.06 \text{ m} \rightarrow \lambda = 24.73 < 50$ .

### Conclusion

Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

**III.1) Dalle de la salle machine**

**III.1.1).Introduction :**

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur de vitesse d'entraînement  $V=1\text{m/s}$ , de surface égale à  $(2.20 \times 1.40 = 3.08\text{m}^2)$  pouvant charger cinq personnes. La charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 9 Tonnes.

La dalle repose sur 04 appuis, elle est soumise à une charge localisée centrée au milieu de panneau, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens :

$$M_{x1} = q(M_1 + v \cdot M_2)$$

$$M_{y1} = q(M_2 + v \cdot M_1)$$

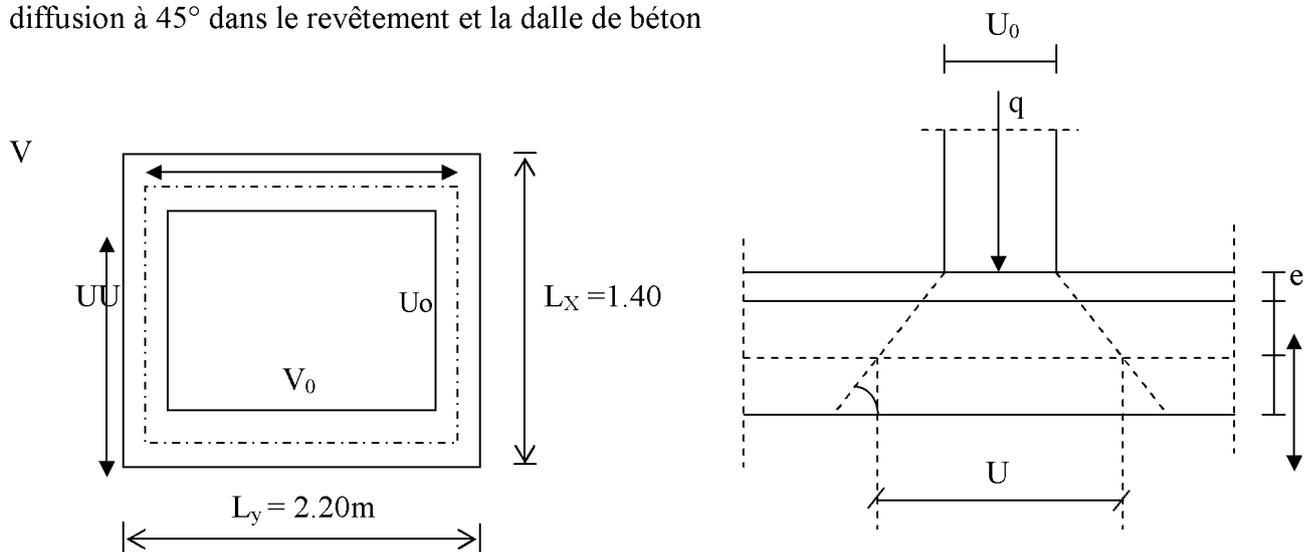
$v$  : Coefficient de Poisson

Avec :  $M_1, M_2$  : Valeurs données par les abaques de PIGEAUD en fonction des rapports

suivants  $p = \frac{Lx}{Ly}, \frac{U}{Lx}, \frac{V}{Ly}$

$q$ : charge totale appliquée sur un rectangle centré.

$u, v$  : dimensions du rectangle sur le qu'el s'applique la charge  $q$  contenue de la diffusion à  $45^\circ$  dans le revêtement et la dalle de béton



**Figure III.1.1) :Schéma de la salle machine de la feuillelet moyen**

Avec :

$$u = u_0 + k \cdot e + h_0$$

$$v = v_0 + k \cdot e + h_0$$

Avec :  $h_0$  : épaisseur de la dalle ( $h_0 = 15$  cm).

$e$  : épaisseur du revêtement ( $e=5$ cm).

$K$  : coefficient pris égale à 2, car le revêtement est aussi solide que le béton.

$u_0, v_0$  : côtés du rectangle dans lequel la charge est centrée ( $u_0=v_0=80$ cm).

D'où:  $u = 80+2 \times 5+15= 105$ cm.

$v= 80+2 \times 5+15= 105$ cm.

### III.1.2). Calcul des efforts :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{140}{220} = 0.60 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{105}{140} = 0.7 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{105}{220} = 0.5 \end{array} \right. \quad 0.4 \leq \rho \leq 1 \text{ la dalle travaille dans les deux sens.}$$

**A partir des abaques de PIGEAUD, nous aurons :**

$$M_1 = 0.094$$

$$M_2 = 0.044$$

- **Calcul des moments  $M_{x1}$ ,  $M_{y1}$  du système de levage :**

**A l'ELU :**

$$V = 0 \Rightarrow M_{x1} = q_u M_1$$

$$M_{y1} = q_u M_2$$

Avec :  $N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 90 + 1.5 \times 0 = 121.5$ KN/ml.

D'où :  $M_{x1} = 121.5 \times 0.094 = 11.42$  kN.m.

$M_{y1} = 121.5 \times 0.044 = 5.34$ KN.m.

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

$$M_{x2} = \mu_x q_u l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

Avec :  $\mu_x, \mu_y$  : coefficients donnés en fonction de  $\rho$ .

$$\mu_x = 0.0772$$

$$\mu_y = 0.343$$

$$q_u = 1.35G + 1.5 Q.$$

Poids de la dalle :  $G = 25 \times 0.15 + 22 \times 0.05 = 4.85 \text{ KN/m}^2$ .

$Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$ .

$q_u = (1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1.00) \times 1\text{m} = 8.0475 \text{ KN/ml}$ .

d'où:  $M_{x2} = \mu_x q_u l_x^2 = 1.217 \text{ KN.m}$

$M_{y2} = \mu_y M_{ox2} = 0.417 \text{ KN.m}$ .

• **Superposition des moments :**

$M_{ox} = M_{ox1} + M_{ox2} = 11.42 + 1.217 = 12.617 \text{ KN.m}$

$M_{oy} = M_{oy1} + M_{oy2} = 5.34 + 0.417 = 5.757 \text{ KN.m}$ .

**Remarque:**

Afin de tenir compte de la continuité des appuis au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en travée en leur affectant le coefficient 0.85 et 0.3 aux appuis.

**Moment en travée :**  $M_t = 0.85M$

$M_{xt} = 0.85M_{ox} = 10.724 \text{ kn.m}$

$M_{yt} = 0.85M_{oy} = 4.893 \text{ kn.m}$

**Moment aux appuis :**  $M_a = -0.3M$

$M_{xa} = -0.3M_{ox} = -3.785 \text{ kn.m}$

$M_{ya} = -0.3M_{oy} = -1.727 \text{ kn.m}$

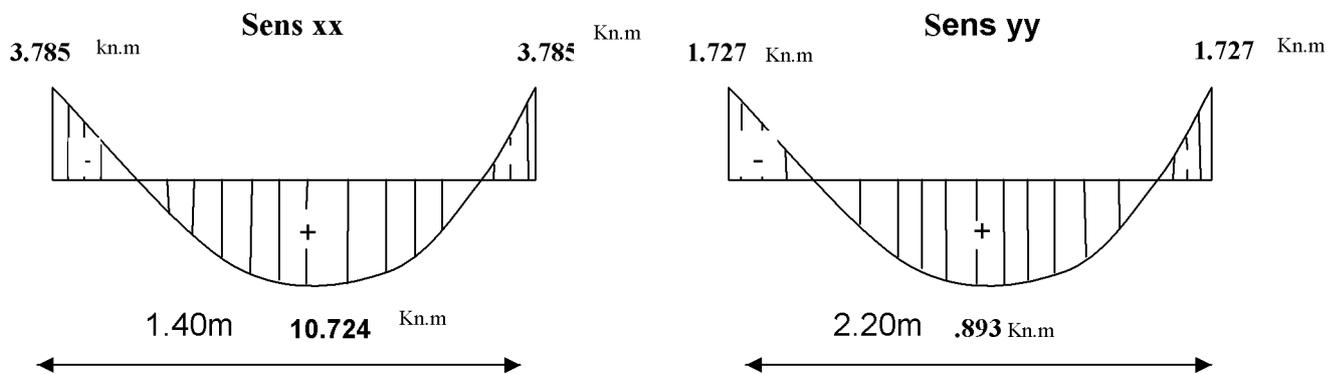


Figure III.1.2) : Les moments dans les 02sens

**III.1.3) Calcul de la section d'armature :**

a). **Sens x-x :**

• **En travée :**

**Calcul du moment réduit :**  $\mu_b = \frac{M_{x,t}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{10.724 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.0446$

On a :  $\mu_b = 0.0446 < \mu_l = 0.392$

$\mu_b = 0.0446 \Rightarrow \beta = 0.978$

$$A_t = \frac{M_{xt}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{10.724 \times 10^3}{0.978 \times 13 \times 348} = 2.427 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_t = 5\text{HA}10/\text{ml} = 3.92 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Aux appuis :**

**Calcul du moment réduit :**  $\mu_b = \frac{M_{xa}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3.785 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.016$

On a :  $\mu_b = 0.016 < \mu_l = 0.392$

$$\mu_b = 0.016 \Rightarrow \beta = 0.992$$

$$A_a = \frac{M_{xa}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{3.785 \times 10^3}{0.992 \times 13 \times 348} = 0.843 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_a = 5\text{HA}8/\text{ml} = 2.51 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 20 \text{ cm}$

**b). Sens y-y :**

- **En travée :**

**Calcul du moment réduit**  $\mu_b = \frac{M_{yt}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4.893 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.02$

On a :  $\mu_b = 0.02 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$

$$\mu_b = 0.02 \Rightarrow \beta = 0.999$$

$$A_t = \frac{M_{xt}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{4.893 \times 10^3}{0.999 \times 13 \times 348} = 1.08 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_t = 5\text{HA}10/\text{ml} = 3.92 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Aux appuis :**

**Calcul du moment réduit :**  $\mu_b = \frac{M_{ya}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1.727 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.007$

On a :  $\mu_b = 0.007 < \mu_l = 0.392$

$$\mu_b = 0.007 \Rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_a = \frac{M_{ya}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{1.727 \times 10^3}{0.995 \times 13 \times 348} = 0.383 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_a = 5\text{HA}8/\text{ml} = 2.51 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 20 \text{ cm}$

**III.1.4) Vérification à l'ELU :****. Diamètre minimaux des barres :**

Il faut vérifier la condition suivante :  $\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10}$

$$\phi_{\max} \leq \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

Or :  $\phi = 10\text{mm} < \phi_{\max} = 15\text{mm} \Rightarrow$  condition vérifiée.

**. Ecartement des barres (Art A82.42, BAEL91) :**

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à une charge répartie doit être :

Armatures // à  $l_x$  :  $S_t = 20\text{cm} < \min(3h, 33\text{cm})$   
 $20 < 33\text{cm} \Rightarrow$  la condition est vérifiée.

Armatures // à  $l_y$  :  $S_t = 20\text{cm} < (4h, 45\text{cm})$ .

$20 < 45\text{cm} \Rightarrow$  la condition est vérifiée.

**. Condition de non fragilité (Art A421, BAEL 91) :**

$$A \geq A_{\min} = \rho \times s = \frac{\rho_0 \left( 3 - \frac{l_x}{l_y} \right)}{2} \times b \times h = \frac{0.0008 \times (3 - 0.636)}{2} \times 100 \times 15 = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A = 3.92 \text{ cm}^2 \geq 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A = 2.51 \text{ cm}^2 > 1.41 \text{ cm}^2$$

Alors la condition est vérifiée.

**. Condition de non poinçonnement :**

On n'admet aucune armature transversale si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0.045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{BAEL 91 Art 5.2.42}).$$

Avec  $U_c$  : périmètre du contour de l'aire sur le quel agit la charge dans le plan de feuillet moyen .

$$U_c = 2(U+V) = 2(105+105) = 420\text{cm} = 4.2\text{m}.$$

$N_u$  : charge de calcul à l'état limite ultime.

$$N_u = 1.35G = 1.35 \times 90 = 121.5\text{KN}.$$

$$N_u = 121.5 < 0.045 \times 0.15 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 \times 4.2 = 472.5\text{KN} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

**. Contrainte tangentielle :**

Les efforts tranchant sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au milieu de } U \Rightarrow T_{\max} = \frac{N_u}{2U + V} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57 \text{KN.}$$

$$\text{Au milieu de } V \Rightarrow T_{\max} = \frac{N_u}{3U} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57 \text{KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{38.57}{1 \times 0.13} = 296.7 \text{KN/m}^2 = 0.29 \text{MPa} < 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167 \text{MPa.}$$

Alors aucune armature de l'effort tranchant n'est récuse.

### III.1.5) calcul a l'ELS :

#### . Moments engendrés par le système de levage :

$$M_{ox1} = q_s (M_1 + v M_2).$$

$$M_{oy1} = q_s (M_2 + v M_1)$$

$$\text{Avec : } q_s = G = 90 \text{ KN.}$$

$$v = 0.2.$$

$$\text{Donc : } M_{ox1} = q_s (M_1 + v M_2) = 90 (0.094 + 0.2 \times 0.044) = 9.252 \text{KN.m}$$

$$M_{oy1} = q_s (M_2 + v M_1) = 90 (0.044 + 0.2 \times 0.094) = 5.652 \text{KN.m}$$

#### . Moments engendrés par le poids propre de la dalle :

$$q_s = G + Q = 4.85 + 1.00 = 5.85 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{ox2} = \mu_x q_s l_x^2 = 0.0779 \times 5.85 (1.40)^2 = 0.893 \text{KN.m}$$

$$M_{oy2} = \mu_y M_{ox2} = 0.3338 \times 0.893 = 0.298 \text{KN.m.}$$

#### . Superposition des moments :

$$M_{ox} = M_{ox1} + M_{ox2} = 9.252 + 0.893 = 10.145 \text{KN.m}$$

$$M_{oy} = M_{oy1} + M_{oy2} = 5.652 + 0.298 = 5.950 \text{KN.m.}$$

- **Remarque:** Afin de tenir compte de la continuité des appuis au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en travée en leur affectant le coefficient 0.85 et 0.3 aux appuis.

**Moment en travée :**  $M_t = 0.85M$

$$M_{xt} = 0.85M_{ox} = 8.623 \text{KN.m}$$

$$M_{yt} = 0.85M_{oy} = 5.057 \text{KN.m}$$

**Moment aux appuis :**  $M_a = -0.3M$

$$M_{xa} = -0.3M_{ox} = -3.044 \text{KN.m}$$

$$M_{ya} = -0.3M_{oy} = -1.785 \text{KN.m}$$

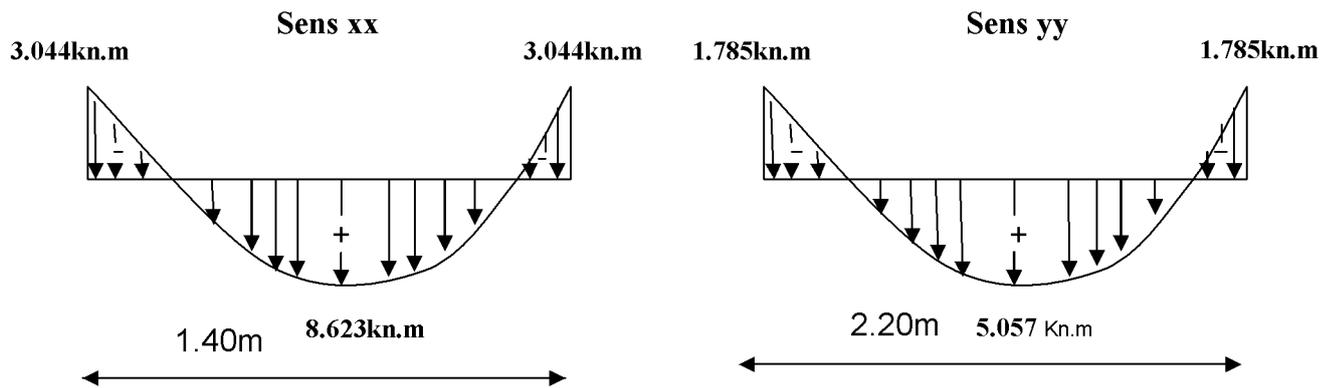


Figure III.1.3) : Les moments dans les 02 sens

III.1.6). Vérification à L'ELS :

. Contrainte de compression dans le béton :

. Sens x-x :(sens le plus défavorable).

- Aux appuis :  $M_a = 3.044 \text{KN.m}$  .

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 13} = 0.193 \Rightarrow k = 0.018 \text{ et } \beta = 0.929$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{3.044 \times 10^6}{0.929 \times 130 \times 2.51 \times 10^2} = 100.418 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.018 \times 100.418 = 1.807 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- En travée :  $M_t = 8.623 \text{KN.m}$ .

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 13} = 0.301 \quad k = 0.023 \text{ et } \beta = 0.913$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{8.623 \times 10^6}{0.913 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 231.374 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.023 \times 231.374 = 5.32 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Remarque :** les conditions sont toutes vérifiées selon le sens le plus défavorable, donc elles sont aussi vérifiées dans l'autre sens .

. Etat limite de fissuration :

La fissuration est non préjudiciable alors aucune vérification n'est nécessaire.

. Ferrailage : on a le même ferrailage dans les deux sens

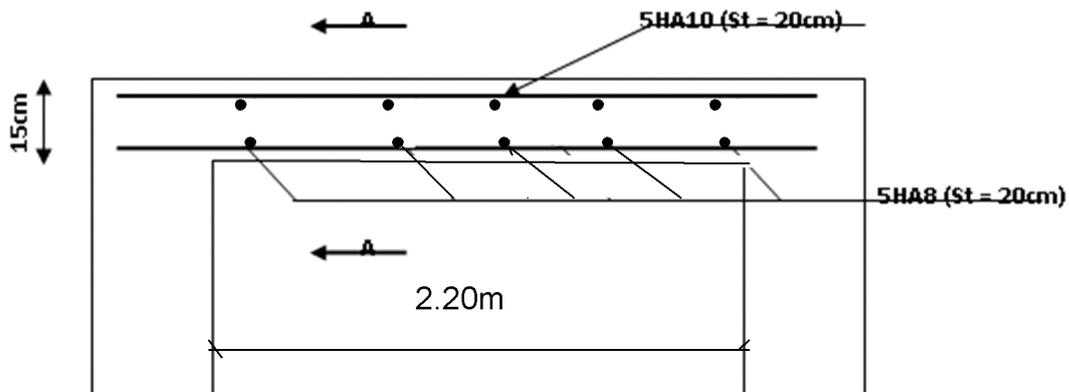


Figure III.1.4) : Plan de ferrailage de la dalle de la salle machine

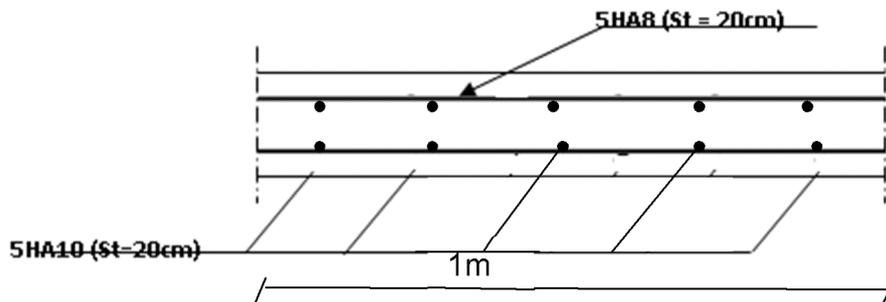


Figure III.1.5) : Coupe A-A

**III.2). Etude de l'escalier :****III.2.1). 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.2.2).Caractéristiques dimensionnelles :**

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

**La contre marche :** est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets.

**Hauteur de contre marche (h) :** est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes 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 plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.

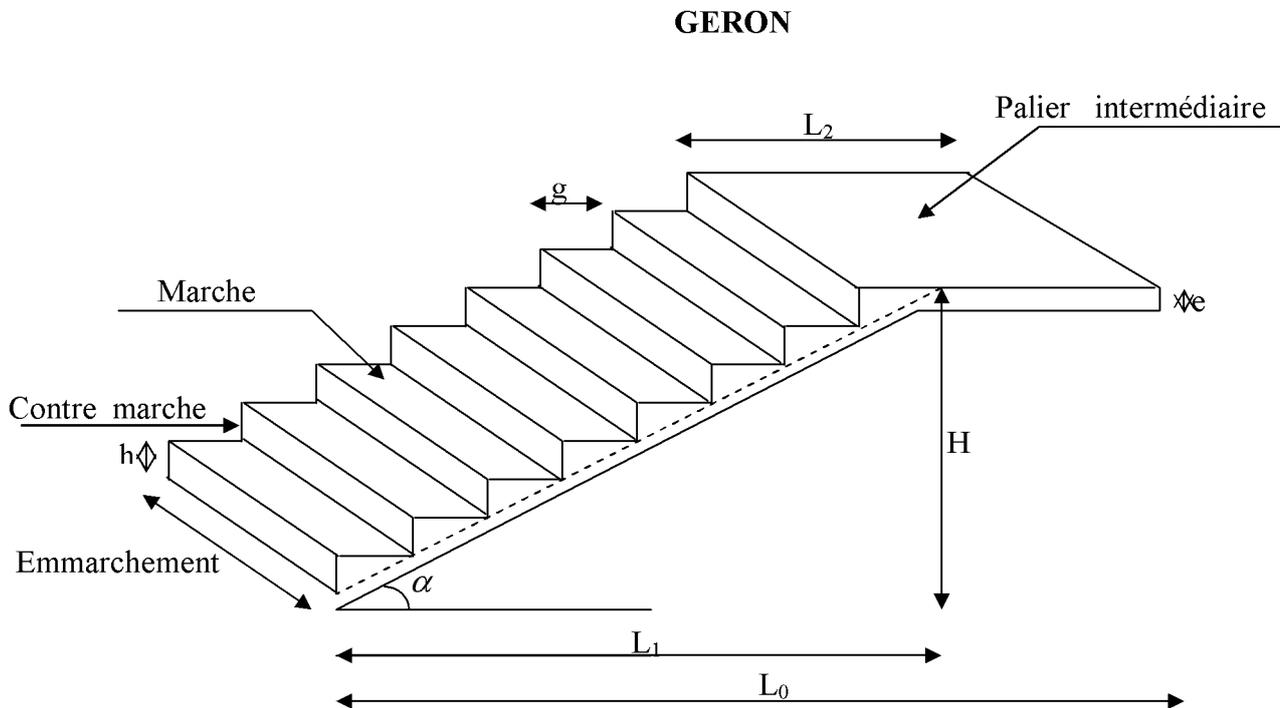
**L'embranchement (E) :** représente la largeur de la marche.

**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.2.3). Terminologie :**

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la figure suivante :



Notations utilisées :

G : giron

ep : épaisseur de la paillasse

h : épaisseur du contre marche

H : hauteur de la volée

L : longueur de la volée projetée

**III.2.4). calcul de l'escalier :****a) pré dimensionnement :**

Pour le R.D.C, nous avons le cas le plus sollicité est composé de palier, volée et palier, avec :

Une hauteur de 4,08m entre les deux paliers.

Hauteur de la volée est de 2.55 m

Hauteur des marche h ;  $13\text{cm} \leq h \leq 17\text{cm}$

Le Géron est :  $28\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm}$

On prend la hauteur des marches h = 17cm.

Nombre de contre marches :  $n = \frac{H}{h} = \frac{255}{17} = 15 \Rightarrow n = 15$  contre marches .

On prend :  $n = 15$  contre marches.

Le nombre de marche est pris comme suite  $m = n - 1 = 15 - 1 = 14$  marches.

La relation empirique qui lié  $h$  et  $g$  et qui permet de concevoir un escalier où l'on se déplace de façon confortable c'est la relation de BLONDEL :

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

Pour  $h = 17\text{cm}$

$$25\text{cm} \leq g \leq 31\text{cm} \quad \text{on prend } g = 27\text{cm}$$

Vérification de la loi de BLONDEL :

$$60\text{cm} \leq g + 2 \times (17) \leq 66\text{cm}$$

$$60\text{cm} \leq 27 + 2 \times (17) \leq 66\text{cm}$$

$$60\text{cm} \leq 61 \leq 66\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition et vérifiée}$$

### b) Pré dimensionnement de la pailasse et du palier :

L'épaisseur du palier et de la pailasse ( $ep$ ) est donnée par la relation suivante :

$$\frac{L_0}{30} \leq ep \leq \frac{L_0}{20} \quad \text{Avec } L_0 : \text{longueur du palier et de la pailasse}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{2.55}{5.69} = 0.63 \Rightarrow \alpha = 24.13^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L}{L_0} \Rightarrow L_0 = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{5.69}{0.91} \Rightarrow L_0 = 623.47\text{cm}$$

$$L_0 = 623.47 \text{ cm}$$

$$\frac{623.47}{30} \leq ep \leq \frac{623.47}{20} \Rightarrow 20 \leq ep \leq 31.17\text{cm}$$

On prend  $ep = 20 \text{ cm}$  pour tous les escaliers des deux sous-sols.

### c) Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul s'effectuera pour une bande de 1m d'emmarchement et une bande de 1m de projection horizontale de la volée.

On considère une poutre simplement appuyée en flexion simple.

#### c.1) Charges permanentes :

**1.La paillasse :**

Elément	$e_p$ (m)	poids volumiques (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (kn/ml)
- Poids propre de la paillasse	0,20	25	$\frac{25 \times e_p}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 0,20}{\cos 39,28} = 6,459$
- Poids propre des marches	0,16	25	$\frac{25 \times 0,16}{2} = 2,00$
- Revêtement de carrelage	0,02	22	$22 \times 0,02 = 0,44$
- Mortier de pose	0,02	22	$22 \times 0,02 = 0,44$
- Couche de sable	0,02	18	$18 \times 0,02 = 0,36$
- Enduit de ciment	0,015	22	$22 \times 0,015 = 0,33$
- Poids propre du garde corps	/	/	0,2
			$G_1 = 10,029$

**2.Le palier :**

Elément	Poids (kn/ml)
- Poids propre de la dalle	5,10
- Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit)	1,57
$G_2 = 6,67$	

**c.2)Les charges concentrées :**

**1.Pour le mur extérieur :**

Une charge concentrée (verticale) sur l'extrémité du palier due à la charge du mur extérieur (P).

Elément	Poids (kn/ml)
Maçonneries en briques creuses	$(9 \times 0,1) \times 2 = 1,8$
- Poids des enduits (enduit ciment+enduit plâtre)	$0,36 + 0,2 = 0,56$
$P = 2,36$	

$P = (2,66 - 0,20) \times 2,36 \times 1m = 8,26 \text{ kn.}$

**d) Surcharge d'exploitation :**  $Q = 2,5 \text{ kn/ml}$

**e) Combinaisons de charge :**

**E.L.U :**  $q_u = 1,35G + 1,5Q$

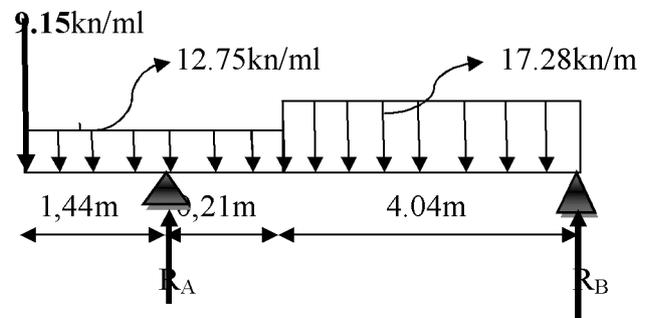
- La paillasse :  $q_{1u} = (1,35 \times 10,026 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 17,28 \text{ kn/m}$
- le palier :  $q_{2u} = (1,35 \times 6,67 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 12,75 \text{ kn/m}$
- le mur extérieur :  $q_{3u} = 1,35 \times 9,15 = 9,15 \text{ kn}$

**E.L.S** :  $q_s = G + Q$

- La paillasse :  $q_{1s} = (10,026 + 2,5) \times 1 = 12,52 \text{ kn/m}$
- le palier :  $q_{2s} = (6,67 + 2,5) \times 1 = 9,17 \text{ kn/m}$
- le mur extérieur :  $q_{3s} = 8,26 \text{ kn}$

### III.2.5). Calcul des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'E.L.U :

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.



Schémas statiques de calcul à l'E.L.U

**a) Les réactions d'appuis à l'E.L.U :**

$$\Sigma F = 0 ; R_A + R_B = 98,56 \text{ kn}$$

$$\Sigma M / A = 0 ; R_B = 34,535 \text{ kn}$$

$$\longrightarrow \begin{cases} R_B = 28,44 \text{ kn} \\ R_A = 70,11 \text{ kn} \end{cases}$$

**b) Efforts tranchants :**

Tronçon	Expression	X(m)	T <sub>y</sub> (kn)
$0 \leq x \leq 1,44$	$-12.75x-9,15$	0	-9,15
		1,44	-27.51
$1,44 \leq x \leq 1.65$	$70.11-12.75x$	1,44	51.75
		1.65	49.07
$0 \leq x' \leq 4.04$	$28.44-17.28x'$	0	17.28
		4.04	-41.37

**c) Moments fléchissant :**

Tronçon	Expression	X(m)	M <sub>z</sub> (kn.m)
$0 \leq x \leq 1,44$	$-9,15x-6.375x^2$	0	0
		1,44	-26.39
$1,44 \leq x \leq 1.65$	$-6.375x^2 + 70.11x - 98.56$	1,44	-10.82
		1.65	0
$0 \leq x' \leq 4.04$	$28.44x' - 8.64x'^2$	0	0
		4.04	0

- Le moment M<sub>z</sub> est maximal pour T<sub>y</sub> = 0

$$0 \leq x' \leq 1.65$$

$$T_y = 0 \Rightarrow -17.28x + 28.44 = 0 \Rightarrow x = 1,64m$$

$$\text{Donc : } M_z^{\max} = 28.44(1,64) - 8.64(1,644)^2$$

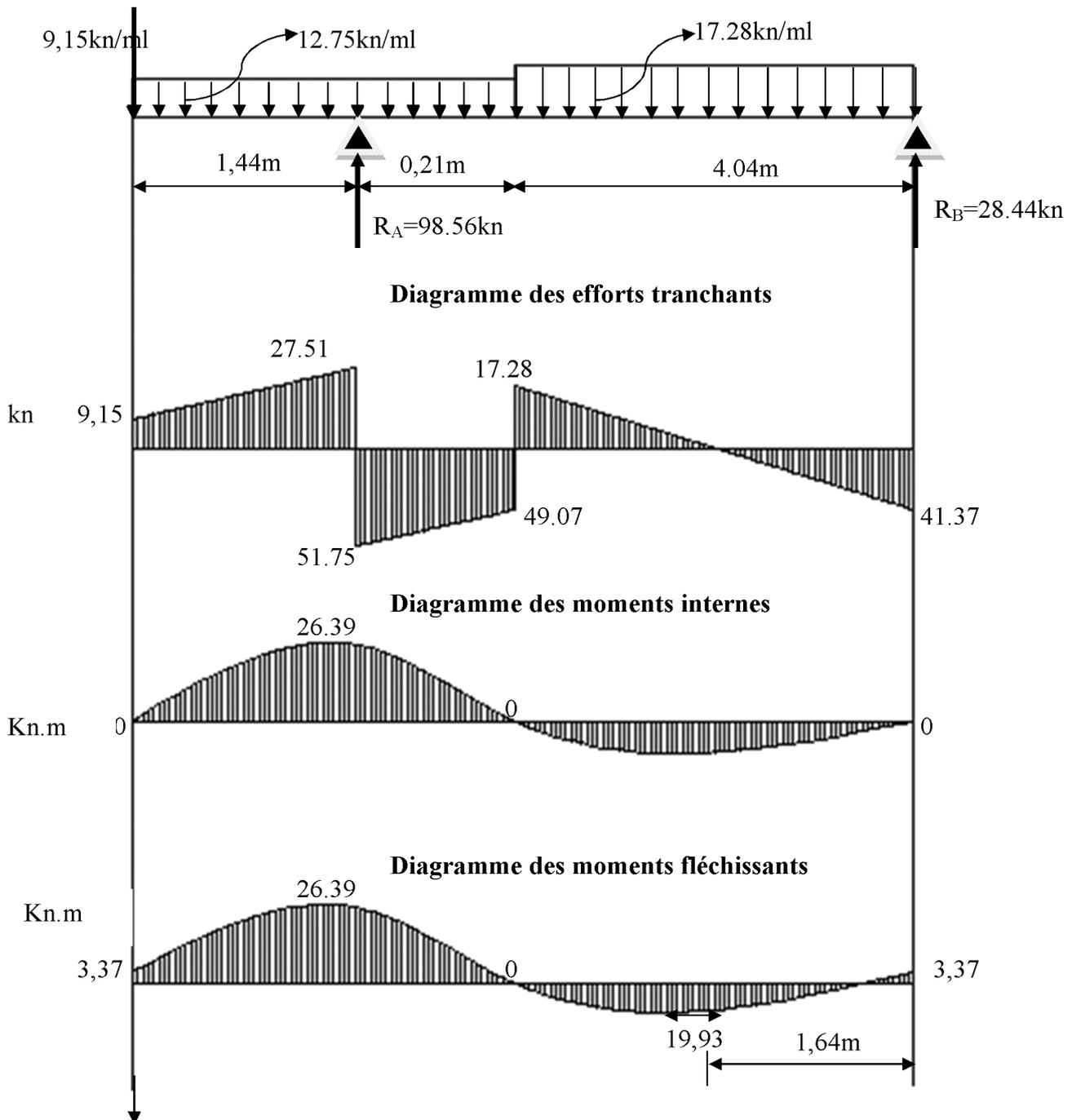
$$M_z^{\max} = 23.45kn.m$$

**Remarque :** A fin de tenir compte des semi encastremets aux appuis on affectera les moments par des coefficients correctif de Mmax : 0,85Mmax en travée et 0,3Mmax aux appuis et on obtient les valeurs des moments ci-dessous :

$$M_u^a = -0,3M_{max} = -0,3 \times 23.45 = -7.035 \text{kn.m}$$

$$M_u^t = 0,85M_{max} = 0,85 \times 23.45 = 19,93 \text{kn.m}$$

**d) Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissants à l' ELU**



**III.2.6).calcul des armatures :**

Le calcul se fera pour une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

- **sur appuis :**  $M_u^a = 26.39\text{kn.m}$

$$\mu = \frac{M_u^a}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{26.39 \times 10^3}{1 \times (0,17)^2 \times 14,2 \times 10^6} = 0,064 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,064 \rightarrow \beta = 0,967$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{26.39 \times 10^3}{0,967 \times 17 \times 348} = 4,61\text{cm}^2$$

- **en travée :**  $M_u^t = 9,55\text{KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u^t}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{19.13 \times 10^3}{1 \times (0,17)^2 \times 14,2 \times 10^6} = 0,046 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,046 \rightarrow \beta = 0,976$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{19.13 \times 10^3}{0,976 \times 17 \times 348} = 3.31\text{cm}^2$$

**III.2.7).Vérification à l'E.L.U :****a)condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 100 \times 20 \times \frac{2,1}{400} = 2,05\text{cm}^2$$

-sur appuis :  $A_a = 4,61\text{cm}^2 > A_{\min} = 2.05\text{cm}^2 \Rightarrow$  condition vérifiée.

-en travée :  $A_t = 3.31\text{cm}^2 < A_{\min} = 2.05\text{cm}^2 \Rightarrow$  condition non vérifiée.

$A_t < A_{\min}$  donc on adopte le ferrailage avec la section  $A_{\min} = 1,81\text{cm}^2$

On adoptera le ferrailage suivant :

-sur appuis :  $A_a = 4,61\text{cm}^2 \Rightarrow 5\text{HA}12 = 5,65\text{cm}^2$  avec  $St=20\text{cm}$ .

-en travée :  $A_t = 3.31\text{cm}^2 \Rightarrow 5\text{HA}10 = 3,93\text{cm}^2$  avec  $St=20\text{cm}$

**b)Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

Soit  $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ . Avec un espacement  $St = 25\text{cm}$

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

Soit 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>, avec un espacement St=25cm.

**c) espacement des barres :**

**c.1. Armatures principales :**

$$St_{\max} \leq \min \{3h; 33\text{cm}\}$$

Aux appuis : St = 20cm < St<sub>min</sub> ⇒ condition vérifiée

En travée : St = 20 cm < St<sub>min</sub> ⇒ condition vérifiée

**c.2. Armatures de repartiions :**

$$St_{\max} \leq \min \{4h; 45\text{cm}\}$$

St = 25 < St<sub>min</sub> ⇒ condition vérifiée

**III.2.8). vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

$\psi_s = 1,5$  Pour les hautes adhérences.

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

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i}$$

$u_i$  : Périmètre utile de la barre « i » →  $\sum u_i = n\pi \cdot r = 5 \times 1,2 \times 3,14 = 18,84 \text{ cm}$

$$\tau_{se} = \frac{51,75}{0,9 \times 0,17 \times 188,4} = 1,79 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**a) vérification de l'effort tranchant :**

T = 51.75 KN

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{51,75 \times 10^3}{10^3 \times 200} \Rightarrow \tau_u = 0,25 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} \text{ ----- Fissuration peu nuisible}$$

$$\bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,25 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

**b) ancrage des barres :**

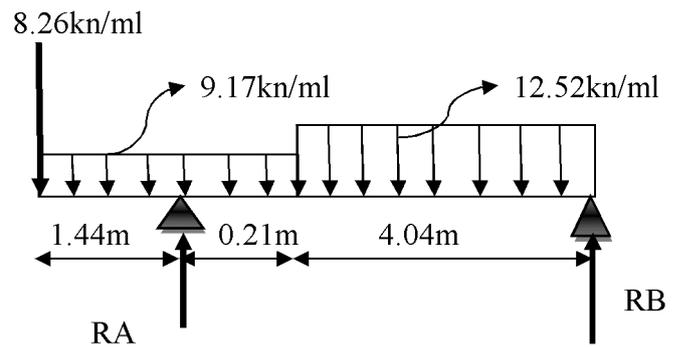
$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 \rightarrow \bar{\tau}_{su} = 2,835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_c}{4 \cdot \bar{\tau}_{su}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} \rightarrow L_s = 42,32\text{cm}$$

$$L_r = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 42,32 = 16,92\text{cm}$$

III.2.9).Vérification à l'E.L.S :



a)calcul des efforts

$$\Sigma F = 0 ; R_A + R_B = 60,67 \text{ KN}$$

$$\Sigma M / A = 0 ; R_B = 21,40 \text{ KN}$$

b) Les réactions d'appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} R_A = 39,26\text{KN} \\ R_B = 21,40\text{KN} \end{array} \right.$$

c) Calcul des efforts tranchants et les moments fléchissant :

c.1) Efforts tranchants :

Tronçon	Expression	X(m)	T <sub>y</sub> (KN)
$0 \leq x \leq 1,44$	$-9,17x - 8,26$	0	-8,26
		1,44	-21,46
$1,44 \leq x \leq 1,65$	$31 - 9,17x$	1,44	17,79
		1,65	15,86
$0 \leq x' \leq 4,04$	$21,40 - 12,52x'$	0	21,40
		4,04	-29,18

## c.2) Moments fléchissant :

Tronçon	Expression	X(m)	M <sub>z</sub> (KN.m)
0 ≤ x ≤ 1,44	-8.26x - 4.58x <sup>2</sup>	0	0
		1,44	-21.39
1,44 ≤ x ≤ 1.65	-4.57x <sup>2</sup> + 8.26x - 31	1,44	-28.95
		1.65	-29.81
0 ≤ x' ≤ 4.04	21.40x' - 6.26x' <sup>2</sup>	0	0
		4.04	-15.71

Le moment M<sub>z</sub> est maximal pour T<sub>y</sub> = 0

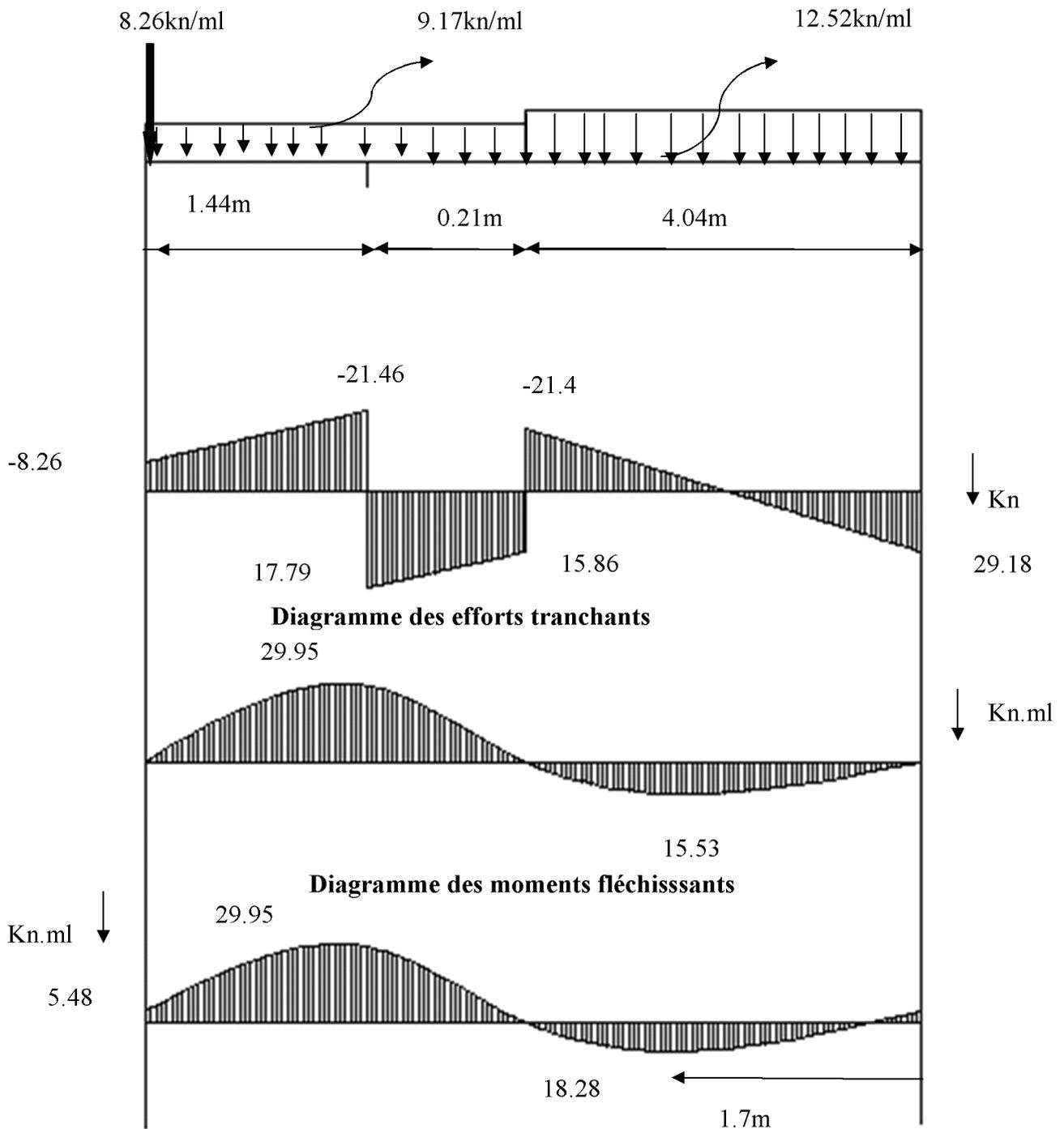
$$T_y = 12.52x - 21.4 = 0 \Rightarrow x = 1.70m$$

$$M_z^{\max} = 21.40(1.70) - 6.26(1.70)^2$$

$$M_z^{\max} = 18.28 \text{KN.m}$$

$$M_u^a = -0,3M_{\max} = -0,3 \times 18.28 = 5.484 \text{KN.m}$$

$$M_u^t = 0,85M_{\max} = 0,85 \times 18.28 = 15.53 \text{KN.m}$$



**e) état limite de compression du béton :**

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

• Aux appuis

On a:  $M_s^a = 29.81\text{KN.m}$  ;  $A_a = 5,65\text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b.d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 17} = 0,332$$

TABLEAU  $\longrightarrow$   $\left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,910 \\ K_1 = 40.56 \end{array} \right.$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{St}}{K_1} \text{ avec: } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \cdot A_a \cdot d} = \frac{29.81 \times 10^3}{0,910 \times 5,65 \times 17} = 341.05\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{St}}{K_1} = \frac{341.05}{40.56} = 8.40$$

$$\sigma_{bc} = 8.40\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

$\longrightarrow$  Condition vérifiée

• En travée

On a:  $M_s^t = 15.53\text{KN.m}$  ;  $A_t = 3,93\text{cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{b.d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 17} = 0,231$$

Tableau  $\longrightarrow$   $\left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,923 \\ K_1 = 49.93 \end{array} \right.$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \cdot A_{ts} \cdot d} = \frac{15.53 \times 10^3}{0,923 \times 3,93 \times 17} = 251.84\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{St}}{K_1} = \frac{251.84}{49.93} = 5.04\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.04\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**f) état limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration du béton étant considérée peu nuisible, donc il est inutile de vérifier la section à l'état limite d'ouverture des fissures.

**g) vérification de la flèche :**

On doit vérifier que  $f < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4040\text{mm}}{500} = 8.08\text{mm}$

$$f = \frac{5 \cdot q_s \cdot L^4}{384 \cdot E_v \cdot I}$$

On considère un chargement uniformément répartie :

$$.q_s = \max\{12.52\text{kn/m}; 9.17\text{kn/m}\} \rightarrow q_s = 12.52\text{KN/m}$$

. $E_v$  : Module de déformation longitudinale différée du béton

$$E_v = 10818,87\text{MPa}$$

. $I$  : inertie de la section homogène

. $B_0$  : aire de la section homogène

$$B_0 = b \cdot h + n \cdot A_s = 100 \times 20 + 15 \times 3,93 \rightarrow B_0 = 2058.95\text{cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A \cdot d \right] = \frac{1}{2058.95} \left[ \frac{100 \times (20)^2}{2} + 15 \times 3,93 \times 17 \right] = 10.20\text{cm}$$

$$V_1 = 10.20\text{cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.20 \rightarrow V_2 = 9.79\text{cm}$$

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + b \cdot h \left( V_1 - \frac{h}{2} \right)^2 + 15 \cdot A \cdot (V_2 - c)^2$$

$$I = \frac{100}{3} [(10.20)^3 + (9.79)^3] + 100 \times 20 \times (10.20 - 10)^2 + 15 \times 3,93 \times (9.79 - 3)^2$$

$$I = 66776.82\text{cm}^4$$

$$\text{d'où : } f = \frac{5 \times 12.52 \times (4040)^4}{384 \times 10818,86 \times 10^4 \times 66776.82} = 6.63\text{mm}$$

Donc  $f < \bar{f} = 6.63\text{mm}$ ..... condition vérifiée

**III.3). Calcul de la poutre palière :****III.3.1). Introduction :**

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse, semi encasté à ces extrémités dans les poteaux sa portée max est de 4.00m.

**III.3.2). Pré dimensionnement :****a) Hauteur :**

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante

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

Avec :

$L_{\max}$  : longueur libre de la poutre entre nœuds d'appuis.

$h_t$  : hauteur de la poutre.

$$L_{\max} = 4.00\text{m} \Rightarrow \frac{400}{15} \leq h_t \leq \frac{400}{10}$$

Donc :  $26.66\text{cm} \leq h_t \leq 40\text{cm}$

Compte tenu des exigences du **RPA (Art 7.5.1)**, On opte pour  $h_t = 30\text{ cm}$

**b) Largeur :**

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \text{D'ou : } 12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}$$

D'après les exigences du RPA, on prend  $b = 25\text{cm}$

Donc la poutre palière à pour dimensions :

$$(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$$

**III.3.3). Détermination des charges :**

Poids propre de la poutre :  $G = 25 \times 0,25 \times 0,30 = 1,875 \text{ KN/ml}$

Effort tranchant à l'appui : ELU  $T_u = 12.56 \text{ KN}$

ELS  $T_s = 8.74 \text{ KN}$

**Combinaison de charges :**

$$\text{a) l'ELU : } q_u = 1.35 G + \frac{2T_u}{L} = (1.35 \times 1,875) + \frac{(2 \times 12.56)}{4,00}$$

$$q_u = 8,811 \text{ KN/ml}$$

$$\text{b) l'ELS : } q_s = G + \frac{2T_s}{L} = 1,875 + \frac{(2 \times 8.74)}{4,00}$$

$$q_s = 6,245 \text{ KN/ml}$$

III.3.4).Calcul des efforts à l'ELU :

a)Moment isostatique

$$M_{0u} = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = 8.811 \frac{\times 4,00^2}{8} = 17,62 \text{ KN.m}$$

b) Effort tranchant

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{12.56 \times 4.00}{2} = 25,12 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

**Aux appuis :**  $M_a = -0,3 \times M_u^{\max} = -0,3 \times 17.62 = -5.28 \text{ KN.m}$

**En travée :**  $M_t = 0,85 \times M_u^{\max} = 0,85 \times 17.62 = 14.977 \text{ KN.m}$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

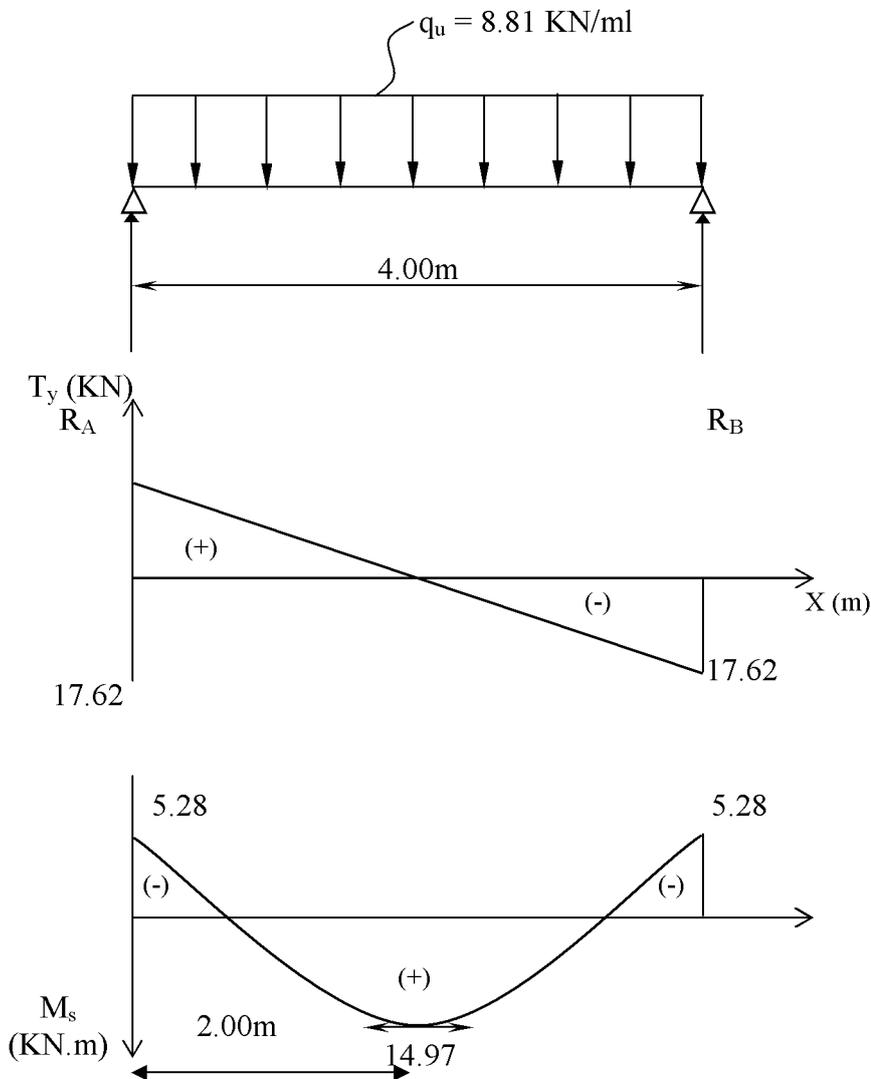


Figure.III.3.1 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant

**c) Calcul des armatures**

- **En travée**

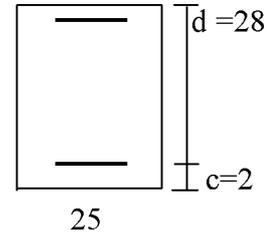
$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{14,97 \times 10^3}{25 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,053$$

$\mu_b = 0,053 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$  Section simplement armée

$$\beta = 0,972$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{14,97 \times 10^3}{0,972 \times 28 \times 348} = 1,58 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 3HA14 = 4,62cm<sup>2</sup>



- **Aux appuis**

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{11,98 \times 10^3}{30 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,0358$$

$\mu_b = 0,0358 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$  Section simplement armée

$$\beta = 0,982$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{11,98 \times 10^3}{0,982 \times 28 \times 348} = 1,25 \text{ cm}^2$$

On opte pour 3 HA12 = 3.39cm<sup>2</sup>.

**III.3.5). Vérifications à l'ELU**

**a) Condition de non fragilité : (BAEL91. Art. A.4.2.1)**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,84 \text{ cm}^2.$$

$A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,84 \text{ cm}^2$   
 $A_t = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,84 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée

**b) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL91. Art. A.5.2.2)**

$$T_u^{\max} = 25,12 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{25,12 \times 10}{25 \times 28} = 0,35 \text{ MPa}$$

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

$\tau_u = 0,35 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \longrightarrow$  Condition vérifiée

**c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :** (BAEL91. Art .A.6.1.3)

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \cdot \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi$$

$$\tau_{se} = \frac{25,12 \times 10}{0,9 \times 28 \times 3 \times 3,14 \times 1,4} = 0,755 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,75 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Conditio vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

**-Les armatures transversales**

Les diamètres des armatures transversales doivent être

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{12; 8,57; 25\} = 8,57 \text{mm}$$

On choisit un diamètre :  $\phi = 8 \text{mm}$

Donc on adopte 2HA8 = 1.00cm<sup>2</sup>.  $\longrightarrow$  (1 cadre +1 étrier)  $\phi 8$

$$S_t \leq \min \{0,9d ; 40\text{cm}\} = \min \{25,2 ; 40\text{cm}\} = 25,2\text{cm} \quad \text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm.}$$

**-Espacement des barres**

D'après le règlement : (RPA99, Art 7.5.2.2)

**1) En zone nodale**

$$A_t \geq 0,003 \times S \times b \quad \Rightarrow \quad S \leq \frac{A_t}{0,003 \times b} = \frac{4,62}{0,003 \times 25} = 61,60 \text{cm}$$

**2) En zone courante (travée)**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{cm} \quad \text{soit } S_t = 10 \text{ cm.}$$

**III.3.6). Vérifications à l'ELS**

$$q_s = 6,24 \text{ KN/ml.}$$

**a) Moment isostatique**

$$M_{0s} = M_s^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{6,24 \times (4,00)^2}{8} = 12,48 \text{KN.m}$$

**b) Effort tranchant**

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{6,24 \times 4,00}{2} = 12,48 \text{KN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0,3 \times M_s^{\max} = -0,3 \times 12,48 = -3,74 \text{KN.m}$$

En travée :  $M_t = 0,85 \times M_s^{\max} = 0,85 \times 12,48 = 10,60 \text{ KN.m}$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant

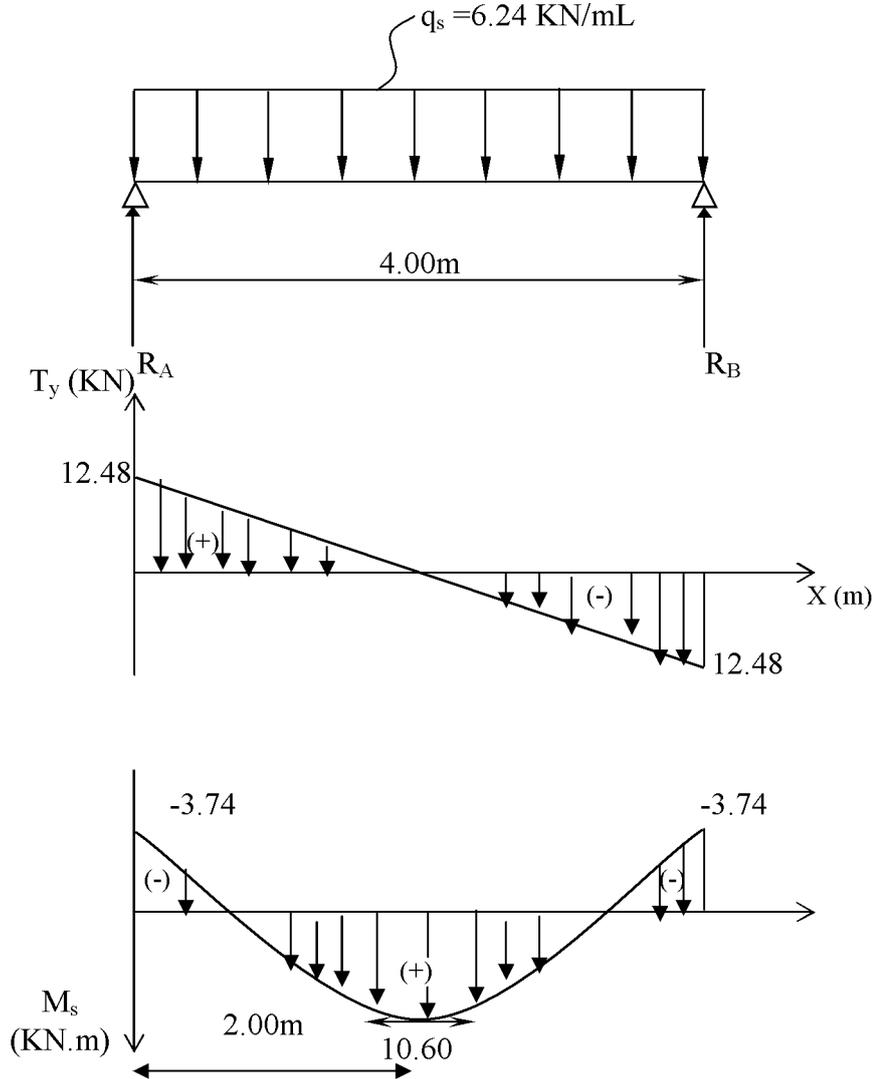


Figure III.3.2) : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant

**III.3.7). Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

**a) Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$  avec :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

**• Aux appuis**

On a :  $M_s^a = 3.74 \text{ KN.m}$  ;  $A_a = 3,39 \text{ cm}$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 28} = 0,484$$

Du tableau on a :

$$\beta_1 = 0,895$$

$$K_1 = 32,579$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{St}}{K_1} \text{ avec : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \cdot A_a \cdot d} = \frac{12.48 \times 10^3}{0,895 \times 3.39 \times 28} = 146,90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{St}}{K_1} = \frac{146,90}{32,579} = 4,50 < 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,50 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

**• En travée**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{b.d} = \frac{100 \times 4,62}{25 \times 28} = 0,66$$

Du tableau on a :

$$\beta_1 = 0,880$$

$$K_1 = 27,02$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \cdot A_{ts} \cdot d} = \frac{10.60 \times 10^3}{0.880 \times 4,62 \times 28} = 93,115 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{St}}{K_1} = \frac{93.115}{27,02} = 3,44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,44 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

**.Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, alors il est inutile de vérifier.

**.vérification de la flèche (BAEL91/B.6.5.1) :**

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{400} = 0,075 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

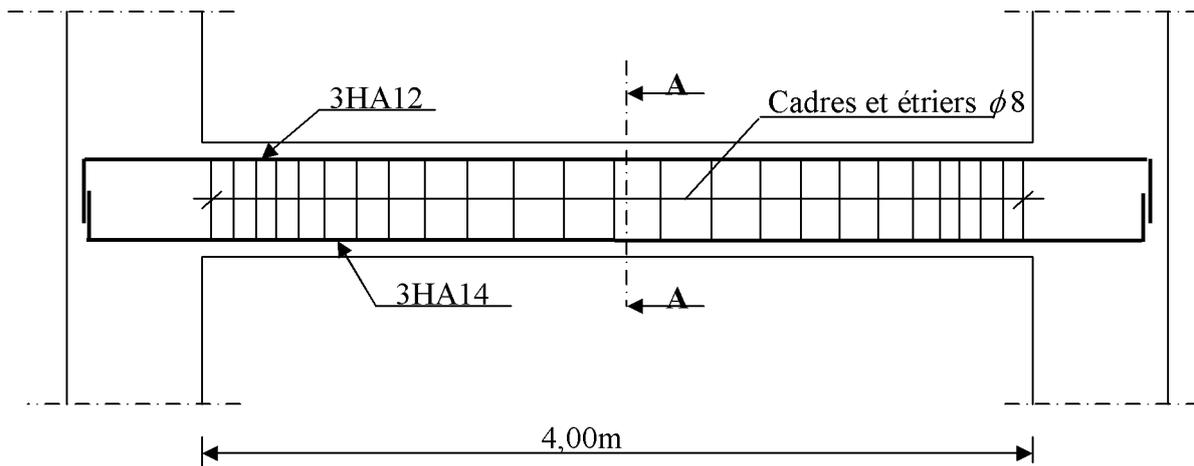
$$\frac{h}{L} = 0,075 \geq \frac{M_{tr}}{10M_0} = \frac{3.74}{10 \times 10.90} = 0,034 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b.d} = \frac{4.62}{30 \times 33} = 4.66 \times 10^{-3} \leq \frac{4,2}{f_c} = 0,0105 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

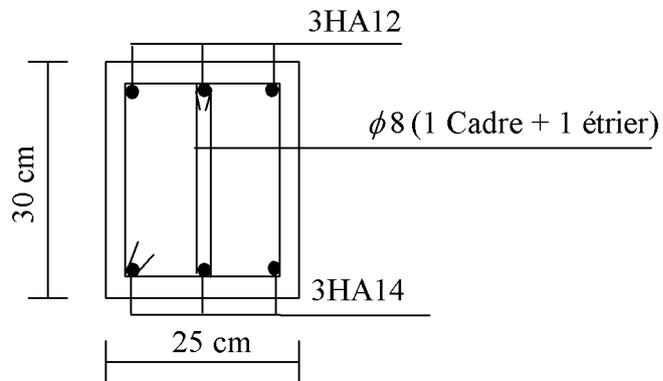
**Conclusion :**

On se dispense du calcul de la flèche car les 3 conditions sont vérifiées.

**-Plan de ferrailage de la poutre palière :**



**Figure III.3.3). Ferrailage de la poutre palière**

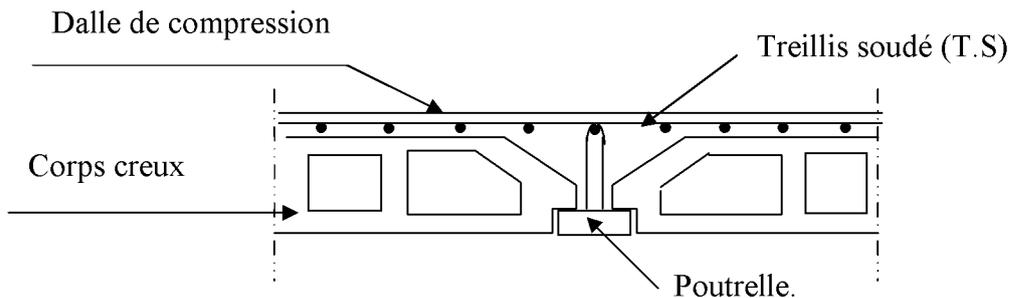


**Coupe A-A**

**III.4). Etude des planchers :**

La structure comporte des planchers à corps creux dont les poutrelles sont préfabriquées sur chantier et disposées perpendiculairement aux poutres principales.

Dans notre cas, on fera l'étude pour le plancher le plus sollicité, et on appliquera le même ferrailage pour tous les autres planchers.



***Fig III.4.1 : Schema d'un plancher en corps creux***

**III.4.1). Ferrailage de la dalle de compression :** (BAEL 91 /Art 6-1-21)

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un treillis soudés (T. S) dont les dimensions des mailles ne doit pas dépasser :

- 20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 33 cm : pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Le ferrailage est donné par les formules suivantes :

➤ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A \perp \geq \frac{4L}{f_e}$$

Avec : L : la distance entre axe des poutrelles.

$$A \perp \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2 \quad (\text{Treillis soudés TLE 520})$$

$$\text{Soit : } 6T 6 = 1.17 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec un espacement : } St = \frac{100}{6} = 15 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.17}{2} = 0.585 \text{ cm}^2$$

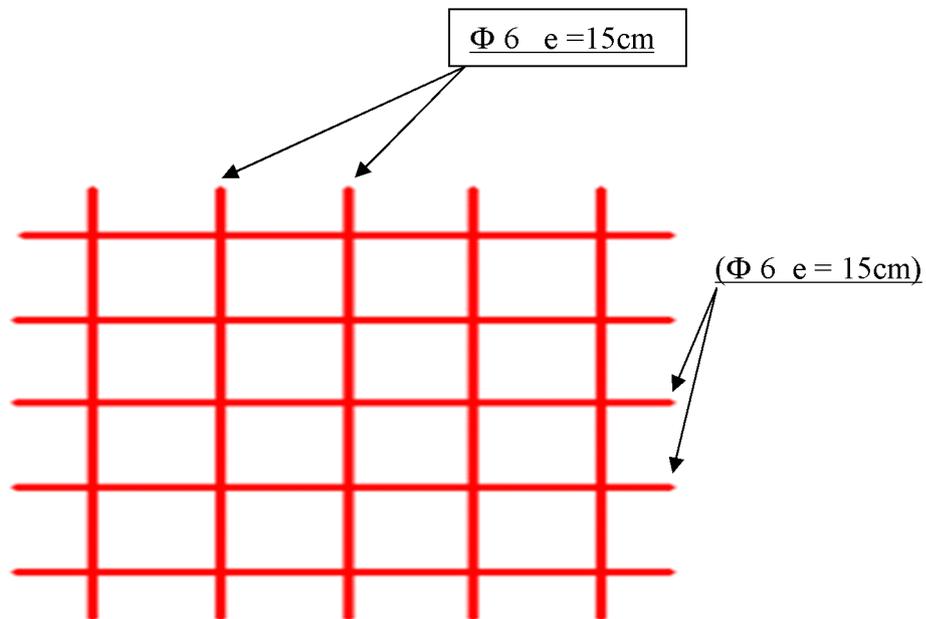
$$\text{Soit : } 6 \text{ T } 6 = 1.17 \text{ cm}^2 \quad (e=15\text{cm})$$

Avec un espacement :  $St = \frac{100}{6} = 15 \text{ cm} < 33\text{cm}$  → condition vérifiée

**Conclusion :**

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudés TLE 520 de dimension :

$T_S = (6 \times 150 \times 6 \times 150) [\text{mm}]$



**Figure III.4.2): Ferrailage de la dalle de compression**

**III.4.2). Etude des poutrelles :**

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément répartie dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives comme le montre la figure ci-dessous

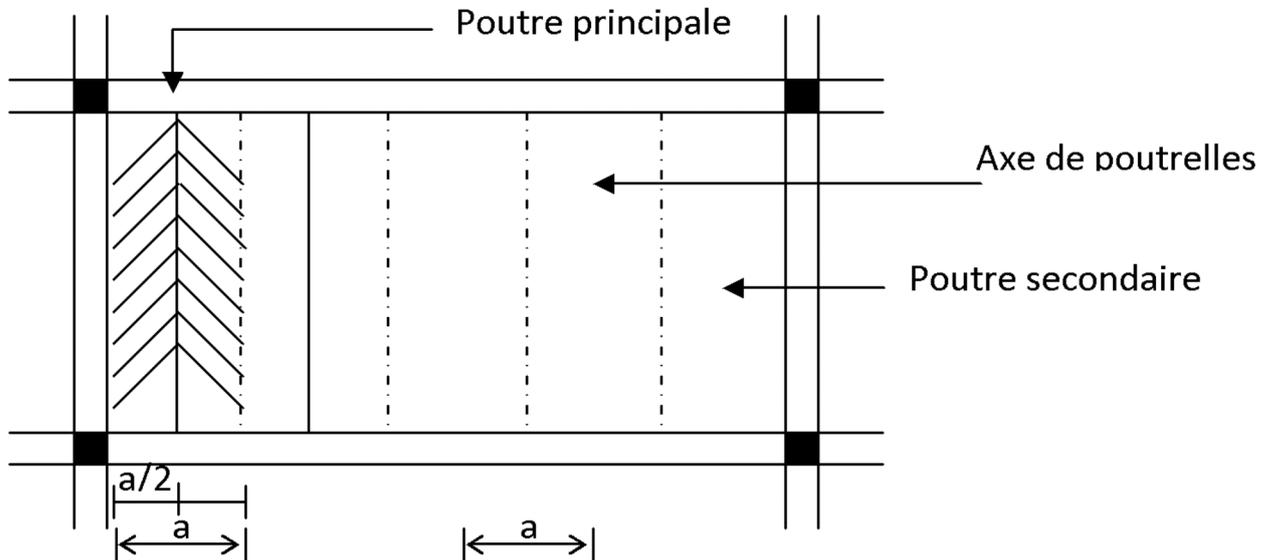


Figure :III.4.3) Surfaces revenant aux poutrelles

**Calcul Avant le coulage de la dalle de compression :**

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée sur les deux poutres principales, elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier.

- **Charges et surcharges :**

- **Charge permanente G :**

- poids propre de la poutrelle :  $0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$
- poids propre du corps creux :  $0.65 \times 0.95 = 0.617 \text{ KN/ml}$

$$\mathbf{G = 0.12 + 0.617 = 0.74 \text{ KN/ml.}}$$

- **Surcharge Q :**

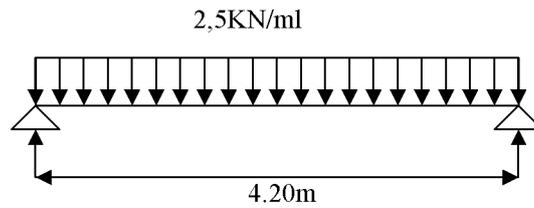
- surcharge due à l'ouvrier :  $1 \text{ KN/ml}$ .

$$\mathbf{Q = 1 \text{ KN/ml}}$$

- **Combinaison des charges à l'ELU :**

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35 (0.74) + 1.5 (1) = 2.5 \text{ KN/ml}$$

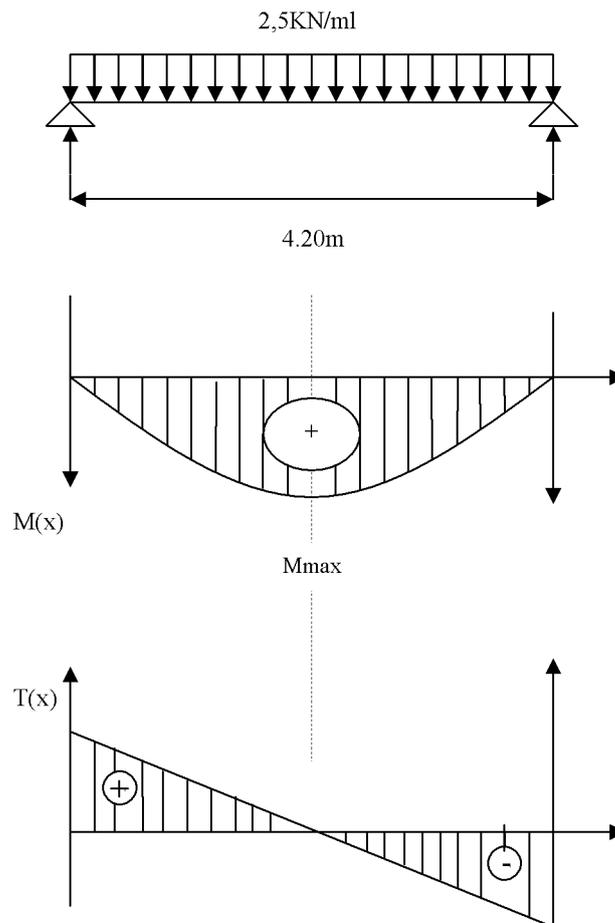
Fig.III.4.4). Schéma statique

- **Moment max en travée :**

$$M_0 = M_{\max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{2.5 \times 4.2^2}{8} = 5.51 \text{ kN.m}$$

- **Effort tranchant maximal :**

$$T_{\max} = \frac{ql}{2} = \frac{2.5 \times 4.2}{2} = 5.25 \text{ kN}$$

Fig.III.4.5). Diagramme des efforts internes.

- **Calcul des armatures :**  $b=12 \text{ cm} ; h=4\text{cm} ; d=2\text{cm}$

$$\mu_u = \frac{M_0}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad , \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_u = \frac{5.51 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} \rightarrow \mu_u = 8.08 \gg \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SDA.}$$

⇒ La section est doublement armée

Alors les armatures de compression sont nécessaires ; et comme la section de la poutrelle est très réduite pour placer ces armatures, on prévoit donc un coffrage intermédiaire pour aider la poutrelle à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression.

- **Calcul du nombre et des distances entre étais intermédiaires:**

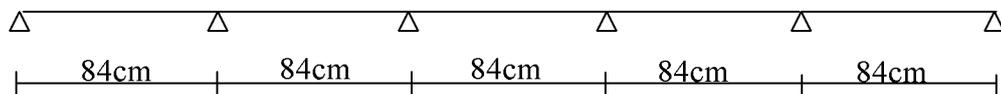
Le moment limite correspondant a une S.S.A est égale à :

$$M_L = \mu_L \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0.392 \times 120 \times 20^2 \times 14.2 \times 10^{-6} = 0,267 \text{ KN.M}$$

Donc, La longueur max entre appui pour avoir une S.S.A est égale à :

$$l_{\max} = \sqrt{\frac{8 \times M_L}{q}} = \sqrt{\frac{8 \times 0.267}{2.5}} = 0.92\text{m.}$$

- ✓ **Conclusion** Pour les travées de 4.20, nous disposerons de 6 pieds droits.



**Figure III.4.6) : La disposition des pieds droits**

**Calcul Après coulage de la dalle de compression :**

La poutrelle travaille comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis de section en T , supportant son poids propre ,le poids du corps creux et de la dalle en plus des surcharges éventuellement revenant au plancher.

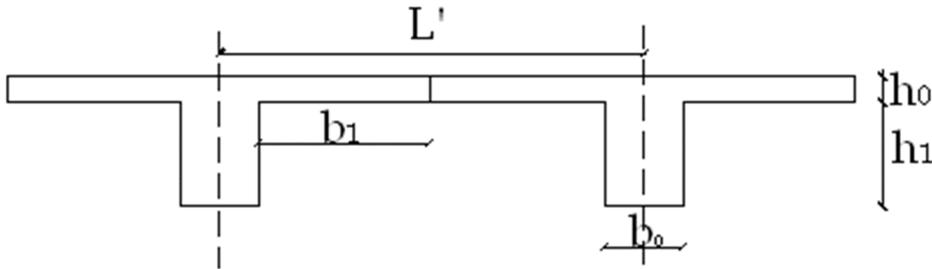
**Dimensions de la poutrelle : (B.A.E.L/Art A.4.1, 3)..... [2]**

La largeur de hourdis à prendre en compte de chaque côté d'une nervure à partir de son parement est limité par la plus restrictive des conditions ci-après :

$$b_1 = \text{Min} \left( \frac{L}{10} ; \frac{L-b_0}{2} ; \frac{2}{3} X \right)$$

**A.N :**  $b_1 = \text{Min} \left( \frac{420}{10} ; \frac{65-12}{2} , \frac{2}{3} \left( \frac{420}{2} \right) \right)$ ; **Donc**  $b_1=26.5\text{cm}$

On a :  $b = 2b_1 + b_0 = 26,5 \times 2 + 12 = 65 \text{ cm}$ ;  $b = 65 \text{ cm}$



**Fig.III. 4.7). : Les poutrelles**

**Avec**

$L$  : Longueur libre entre nus d'appuis (420 cm).

$L'$  : Longueur libre entre axes des poutrelles (65 cm).

$b_0$  : Largeur de la poutrelle (12cm).

$h_0$  : Epaisseur de la dalle de compression. (4cm).

$h_1$ : Epaisseur du corps creux (16cm).

$b_1$  : largeur de l'hourdis (26.5cm).

$X$  : distance de la section considérée à l'axe de l'appui extrême la plus rapproché.

**•Evaluation des charges et des surcharges :**

**-Plancher terrasse :**

-Poids propre du plancher :  $P_p = 0,65 \times 6,05 = 3,93 \text{ KN/ml}$ .

-Surcharge d'exploitation :  $Q_p = 0,65 \times 1,00 = 0,65 \text{ KN/ml}$ .

**à l'ELU :**

**•Combinaison de charge :**

**ELU :**  $Q_u = 1,35.G + 1,5 Q = 1,35 \times (3,93) + 1,5 \times (0,65) = 6,28 \text{ KN/ml}$ .

**ELS :**  $Q_s = G + Q = 3,93 + 0,65 = 4,58 \text{ KN/ml}$ .

**-Plancher étage courant :**

-Poids propre du plancher :  $P_{pc} = 0,65 \times 5,10 = 3,31 \text{ KN/ml}$ .

-Surcharge d'exploitation :  $Q_{pc} = 0,65 \times 1,5 = 0,975 \text{ KN/ml}$ .

**•Combinaison de charge :**

$Q_u = 1,35.G + 1,5 Q = 1,35 \times (3,31) + 1,5 \times (0,975) = 5,93 \text{ KN/ml}$ .

Pour la suite de calcul nous allons considérer le plancher le plus sollicité, qui est le plancher terrasse d'où  $Q_u = 6,28 \text{ KN/ml}$ .

**III.4.3). Calcul des moments et des efforts tranchants :**

- **Méthode de calcul :**

Les moments en travées et aux appuis peuvent être déterminés par l'une des trois méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode des trois moments.
- Méthode de Caquot.

- ❖ **Méthode forfaitaire**

Le principe de la méthode consiste à évaluer les moments en travée et en appuis à partir de fraction fixée forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant en travée, celle-ci étant supposée isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

- **Condition d'application de la méthode forfaitaire :**

La méthode forfaitaire s'applique aux structures courantes dont les charges d'exploitation restent modérées c'est-à-dire :

- $Q \leq \max(2G ; 5 \text{ KN/ml})$   
 $G$  : c'est la sollicitation d'état due aux charges permanentes.  
 $Q = 1,5 \text{ KN/ml} \leq (12.10 \text{ KN/ml} ; 5 \text{ KN/ml})$  (Condition vérifiée)

**Remarque :**  $G = 0,65 \times 6,05 = 3,93 \text{ KN/ml}$

$$Q = 0,65 \times 1 = 0,65 \text{ KN/ml}$$

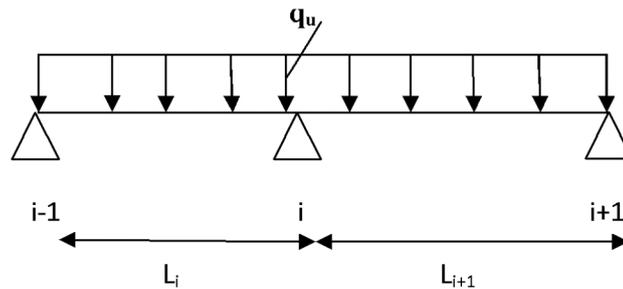
- la fissuration est non préjudiciable. (Condition vérifiée)
- $I_i = I_{i+1} = \dots \dots \dots I_{i+n}$  (même section sur toute la longueur)
- $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$  :  $\frac{400}{420} = 0,95$  (Condition vérifiée)
- $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$  :  $\frac{270}{400} = 0,675$  (Condition non vérifiée)
- $\Rightarrow$  **La condition n'est pas vérifiée**

La méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul se fera par la méthode des trois moments.

**Principe de la méthode des trois moments**

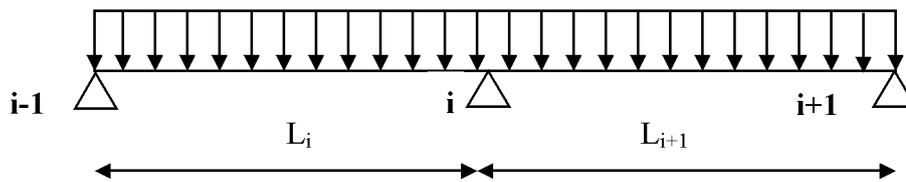
La poutre est décomposée au droit des appuis, on obtiendra ainsi **n** poutres isostatiques simplement appuyées, les encastremets aux extrémités seront transformé en travées isostatiques de longueur  $L=0$ . Cette méthode nous permettra de déterminer les moments sur appuis.

Rappel de la méthode



FigureIII. 4.8) : Schéma de calcul par la méthode des trois moments

**Rappel de la méthode des (03) moments :**



**a. Moments aux appuis :**

$$M_i l_i + 2 M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} l_{i+1} = - \frac{q_i l_i^3 + q_{i+1} l_{i+1}^3}{4}$$

**b. Moments en travées :**

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left(1 - \frac{x}{L_{i+1}}\right) + M_{i+1} \frac{x}{L_{i+1}} \Rightarrow \text{Moment à l'abscisse } x \text{ de la travée } (i+1).$$

$$\mu(x) = q \frac{L_{i+1}}{2} x - q \frac{x^2}{2}$$

$M(x)$  prend la valeur maximale quand  $T(x) = 0$  c'est-à-dire :

$$X = \frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q L_{i+1}}$$

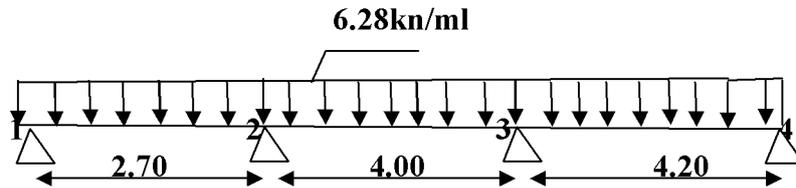
**c. Effort tranchant :**

$$T(x) = \frac{d M(x)}{dx} = q \frac{L_{i+1}}{2} - qx + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

$$\text{Pour } x=i \Rightarrow T_i = q \frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

$$\text{Pour } x=i+1 \Rightarrow T_{i+1} = -q \frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

Figure : III.4.9) Schéma statique de la travée



Calcul à l'ELU :

$$q_u = 6.28 [\text{KN/ml}]$$

$$M_{i-1} l_i + 2 M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} l_{i+1} = - \frac{q_u l_i^3 + q_{i+1} l_{i+1}^3}{4}$$

**Appuis 1 :**  $5.4 M_1 + 2.7 M_2 = -30.90$

**Appuis 2 :**  $2.7 M_1 + 13.4 M_2 + 4 M_3 = -131.38$

**Appuis 3 :**  $4 M_2 + 16.4 M_3 + 4.2 M_4 = -216.79$

**Appuis 4 :**  $4.2 M_3 + 8.4 M_4 = -116.31$

la résolution du système d'équation nous donne les moment appuis suivant :

$$M_1 = -2.449 \text{ kn.m}$$

$$M_2 = -6.546 \text{ kn.m}$$

$$M_3 = -9.262 \text{ kn.m}$$

$$M_4 = -9.215 \text{ kn.m}$$

#### III.4.4) Calcul des moments en travée:

Le moment en travée est donné par la relation suivante :

$$M(x) = q_u \frac{x}{2} (\ell - x) + M_i \left(1 - \frac{x}{\ell}\right) + M_{i+1} \frac{x}{\ell}$$

x : la position du point dont le moment est maximal.

$$x = \frac{\ell}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q_u \ell}$$

Travée (1-2) ;  $x_1 = 1,59 \text{ m}$  ;  $M_{\max} = 7,47 \text{ KN.m}$ .

Travée (2-3) ;  $x_2 = 2,10 \text{ m}$  ;  $M_{\max} = 10,93 \text{ KN.m}$ .

Travée (3-4) ;  $x_3 = 2,09\text{m}$  ;  $M_{\max} = 11,93 \text{ KN.m}$ .

Les moments calculer par la méthode des trois moment sont pour un matériaux homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, il faut effectuer les corrections suivantes :

- ❖ Augmentation de 1/3 pour le moment en travée.
- ❖ Diminution de 1/3 pour le moment aux appuis.

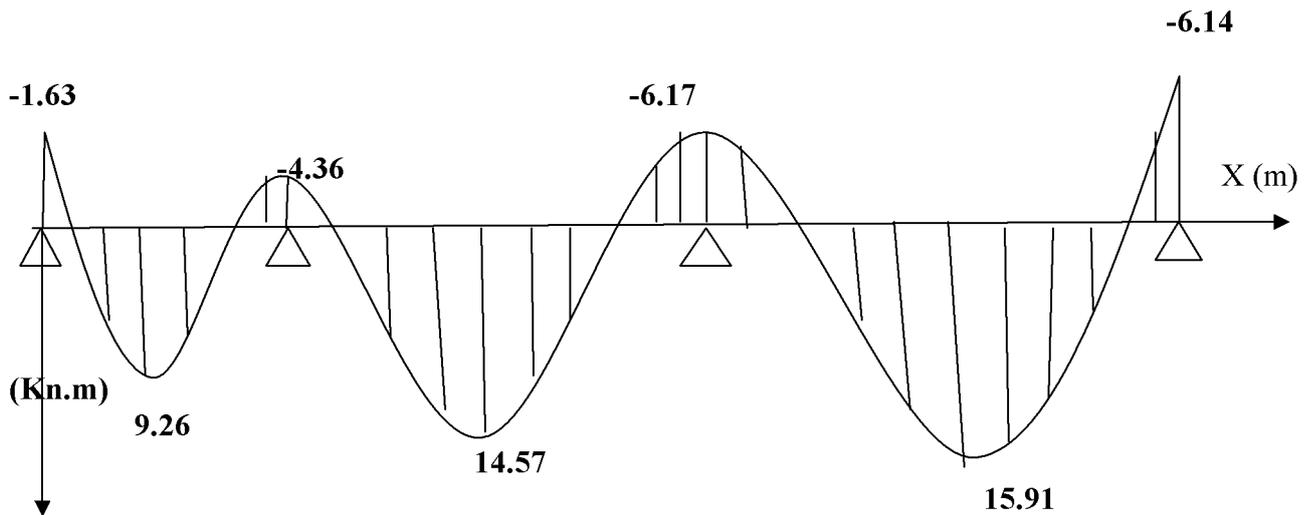
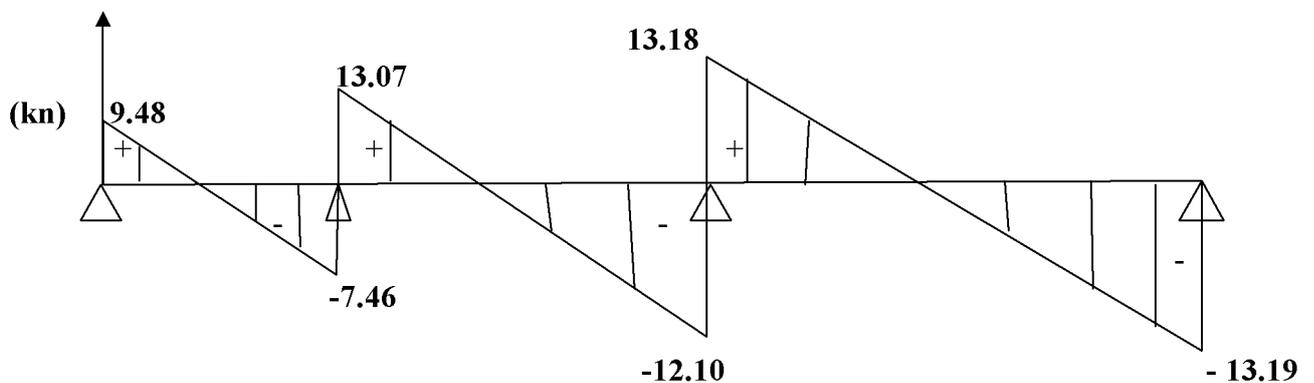


Figure III.4.10) diagramme des moments

III.4.5) Calcul des efforts tranchants :

$$V_u(x) = \frac{q_u \ell_i}{2} - q_u x + \frac{M_{i+1} - M_i}{\ell_i}$$

Les résultats des moments aux appuis, en travées et les efforts tranchants sont représentés sur les diagrammes ci après.



## Figure :III.4.11) diagramme des efforts tranchant

## III.4.6) Calcul des armatures :

$M_{tmax} = 15.91\text{KN.m}$  (moment max en travées)

$M_{amax} = 6.17\text{KN.m}$  (moment max aux appuis).

**Armatures longitudinales :**➤ **En travée :**

Le calcul en travée s'effectue pour une poutre de section en Té.

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M = bh_0f_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 59,07 \text{ KN.m}$$

On a:  $M_{tmax} = 15.91\text{KN.m} < M = 59,07 \text{ KN. m}$ .

Donc l'axe neutre est dans la table de compression  $\Rightarrow$  Le calcul se fera comme pour une section rectangulaire  $b \times h$  ( $65 \times 20$ ).

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{15,91}{0,65 \times (0,18)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,053$$

$$\mu = 0,053 < \mu_0 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,053 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,972$$

$$A_t = \frac{M_{tmax}}{\beta d \sigma_s} = \frac{15,91 \times 10^4}{0,972 \times 0,18 \times 348 \times 10^3} = 2,62 \text{ cm}^2.$$

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

➤ **Aux appuis :**

La table est entièrement tendue, la section à considérer pour le calcul est une section rectangulaire de hauteur utile  $d=18\text{cm}$ , et de largeur  $b_0=12$ .

$$M_a^{\max} = 6.17\text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{6.17}{0,12 \times (0,18)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,111$$

$$\mu = 0,111 < \mu_0 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0,111 \longrightarrow \beta = 0,940$$

$$A_a = \frac{M_{\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{6.17 \times 10^4}{0,940 \times 0,18 \times 348 \times 10^3} = 1.04 \text{ cm}^2$$

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

**Armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par BAEL91.

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{b_0}{10}, \frac{h}{35}, \Phi_\ell^{\max} \right) = \left( \frac{12}{10}, \frac{20}{35}, 1,2 \right) = 0,57 \text{ cm.}$$

$\Phi_\ell^{\max}$  : diamètre maximale des armatures longitudinales.

On prend T8=8mm avec un espacement :

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

$$\text{Soit: } S_t = 15\text{cm.}$$

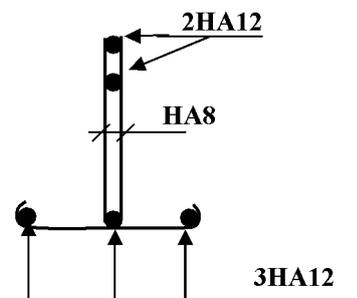


Fig .III.4.12 Plan de ferrailage de poutrelle

**III.4.7) Les vérifications:**

**Condition de non fragilité :** (BAEL91, A.4.2.1) :

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

$$\text{Aux appuis : } A_a = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2.$$

$$\text{En travée : } A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Vérification de l'effort tranchant :**

$$T_{\max} = 13.19 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} = \frac{13.19 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,610 \text{ MPa.}$$

Fissuration non préjudiciable :

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

$$\tau_u = 0,610 \text{ MPa} \quad \langle \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Influence de l'effort tranchant sur le béton :** (BAEL91/Art5.1.313).

$$T_{\max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0$$

Avec :  $a \leq 0,9d$ .

➤ **Appuis de rive :**

$$T_{\max} = 13.19 \leq 0,4 \times 0,9 \times 0,18 \times 0,12 \frac{25}{1,5} \times 10^3 = 129,6 \text{ KN.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Appuis intermédiaires :**

$$T_{\max} = 13.18 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Influence de l'effort tranchant sur les armatures :** (BAEL 91 A5.1.321).

Lorsque :  $T > \frac{M_u}{0,9d}$  on doit prolonger au delà du bord de l'appareil d'appuis (coté travée) et y

ancrer une section d'armature suffisante pour équilibrer un effort égal à :  $T + \frac{M_u}{0,9d}$

➤ **Appui intermédiaire:**

$$T = 13.18 \quad \langle \frac{M_u}{0,9d} = \frac{6.17}{0,9 \times 0,18} = 38.08 \text{ KN.}$$

➤ **Appuis de rive:**

$$T = 13.19 \quad \langle \frac{M_u}{0,9d} = \frac{6.14}{0,9 \times 0,18} = 37.90 \text{ KN.}$$

**Conclusion:**

Il n'y a pas lieu de prévoir une section supplémentaire.

**Vérification de la contrainte de cisaillement :**

➤ **Au niveau de la jonction table nervure :**

$$\tau = \frac{V_u(b - b_0)}{1,8bdh_0} = \frac{13.18(0,65 - 0,12)}{1,8 \times 0,65 \times 0,18 \times 0,04 \times 1000} = 0,829 \text{ MPa.}$$

$\tau = 0,768 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

➤ **Aux appuis :**

$$\tau = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} = \frac{2 \times 12,10 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,9 \times 0,18} = 1,24 \text{MPa}.$$

$$\tau = 1,24 \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_{bn}} = 13,3 \text{MPa}. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Vérification de l'adhérence au niveau des appuis :** (BAEL91 Art A.6.1.21) :

$$\tau_{se,u} = \Psi_s f_{tj} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa}.$$

Avec :  $\Psi_s = 1,5$  pour les HA

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9d \sum u} = \frac{13,19 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18 \times 0,01 \times 3,14} = 2,59 \text{MPa}.$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se,u} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Condition de non fragilité des armatures transversales :** (BAEL91 Art A.5.3)

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0,4 \text{MPa}.$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} = \frac{3,39 \times 235}{12 \times 15} = 4,42 \geq 0,4 \text{MPa}. \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### III.4.8) Calcul à l'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui leur sont associées sont :

- Etat limite de résistance de béton à la compression ;
- Etat limite de déformation
- Etat limite de l'ouverture des fissures

Pour avoir les efforts internes à l'ELS, il suffit de multiplier les valeurs obtenues à l'ELU par le

rapport :  $\frac{q_s}{q_u}$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4,58}{6,28} = 0,73$$

Diagramme des moment fléchissant

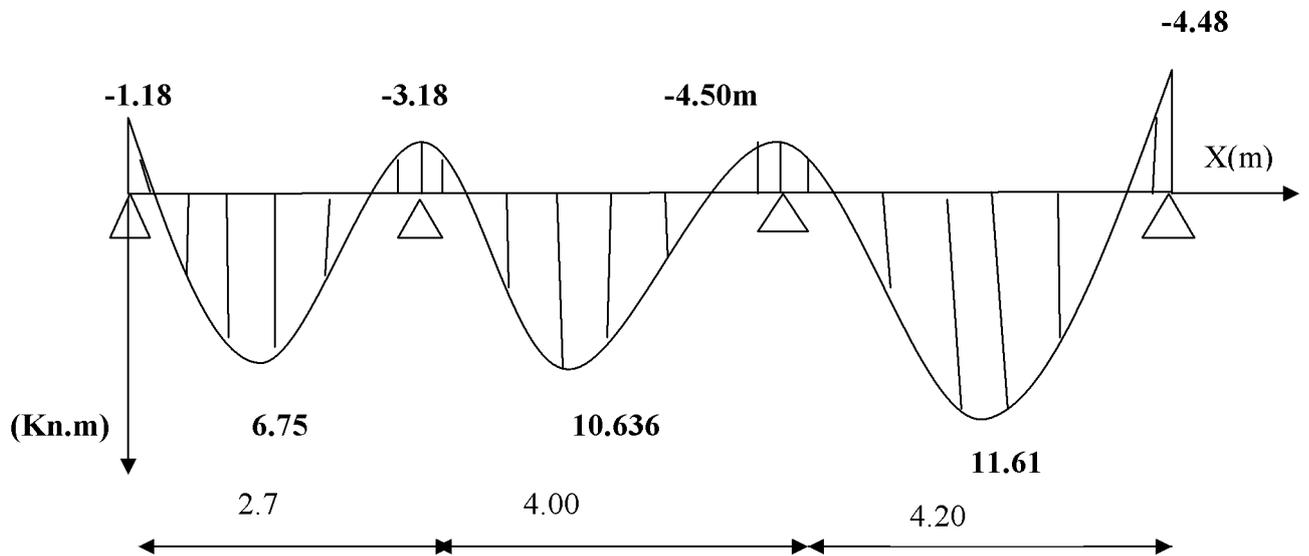


Figure III.4.13): Diagramme des moment fléchissant à l'ELS

Diagramme des efforts tranchant :

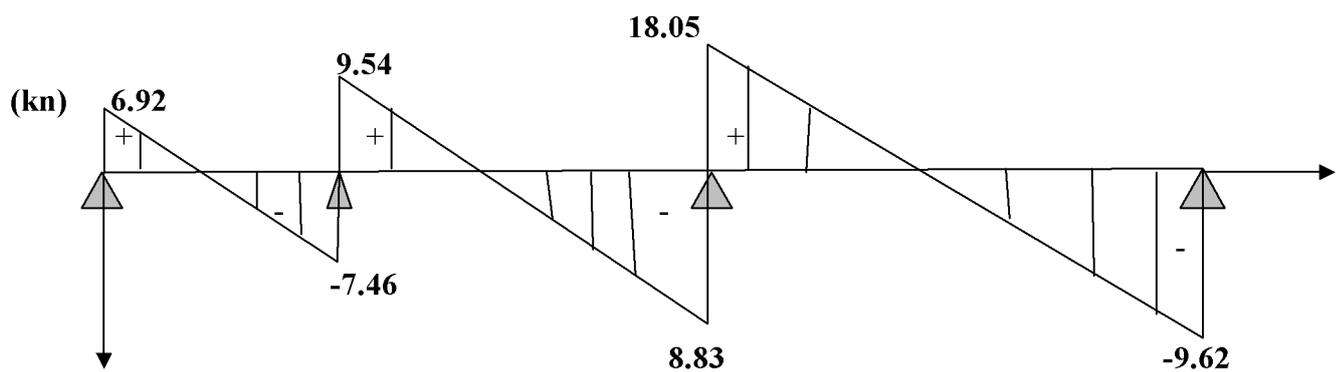


Figure:III. 4.14).des diagramme des efforts tranchant à l'ELS

**En travée:**

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

$$\phi_1 = \frac{100 \times A_t}{b_0 d} = \frac{100 \times 3.39}{12 \times 18} = 1.56 \Rightarrow$$

$$K_1 = 15.65$$

$$B_1 = 0.837$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{11.61 \times 10^6}{0.871 \times 180 \times 3.39 \times 10^2} = 218.52 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{218.52}{15.65} = 13.96 \text{ MPa.}$$

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

$$\sigma_{bc} = 13.96 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition NON vérifiée.}$$

Donc les armatures à l'ELU sont suffisantes.

➤ **Aux appuis :**

$$M_a = 4.50 \text{ KN.m.}$$

$$\phi_1 = \frac{100 A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 18} = 1.04 \Rightarrow K_1 = 20.21 ; \beta_1 = 0.858$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{4.50 \times 10^{-3}}{0.858 \times 0.18 \times 2.26 \times 10^{-4}} = 128.92 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

Donc les armatures à l'ELU sont suffisantes.

**Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures :v**

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

**Vérification de l'état limite de déformation : (BAEL 91ART B.6.5.2).**

Si les conditions suivantes ne sont pas satisfaisantes donc la vérification de la flèche est obligatoire.

**Vérification de la flèche :**

Soit à vérifier les conditions suivantes :

- 1)  $\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$
- 2)  $\frac{h}{L} > \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$
- 3)  $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

**Avec :**

h : hauteur totale de la section de la nervure (épaisseur de la dalle de compression).

M<sub>0</sub> : moment isostatique maximum.

L : portée entre nus d'appuis.

M<sub>t</sub> : moment max en travée.

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

d : hauteur utile de la section droite.

1.  $\frac{h}{L} = \frac{20}{390} = 0.051 < \frac{1}{16} = 0.063$  ..... Condition non vérifiée.

La première condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable.

➤ **Calcul de la flèche :**

$$f_v = \frac{M_s L^2}{10 E v I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

• **Aire de la section homogénéisée :**

$$B_0 = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + n A$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 1.57 = 475.55 [\text{cm}^2]$$

• **Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :**

$$S_{/xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_t d$$

$$s_{/xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 1.57 \times 18 = 3247.9 [\text{cm}^2]$$

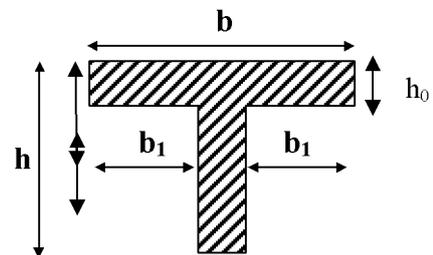
$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3247.9}{475.55} = 6.83 [\text{cm}]$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 6.83 = 13.17 [\text{cm}]$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 + 15 A_t (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (6.83^3 + 13.17^3) + (65 - 12) 4 \times (6.83 - \frac{4}{2})^2 + 15 \times 1.57 (13.17 - 2)^2$$

$$I_0 = 18295.77 [\text{cm}^4]$$



$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.0015$$

$$\rho_1 = \frac{100A}{b_0 d} = \frac{100 \times 3.39}{12 \times 18} = 1.56 \Rightarrow \beta_1 = 0.873$$

$$\lambda_i = \frac{0.02 f_{t28}}{\left[2 + 3 \frac{b_0}{b}\right] \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left[2 + 3 \frac{12}{65}\right] 0.0072} = 2.26$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_t} = \frac{4.5 \times 10^6}{0.873 \times 180 \times 3.39 \times 10^2} = 84.47 \text{ [MPa]}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00726 \times 234.155 + 2.1} = 0.41$$

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

$$I_{Fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 18295.77}{1 + 2.26 \times 0.41} = 10446.043 \text{ [cm}^4\text{]}$$

$$f_v = \frac{4.5 \times 10^6 (3.90 \times 10^3)^2}{10 \times 10818.86 \times 10446.043 \times 10^4} = 6.056 \text{ [mm]} < \bar{f} = \frac{3900}{500} = 7,8 \text{ [mm]}$$

La flèche est vérifiée

### III.4.9). Ferrailages des planchers en corps creux :

#### Planchers étages courants et RDC :

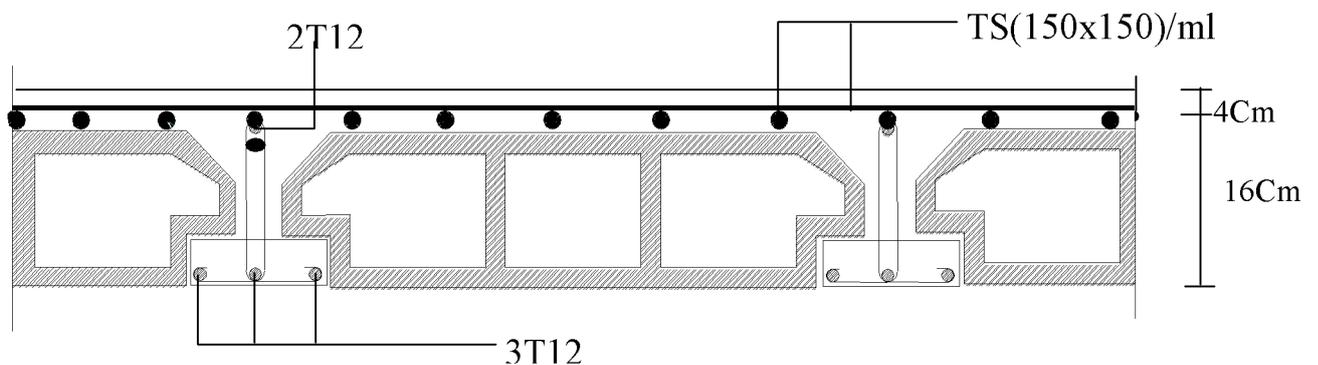
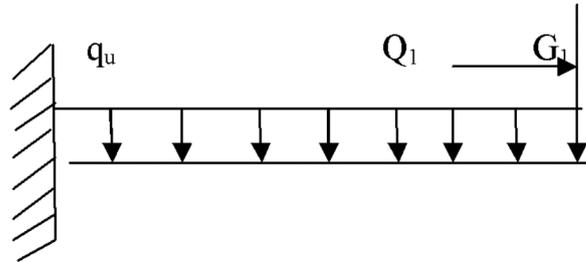


Fig III.4.15). : Schéma de ferrailage des planchers étages courants et RDC .

**III.5.) Les balcons**

**III.5.1). Introduction :** Les balcons sont des consoles encastrées au niveau de la poutre de rive. Ils sont soumis à des conditions d'environnement qui conduisent à des distributions constructives spéciales.

Ils sont constitués d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher.



**Figure III.5.1) : Schéma statique du balcon**

**III.5.2) Dimensionnement :** le calcul sura pour le balcon le plus sollicité .

L'épaisseur du balcon est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L}{10} \quad \text{avec} \quad L : \text{largeur du balcon}$$

$$e \geq \frac{135}{10} = 1.35 \quad \text{en pred} \quad e = 15\text{cm}$$

**III.5.3) Détermination des charges et surcharges**

. Charges permanentes :

- La dalle pour 1 bonde de 1m de largeur.

Charges permanentes uniformes	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur ( m )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.40
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Couche de sable	18	0.02	0.36
la dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit en mortier de ciment	18	0.02	0.36
			<b>G = 5.27KN/m<sup>2</sup></b>

• Garde corps

Charges permanentes concentrées poids du corps creux	Masse volumique (kn/m <sup>3</sup> )	Epaisseur ( m)	Poids (kn/ml)
Murs en briques creuses	9	0.10	0.90
Enduit en mortier de ciment	18	2x0.02	0.72
			<b>g = 1.62kn/m<sup>2</sup></b>

charge d'exploitation :  $Q = 3.5\text{kn/m}^2$

**Remarque :** le moment provoquer par la main courante sera négligé car le garde corps est en maçonnerie.

III.5.4) Calcul à l'ELU

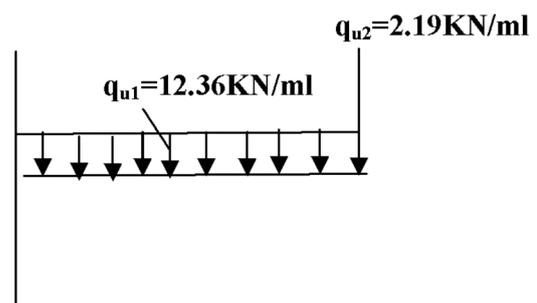
Le balcon est calculé en flexion simple.

. Combinaison des charges :

a. A L'ELU :

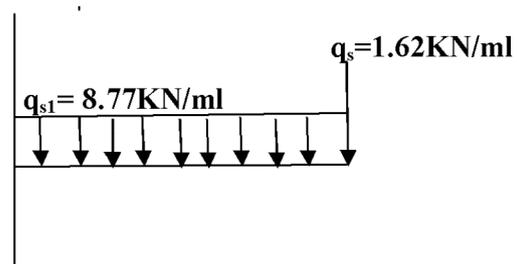
**Dalle :**  $q_{u1} = (1.35G + 1.5Q) \times 1 = [(1.35 \times 5.27) + 1.5 (3.5)] \times 1 = 12.41\text{KN/ml}$

**Garde de corps :**  $q_{u2} = 1.35 \times (1.62) = 2.19\text{kn}$



b. A L'ELS :

**Dalle :**  $q_{s1} = G + Q = [5.27 + 3.5] \times 1 = 8.77\text{kn/ml}$



**Garde de corps :**  $q_{s2} = 1.62 \times 1 = 1.62\text{kn}$

### III.5.5) Calcul du moment d'encastrement :

La section dangereuse étant au niveau de l'encastrement.

#### a.A L'ELU :

- **Moment provoqué par la charge «  $q_{u1}$  »**

$$M_{qu1} = \frac{q_{u1} \cdot l^2}{2} = \frac{12.36 \times 1.35^2}{2} = 11.26 \text{ kn.m}$$

- **Moment provoqué par la charge «  $q_{u2}$  »**

$$M_{qu2} = q_{u2} \times l = 2.19 \times 1.35 = 2.96 \text{ kn.m}$$

- **Le moment total**

$$M_u = M_{qu1} + M_{qu2} = 14.22 \text{ kn.m}$$

#### b.A L'ELS :

- **Moment provoqué par la charge «  $q_{s1}$  »**

$$M_{qs1} = \frac{q_{s1} \times l^2}{2} = \frac{8.77 \times 1.35^2}{2} = 7.99 \text{ kn.m}$$

- **Moment provoqué par la charge «  $q_{s2}$  »**

$$M_{qs2} = q_{s2} \times l = 1.62 \times 1 \times 1.35 = 2.19 \text{ kn.m}$$

- **Le moment total :**

$$M_s = M_{qs1} + M_{qs2} = 10.18 \text{ kn.m}$$

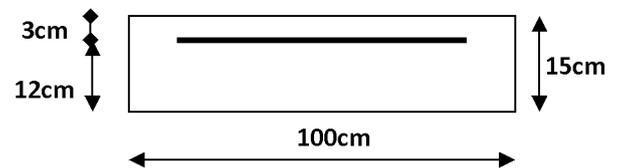


Figure III.5.2

### III.5.6) Calcul des armatures à L'ELU :

$$M_u = 14.22 \text{ KN.m} \quad ; \quad b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad d = 12 \text{ cm}$$

#### a) Armatures principales

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{14.22 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.070$$

$$\mu = 0.070 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.070 \Rightarrow \beta = 0.964$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{14.22 \times 10^5}{0.964 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 3.53 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.53 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}12/\text{ml} \rightarrow 5.65\text{cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

**b) Armatures de répartition**

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

$$\text{Soit : } 5\text{HA}8/\text{ml} \rightarrow 2.51\text{cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

**III.5.7) Vérification à l'ELU :**

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

$$A_{\min} = \left( 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) d.b = 0.23 \times 100 \times 12 \frac{2.1}{400} = 1.45\text{cm}^2$$

$$A_s = 5.65\text{cm}^2 > A_{\min} = 1.45\text{cm}^2 \Rightarrow A_s = 5.65\text{cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

**Vérification au cisaillement (BAEL 91) :**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

• **calcul de l'effort tranchant :**

$$V_u = q_{u1}x1 + q_{u2} = 12.41 \times 1.35 + 2.19 = 18.94\text{kn}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{18.94 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.157\text{MPa}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4\text{MPa} \right) = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4\text{MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.157\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

**Vérification de l'adhérence :**

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s . f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa} \quad (\Psi_s = 1.5 \rightarrow \text{HA})$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \quad \sum U_i = n\pi\Phi = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4\text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{18.94 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 188.4} = 0.93 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \Rightarrow \text{pas de risque d'entraînement des barres.}$$

**espacement des barres (BAEL91-Art-6.1.235) :**

Armature principale :  $St \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} > St = 20\text{cm} \rightarrow \text{Vérifiée.}$

Armature de répartition:  $St \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} > St = 20\text{cm} \rightarrow \text{Vérifiée.}$

**calcul de la longueur d'ancrage :**

$$\tau_{se} = 0.6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 2.835 \text{Mpa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{cm}$$

soit  $L_s = 50 \text{cm}$

$$L_{cr} = 0.4 L_s = 0.4 \times 50 = 20 \text{cm}$$

**III.5.8) Vérification des contraintes à L'ELS :**

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

**Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$$

$$\text{On a des aciers } \left\{ \begin{array}{l} HA : \phi \geq 6 \text{mm} \\ FeE400 \end{array} \right\} \Rightarrow \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \left\{ 266.66, 201.63 \right\}$$

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

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

Valeur de  $\beta_1$ :

$$\rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 12} = 0.47$$

$$\rho = 0.470 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta_1 = 0.896$$

$$\text{Alors : } \sigma_s = \frac{10.18 \times 10^6}{0.896 \times 120 \times 5.65 \times 10^2} = 167.58 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

**Conclusion :** La section est justifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures.

#### Vérification des contraintes dans le béton :

Etat limite de compression de béton : (Art A452 du BAEL91) : Pour une section rectangulaire ( $b \times h$ ), acier FeE 400 en flexion simple, si la relation suivante est satisfaite alors il n'y a pas lieu de vérifier  $\sigma_{bc}$ .

$$\alpha_u = \frac{y}{d} \left( \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right) \quad \text{avec } \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{14.22}{10.18} = 1.396$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.396 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.198 + 0.25 = 0.448 > 0.1126 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**Conclusion :** la section est justifiée vis-à-vis de la compression

#### Vérification de la flèche :

D'après le BAEL91, on vérifié la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$1/ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{135} = 0.111 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10.M_0} \Rightarrow \frac{15}{135} = 0.111 > \frac{10.18}{10(10.18)} = 0.1 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{12 \times 100} = 0.0047 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

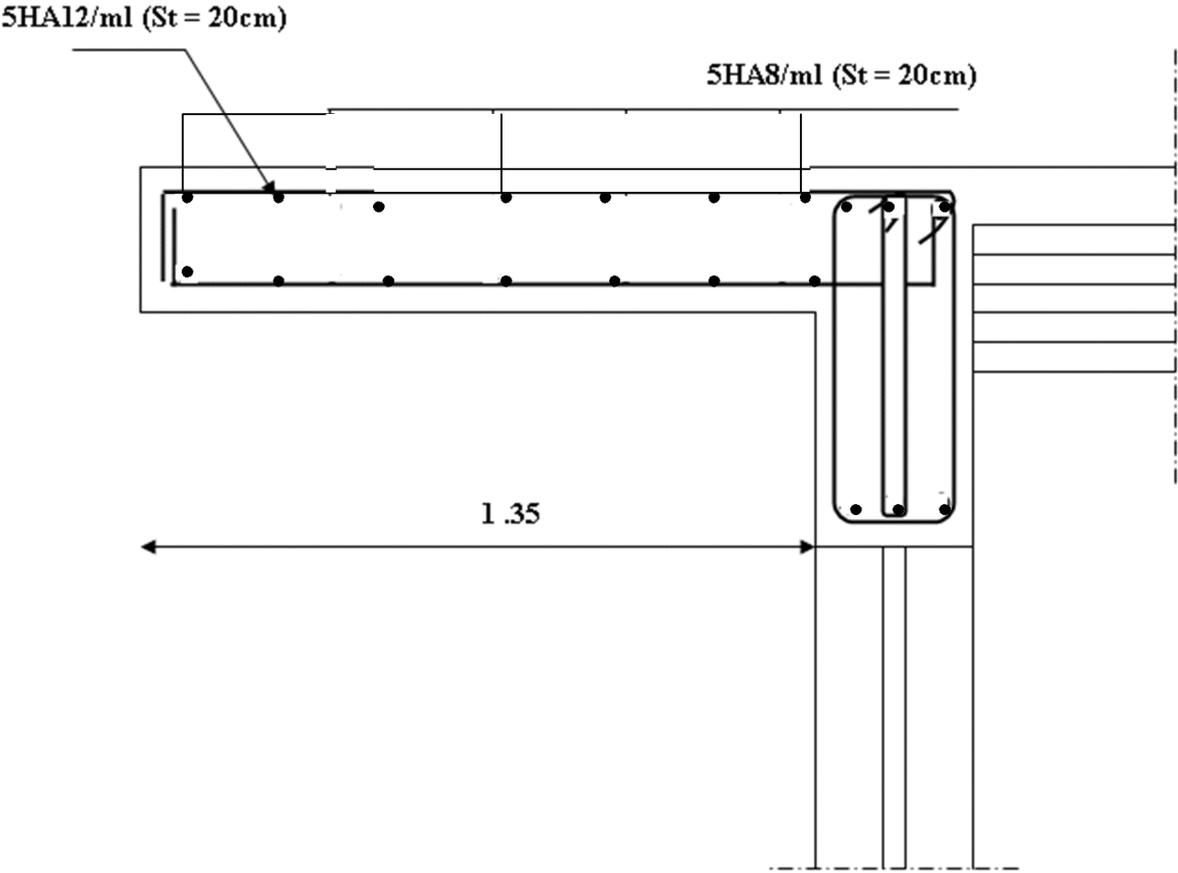


Figure III.5.3 : ferrailage du balcon

### III.6). Etude de l'acrotère :

#### III.6.1) Calcul de l'acrotère :

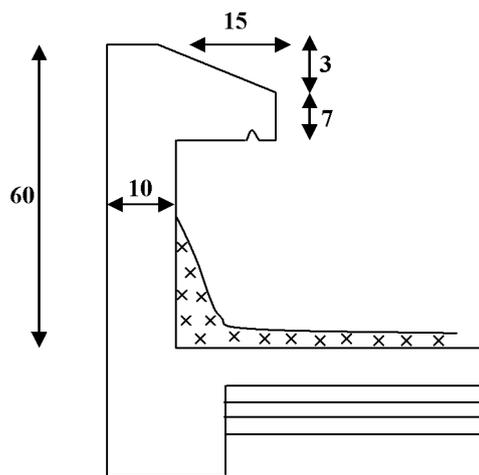
L'acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité au niveau de la terrasse, il est assimilée à une console encastrée dans le plancher terrasse dont le ferrailage se calcule sous l'effet de deux efforts (moment de flexion et effort normal) et sera déterminé en flexion composée avec compression.

L'acrotère est sollicité par :

- Un effort normal  $G$  dû à son poids propre
- Un effort horizontal  $Q$  dû à la main courante engendrant un moment de renversement  $M$

Le calcul se fera pour une bande de 1m dans la section d'encastrement.

#### ➤ Dimension de l'acrotère :



**Fig. III.6.1 Coupe transversale de l'acrotère**

➤ Schéma statique :

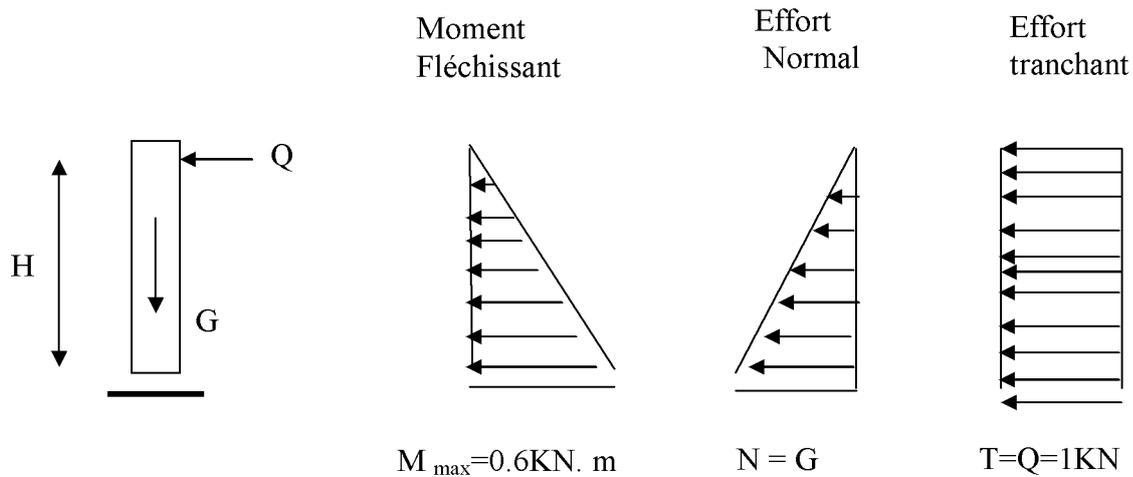
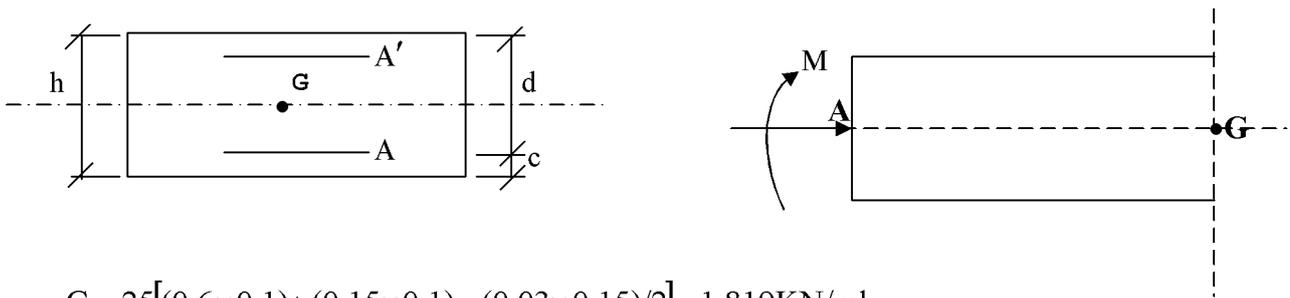


Fig. III.6.2 Diagrammes des efforts internes

III.6.2) Détermination des sollicitations :



$$G = 25[(0.6 \times 0.1) + (0.15 \times 0.1) - (0.03 \times 0.15)/2] = 1.819 \text{ kN/ml}$$

Poids propre de l'acrotère :  $G = 1.819 \text{ kN/ml}$

Surcharge d'exploitation :  $Q = 1.00 \text{ kN/ml}$

Effort normal dû au poids propre  $G$  :  $N = G \times 1 \text{ ml} = 1.819 \text{ kN}$

Effort tranchant :  $T = Q \times 1 \text{ ml} = 1.00 \text{ kN}$

Moment fléchissant max dû a la surcharge  $Q$  :  $M = T \times H = Q \times 1 \text{ ml} \times H = 0.60 \text{ kN m}$

III.6.3) Combinaison des charges :

• A P'ELU:

$$N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 1.819 = 2.455 \text{ kN}$$

$$M_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ kNm}$$

• A L'ELS:

$$N_s = 1.819 \text{ kN}$$

$$M_s = 0.60 \text{ kNm}$$

**III.6.4) Ferrailage de l'acrotère:**

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire ; pour le calcul on considère une section ( $b \times h$ )  $\text{cm}^2$  soumise à la flexion composée

$h$  : Epaisseur de la section : 10cm

$b$  : Largeur de la section : 100cm

$c$  et  $c'$  : Enrobage : 3cm

$d = h - c$  : Hauteur utile

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

**III.6.5) Calcul des armatures à L'ELU:**

➤ **Position du centre de pression à l'ELU :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9 \times 10^2}{2.455} = 36.65 \text{ cm} = 37 \text{ cm}$$

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

$\frac{h}{2} - c < e_u \Rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif  $M$ , puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée

**III.6.6) Calcul en flexion simple:**

➤ **Moment fictif:**

$$M_f = N_U \times e_f = N_u \times (e_u + \frac{h}{2} - C) = 2.455(0.37 + \frac{0.1}{2} - 0.03) = 0,957 \text{ KNm}$$

➤ **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.957 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.013$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$\mu_u < \mu_l = 0.392$  La section est simplement armée

$$\mu_u = 0.013 \Rightarrow \beta = 0.994$$

➤ **Armatures fictives:**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{0,957 \times 10^5}{0,994 \times 7 \times 348 \times 10^2} = 0,39 \text{ cm}^2$$

**III.6.7) Calcul en flexion composée :**

La section réelle des armatures:

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,39 - \frac{2,455 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,32 \text{ cm}^2$$

**III.6.8) Vérification à l'ELU:**

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} \left[ \frac{e_s - 0,455 d}{e_s - 0,185 d} \right] = \frac{0,23 \times 100 \times 7 \times 2,1}{400} \times \frac{33 - 0,455 \times 7}{33 - 0,185 \times 7} = 0,79 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,79 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,60}{1,819} = 0,33 \text{ m} = 33 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

**Conclusion :**

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

$$A_s = A_{\min} = 0,79 \text{ cm}^2$$

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

**Armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit:  $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

**III.6.9) Vérification au cisaillement : (BAEL91 art 5.1.1)**

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

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

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,021 \text{ MPa} \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

**III.6.10) Vérification de l'adhérence des barres: (art A.6.1.1, 3BAEL91)**

$$\overline{\tau}_{se} \leq \tau_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} \quad \text{Avec : } \sum u_i \text{ Somme des périmètres utiles des barre}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0.9 \times 70 \times 100.5} = 0.236 \text{Mpa} \quad \Rightarrow \quad \tau_{se} \leq \overline{\tau}_{se} \quad \text{(Condition vérifié).}$$

**Ancrages des barres verticales :**

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit « Ls »

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \quad ; \quad \tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{MPa.}$$

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{cm}$$

Soit : Ls = 30cm.

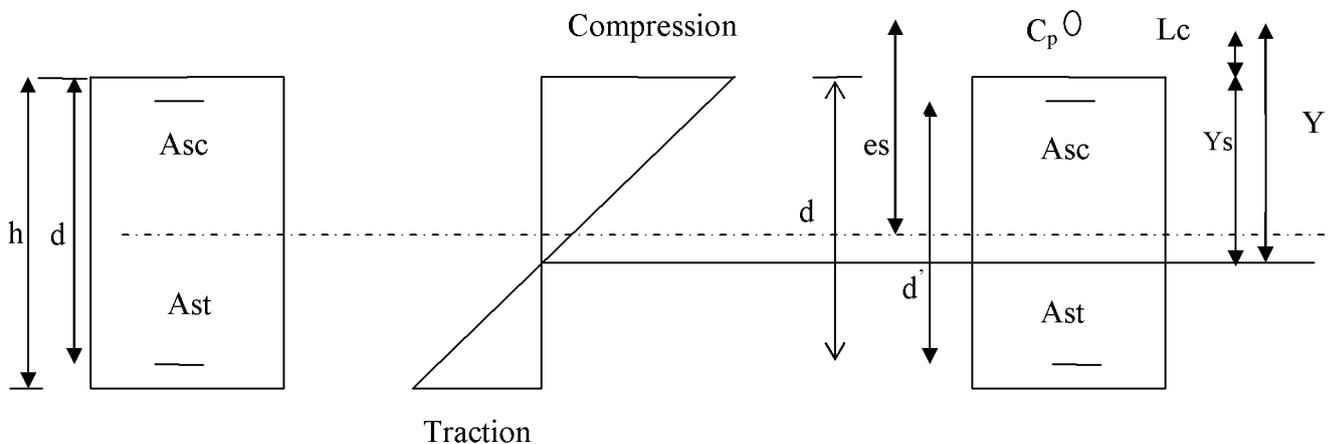
**III.6.11) Vérification à l'ELS:**

Les contraintes limites dans le béton et les aciers doivent vérifier les conditions suivantes :

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

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e ; \max \left\{ 0.5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

.  $\eta = 1,6$  : Fissuration préjudiciable, (acier HA),  $\phi \geq 6 \text{mm}$



**Fig. III.6.3) Répartition des contraintes dans l'acrotère.**

On a

Lc : Distance du centre de pression à la fibre la plus comprimée de la section.

$$Lc = h/2 - e_s = 10/2 - 33 = -28 \text{ cm}$$

$$Lc = -28 \text{ cm}$$

En se basant sur la figure sous dessus. On résout l'équation suivante pour trouver la valeur de y

$$Y^3 + pY + q = 0 \dots \dots \dots *$$

$$P = -3Lc^2 - 90Asc \frac{Lc - d'}{b} + 90Ast \frac{d - Lc}{b}$$

$$Asc = Ast = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$P = -3 \cdot (-28)^2 - 90(2.01) \frac{-28 - 4}{100} + 90(2.01) \cdot \frac{(7 + 28)}{100}$$

$$P = -2230.8$$

$$q = -2Lc^3 - 90Asc \frac{(Lc - d')^2}{b} - 90Ast \frac{(d - Lc)^2}{b}$$

$$q = -2(-28)^3 - 90(2.01) \frac{(-28 - 4)^2}{100} - 90(2.01) \frac{(7 + 28)^2}{100}$$

$$q = 39835.8$$

$$* \rightarrow y^3 - 2230.8y + 39835.8 = 0$$

Pour la résolution de cette équation on procède comme suit :

-Calcul de Δ :

$$\Delta = q^2 + (4 \cdot p^3 / 27) = (39835.8)^2 + 4 \cdot (-2230.8)^3 / 27$$

$$\Delta = -5.77 \cdot 10^7 < 0 \rightarrow \text{L'équation admet trois racines}$$

$$Y_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right)$$

$$Y_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{2\pi}{3}\right)$$

$$Y_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec:

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \sqrt{\frac{2230.8}{3}} = 54.53$$

$$\varphi = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) = \arccos\left(\frac{3 \cdot 39835.8}{2 \cdot (-2230.8)} \sqrt{\frac{3}{2230.8}}\right)$$

$$\varphi = 2.95$$

$$\text{Donc : } Y_1 = 54.53 \cos\left(\frac{2,925}{3}\right) = 30.22$$

$$Y_2 = 54.53 \cdot \cos\left(\frac{2,95}{3} + \frac{4 \cdot \pi}{3}\right) = 24.09$$

$$Y_3 = 54.47 \cos\left(\frac{2,95}{3} + \frac{2 \cdot \pi}{3}\right) = -54.41$$

La distance entre l'axe neutre et la fibre supérieure de la section, c'est la hauteur de la partie comprimée.

$$0 < y_{ser} < d$$

$$Y_{ser} = y + Lc$$

$$y^1_{ser} = 30.22 - 28 = 2.22 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ok}$$

$$y^2_{ser} = 24.09 - 28 = -3.91 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non}$$

$$y^3_{ser} = -54.41 - 28 = -82.41 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non}$$

$$y_{ser} = y^1_{ser} = 2.22 \text{ cm}$$

$$y = 28 + 2.22 = 30.22 \text{ cm.}$$

On calcul l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{b \cdot y^3_{ser}}{3} + n \left[ A_{st}(d - y_{ser})^2 + A_{sc}(y_{ser} - d')^2 \right]; \quad n = \frac{E_s}{E_b} = 15 : \text{ Coefficient d'équivalence.}$$

$$I = \frac{100 \cdot 2.22^3}{3} + 15 \left[ 2,01(7 - 2.22)^2 + 2,01(2.22 - 4)^2 \right]$$

$$I = 1149.10 \text{ cm}^4.$$

**III.6.11.1)/ Vérification des contraintes de compression dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{y \cdot N_{ser}}{I} y_{ser} = \frac{302.2 \times 1,819 \times 10^3}{1149.10 \times 10^4} \times 22.2$$

$$\sigma_{bc} = 1.06 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée.}$$

**III.6.11.2/ Vérification de la contrainte dans l'acier :**

$$\overline{\sigma}_s = 201,63 \text{MPa} \text{ (Déjà calculée)}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot \frac{y \cdot N_{ser}}{I} (d - y_{ser}) = 15 \cdot \frac{302,2 \times 1,819 \times 10^3}{1149,1 \times 10^4} (70 - 22,2)$$

$$\sigma_s = 2,28 \text{MPa} < \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**➤ Vérification de l'écartement dans les barres :****-Armature verticale :**

$$A_s = 2,01 \text{cm}^2$$

$$S_t \leq \min\{3h, 33 \text{cm}\} = 30 \text{cm}$$

$$S_t = 25 \text{cm} < 30 \text{cm} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

**-Armature de répartition :**

$$S_t \leq \min\{4h, 45 \text{cm}\} = 40 \text{cm}$$

$$S_t = 25 \text{cm} \leq 40 \text{cm} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

**➤ Vérification au flambement :****-calcul de l'élancement :**

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f \sqrt{A}}{\sqrt{I}}$$

**Avec :** $\lambda$  : Élancement de l'élément $L_f$  : longueur de flambement $i$  : rayon de giration $I$  : moment d'inertie de la section $A$  : section de l'élément

$$A = 0,1 \times 1 = 0,1 \text{m}^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times (0,1)^3}{12} = 8,33 \cdot 10^{-5} \text{m}^4$$

$$L_f = 2L_0 = 2H = 1,2 \text{m}$$

$$\lambda = \frac{1,2 \sqrt{0,1}}{\sqrt{8,33 \cdot 10^{-5}}} = 41,58$$

**III.6.11.3-vérification à l'élancement :**

$$\lambda \leq \max \left[ 50, \min \left( \frac{67 \cdot e_u}{h}, 100 \right) \right] = \max [50, \min(247.9, 100)]$$

$$\lambda = 41.58 \leq \max(50, 100) = 100 \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

**III.6.12) Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA99. Art 6.2.3) :**

L'acrotère est calculé sous l'action des forces sismiques suivant la formule suivante :

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone IIa, groupe d'usage 2)  $\Rightarrow A=0.15$

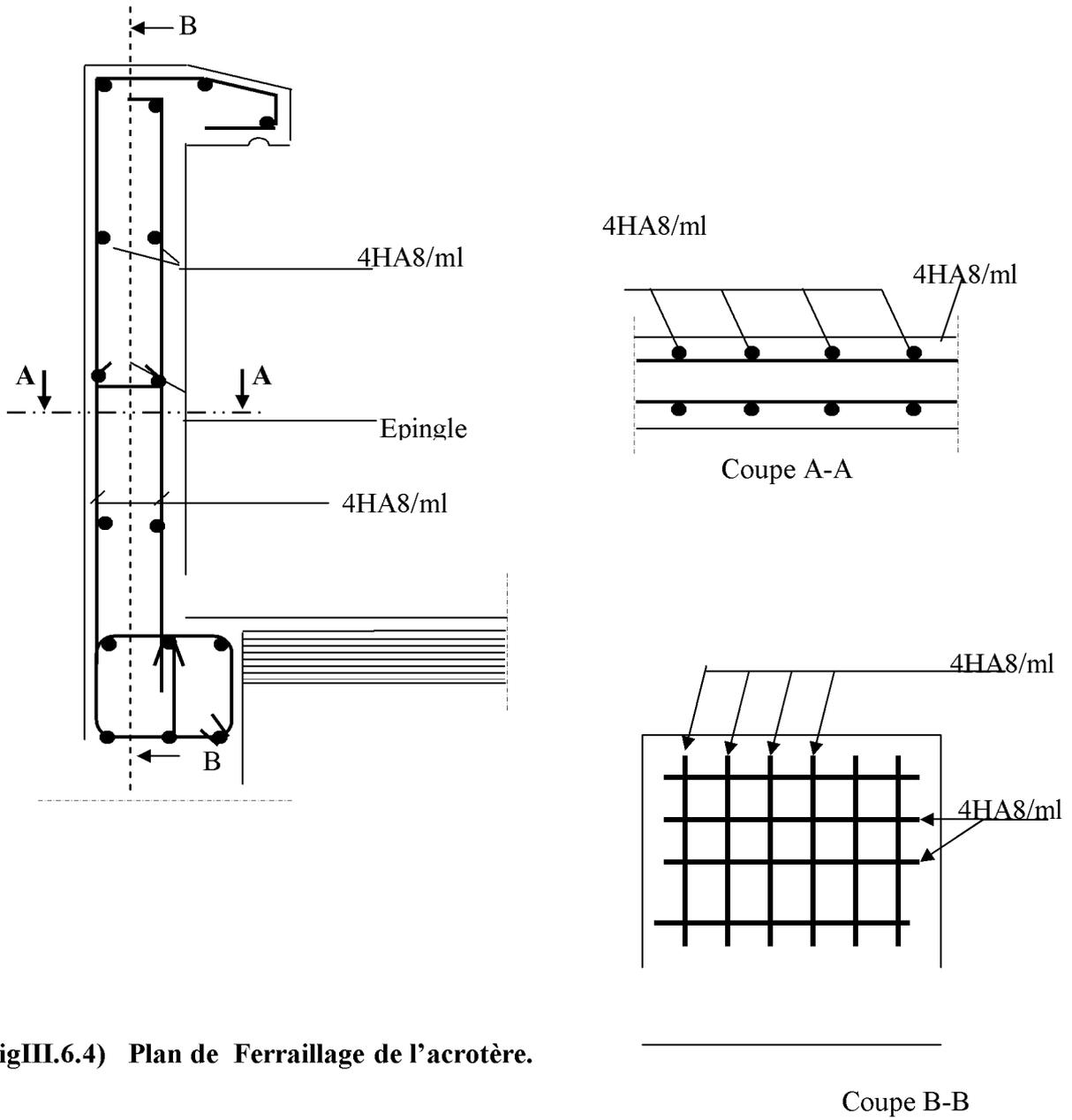
**(RPA99, art 4.2.3 tableau 4-1)**

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

$W_p$  : Poids de l'acrotère = 1.819 kN/ml

D'où :  $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.819 = 0.873 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$

**Conclusion :** La condition étant vérifiée, donc l'acrotère sera calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile. On adopte pour le ferrailage celui adopté précédemment



FigIII.6.4) Plan de Ferrailage de l'acrotère.

**IV.1 Introduction :**

L'étude de contreventement est une étape importante dans l'étude de tout bâtiment. Le contreventement est destiné à assurer la stabilité du bâtiment sous l'action des efforts horizontaux dues au séisme ; ainsi que sa stabilité vis-à-vis le flambement de ses poteaux sous l'action verticales.

D'une manière générale, ce contreventement peut être assuré soit par des murs de refend plein ou avec ouverture, soit par des portiques, soit par une combinaison de ces éléments.

Le cas de notre bâtiment, le contreventement est assuré par des portiques et voiles disposés dans deux sens (longitudinale et transversale), est ce la nous amène à déterminer le % de l'effort sismique que doit reprendre chaque élément (portique; voile), afin de connaître le type de contreventement, pour cela en doit passé par plusieurs étapes.

**IV.2 Caractéristiques géométriques des portiques :**

**IV.2.1 Calcul des rigidités linéaires relatives des poteaux et des poutres :**

Hypothèses de calcul :

Les charges ou les masses sont considérés concentrées au niveau du plancher.

Les diagrammes de répartition des charges en élévation.

La raideur des poutres ne doit pas être faible devant celle des poteaux.

La raideur des travées adjacentes d'une même portée ne doit pas être trop différente.

Poteau :  $K_p = \frac{I_p}{h_c}$

Poutre :  $K_{pr} = \frac{I_{pr}}{l_c}$

Avec :

$I_{pr}$  : Moment d'inertie de la poutre.

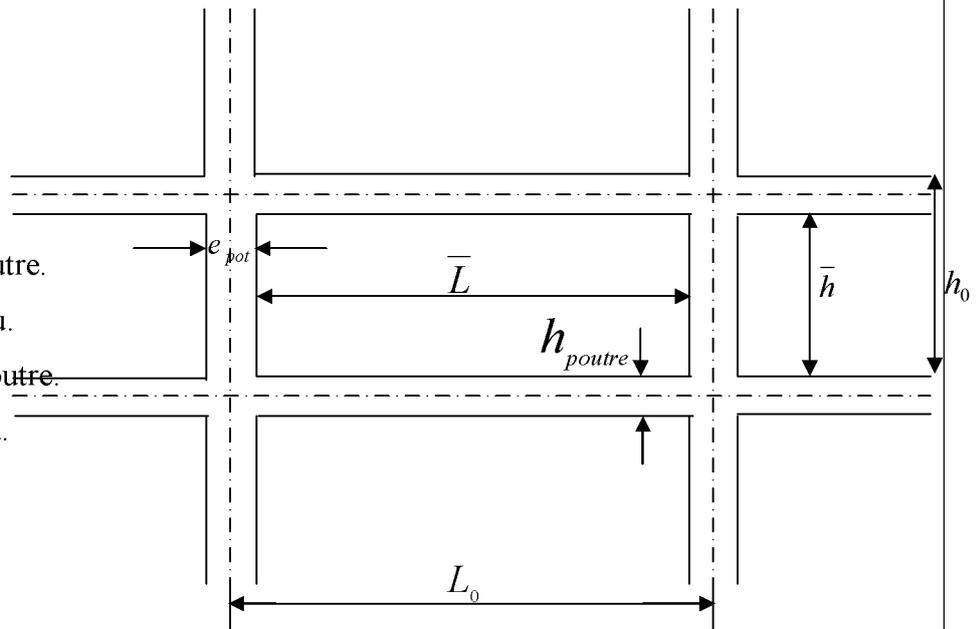
$I_p$  : Moment d'inertie du poteau.

$L_c$  : Longueur calculée de la poutre.

$h_c$  : Hauteur calculée du poteau.

$h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} e_{poteau} \leq h_e$

$L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} h_{poutre} \leq L_o$

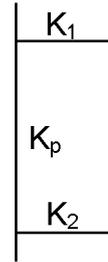
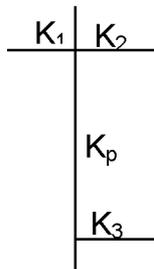
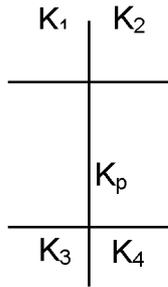


**Figure. IV.1 : Coupe verticale d'un niveau**

IV.2.2 Calcul des coefficients  $\bar{K}$  relatifs aux portiques :

Cas d'étage courant :

$$\bar{K} = \frac{\sum K_i (\text{poutres}_{\text{sup}} + \text{poutres}_{\text{inf}})}{2K_{\text{poteau}}}$$



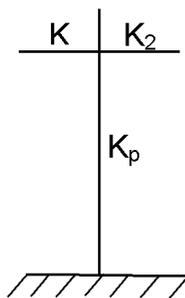
$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2K_p}$$

$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2K_p}$$

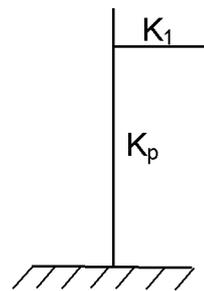
$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{2K_p}$$

Cas du RDC :

$$\bar{K} = \frac{\sum K_i \text{poutres}_{\text{sup}}}{K_{\text{poteau}}}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_p}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1}{K_p}$$

**IV.2.3 Calcul des coefficients correcteurs -  $a_{ij}$  - :**

**Niveau courant :**  $a_{ij} = \frac{K_j}{2 + K_j}$

**Niveau RDC :**  $a_{ij} = \frac{0,5 + K_j}{2 + K_j}$

**IV.2.4 Calcul des rigidités des poteaux par niveau dans les deux sens :**

**Niveau courant :**  $r_j = a_{ij} \times K_p \times \frac{12E}{hc^2}$

**Niveau RDC :** - Poteau encasté à sa base :  $r_j = a_{ij} \times K_p \times \frac{12E}{hc^2}$

-Poteau articulé à sa base :  $r_j = a_{ij} \times K_p \times \frac{3E}{hc^2}$

Avec :

$h_c$  : hauteur du poteau calculé.

$E_i$  : module de déformation du béton= 32164.2 MPa

$I_p$  : Inertie du poteau.

**IV.2.5 Calcul des rigidités des portiques par niveau dans les deux sens (X et Y):**

$R_{jx} = \sum r_{ij} \Rightarrow$  Pour chaque niveau dans le sens longitudinal.

$R_{jy} = \sum r_{ij} \Rightarrow$  Pour chaque niveau dans le sens transversal.

**Les tableaux suivants donnent les longueurs de calcul pour chaque niveau :**

**a)Sens transversal :**

Niveaux	Poteaux	$\bar{h}$ (cm)	$e_{pot}$ (cm)	$H_c$ (cm)	$I_{pot}(cm^4)$	$K_{pot}(cm^3)$
7,8,9 <sup>eme</sup>	30×30	271	30	286.00	67500.00	236.01
4,5,6 <sup>eme</sup>	35×35	271	35	288.50	125052.08	433.45
1a3 <sup>eme</sup>	40×40	271	40	291.00	213333.33	733.10
RDC	45×45	373	45	395.50	341718.75	864.01

Niveaux	Travée	L (cm)	ep(cm)	L(cm)	h <sub>ptr</sub> (cm)	L <sub>c</sub> (cm)	I <sub>ptr</sub> (cm <sup>4</sup> )	K <sub>ptr</sub> (cm <sup>3</sup> )
7,8,9 <sup>eme</sup>	1--2	270	30	240	35	257.5	107187.50	416.26
	2--3	400	30	370	35	387.5	107187.50	276.61
	3--4	420	30	390	35	407.5	107187.50	263.03
4,5,6 <sup>eme</sup>	1--2	270	35	235	35	252.5	107187.50	424.50
	2--3	400	35	365	35	382.5	107187.50	280.22
	3--4	420	35	385	35	402.5	107187.50	266.30
1a3 <sup>eme</sup>	1--2	270	40	230	35	247.5	107187.50	433.08
	2--3	400	40	360	35	377.5	107187.50	283.94
	3--4	420	40	380	35	397.5	107187.50	269.65
RDC	1--2	270	45	225	35	242.5	107187.50	442.01
	2--3	400	45	355	35	372.5	107187.50	287.75
	3--4	420	45	375	35	392.5	107187.50	273.08

**b) Sens longitudinal :**

Niveaux	Poteaux	$\bar{h}$ (cm)	e <sub>pot</sub> (cm)	H <sub>c</sub> (cm)	I <sub>pot</sub> (cm <sup>4</sup> )	K <sub>pot</sub> (cm <sup>3</sup> )
7,8,9 <sup>eme</sup>	30×30	266	30	281.00	67500.00	240.21
4,5,6 <sup>eme</sup>	35×35	266	35	283.5	125052.08	441.10
1a3 <sup>eme</sup>	40×40	266	40	286.00	213333.33	745.92
RDC	45×45	368	45	390.5	341718.75	875.08

Niveaux	Travée	L(cm)	ep(cm)	$\bar{L}$ (cm)	$h_{ptr}$ (cm)	$L_c$ (cm)	$I_{ptr}$ (cm <sup>4</sup> )	$K_{ptr}$ (cm <sup>3</sup> )
7,8,9 <sup>eme</sup>	a-b	390	30	360	40	380	160000.00	421.05
	b-c	420	30	390	40	410	160000.00	390.24
	c-d	430	30	400	40	420	160000.00	380.95
	f-g	420	30	390	40	410	160000.00	390.24
	g-h	390	30	360	40	380	160000.00	421.05
4,5,6 <sup>eme</sup>	a-b	390	35	355	40	375	160000.00	426.66
	b-c	420	35	385	40	405	160000.00	395.06
	c-d	430	35	395	40	415	160000.00	385.54
	f-g	420	35	385	40	405	160000.00	395.06
	g-h	390	35	355	40	375	160000.00	426.66
1a3 <sup>eme</sup>	a-b	390	40	350	40	370	160000.00	432.43
	b-c	420	40	380	40	400	160000.00	400.00
	c-d	430	40	390	40	410	160000.00	390.24
	d-e	420	40	380	40	400	160000.00	400.00
	g-h	390	40	350	40	370	160000.00	432.43
RDC	a-b	390	45	345	40	365	160000.00	438.35
	b-c	420	45	375	40	395	160000.00	405.06
	c-d	430	45	385	40	405	160000.00	395.06
	f-g	420	45	375	40	395	160000.00	405.06
	g-h	390	45	345	40	365	160000.00	438.35

IV.2.5.1 Rigidité relative par portique :

a) Sens transversal :

Niveaux	Poteaux	hc (cm)	Kpoutre (cm <sup>3</sup> )	Kpoteau (cm <sup>3</sup> )	$\bar{K}$	aij	aij × Kp	rij	Rij x
7,8,9 <sup>eme</sup>	1	286.00	416.26	236.01	1.78	0.47	110.92	5233.97	21604.06
	2	286.00	276.61	236.01	2.96	0.59	139.24	6570.31	
	3	286.00	263.03	236.01	2.30	0.53	125.08	5902.14	
	4	286.00		236.01	1.12	0.35	82.60	3897.64	
4,5,6 <sup>eme</sup>	1	288.50	424.50	433.45	0.98	0.32	138.70	6431.89	27737.81
	2	288.50	280.22	433.45	1.64	0.45	195.05	9044.99	
	3	288.50	266.30	433.45	1.26	0.38	164.71	7638.04	
	4	288.50		433.45	0.61	0.23	99.69	4622.89	
1a3 <sup>eme</sup>	1	291.00	433.08	733.10	0.59	0.22	161.28	7351.03	32076.88
	2	291.00	283.94	733.10	0.98	0.32	234.59	10692.45	
	3	291.00	269.65	733.10	0.76	0.27	197.93	9021.51	
	4	291.00		733.10	0.37	0.15	109.96	5011.90	
RDC	1	395.50	442.01	864.01	0.51	0.40	345.60	2131.93	8794.22
	2	395.50	287.75	864.01	0.84	0.47	406.08	2505.02	
	3	395.50	273.08	864.01	0.64	0.43	371.52	2291.83	
	4	395.50		864.01	0.31	0.35	302.40	1865.44	

b) Sens longitudinal :

Niveaux	Poteaux	hc (cm)	K <sub>poutre</sub> (cm <sup>3</sup> )	K <sub>poteau</sub> (cm <sup>3</sup> )	$\bar{K}$	a <sub>ij</sub>	a <sub>ij</sub> × K <sub>p</sub>	r <sub>ij</sub>	R <sub>ij</sub> x
7,8,9 <sup>eme</sup>	a	281.00	421.05	240.21	1.76	0.46	110.49	5400.87	39685.58
	b	281.00	390.24	240.21	3.39	0.62	148.93	7279.86	
	c	281.00	380.24	240.21	3.22	0.61	146.52	7162.06	
	d	281.00	390.24	240.21	3.22	0.61	146.52	7162.06	
	E	281.00	421.05	240.21	3.39	0.62	148.93	7279.86	
	F	281.00		240.21	1.76	0.46	110.49	5400.87	
4,5,6 <sup>eme</sup>	A	283.50	426.66	441.10	0.97	0.32	141.15	6778.42	53802.82
	B	283.50	395.06	441.10	1.87	0.48	211.72	10167.39	
	C	283.50	385.54	441.10	1.78	0.47	207.31	9955.6	
	D	283.50	395.06	441.10	1.78	0.47	207.31	9955.6	
	E	283.50	426.06	441.10	1.87	0.48	211.72	10167.39	
	F	283.50		411.10	0.97	0.32	141.15	6778.42	
1a3 <sup>eme</sup>	A	286.00	432.43	745.92	0.58	0.22	164.10	7743.37	64059.08
	D	286.00	400.00	745.92	1.12	0.35	261.07	12319.09	
	C	286.00	390.24	745.92	1.06	0.34	253.61	11967.08	
	D	286.00	400.00	745.92	1.06	0.34	253.61	11967.08	
	E	286.00	432.34	745.92	1.12	0.35	261.07	12319.09	
	F	286.00		745.92	0.58	0.22	164.10	7743.37	
RDC	A	390.50	438.35	875.08	0.50	0.40	350.03	2214.91	15171.98
	B	390.50	405.06	875.08	0.96	0.49	428.78	2713.22	
	C	390.50	395.06	875.08	0.91	0.48	420.03	2657.86	
	D	390.50	405.06	875.08	0.91	0.48	420.03	2657.86	
	E	390.50	438.35	875.08	0.96	0.49	428.78	2713.22	
	F	390.50		875.08	0.50	0.40	350.03	2214.91	

IV.3 Caractéristiques géométriques des voiles :

Les forces sismiques peuvent engendrer des torsions dans les structures sur les quelles agissent. Elles sont pratiquement préjudiciables lorsque les résultantes de ses forces se trouvent excentrées de façon notable par rapport au centre de torsion.

Donc le déplacement des voiles doit être le plus adéquat possible de manière à résister à l'effort sismique d'une part et limiter la torsion du bâtiment due aux charges d'autre part.

IV.3.1 Etude des refends :

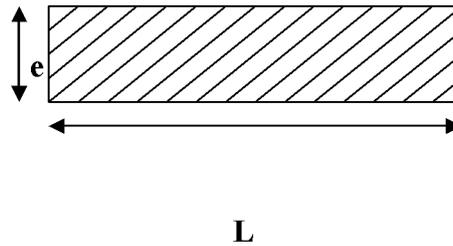
Dans notre structure on a que des refends pleins

**IV.4. Calcul des inerties :**

**a) Refends longitudinaux :**

$$I_x = \frac{L \times e^3}{12} ; I_y = \frac{e \times L^3}{12}$$

⇒ On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe (x-x'), **donc on prend  $I_y$**

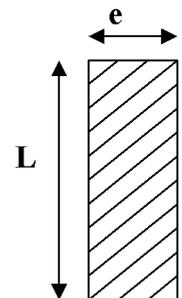


**b) Refends transversaux :**

$$I_y = \frac{L \times e^3}{12} ; I_x = \frac{e \times L^3}{12}$$

⇒ On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe (y-y'),

**donc on prend:  $I_x$**



**Sens transversales :**

Niveaux	L (m)	ep (m)	Ix (m <sup>4</sup> )	N <sup>bre</sup> de voiles	Total Ix(m <sup>4</sup> )
VT1 ; VT2	2.15	0.20	0.165	20	3.312
VT3 ; VT4	1.50	0,20	0.056	20	1.125
VT5 ; VT6	1,35	0,20	0.041	20	0.82
				Somme	5.257

Sens longitudinales :

Niveaux	L (m)	ep (m)	I <sub>x</sub> (m <sup>4</sup> )	N <sup>bre</sup> de voiles	Total I <sub>x</sub> (m <sup>4</sup> )
VL1 ;VL2	4.20	0,20	1.234	20	24.68
VL3 ;VL4	2.70	0,20	0.328	20	6.56
VL5	1.30	0,20	0,036	10	0.36
				Somme	31.6

IV.3.1.2.Calcul des inerties des poteaux :

a) Suivant le sens transversal : (I<sub>y</sub>)  $I_y = \frac{b.a^3}{12}$

Niveau	a (m)	b (m)	I <sub>y</sub> .10 <sup>-3</sup> (m <sup>4</sup> )	N <sup>bre</sup> des poteaux	Total I <sub>y</sub> (m <sup>4</sup> )
RDC	0,45	0,45	3.417	24	0,082
1,2 et 3	0,4	0,40	2.133	72	0,153
4 ,5 et 6	0,35	0,35	1,250	72	0,09
7,8et9	0,30	0,30	0,675	72	0,048
				Somme	0,373

b) Suivant le sens longitudinal : (I<sub>x</sub>)  $I_x = \frac{a.b^3}{12}$

Niveau	a (m)	b (m)	I <sub>x</sub> .10 <sup>-3</sup> (m <sup>4</sup> )	N <sup>bre</sup> des poteaux	Total I <sub>x</sub> (m <sup>4</sup> )
RDC	0,45	0,45	3.417	24	0,082
1,2 et 3	0,4	0,40	2.133	72	0,153
4 ,5 et 6	0,35	0,35	1,250	72	0,09
7,8et9	0,30	0,30	0,675	72	0,048
				Somme	0,373

IV.5) Récapitulatif

1. Sens transversal

L'inertie des poteaux :  $I_p = 0,373m^4$

L'inertie des voiles :  $I_v = 5.257m^4$

L'inertie de l'ensemble :  $I = 5.630\text{m}^4$

Pourcentage de l'inertie des poteaux /l'ensemble : 6.62 %

Pourcentage de l'inertie des voiles /l'ensemble : 93.38%

## **2. Sens longitudinal**

L'inertie des poteaux :  $I_p = 0,373 \text{ m}^4$

L'inertie des voiles :  $I_v = 31.6\text{m}^4$

L'inertie de l'ensemble :  $I = 31.973\text{m}^4$

Pourcentage de l'inertie des poteaux par rapport à l'ensemble : 1.166%

Pourcentage de l'inertie des voiles par rapport à l'ensemble : 98.84%

### **IV.7)Conclusion :**

On constate que :

L'inertie des voiles est plus importante que celle des portiques et cela dans les deux sens (les voiles vont reprendre au moins 90% des sollicitations dues aux charges horizontales).D'après le RPA, le système de contreventement est du type 4a : portiques contreventés par des voiles sans interactions.

**V.1. Introduction :**

Plusieurs programmes de calculs automatique sont fait afin de formuler le problème de calcul des structure et de le 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.

**V.1.1. 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.

**V.1.2. 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

Restraintes : points 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

## V.2. 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

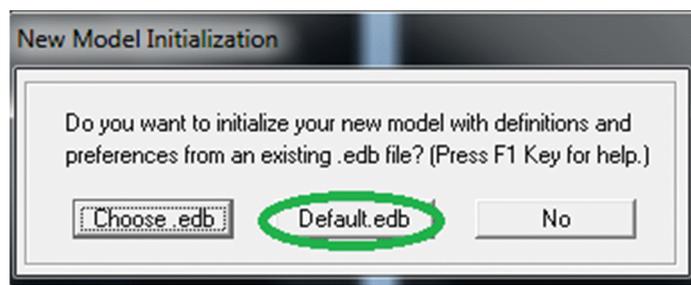
### Choix des unités :

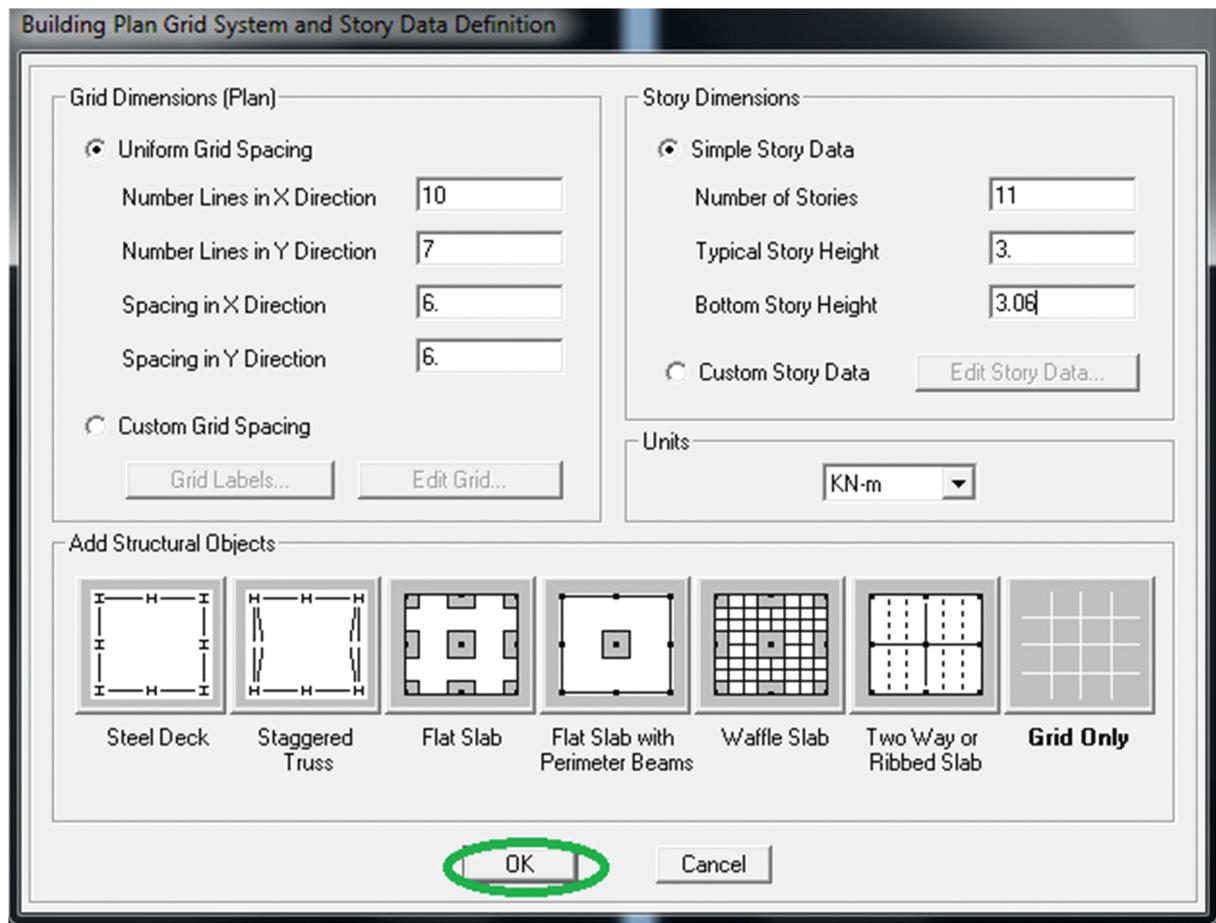
Après le lancement de l'ETABS, la première étape consiste au choix des unités et cela ce fait avec la fenêtre qui se trouve au bas de l'écran.



### 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-Table. On choisit l'icône **Grid Only** , 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 Hight ).
- Le nombre d'étage (Number of stories)
- La Hauteur d'étage courant (typical story height).
- La Hauteur en bas (bottom story height).

**Propriétés mécanique du matériau utilise :**

define —> materials properties

cette instruction permet d'introduire les propriétés mécaniques du matériau des structures (bétons « conc ») :

**Material Property Data**

**Material Name** CONC

**Display Color**  
Color

**Type of Material**  
 Isotropic  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)**

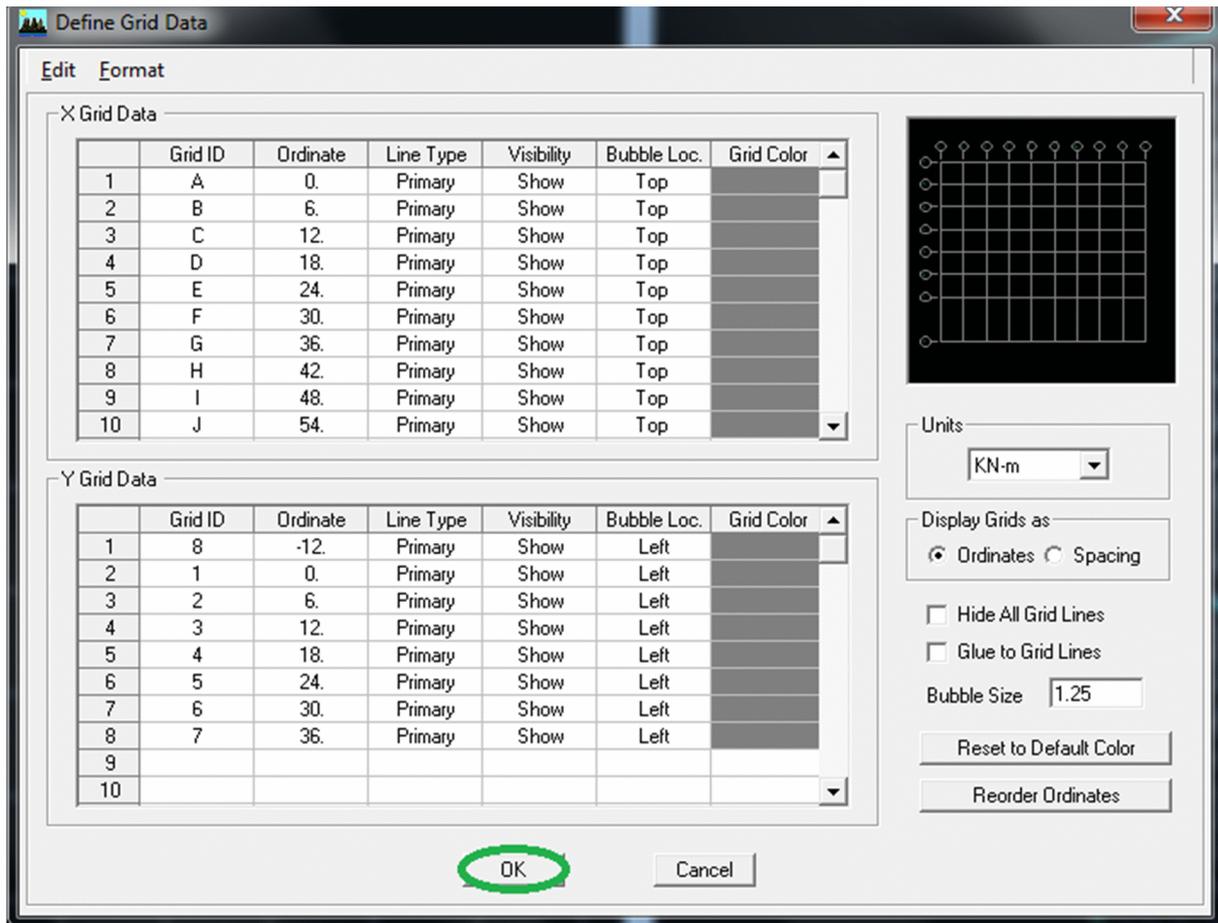
Specified Conc Comp Strength, f'c	25000
Bending Reinf. Yield Stress, fy	400000
Shear Reinf. Yield Stress, fys	400000

Lightweight Concrete  
Shear Strength Reduc. Factor

OK Cancel

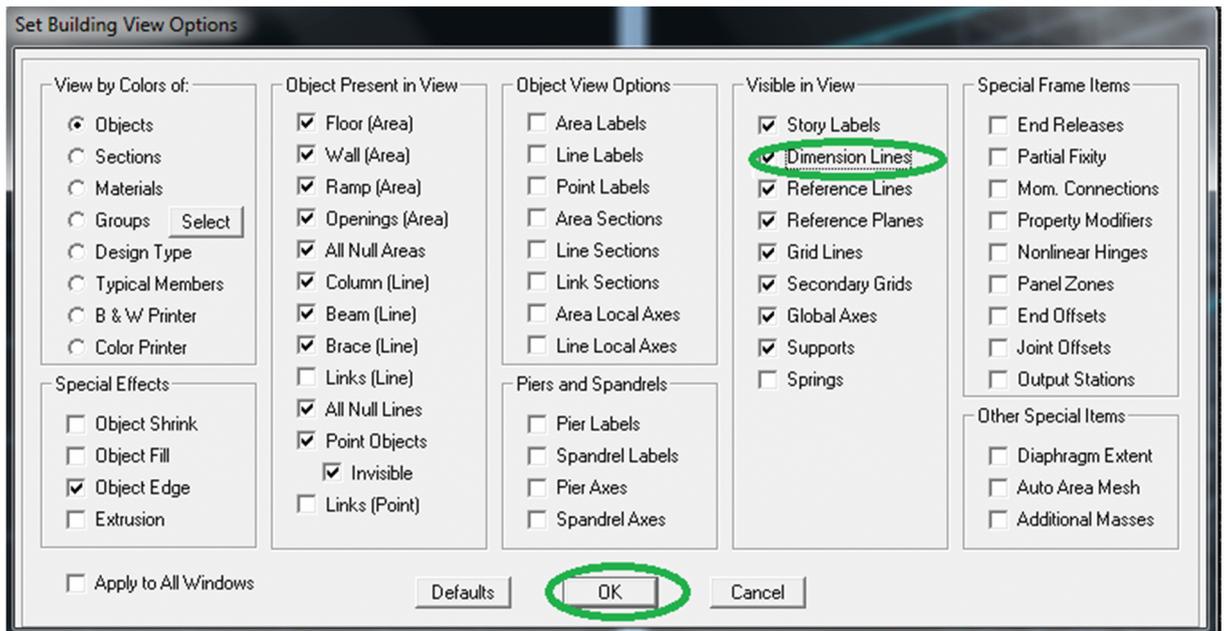
Modification de géométrie de base :

Pour modifier les longueurs des trames en clique sur bouton droit on choisir **Edit grid data.**



**Vérification des dimensions**

la barre des taches supérieure...set building view option...visible in view ... Dimension lines.



- Deuxième étape :

**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 

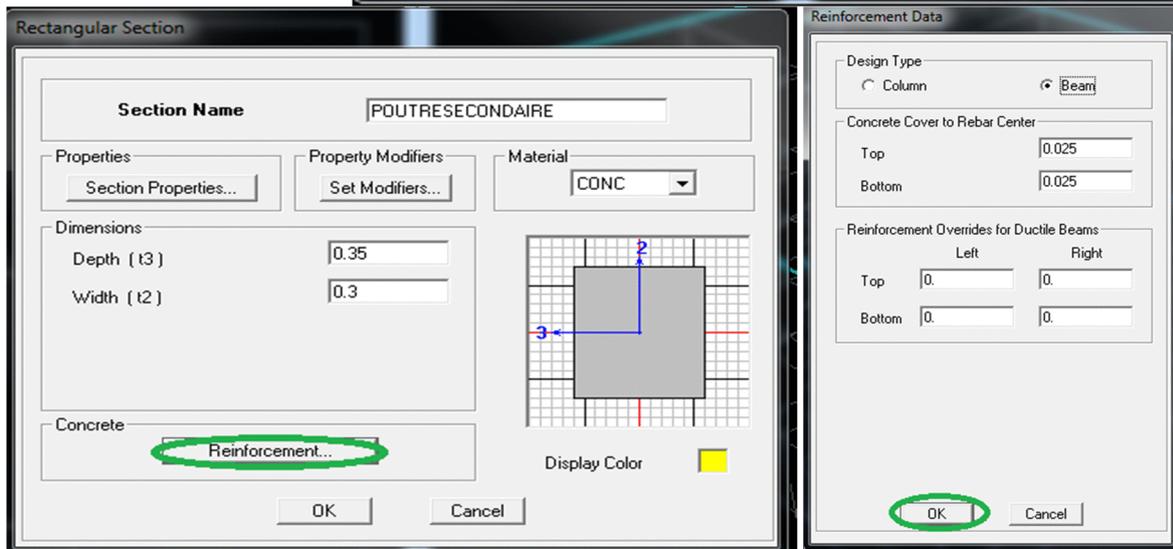
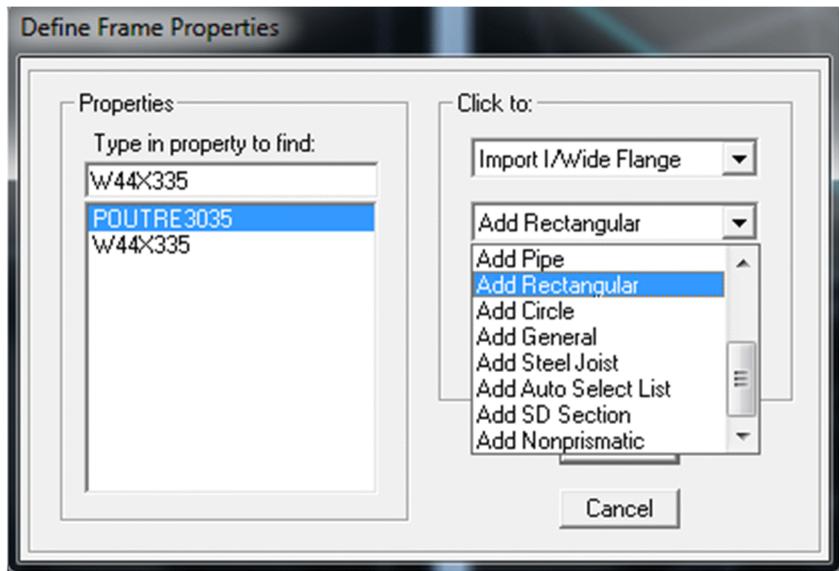
→ Icône propriétés → on sélection tout → delete property

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 :**

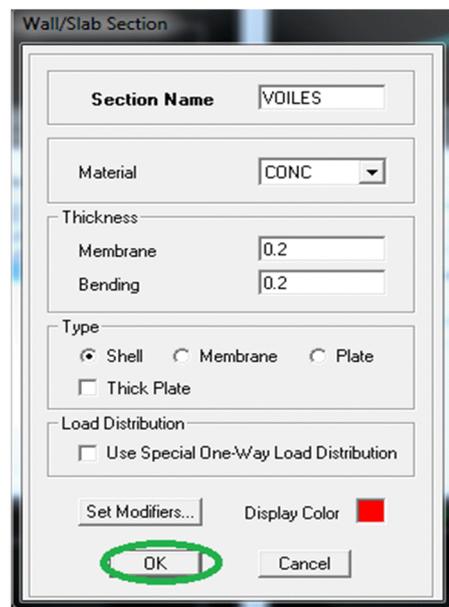
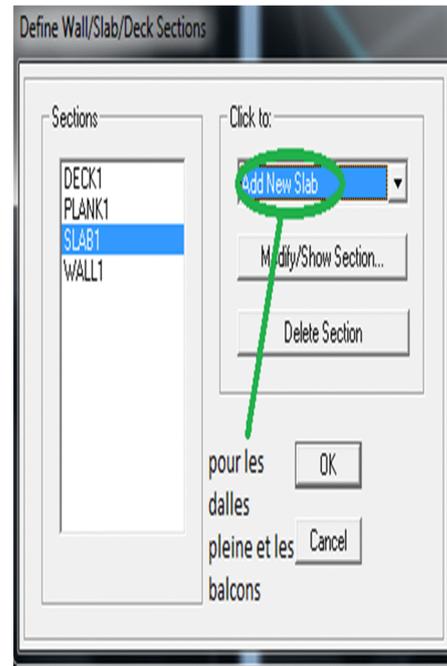
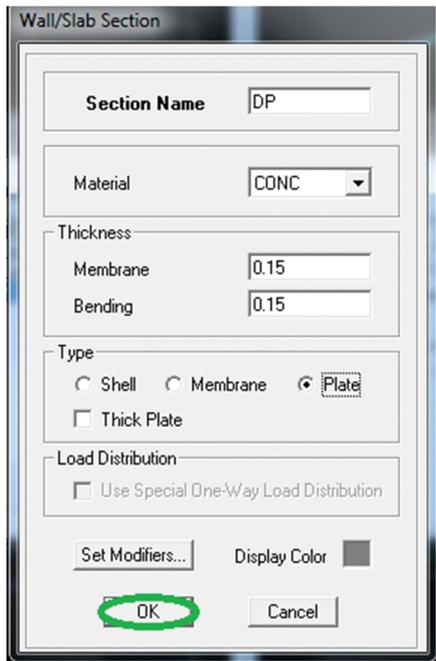
Define → wall/slab/deck sections, ou 

On distingue plusieurs types des éléments plaques qui sont :

**Element shells** : 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 :**

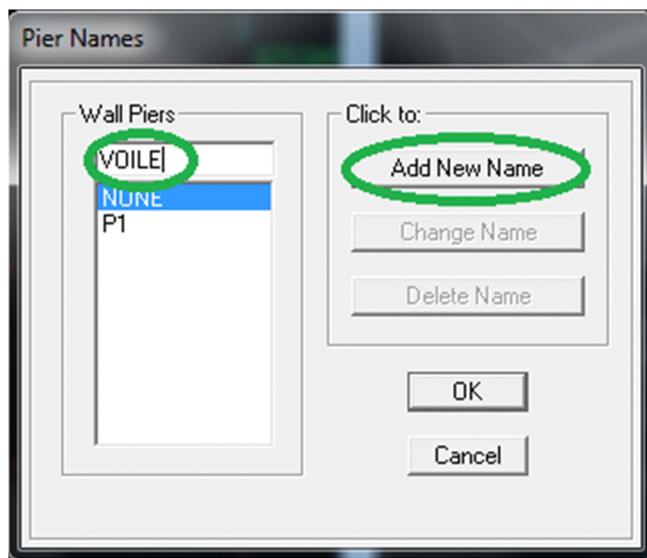
-Quand on modélise les voiles on doit modélisée leurs raidisseurs. Pour les introduire on les détermine comme les voiles avec le dimensionnement des poteaux.

-Les voiles et leurs raidisseurs sont un seul élément, et pour les définir ainsi on :

1. Sélectionnons-les.

2. Ramenant l'instruction suivant :

Assing → Shelle/Area → PierLabel. 



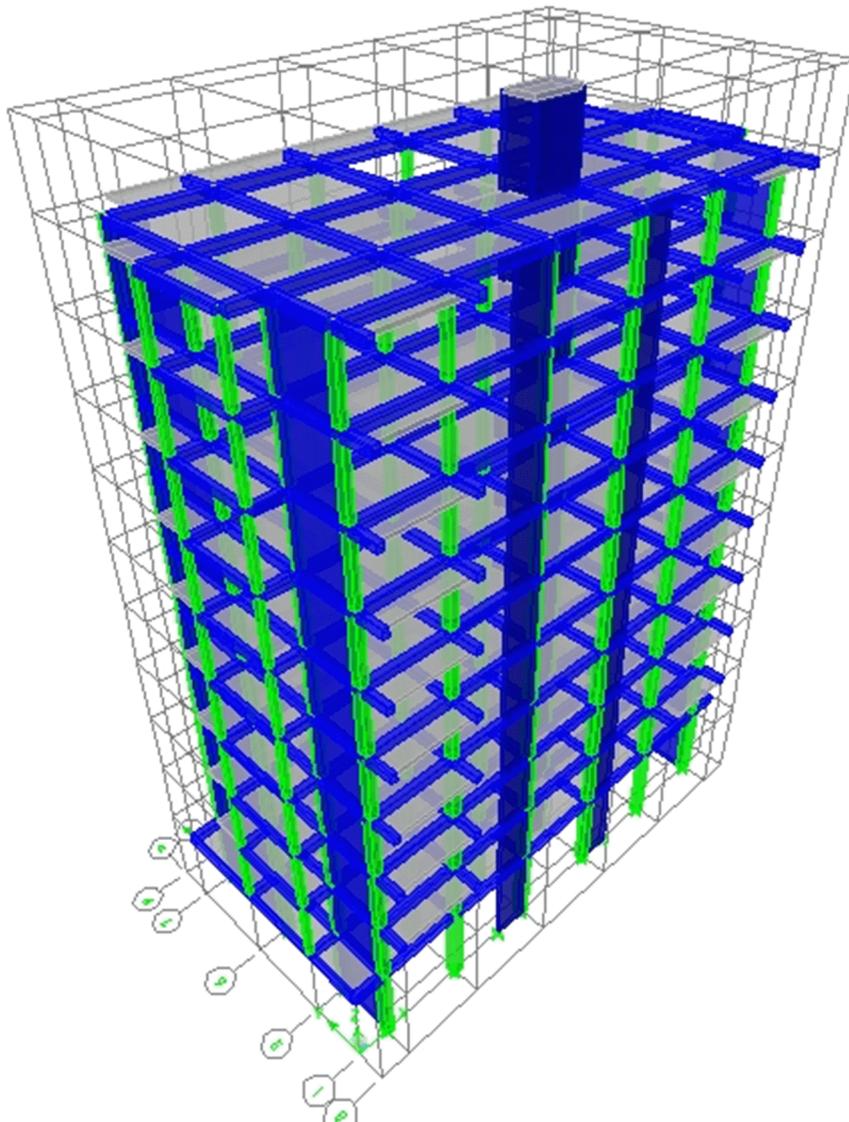
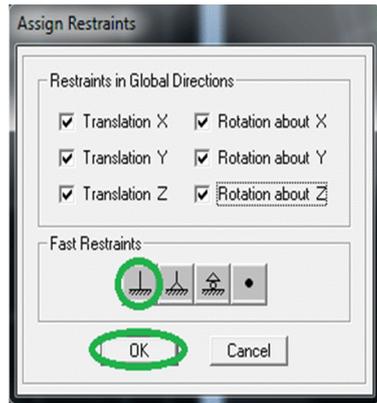
• **Troisième étape :**

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites pour les structures à modéliser.

**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 ça dans de l'etabs on :

- sélectionne les nœuds à la base.
- Ramenant l'instruction suivante :
- Assing → joint/point → contraintes.



**Définition de l'action sismique :**

La masse sismique c'est une masse vibrante qui est excite le séisme dont cette masse égale :

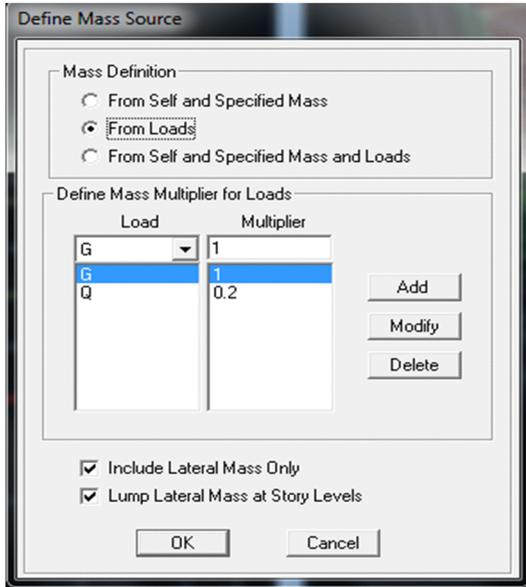
$$W_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} + \beta Q_{\text{plancher}}$$

$\beta$  : Coefficient de pondération.



L'instruction : Define → masse source

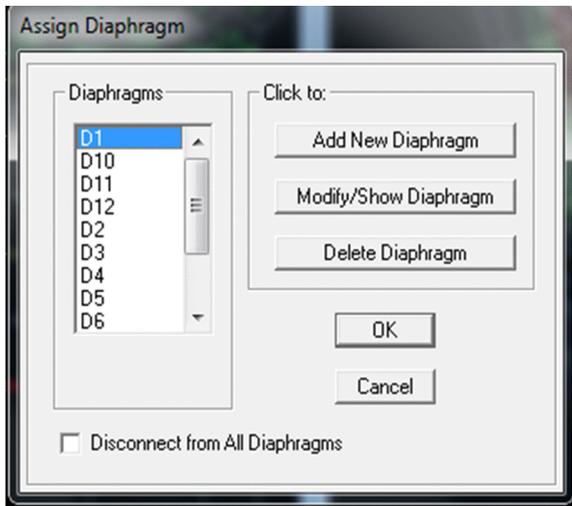
Nous permet l'introduction cette masse pour l'étude dynamique d'une manière automatique.

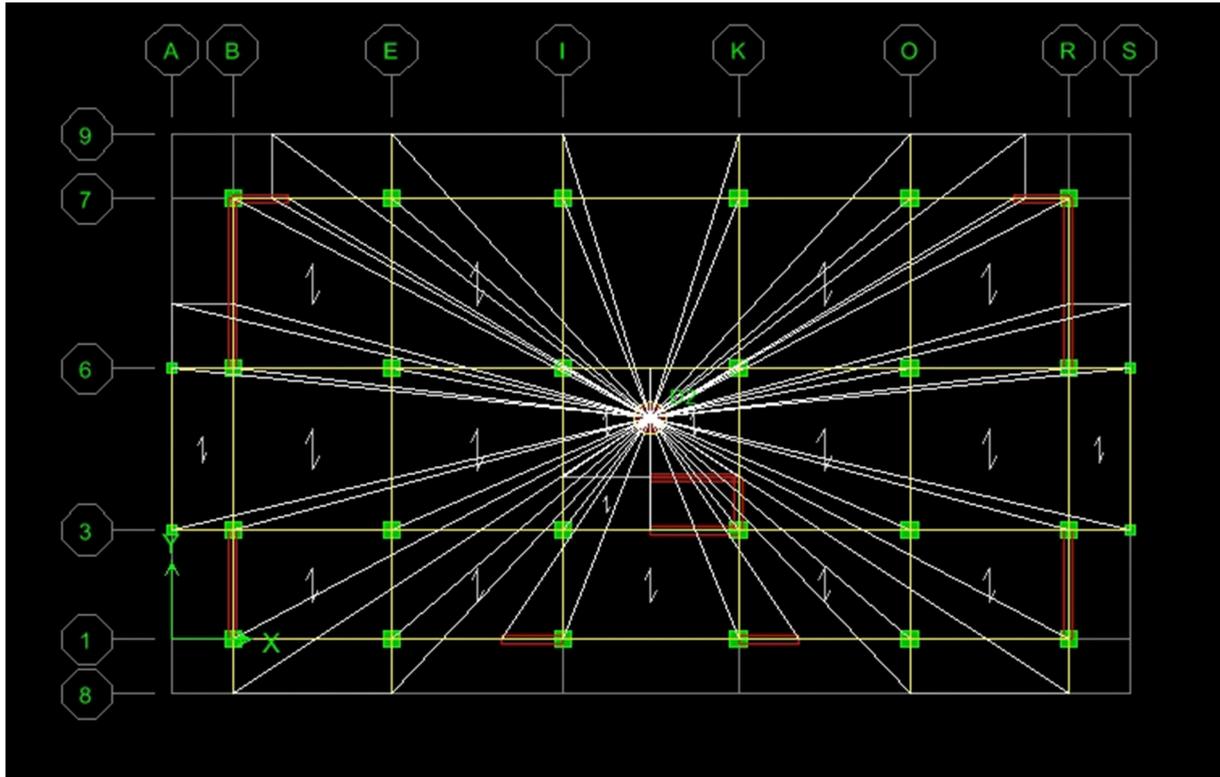


**Les diaphragmes :**

Les planchers sont supposés infiniment rigide pour cela on définit le diaphragme pour chaque plancher :

Assing → joint/point → diaphragme. 





• **Quatrième étape :**

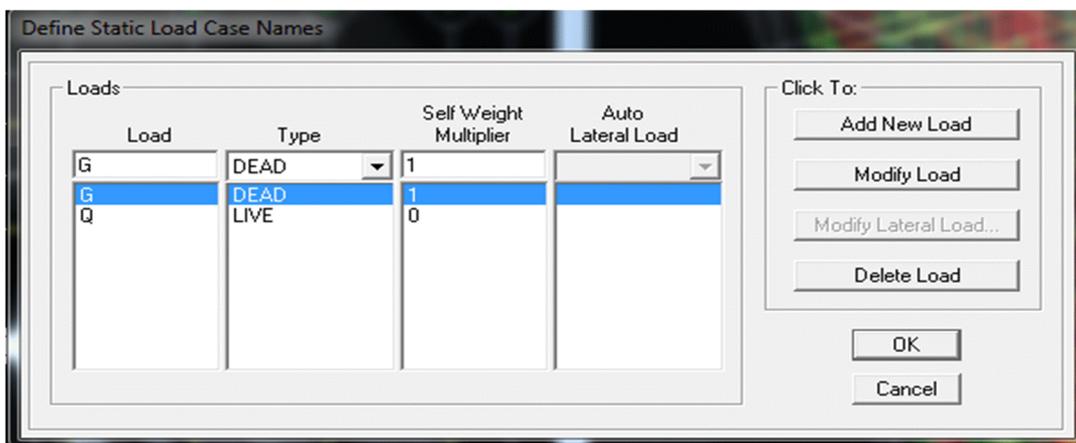
Dans cette étape on va introduire les charges des structures.

**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 est pris en compte par le coefficient 1, par contre le poids propre des charges d'exploitation est annulé donc on remplace ce coefficient par 0.



**Introduction des charges :**

✓ **Pour les dalles pleines :**

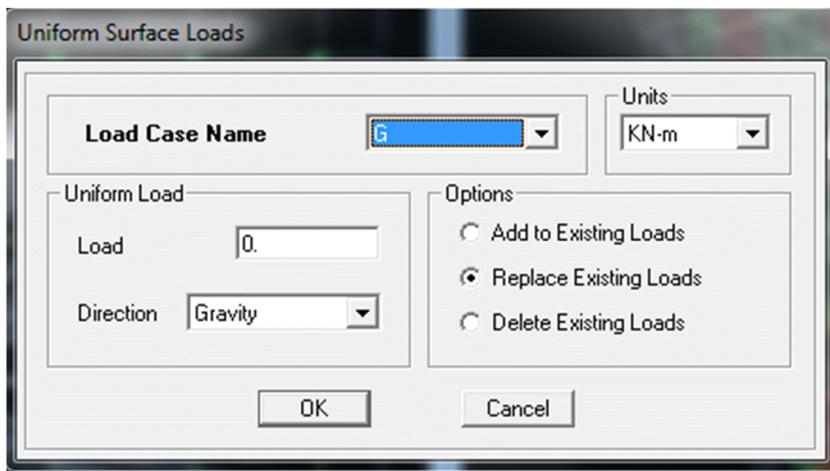
L'ETABS nous permet de spécifier les charges surfaciques sur les éléments bidimensionnels. Le programme fourni pour cette charge d'être uniformément répartie par m<sup>2</sup> selon les axes locaux ou globaux. Dans notre modélisation ces charges surfaciques on les introduit pour les dalles pleines. Et 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 :**

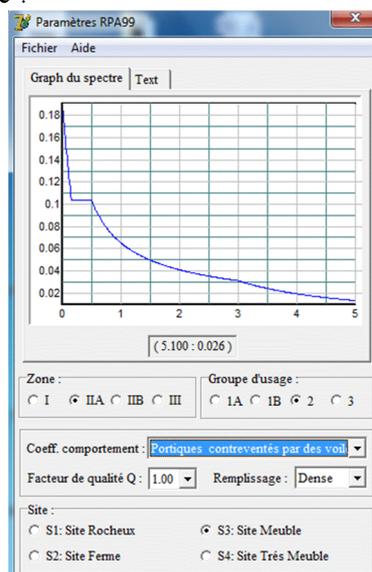
$$G_{dalle} = \rho_{b\acute{e}ton} \times e p_{dalle}$$



**La charge sismique :**

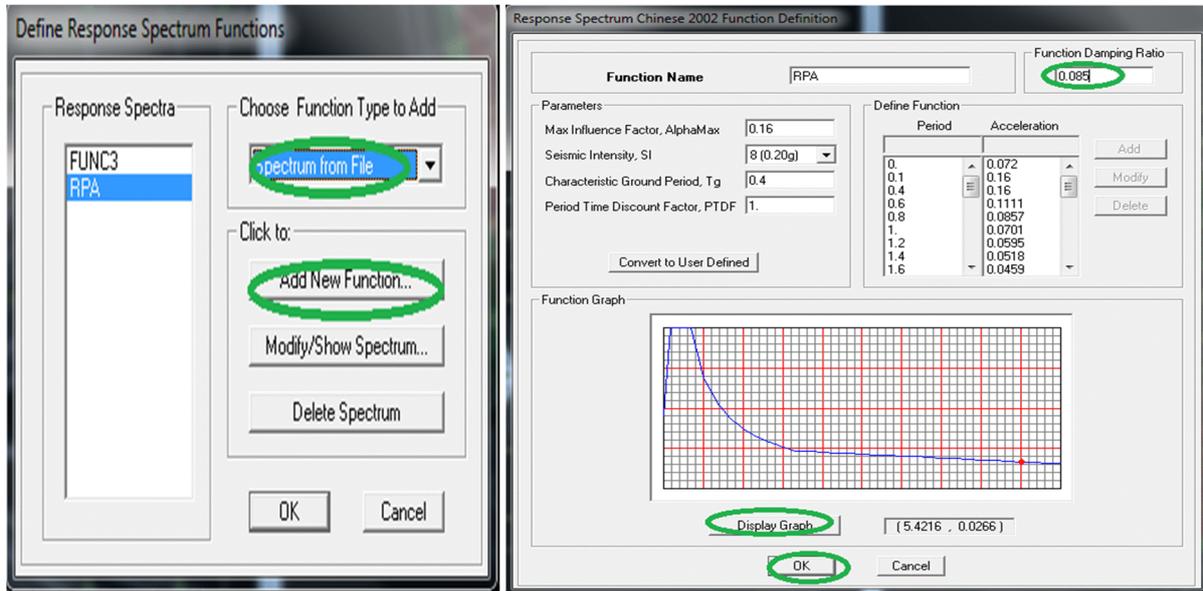
L'action sismique est représentée par le spectre de calcul qui est défini par le code parasismique RPA 2003 (voire chapitre I)

On défini le spectre comme suite :



**L'introduction du spectre :**

Define → Reponse spectrum fonctions.

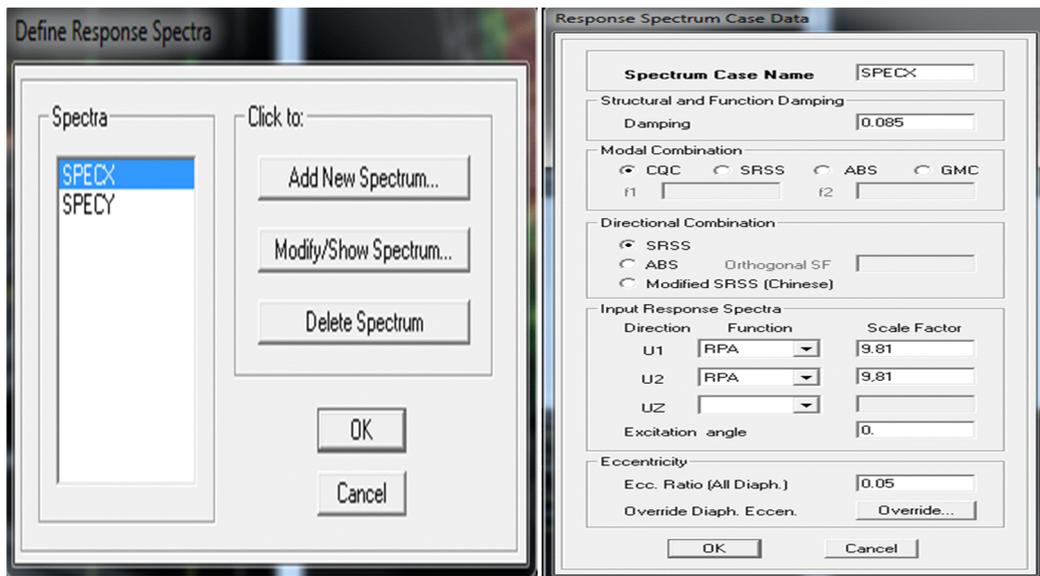


**Charge sismique :**

Define → Reponse spectrumcases



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 → laodcombinations



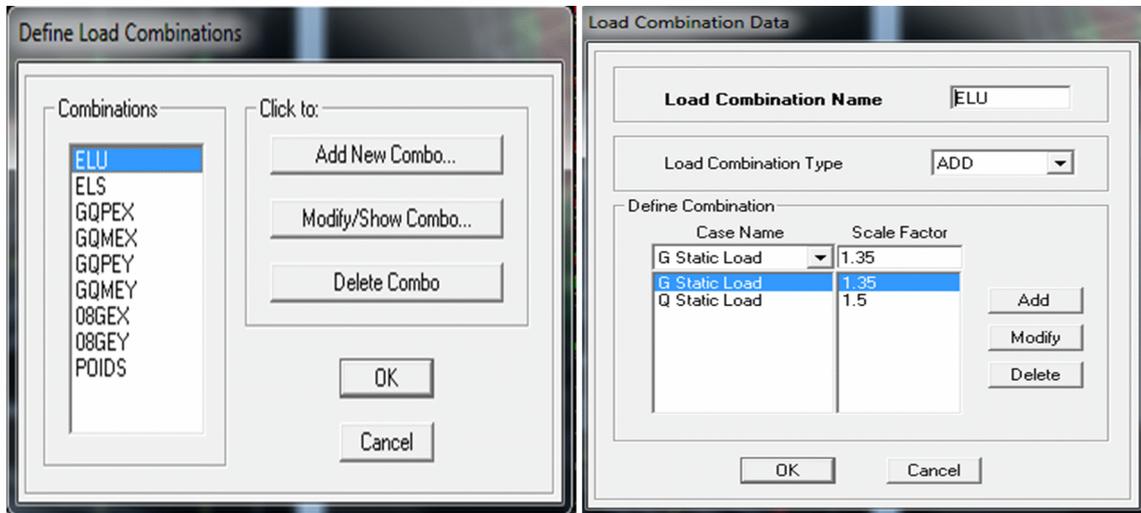
On introduire les combinaisons de charges :

Les combinaisons accidentelles d'après RPA

(G+Q+E), (0,8G+E), (G+Q+1,2E)

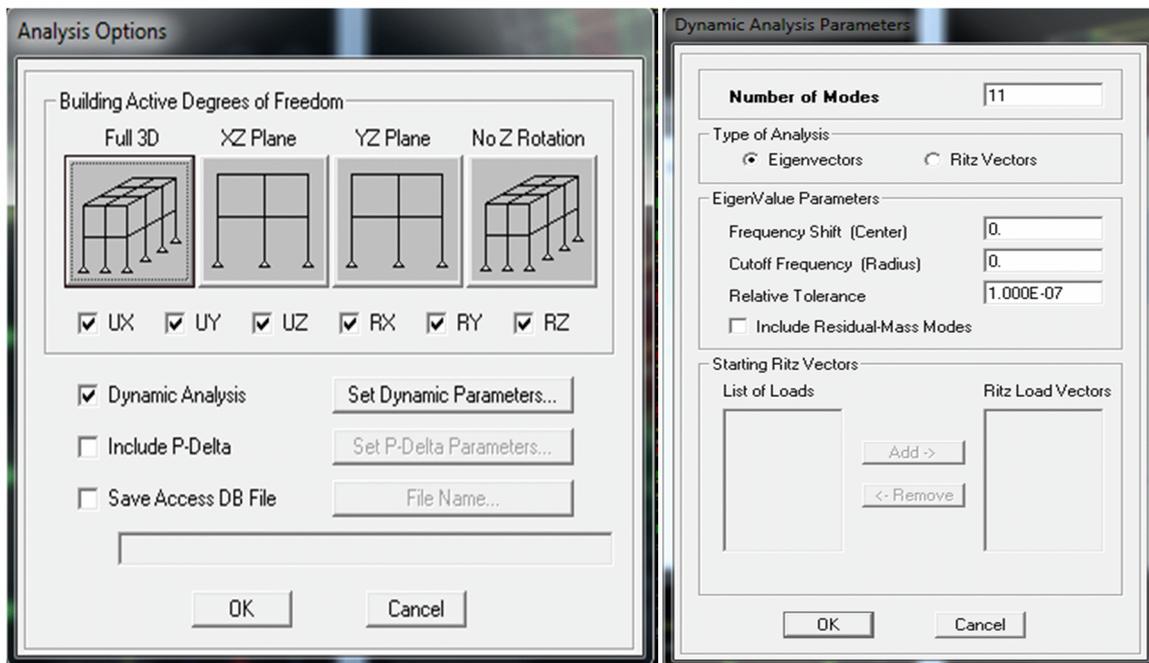
D'après le BAEL les combinaisons de charges sont :

(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 massique supérieure à 90% selon RPA 2003.



**-L'analyse :****ANALYSE DYNAMIQUE :**

L'analyse dynamique disponible dans L'ETABS comporte l'analyse modale, l'analyse spectral et l'analyse temporelle.

**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.

**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 (Complète 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 la réversibilité des charges sismiques, les combinaisons de charges peuvent être créées en incluant les contributions du calcul sismique avec le signe -/+.

**ANALYSE DYNAMIQUE TEMPORELLE :**

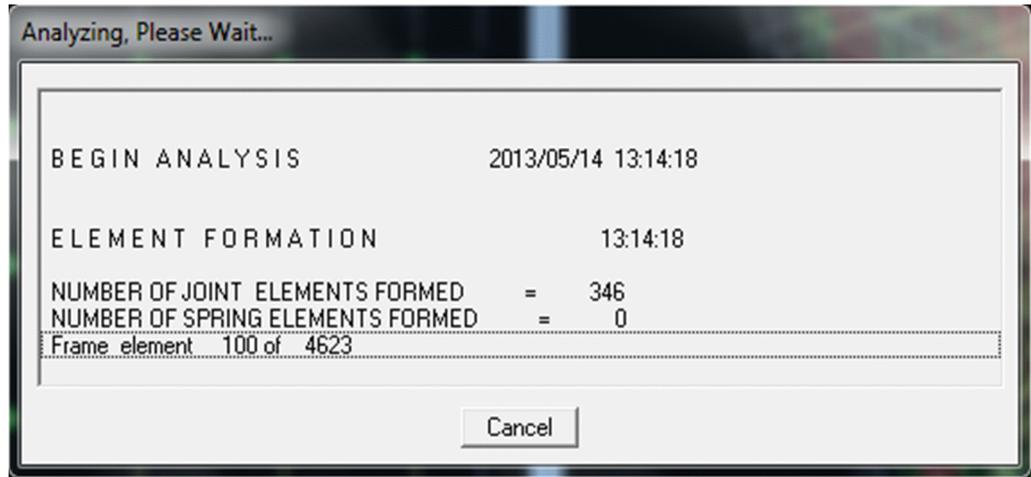
Pour des cas d'analyse où une étude dynamique temporelle déterministe est exigée, ETABS offre la possibilité de calcul de la réponse d'une structure sous l'effet d'un chargement dynamique quelconque appliqué au nœud ou d'un mouvement du sol (à la base).

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

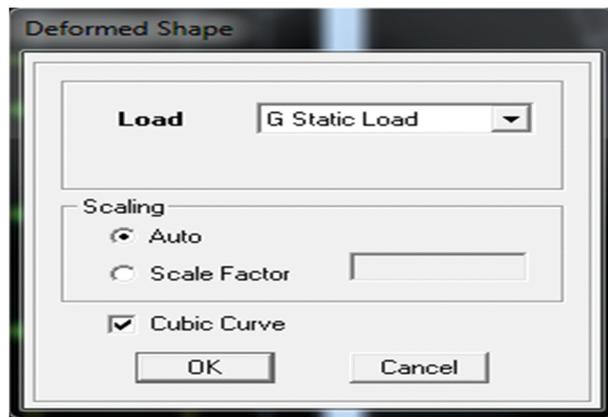


- **Septième étape :**

Dans cette étape on va visualiser les différents résultats.

**Déplacement:** 

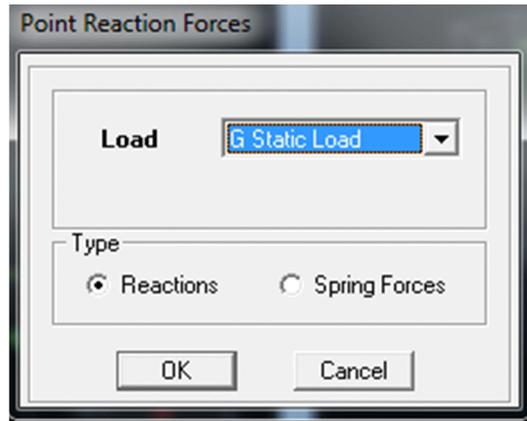
Display —> show Deformed shape



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.

**Visualisation des réactions :**

Display —> show Membre Force/stress Diagram —> Support/Springs Reaction.

**Visualisation des modes de vibration :**

Display → Show Shepe.

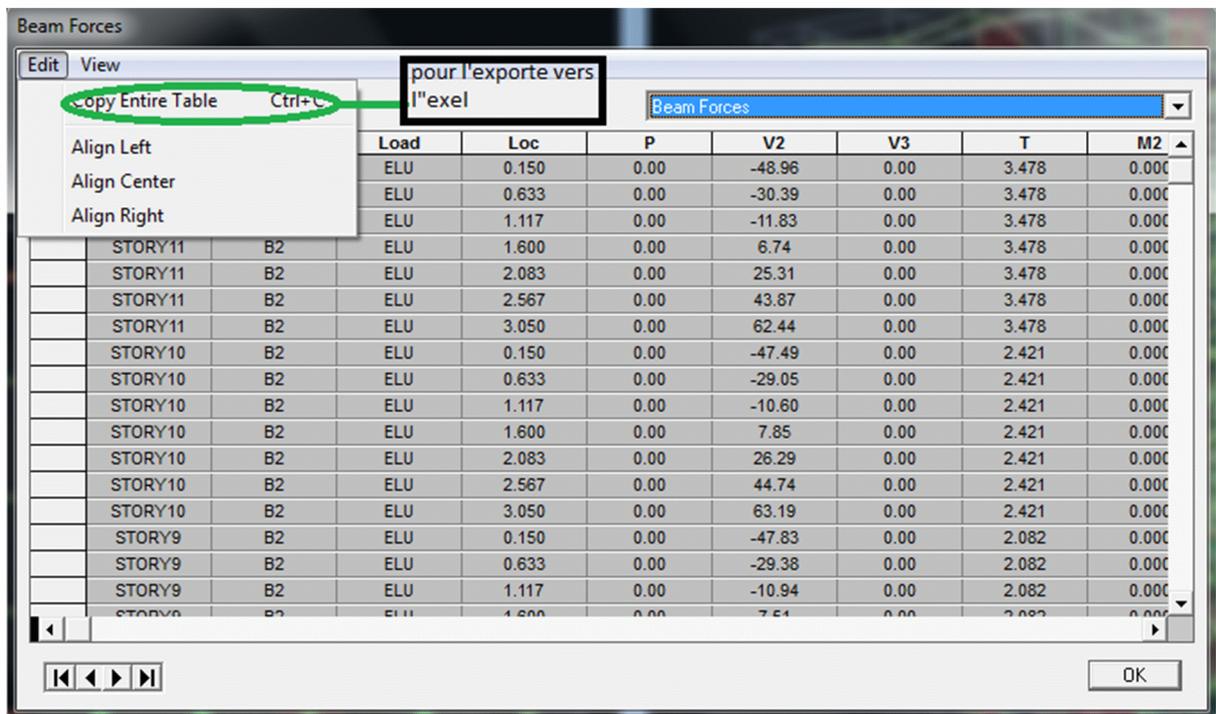
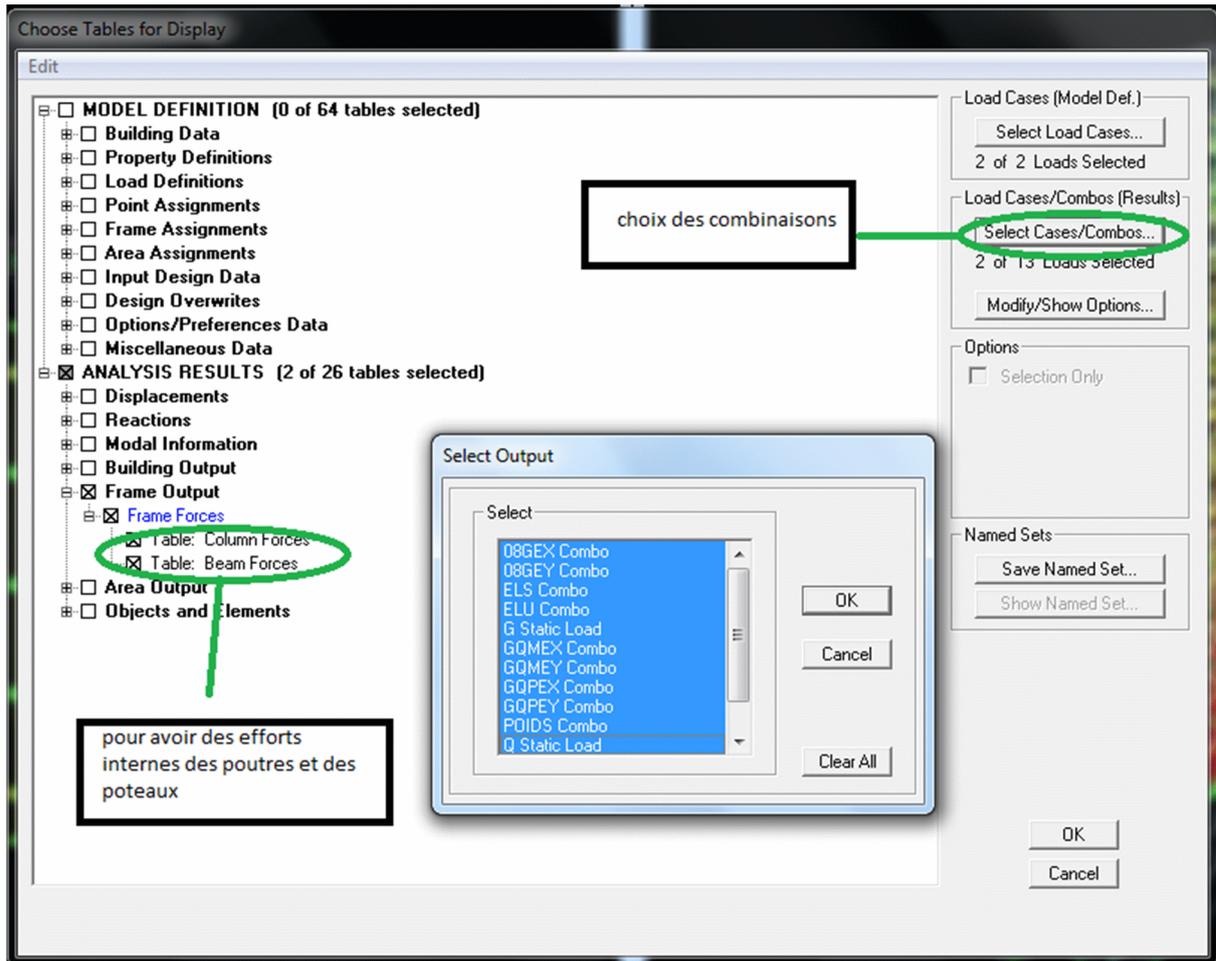
Les déformée des modes propres peuvent être illustrées et animées pour une meilleure appréciation et contrôle des modes des structures en espace.

**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 :**



**VI.1) Introduction**

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

Plusieurs programmes de calcul automatique sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures et de le contrôler en un temps réduit.

Pour notre projet, on utilise le logiciel de calcul par éléments finis **ETABS**.

**VI.2)- Description de l'ETABS**

L'ETABS (EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS) est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adaptée aux bâtiments et ouvrages de génie civil. 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 charpente métallique. Le post- processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, ... etc.

**VI.3)- Terminologie du logiciel ETABS**

Grid line : ligne de grille

Joints : noeuds

Frame : portique (cadre)

Shell

:voile

Elément

:élément

Restraints : degrés de liberté(D.D.L)

Loads : charge

Uniformed loads : point d'application de la charge

Define : définir

Materials : matériaux

Concrete : béton

Steel : acier

Frame section : coffrage

Column : poteau

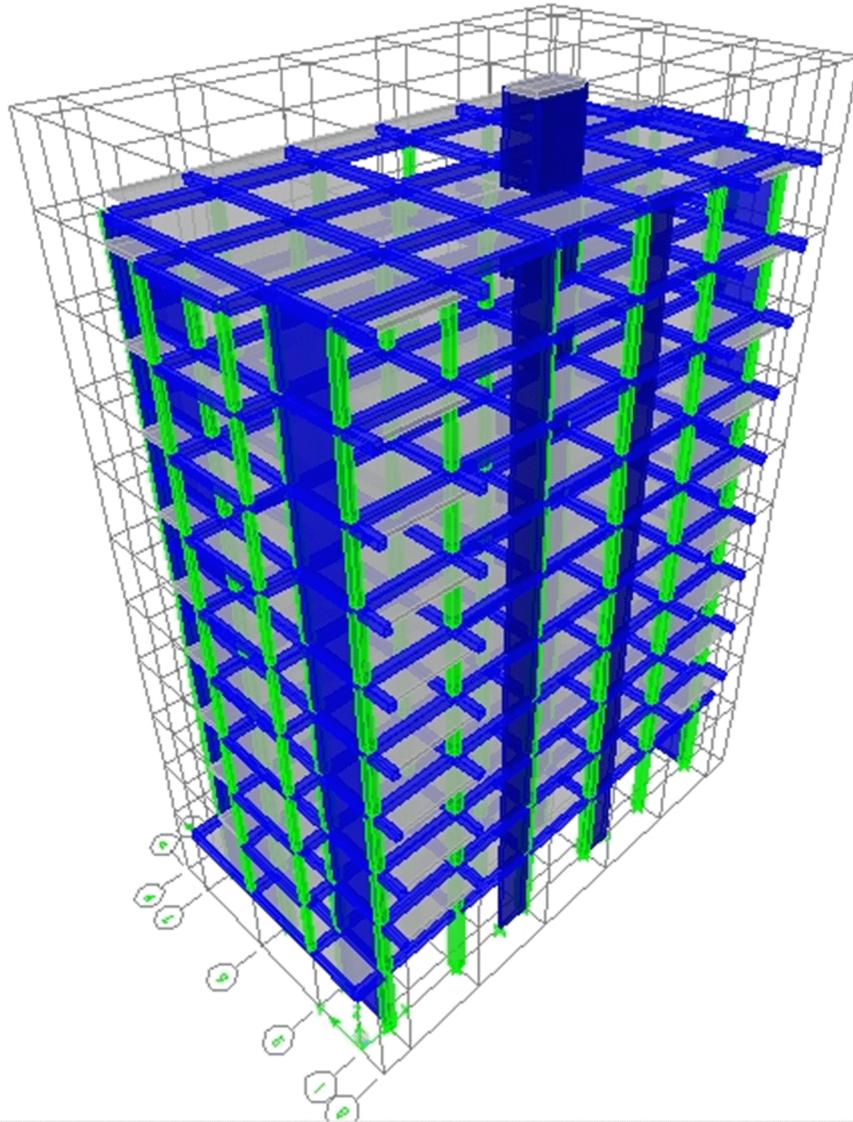
Beam : poutre

#### **VI.4)- Etapes de modélisation ( annexe)**

L'ETABS se trouve en plusieurs versions, dans le cas de notre étude, nous utiliserons la version 9.7.0 dont les principales étapes sont les comme suit :

1. introduction de la géométrie de la structure à modéliser ;
2. spécification des propriétés mécanique de l'acier et du béton ;
3. spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles, dalles,...)
4. définition des charges et surcharges (G et Q)
5. introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA 99/version2003 ;
6. définition du séisme ;
7. introduction des combinaisons d'actions ;
8. affectation des masses sismiques et inerties massiques ;
9. spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) ;
10. exécutions de l'analyse et visualisation des résultats.

Après avoir bien suivi l'enchaînement des étapes cité ci-dessus ; nous sommes arrivés au model suivant (figure.5.1)



**Figure VI.1** Vue en trois dimensions de la structure

### **VI.5) Choix de la méthode de calcul**

Le calcul des efforts horizontaux peut être mené suivant trois méthodes :

Méthode statique équivalente.

Méthode d'analyse modale spectrale.

Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Le calcul des forces sismiques se fera avec la méthode d'analyse modale spectrale conformément au

(RPA ,2003)

### **Principe de la méthode**

Pour cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

■ définition du spectre de réponse :

C'est une courbes permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme passé ou futur.

■ caractéristiques du spectre de réponse :

Les caractéristiques du spectre de réponse sont les suivantes :

Tableau VI.1- Caractéristiques du spectre de réponse

caractéristiques	désignation	Article du RPA
Le site	S2	Tableau 4.7
La zone	IIa	Annexe 1
Le groupe d'usage	2	Article 3.2
remplissage	dense	Tableau 4.2
Facteur de qualité	1.2	Tableau 4.2.3
Coefficient de comportement	5	Tableau 4.3

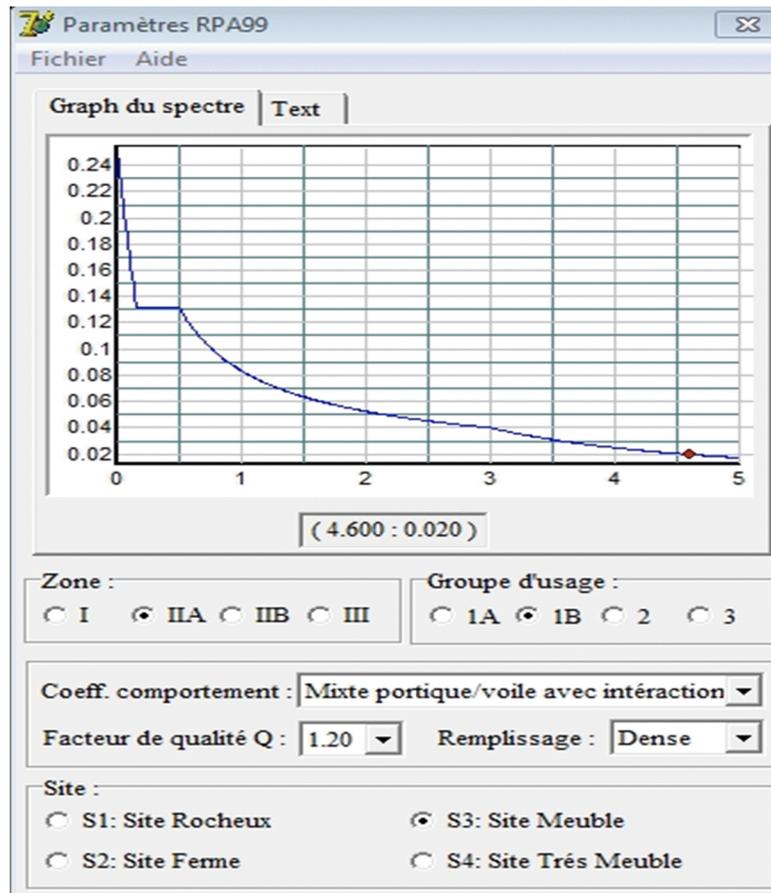


Figure VI.2)-caractéristique du spectre de répons

## VI.6)- Vérification de la structure selon les exigences du RPA 2003

### a)-Vérification de la période (Art4.2.4 /RPA2003)

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de la formule :

$$T = C_T h_N^{0.75}$$

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

**CT** : Coefficient ; fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

Selon l'article 4.2.4 (RPA,2003), la valeur de la période donnée par le logiciel de calcul « ETABS », ne doit pas dépasser la valeur estimée par la formule.

Tableau VI-2- Période et participation massique

mode	period	SumUX	SumUY
1	0.789867	74.0070	0.0006
2	0.614773	74.0088	68.5752
3	0.451234	74.0220	68.6114
4	0.233459	88.0844	68.6116
5	0.137200	88.0845	87.6732
6	0.109369	93.6450	87.6737
7	0.102191	93.6487	87.6817
8	0.062623	96.4627	87.6860
9	0.058024	96.4659	94.4339
10	0.043620	96.4741	94.4365
11	0.040463	98.0477	94.4371
12	0.034236	98.0483	97.4301

AN

CT = 0,05 : Coefficient donné par le (tableau 4.6 du RPA2003).

Hn= 31.62m

Tempirique =  $0,05 \times (31.62)^{3/4} = 0,666s$

TETABS = 0,789 s

$1,3 \times 0,6667 = 0,866s$

TETABS < 30% Tempirique..... **Condition vérifiée.**

#### **b)-Vérification du pourcentage de la participation de la masse modale**

Le taux de participation massique 90% est atteint 1 le' mode dans les deux sens X et Y vérifiant ainsi la condition du( RPA, 2003).

#### **c)-Déplacements relatifs**

D'après l'Art 5-10 du RPA2003, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\delta_k = R \delta_k \quad (\text{Art 4.43/RPA 2003})$$

$\delta_{ek}$ : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

**R** : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif du niveau  $\delta_k$  par rapport au niveau  $\delta_{k-1}$  est égal à :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Les résultats de calcul des déplacements sont configurés dans les tableaux (5.3 et 5.4) qui suivent :

**Suivent  $E_x$  :**            Tableau VI.3: déplacement relatifs suivent  $x$

niveau	$\delta_k$	$\Delta_k$	1%h	observation
1	0.0135	0.004	0.0306	Vérifiée
2	0.0175	0.005	0.0306	Vérifiée
3	0.0225	0.006	0.0306	Vérifiée
4	0.0235	0.007	0.0306	Vérifiée
5	0.0305	0.0095	0.0306	Vérifiée
6	0.04	0.0095	0.0306	Vérifiée
7	0.0495	0.0095	0.0306	Vérifiée
8	0.059	0.009	0.0306	Vérifiée
9	0.068	0.007	0.0306	Vérifiée
10	0.075	0.0045	0.0408	Vérifiée

**Suivant  $E_y$  :**

Tableau : déplacement relatifs suivent  $E_y$  :

niveau	$\delta_k$	$\Delta_k$	1%h	observation
1	0.0121	0.0055	0.0306	vérifiée
2	0.0176	0.005	0.0306	Vérifiée
3	0.0226	0.005	0.0306	Vérifiée
4	0.0276	0.0047	0.0306	Vérifiée
5	0.0323	0.0041	0.0306	Vérifiée
6	0.0364	0.0038	0.0306	Vérifiée
7	0.0402	0.0031	0.0306	Vérifiée
8	0.0433	0.0026	0.0306	Vérifiée
9	0.0455	0.0022	0.0306	Vérifiée
10	0.0477	0.0013	0.0408	Vérifiée

Notant que la valeur du coefficient de comportement **R** est déjà introduite dans le logiciel lors de la modélisation (**R=4** pour un contreventement).

**d)-Déplacements maximal**

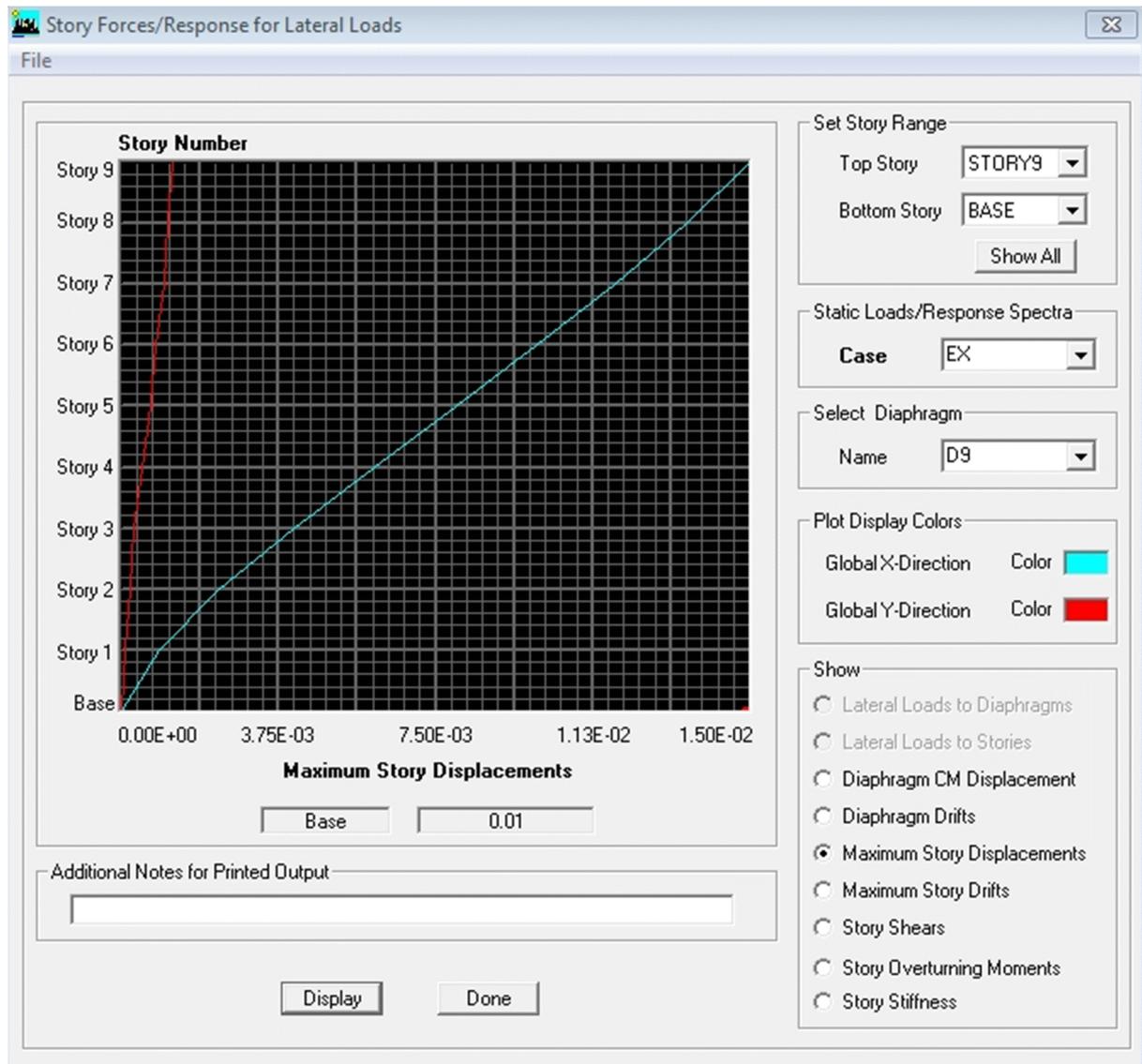
O n doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{max} < f = ht/500$$

**f** : la flèche admissible :

**ht** : la hauteur totale du bâtiment

Suivant **E<sub>X</sub>** :



**Figure VI.3)- déplacement maximal dans le sens x-x**

$$\delta_{\max} = 0.01\text{m} < f = ht/500 = 31.62/500 = 0.063$$

Suivant  $E_Y$  :

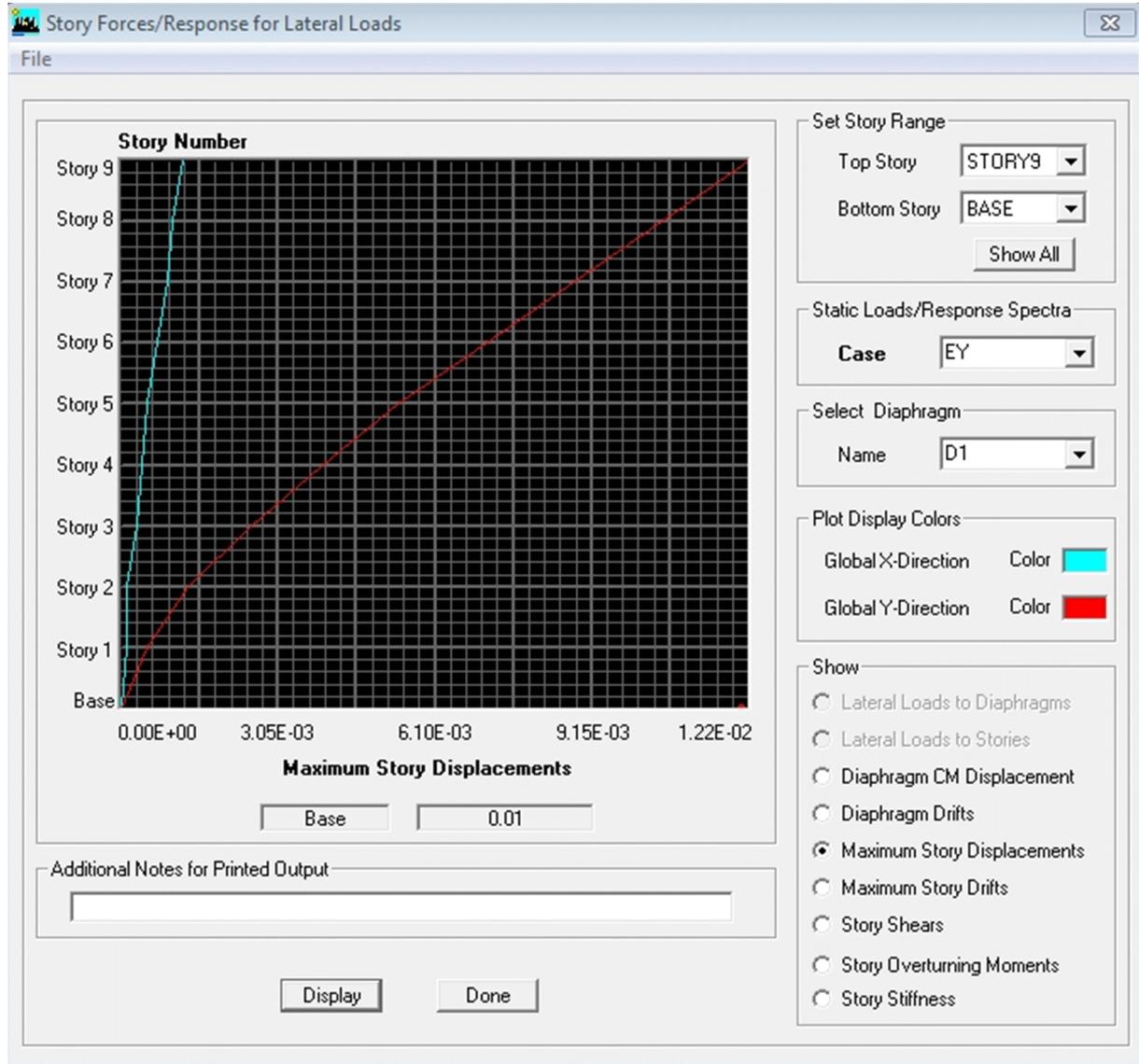


Figure VI.4) déplacement maximal dans le sens y-y

$$\delta_{\max} = 0.01\text{m} < f = ht/500 = 31.62/500 = 0.063 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**e)Vérification de l'effort tranchant à la base :( ART 4.3.6/ RPA Version 2003)**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_D$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{st}$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_D \leq 0,8 V_t$  ; il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces ; déplacement ; moments;.....) dans le rapport  $0,8 V_t/V_D$

- **calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente**

$$V_x = \frac{A \cdot D \cdot Q_x}{R} \cdot W_T \quad \text{(RPA 2003/ formule 4-1)}$$

- **calcul des coefficients A, D, R**

**A** : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres donné par le tableau 4.1 du (RPA ,2003)

- groupe d'usage : 2
- zone sismique **II**,

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen, donné par la formule 4.2 de (RPA,2003), fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure( $T$ ) :

$$D = \begin{cases} 2,5 \times \eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times (T_2/t)^{2/3} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \times \eta \times (T_2/t)^{2/3} \times (3/T)^{5/3} & \dots\dots\dots T \geq 3s \end{cases}$$

$T_2$ : période caractéristique, associée à la catégorie du site qui est donnée par le tableau

4.7 du (RPA2003) :

Site ferme( $S_2$ )  $\implies$  **T2** =0.40 sec

$\eta$ : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\zeta)}} \geq 0,7$$

$\zeta(\%)$  : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages (tableau 4-2) (RPA 2003)

Le système de contreventement est mixte  $\implies = 7\%$

D'où  $\eta \implies = 0.88 \geq 0.70$

-La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de la formule

Empiriques  $T = C_T h_N^{0.75}$

T=0.666 ce qui donne **D=1.817**

**T** : Coefficient, fonction du système de contreventement type de remplissage donné par tableau 4-6 du (RPA,2003)

**R** : coefficient de comportement global de la structure fonction de système de contreventement donné par le (Tab 4-3).

Les valeurs d'A.D. R. Ct et T sont données dans le tableau suivant :

**Tableau VI.4- Tableau donnant les valeurs de A, D, R, T, Ct**

Paramètre	valeur	Article du RPA
Coefficient de zone <b>A</b>	0.20	Tableau 4.1
Période caractéristique	0.666 sec	Tableau 4.7
Coefficient <b>Ct</b>	0.05	Tableau 4.6
Facteur d'amplification <b>D</b>	1.817	Formule 4.2
Coefficient de comportement <b>R</b>	4	Tableau 4.3

**■ Calcul du facteur de qualité Q**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la régularité en plan et en élévation
- la redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- la qualité du contrôle de la construction

la valeur de est déterminée par la formule

$$Q = 1 + \sum P_q$$

**P<sub>q</sub>**: Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

**Tableau VI.5- valeurs de pénalités P<sub>q</sub>**

Critères q	Observé /non	P <sub>q</sub>
1. condition minimales sur les files de contreventement	oui	0.00
2. redondance en plan	oui	0.00
3. régularité en élévation	oui	0.00
4. régularité en plan	oui	0.00
5. contrôle de la qualité des matériaux	oui	0.00
6. contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0.00

D'où : **Q = 1.0**

**■ poids total de la structure**

Pour les bâtiments à usage d'habitation, la masse de la structure doit comprendre la totalité des charges permanentes et 20% des surcharges d'exploitations. Le calcul est fait par le logiciel ETABS. Les résultats sont donnés dans le tableau 5.7 ci-après.

**Tableau VI.6 : poids total de la structure**

nive au	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	w <sub>t</sub>
poids	2317. 42	2385. 63	2385. 63	2385. 63	2421. 16	2421. 16	2421. 16	2485. 31	2485. 31	2485. 31	24193. 72

$$V = \frac{A.D.Q}{R}.W_T$$

$$V = (0.20 \times 1.817 \times 1.0 \times 24193.72) / 4 = 2197.99 \text{ KN}$$

**Verification****Sens x-x:**

Vetabs 2112.8 KN > 0.8 x 2197.99 = 1758.39KN.

Sens y-y :

Vetabs 2342.30 KN > 0.8 x 2197.9 = 1758.39KN.

Donc l'effort tranchant à la base est vérifié.

**f) justification vis-à-vis de l'effet P-A. (Art 5.9 RPA 99/version 2003)**

L'effet du 2<sup>ème</sup> ordre (ou effet P-4) peut être négligés dans le calcul des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0.10$$

Avec :

$P_K$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K

$V_K$ : effort tranchant de l'étage k

$h_K$  : hauteur de l'étage K

$\Delta_K$  : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1

j) justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ 

Niv	$p_k$	Sens x - x			Sens y - y		
		$\Delta_k$	$v_k \times h_k$	$\theta_\xi$	$\Delta_k$	$v_k \times h_k$	$\theta_\Psi$
1	2317.42	0.004	125.3545	0.09	0.0055	130.25	0.09
2	2385.63	0.005	143.125	0.08	0.005	165.35	0.07
3	2385.63	0.006	195.235	0.097	0.005	209.89	0.056
4	2385.63	0.007	205.45	0.08	0.0047	227.58	0.049
5	2421.16	0.0095	259.548	0.088	0.0041	280.65	0.035
6	2421.16	0.0095	312.21	0.073	0.0038	329.23	0.027
7	2421.16	0.0095	375.65	0.061	0.0031	389.47	0.019
8	2485.31	0.009	415.23	0.0538	0.0026	429.24	0.015
9	2485.31	0.007	482.365	0.0360	0.0022	503.21	0.01
10	2485.31	0.0045	525.58	0.021	0.0013	540.52	0.005

**Conclusion**

Au terme de ce chapitre nous pouvons retenir les résultats essentiels suivants :

- ✓ La période est vérifiée ;
- ✓ Le pourcentage de participation massique est vérifié ;
- ✓ Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés ;
- ✓ L'effort tranchant à la base est vérifié ;
- ✓ L'effet du 2<sup>o</sup> ordre est vérifié.

**Ferraillage des portiques :**

**VII.1).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 :

$$\left. \begin{array}{l} G+Q\pm E \\ 0,8G\pm E \end{array} \right\} \longrightarrow \text{aux appuis (accidentels)}$$

$$1,35G+1,5G \longrightarrow \text{En travées}$$

**VII.1.1).Calculs 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 :

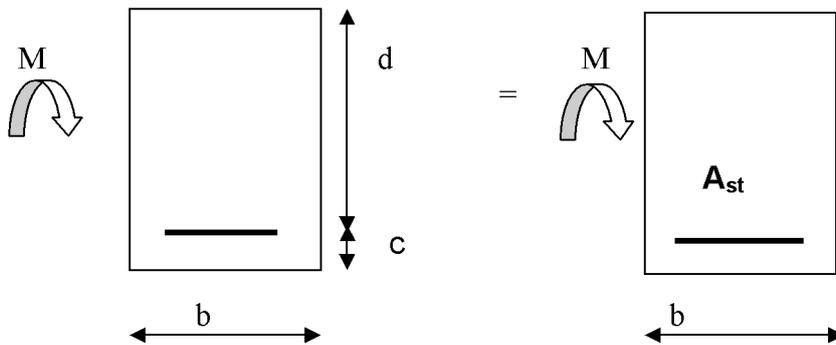
$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

Avec :  $f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{MPa}$

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.

Fe=400MPa

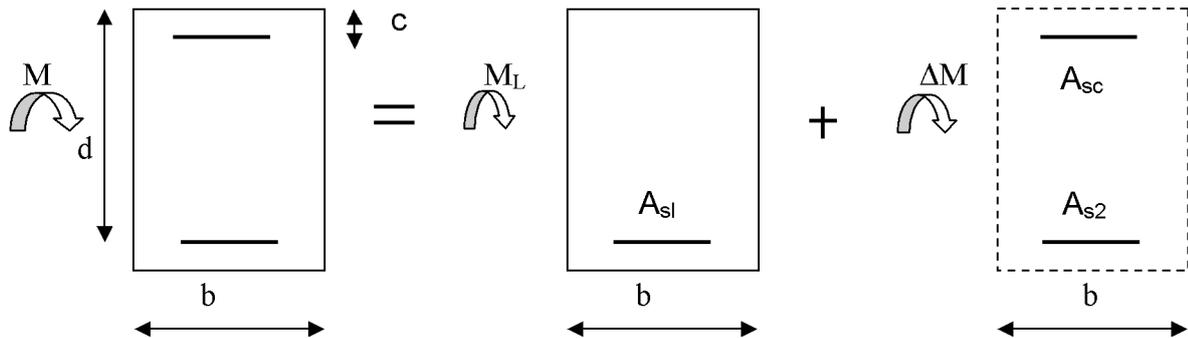
A<sub>st</sub> : section d'acier tendue

d : la distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus

2<sup>ème</sup> cas :

$\mu \geq \mu_{\ell} = 0,392$  la section est doublement armée (SDA) :

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



$$A_{st} = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c) \sigma_{st}} \text{ avec: } \sigma_{sc} = \frac{f_c}{\gamma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c) \sigma_{sc}}$$

**Remarque :**

**En situation courante :**

$$\left. \begin{matrix} \gamma_s = 1,15 \\ \gamma_b = 1,15 \end{matrix} \right\} \longrightarrow f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

**En situation accidentelle :**

$$\left. \begin{matrix} \gamma_s = 1 \\ \gamma_b = 1,15 \end{matrix} \right\} \longrightarrow f_{bc} = 18,48 \text{ MPa} ; \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

**Recommandation du RPA :**

**a) 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 (30×40) :  $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6,00 \text{ cm}^2$

-Poutres secondaires de (30×35) :  $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$

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 (30×40) :

$$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 40 = \mathbf{48 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = \mathbf{72 \text{ cm}^2}$$

Poutres secondaires de (30×35) :

$$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = \mathbf{42 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = \mathbf{63 \text{ cm}^2}$$

**b) Armatures transversales minimales :**

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suite :

$$S_t^{\max} = \min\left(\frac{h}{4}, HA12\right) \text{ En zone nodale et en travée}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ En zone de recouvrement.}$$

**Les résultats obtenus seront résumés dans les tableaux suivants :**

**Sens x-x : Les poutres principales**

**En travée :**

Niveau	comb	M <sub>max</sub> (KNm)	μ	obs	β	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	ferrailage	A <sub>s</sub> adoptée
9	ELU	37,387	0,064	SSA	0,967	3,002	6,00	3HA14+2HA12	6,88
8	ELU	31,365	0,053	SSA	0,973	2,503	6,00	3HA14+2HA12	6,88
7	ELU	31,665	0,054	SSA	0,972	2,529	6,00	3HA14+2HA12	6,88
6	ELU	29,611	0,050	SSA	0,974	2,361	6,00	3HA14+3HA12	6,88
5	ELU	28,126	0,048	SSA	0,975	2,240	6,00	3HA14+3HA12	6,88
4	ELU	28,041	0,048	SSA	0,975	2,233	6,00	3HA14+3HA14	6,88
3	ELU	26,655	0,045	SSA	0,978	2,116	6,00	3HA14+2HA12	6,88
2	ELU	25,755	0,044	SSA	0,978	2,045	6,00	3HA14+2HA12	6,88
1	ELU	25,527	0,043	SSA	0,978	2,027	6,00	3HA14+2HA12	6,88
RDC	ELU	25,246	0,043	SSA	0,978	2,004	6,00	3HA14+2HA12	6,88

**Tableau VII.1.1) : Ferrailage des poutres principales à l'ELU (en travée)**

Aux appuis :

Niveau	comb	M <sub>max</sub> (KNm)	μ	obs	β	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	ferrailage	A <sub>s</sub> adoptée
9	ACC	46,912	0,080	SSA	0,958	3,698	6,00	3HA14+2HA12	6,88
8	ACC	49,589	0,085	SSA	0,955	4,032	6,00	3HA14+2HA12	6,88
7	ACC	47,170	0,080	SSA	0,958	3,824	6,00	3HA14+2HA12	6,88
6	ACC	44,922	0,077	SSA	0,959	3,637	6,00	3HA14+2HA12	6,88
5	ACC	43,678	0,074	SSA	0,962	3,526	6,00	3HA14+2HA12	6,88
4	ACC	45,140	0,077	SSA	0,959	3,331	6,00	3HA14+2HA12	6,88
3	ACC	35,963	0,061	SSA	0,968	2,885	6,00	3HA14+2HA12	6,88
2	ACC	33,303	0,057	SSA	0,970	2,666	6,00	3HA14+2HA12	6,88
1	ACC	28,992	0,049	SSA	0,974	2,306	6,00	3HA14+2HA12	6,88
RDC	ACC	23,042	0,039	SSA	0,980	1,826	6,00	3HA14+2HA12	6,88

Tableau VII.1.2) : Ferrailage des poutres principales à (G+Q±E) (aux appuis)

Sens x-x: Les poutres secondaires

En travée :

Niveau	comb	M <sub>max</sub> (KNm)	μ	obs	β	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	28,569	0,065	SSA	0,966	2,65	5,25	3HA14+2HA12	6,88
8 <sup>eme</sup>	ELU	31,306	0,071	SSA	0,963	2,91	5,25	3HA14+2HA12	6,88
7 <sup>eme</sup>	ELU	29,368	0,067	SSA	0,965	2,73	5,25	3HA14+2HA12	6,88
6 <sup>eme</sup>	ELU	26,916	0,061	SSA	0,968	2,49	5,25	3HA14+2HA12	6,88
5 <sup>eme</sup>	ELU	25,635	0,058	SSA	0,970	2,37	5,25	3HA14+2HA12	6,88
4 <sup>eme</sup>	ELU	22,056	0,050	SSA	0,974	2,03	5,25	3HA14+2HA12	6,88
3 <sup>eme</sup>	ELU	18,070	0,041	SSA	0,979	1,65	5,25	3HA14+2HA12	6,88
2 <sup>eme</sup>	ELU	14,949	0,034	SSA	0,983	1,36	5,25	3HA14+2HA12	6,88
1 <sup>er</sup>	ELU	10,626	0,024	SSA	0,988	0,96	5,25	3HA14+2HA12	6,88
RDC	ELU	6,643	0,015	SSA	0,992	0,60	5,25	3HA14+2HA12	6,88

Tableau VII.1.3) : Ferrailage des poutres secondaires à l'ELU (en travée)

Aux appuis :

Niveau	comb	M <sub>max</sub> (KNm)	μ	obs	β	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>	ACC	30,351	0,069	SSA	0,964	2,82	5,25	3HA14+2HA12	6,88
8 <sup>eme</sup>	ACC	30,779	0,070	SSA	0,964	2,86	5,25	3HA14+2HA12	6,88
7 <sup>eme</sup>	ACC	28,868	0,066	SSA	0,966	2,68	5,25	3HA14+2HA12	6,88
6 <sup>eme</sup>	ACC	26,405	0,060	SSA	0,969	2,44	5,25	3HA14+2HA12	6,88
5 <sup>eme</sup>	ACC	24,365	0,055	SSA	0,971	2,25	5,25	3HA14+2HA12	6,88
4 <sup>eme</sup>	ACC	21,032	0,048	SSA	0,964	1,95	5,25	3HA14+2HA12	6,88
3 <sup>eme</sup>	ACC	17,155	0,039	SSA	0,980	1,57	5,25	3HA14+2HA12	6,88
2 <sup>eme</sup>	ACC	14,019	0,032	SSA	0,984	1,27	5,25	3HA14+2HA12	6,88
1 <sup>er</sup>	ACC	10,000	0,022	SSA	0,989	0,90	5,25	3HA14+2HA12	6,88
RDC	ACC	6,009	0,013	SSA	0,993	0,54	5,25	3HA14+2HA12	6,88

Tableau VII.1.4) : Ferrailage des poutres secondaires (G+Q+E) et (0,8G+E) (aux appuis)

### VII.1.2). 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 (30×40) cm<sup>2</sup>:  $A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1,34 < 6,88 \text{cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée}$

Poutres secondaires de (30×35) cm<sup>2</sup>:  $A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 1,15 < 6,88 \text{cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée}$

#### 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 :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} T_u^{\max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU.}$$

$$\text{- Poutres principales } \tau_u = \frac{77,49 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,38} = 0,67 \text{MPa.}$$

$$\text{- Poutres secondaires } \tau_u = \frac{29,45 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,33} = 0,29 \text{MPa.}$$

#### c) Vérification de la tangente du béton :(5 1 211 /BAEL91)

la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,2 \times 25 / 1,5 ; 5\text{MPa}) = 3,33\text{MPa}$$

- Poutres principales  $\tau_u = 0,67 \text{ MPa} < 3,33\text{MPa}$  .....condition vérifiée.

- Poutres secondaires  $\tau_u = 0,29 \text{ MPa} < 3,33\text{MPa}$  .....condition vérifiée.

**d) 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 que l’on ait :  $A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$

Et ces armatures doivent être ancrées au delà de nu de l’appui pour pouvoir équilibrer un

effort égal a  $(T_u + \frac{M_u}{0,9d})$

$M_u$  : étant pris avec son signe, généralement négatif, et  $T_u$  effort tranchant a droite l’appui

étant normalement positif, si on a :  $(T_u + \frac{M_u}{0,9d}) < 0$

<p>- Poutres principales : <math>77,49 - \frac{68,84}{0,9 \times 0,38} = -123,79 &lt; 0</math></p> <p>- Poutres secondaires : <math>29,45 - \frac{42,64}{0,9 \times 0,33} = -114,11 &lt; 0</math></p>	}	<p>Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.</p>
---	---	---

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9.d.b.f_{c28}}{\gamma_b}$$

- Poutres principales :  $T_u = 77,49\text{KN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 38 \times 30 \times 2,5}{1,5} = 684\text{KN} .$

- Poutres secondaires :  $T_u = 29,45\text{KN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 33 \times 30 \times 2,5}{1,5} = 594\text{KN} .$

**e) 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 :

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

Avec :  $\Psi = 1,5$  Pour les aciers HA.

La contrainte d’adhérence au niveau de l’appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } \sum U_i : \text{ périmètre utile des aciers.}$$

$$\text{- Poutres principales : } \tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U} = \frac{77,49 \times 10^3}{0,9 \times 380 \times (3 \times 16) \times \pi} = 1,50 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\text{- Poutres secondaires : } \tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U} = \frac{29,45 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times (6 \times 14) \times \pi} = 0,98 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se}$$

**Conclusion** : la contrainte d'adhérence est vérifiée.

**f) Calcul de la longueur de scellement droit des barres :**

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 2,835 \text{ Mpa}$$

$$\text{Pour les } T_{12} : l_s = 42,32 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } T_{14} : l_s = 49,39 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } T_{16} : l_s = 56,43 \text{ cm.}$$

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.

$$\text{Pour les } \Phi 12 : l_a = 16,92 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour les } \Phi 14 : l_a = 19,75 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour les } \Phi 16 : l_a = 22,57 \text{ cm.}$$

**j) Calcul des armatures transversales :**

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10} \right) = \min (1 ; 1,2 ; 3) \text{ où } \Phi_1 \text{ est le plus petit diamètre utilisé dans le}$$

ferraillage.

$$\text{Soit } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$\text{Soit } A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ (cadre + étrier)}$$

**k) Calcul des espacements :**

- **Zone nodale** :  $S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}, 12 \Phi_1 \right) = \min \{ 8,75 ; 12 \}$

$$S_t = 7 \text{ cm}$$

- **Zone courante** :  $S_t' \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm}$

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

**Armatures transversales minimales :**

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 7 \times 30 = 0,63 \text{ cm}^2$$

$$A_t > A_t^{\min} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**VII.1.3).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 :

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / K_1 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} \quad (A_s : \text{armatures adoptées à l'ELU})$$

$$\text{On calcul : } \rho_1 = \frac{100 A_s}{b_0 d}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

**Poutres principale :**

**En travée :**

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	27.15	6,88	0,619	0.884	28.10	120.65	4.29	15	vérifiée
8	22.57	6,88	0,619	0.884	28.10	100.29	3.56	15	vérifiée
7	22.78	6,88	0,619	0.884	28.10	101.23	3.60	15	vérifiée
6	21.30	6,88	0,619	0.884	28.10	94.65	3.36	15	vérifiée
5	20.23	6,88	0,619	0.884	28.10	89.89	3.19	15	vérifiée
4	20.17	6,88	0,619	0.884	28.10	89.63	3.18	15	vérifiée
3	19.17	6,88	0,619	0.884	28.10	85.18	3.03	15	vérifiée
2	18.52	6,88	0,619	0.884	28.10	82.29	2.92	15	vérifiée
1	18.36	6,88	0,619	0.884	28.10	81.58	2.90	15	vérifiée
RDC	18.15	6,88	0,619	0.884	28.10	80.65	2.87	15	vérifiée

**Tableau VII.1.5 : Vérification du ferrailage des poutres principales en travée à l'ELS**

**En appuis :**

Niveau	$M_s$ (KN m)	$A_s$ adoptée	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
9	46.71	6,88	0.619	0.884	28.10	207.57	7.38	15	vérifiée
8	49.58	6,88	0.619	0.884	28.10	220.32	7.84	15	vérifiée
7	47.17	6,88	0.619	0.884	28.10	209.61	7.45	15	vérifiée
6	44.92	6,88	0.619	0.884	28.10	199.61	7.10	15	vérifiée
5	43.67	6,88	0.619	0.884	28.10	194.06	6.90	15	vérifiée
4	40.11	6,88	0.619	0.884	28.10	178.24	6.34	15	vérifiée
3	35.96	6,88	0.619	0.884	28.10	159.80	5.68	15	vérifiée
2	33.30	6,88	0.619	0.884	28.10	147.97	5.26	15	vérifiée
1	28.99	6,88	0.619	0.884	28.10	128.82	4.58	15	vérifiée
RDC	23.04	6,88	0.619	0.884	28.10	102.38	3.64	15	vérifiée

**Tableau VII.1.6 : Vérification du ferrailage des poutres principales aux appuis à l'ELS**  
**Poutres secondaires ;**

**En travée ;**

Niveau	$M_s$ (KN m)	$A_s$ adoptée	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
9	20.65	6,88	0.716	0.877	25.65	106.95	4.16	15	vérifiée
8	22.57	6,88	0.716	0.877	25.65	116.89	4.55	15	vérifiée
7	21.17	6,88	0.716	0.877	25.65	109.64	4.27	15	vérifiée
6	19.43	6,88	0.716	0.877	25.65	100.63	3.92	15	vérifiée
5	18.49	6,88	0.716	0.877	25.65	95.76	3.73	15	vérifiée
4	15.91	6,88	0.716	0.877	25.65	82.40	3.21	15	vérifiée
3	13.02	6,88	0.716	0.877	25.65	67.43	2.62	15	vérifiée
2	10.78	6,88	0.716	0.877	25.65	55.83	2.17	15	vérifiée
1	7.66	6,88	0.716	0.877	25.65	39.67	1.54	15	vérifiée
RDC	4.77	6,88	0.716	0.877	25.65	24.70	0.96	15	vérifiée

**Tableau VII.1.7 : Vérification du ferrailage des poutres secondaires en travée à l'ELS**

**En appuis :**

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	30.35	6,88	0.716	0.877	25.65	157.18	6.12	15	vérifiée
8	30.77	6,88	0.716	0.877	25.65	159.36	7.61	15	vérifiée
7	28.86	6,88	0.716	0.877	25.65	149.47	5.82	15	vérifiée
6	26.40	6,88	0.716	0.877	25.65	136.73	5.33	15	vérifiée
5	24.36	6,88	0.716	0.877	25.65	126.16	4.91	15	vérifiée
4	21.03	6,88	0.716	0.877	25.65	108.91	4.24	15	vérifiée
3	17.15	6,88	0.716	0.877	25.65	88.82	3.46	15	vérifiée
2	14.01	6,88	0.716	0.877	25.65	72.56	2.82	15	vérifiée
1	10.00	6,88	0.716	0.877	25.65	51.79	2.01	15	vérifiée
RDC	6.01	6,88	0.716	0.877	25.65	31.12	1.21	15	vérifiée

**Tableau VII.1.8 : Vérification du ferrailage des poutres secondaires aux appuis à l'ELS**

**VII.1.4. Vérification de la flèche :**

**a) Sens transversal (poutres principales) :**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} ; \frac{40}{430} = 0,093 \geq \frac{27.15}{10 \times 44.35} = 0,061 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; \frac{40}{430} = 0,093 \geq 0,062 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{400} \cdot \frac{6,88}{30 \times 37} = 0,0061 \leq 0,0105 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les 3 conditions sont vérifiées donc on va pas procéder au calcul de la flèche.

**b) Sens longitudinal (poutres secondaires) :**

$$f_v = \frac{M_s \cdot L^2}{4E_v \cdot I_v}$$

avec L : portée de la console (L=4.20 m)

E<sub>v</sub> : module de déformation longitudinal différée (E<sub>v</sub> = 10818,87MPa)

Avec : EV=3700(f<sub>cj</sub>)<sup>1/3</sup>

$$I_v = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + 0,4 \lambda_v \cdot \mu} ; \quad \lambda_v = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} ; \quad \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; \quad \rho = \frac{A}{b_0 \cdot d}$$

I<sub>0</sub> : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène passant par son c.d.g.

$B_0$  : Section homogénéisée

$S_x$  : Moment statique de fibre supérieure non fissure dans la partie tendue.

$$B_0 = b \cdot h + 15 \cdot A = 30 \times 35 + 15 \times 6,88$$

$$B_0 = 1153,2 \text{ cm}^2$$

$$S_x = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot d \cdot A$$

$$S_x = \frac{30 \times (35)^2}{2} + 15 \times 32 \times 6,88$$

$$S_x = 21677,4 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_x}{B} = \frac{21677,4}{1153,2} \rightarrow V_1 = 18,79 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 35 - 18,79 \rightarrow V_2 = 16,21 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \cdot A \cdot (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{30}{3} [(18,79)^3 + (16,21)^3] + 15 \times 6,88 \times (16,21 - 3)^2$$

$$I_0 = 126634,02 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{6,88}{30 \times 32} \rightarrow \rho = 0,0071$$

$$\lambda_v = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0071 \left( 2 + 3 \frac{30}{30} \right)} \rightarrow \lambda_v = 0,29$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0071 \times 116,89 + 2,1} \rightarrow \mu = 0,67$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 126634,02}{1 + 0,4 \times 0,29 \times 0,67} \rightarrow I_{fv} = 129251,95 \text{ cm}^4$$

$$d'ou : f_v = \frac{22,57 \times 10^5 (420)^2}{4 \times 10818,87 \times 10^2 \times 129251,95} \rightarrow f_v = 0,711 \text{ cm}$$

La flèche admissible :  $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{420 \text{ cm}}{500} \rightarrow \bar{f} = 0,840 \text{ cm}$

$f_v < \bar{f} \longrightarrow$  Condition vérifiée.

**Conclusion** : la flèche est vérifiée

**c) Disposition des armatures :**

Lors de la détermination de la longueur des chapeaux, il y'a lieu d'observer les recommandations qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des nus d'appuis doit être au moins égale à :

- $\frac{1}{5}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- $\frac{1}{4}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à  $\frac{1}{10}$  de la portée.

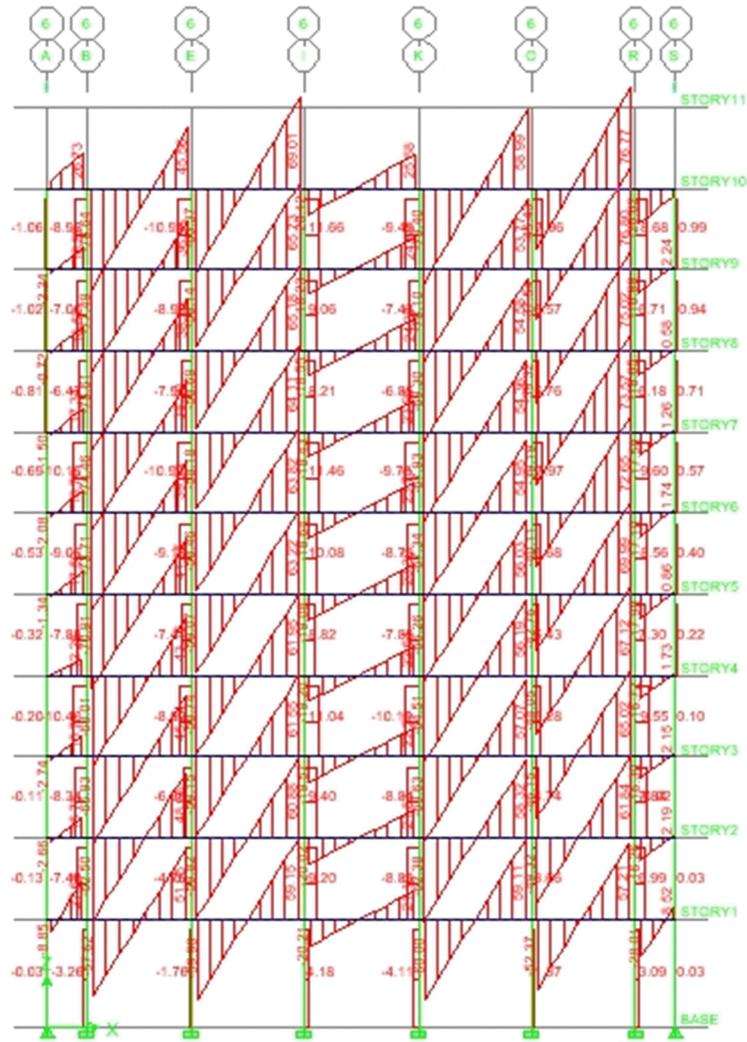


Figure VI.2 : Exemple de l'effort tranchant des poutres, axe 6

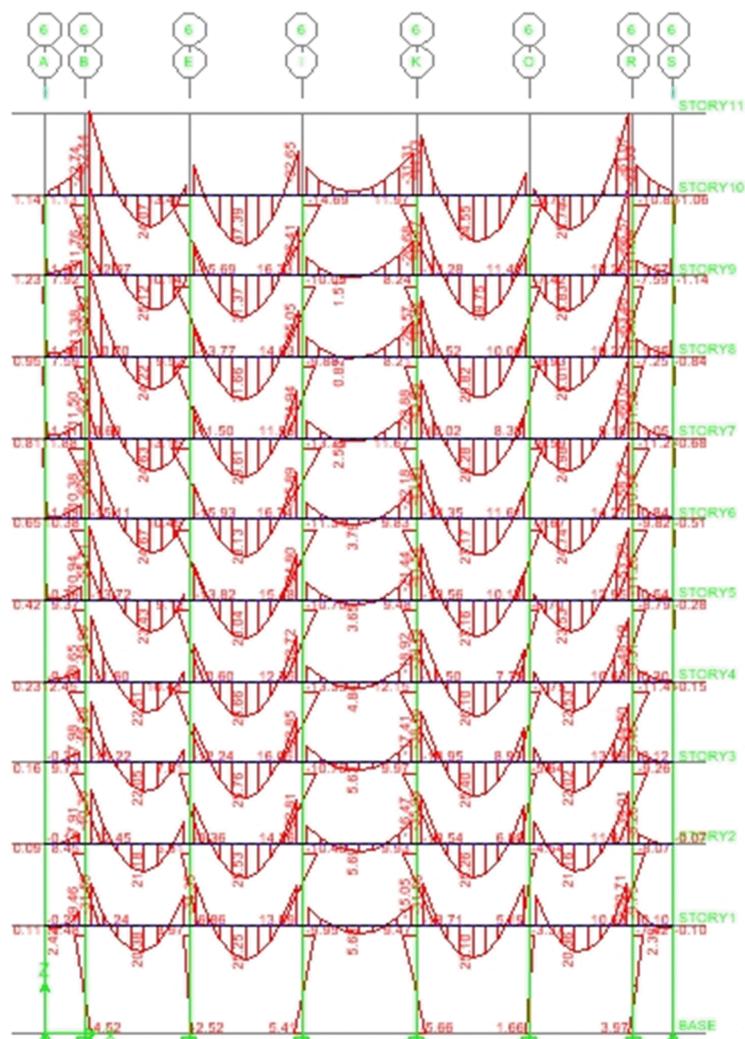


Figure VI.1 : Exemple du Moment 3-3 des poutres, axe6

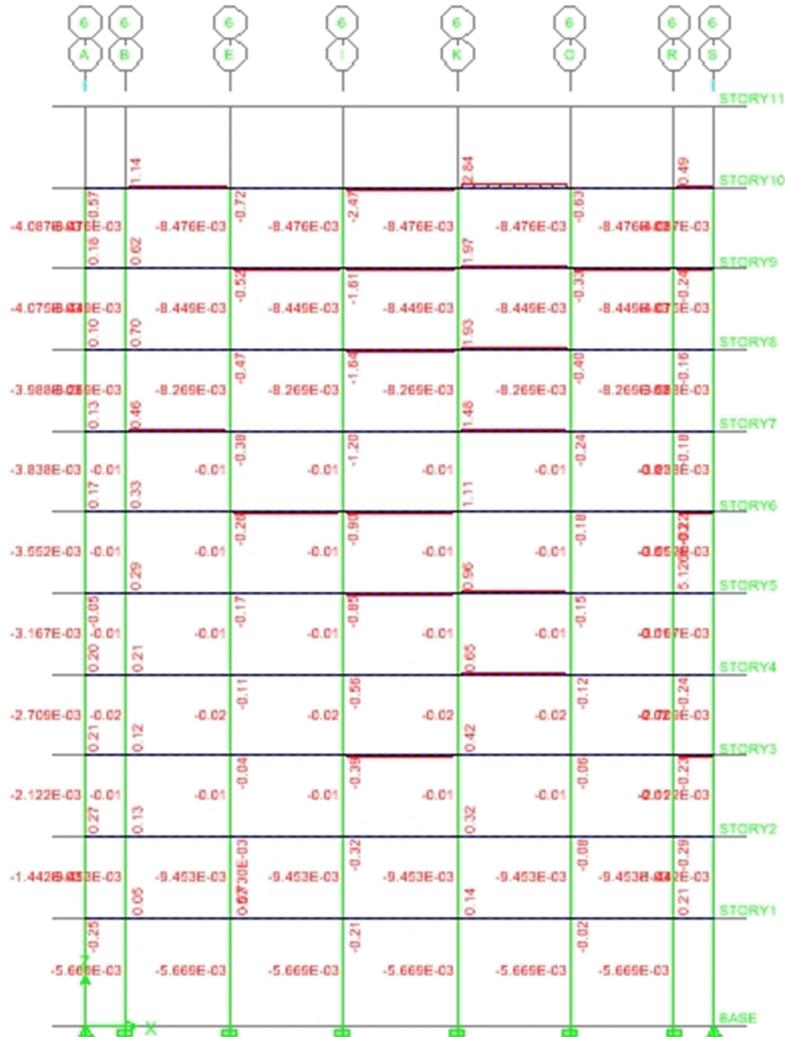


Figure VI.3: Exemple de la torsion aux des poutres , axe6

### VII.2.1- Ferraillage des poteaux à l'ELU

Les poteaux sont calculés en flexion composée à l'ELU, puis vérifiés à l'ELS en tenant compte de trois types de sollicitations :

- effort normal maximal et moment correspondant,
- effort normal minimal et moment correspondant,
- moment fléchissant maximal l'effort normal correspondant.

Sous les combinaisons suivantes :

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

$$G + Q + E_x \text{ et } G + Q + E_y$$

$$0,8G + E_x \text{ et } 0,8G + E_y$$

#### VII.2-1-1 Armatures longitudinales

##### VII.2.1.1.1 Recommandation du RPA Art.7.4.2.1 (RPA, 2003)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets,
- Le diamètre minimal est de **12 mm**,
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \theta$  (zone IIa),
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm**.
- Les jonctions par recouvrements doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critique).
  - Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de 0,8 % de la section du béton ( $0,8\% \times b \times h$ )
- Poteau (45x45) :  $A_{min} = 0,008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$
- Poteau (40x40) :  $A_{min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$
- Poteau (35x35) :  $A_{min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ cm}^2$
- Poteau (30x30) :  $A_{min} = 0,008 \times 30 \times 30 = 7.2 \text{ cm}^2$
- Le pourcentage maximal d'aciers est de  $4\% \times b \times h$  en zone courante et ( $6\% \times b \times h$ ) en zone de recouvrement :

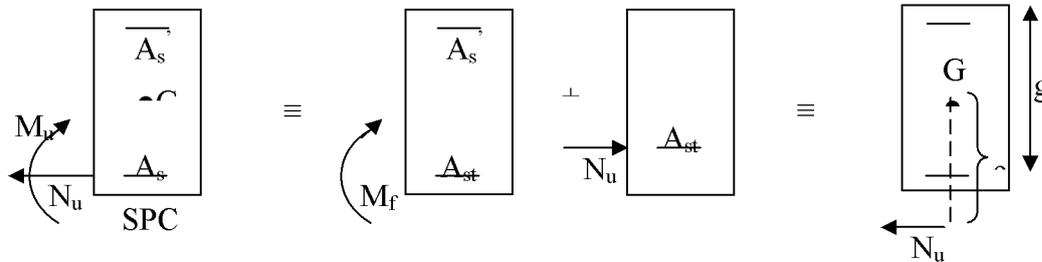
Zone courante

- Poteau (45 x 45) :  $A_{max} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$
- Poteau (40 x 40) :  $A_{max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$
- Poteau (35 x 35) :  $A_{max} = 0.04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$
- Poteau (30x 30) :  $A_{max} = 0.04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$
- Zone de recouvrement
- Poteau (45 x 45) :  $A_{max} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$
- Poteau (40 x 40) :  $A_{max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$
- Poteau (35 X 35) :  $A_{max} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$ .
- Poteau (30 x 30) :  $A_{max} = 0.06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$

- Calcul des armatures longitudinales

Quatre cas de figure peuvent se présenter en fonction de la position de centre de pression défini par

$$e = M_U / N_U$$



N.B : la Conventions de signes adoptée est telle que

Compression > 0

Traction < 0

**Exemple de calcul ferrailage des poteaux (30\*30) sens transversal**

$$N_{min} = -2.35 \text{ KN.m} : \longrightarrow M_{cor} = -0.022 \text{ (effort de compression)}$$

Situation accidentelle

$$f_{bc} = 21.74 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$$

$$e = 0.022 / 2.35 = 0.0093 < 0.30 / 2 - 0.03 = 0.12 \text{ m} \longrightarrow \text{SEC}$$

**Calcul de moment fictif à la flexion simple :**

$$M_f = M + N * (h/2 - c)$$

$$M_f = 0.022 + 2.35 \times (0.30 / 2 - 0.03) \longrightarrow M_f = 0.28 \text{ KN.m}$$

$$A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

**Calcule A<sub>st</sub>**

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.28 \times 1000}{30 \times 27^2 \times 21.17} = 0.0006 < 0.392 \quad \text{(SSA)}$$

$$\beta = 1$$

**Donc les armatures fictives sont**

$$A_{sf} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.28 \times 1000}{1 \times 27 \times 400} = 0.025 \text{ cm}^2$$

Les armatures réelles :

$$A_S = A_{sf} \frac{M}{N} = 0.025 - \frac{0.022}{2.35} = 0.015 < A_{\min} = 7.2$$

$$A_{st} = 10.67 \text{ soit } 4HA14 + 4 HA14$$

Par procédé analogue nous déterminons le ferraillage des autres poteaux, les résultats sont illustrée dans les tableaux (6,5 et 6.6)

**Tableau VII.2.1 ferraillage des poteaux dans le sens transversal**

ferraillage des poteaux dans le sens transversal																		
ZON E	niveau	section	sollicitations			eu	Mf	obs	u	obs	$\beta$	A <sub>SF</sub>	A <sub>ST</sub>	A <sub>SC</sub>	Ami n	choix des armatures	Aadoptée	
	7,8et9	30*30	Nmax	-2.35	Mcor	0.273	0.11	-0.249	SEC	0.0005	SSA	1	0.023	-0.035	0	7.2	4HA14 + 4HA12	10.67
			Nmin	-304.1	Mcor	-11.502	0.03	-37.87	SEC	0.079	SSA	0.959	3.656	-3.946	0			
			Mmax	24.606	Ncor	-63.32	0.38	-1.40	SPC	0.0029	SSA	0.999	0.129	-1.454	0			
III	4,5et6	35*35	Nmax	-33.2	Mcor	5.354	0.16	-4.03	SPC	0.005	SSA	0.997	0.315	-0.515	0	9.80	8HA14	12.31
			Nmin	-613.28	Mcor	-105.95	0.17	-104.28	SPC	0.133	SSA	0.928	8.778	-6.567	0			
			Mmax	27.09	Ncor	-214.52	0.12	-27.17	SEC	0.034	SSA	0.983	2.159	-3.204	0			
II	1,2et3	40*40	Nmax	-67.03	Mcor	5.663	0.08	-10.43	SEC	0.008	SSA	0.996	0.707	-0.968	0	12.80	8HA16	16.08
			Nmin	-957.71	Mcor	-6.85	0.007	-163.98	SEC	0.137	SSA	0.925	11.978	-11.965	0			
			Mmax	23.87	Ncor	-389.67	0.06	-62.186	SEC	0.052	SSA	0.973	4.318	-5.423	0			
I	RDC	45*45	Nmax	-110.63	Mcor	1.913	0.01	-13.04	SEC	0.007	SSA	0.996	0.779	-1.986	1.97	16.20	4HA16 + 4HA20	20.6
			Nmin	-1085.67	Mcor	-2.522	0.002	130.58	SPC	0.075	SSA	0.960	8.096	-19.045	0			
			Mmax	9.47	Ncor	-769.63	0.012	-91.21	SPC	0.052	SSA	0.973	5.579	-13.661	0			

Tableau VII- 2.2 ferraillage des poteaux dans le sens longitudinal

ferraillage des poteaux dans le sens transversal																	
ZONE	niveau	section	sollicitations			eu	Mf	obs	u	obs	$\beta$	A <sub>SF</sub>	A <sub>ST</sub>	A <sub>SC</sub>	A <sub>min</sub>	choix des armatures	Aadoptée
	7.8et9	30*30	Nmax	-2.35	Mcor	-0.022	0.009	-0.284	SEC	0.0005	SSA	1	0.023	0.017	0	4HA14 + 4HA12	10.67
			Nmin	-304.1	Mcor	3.331	0.01	36.09	SEC	0.075	SSA	0.962	3.656	2.89	0		
			Mmax	12.175	Ncor	-92.82	0.131	-9.677	SPC	0.02	SSA	0.99	0.129	0.10	0		
III	4.5et6	35*35	Nmax	-33.2	Mcor	-0.051	0.0015	-4.821	SEC	0.006	SSA	0.997	0.315	0.083	0	8H A14	12.31
			Nmin	-613.28	Mcor	2.764	0.004	-88.52	SEC	0.113	SSA	0.94	8.778	7.244	0		
			Mmax	11.26	Ncor	-213.42	0.052	-29.313	SEC	0.037	SSA	0.982	2.159	1.625	0		
II	1.2et3	40*40	Nmax	-67.03	Mcor	-0.046	0.0006	-9.726	SEC	0.008	SSA	0.996	0.707	0.539	0	8H A16	16.08
			Nmin	-957.74	Mcor	1.683	0.0017	139.11	SEC	0.11	SSA	0.942	11.978	9.58	0		
			Mmax	10.76	Ncor	-737.52	0.014	108.50	SEC	0.091	SSA	0.952	4.318	2.47	0		
I	RDC	45*45	Nmax	-110.63	Mcor	0.137	0.0012	-16.02	SEC	0.009	SSA	0.996	0.779	0.50	0	4HA16 +4HA20	20.6
			Nmin	-1085.	Mcor	0.68	0.0006	-157.32	SEC	0.091	SSA	0.952	8.096	5.38	0		
			Mmax	7.733	Ncor	-807.46	0.009	118.20	SEC	0.068	SSA	0.965	5.579	3.56	0		

**VII.2.2 - Les armatures transversales**

Le rôle des armatures transversale dans les poteaux consiste à :

- empêcher les déformations transversales de béton et le flambement des armatures longitudinales,
- reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.

**VII.2.2.1 Recommandations du RPA Art 4.2.2 (RPA,2003)**

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{St} = \frac{\rho_a \cdot V_U}{h_1 \cdot f_e}$$

$V_U$  : effort tranchant de calcul,

$h$  : hauteur totale de la section brute,

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale,

$S_t$  : espacement des armatures transversales,

$\rho_a$  : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est donné par

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 \longrightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \longrightarrow \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\lambda_g$  : l'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} \text{ avec } i = \sqrt{I}/S$$

$i$  : rayon de giration

$l_f$  : La longueur de flambement des poteaux.

**-Espaceement maximal**

**Zone nodale :**

$$S_t \leq \min (10\phi_t^{\min}, 15\text{cm})$$

**Zone courante :**

$$S_t \leq 15\text{cm}$$

$\phi_t^{\min}$  : le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

**-La quantité d'armatures transversales minimales**

$$\left. \begin{array}{l} \lambda_g \geq 5 \longrightarrow A_{\min} 0.3\% St \times b \\ \lambda_g \leq 3 \longrightarrow A_{\min} 0.8\% St \times b \\ 3 < \lambda_g > 5 \longrightarrow \text{interpolation entre les valeurs limites précédents} \end{array} \right\}$$

$$3) y_2^3 = \text{acos}(Q/3 + 240)$$

On retiendra pour  $y_2$  la valeur positive ayant un sens physique tel que :  $0 < y_1 = y_2 - Lc < h$

$$I = b/3 y_1^3 + 15[As(d-y_1)^2 + As(y_1 + c')^2]$$

$$\text{Finalement : } \sigma_{bc} = \frac{y_2 \times Ns}{I} \times y_1 \leq \bar{\sigma}_s$$

Les contraintes obtenues sont :

$\sigma_{bs}$  : contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

$\sigma_{ss}$  : contrainte max dans les aciers supérieure.

$\sigma_{bi}$  : contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

$\sigma_{si}$  : contrainte max dans les aciers inférieure.

Les contraintes positives représentent des compressions, et les négatives des tractions.

### **VII.2.3.1- Condition de non fragilité Art A.4.2,1 (BAEL,99)**

La sollicitation provoquant la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entraîner dans les aciers tendus de la section réelle une contrainte au plus égale à la limite élastique **fe**.

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{ad} \geq A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \left[ \frac{e - 0.445d}{e - 0.185d} \right] d \times b$$

**Les résultats de calcul des deux vérifications sont illustrés dans les tableaux ( VII.2.3 VII.2.4)**

Tableau VII.2.3. : Vérification à l'ELS

Sens transversal																			
ZONE	niveau	section	solllicitations				e <sub>s</sub>	obs	A <sub>arm</sub>	A <sub>adp</sub>	σ <sub>bs</sub>	σ <sub>ss</sub>	σ <sub>bj</sub>	σ <sub>s1</sub>	σ <sub>badm</sub>	σ <sub>sadm</sub>	obs		
			Nmax		Mcor														
III	7.8et9	30*30	Nmax	-4.13	Mcor	0.457	0.110	SEC	<b>4.3095</b>	10.67	3.4	<b>38.9</b>	<b>2.5</b>	23.8	15	348	cv		
			Nmin	-219.84	Mcor	-8.288		0.037			SEC	<b>5.2313</b>	7.9	<b>99.5</b>				<b>6.8</b>	99.7
			Mmax	17.753	Ncor	-46.31		0.383			SPC	<b>7.9301</b>	2.8	<b>25.6</b>				<b>2.3</b>	66.2
II	4.5et6	35*35	Nmax	-54.9	Mcor	8.591	0.156	SPC	<b>5.5241</b>	12.31	3.4	<b>29.3</b>	<b>2.9</b>	172.6	15	348	cv		
			Nmin	-442.21	Mcor	-7.631		0.017			SEC	<b>8.0879</b>	1.3	<b>12.5</b>				<b>1.6</b>	16.2
			Mmax	19.507	Ncor	-154.98		0.125			SEC	<b>1.99</b>	5.2	<b>74.6</b>				<b>3.7</b>	1.4
	1.2et3	40*40	Nmax	-113.67	Mcor	9.009	0.079	SEC	<b>6.2565</b>	16.08	2.4	<b>21.6</b>	<b>1.7</b>	75.2	15	348	cv		
			Nmin	-690.09	Mcor	-4.937		0.007			SEC	<b>6.1254</b>	3.3	<b>32.4</b>				<b>3.8</b>	14.2
			Mmax	17.177	Ncor	-280.84		0.061			SEC	<b>4.216</b>	2.6	<b>19.6</b>				<b>2.2</b>	23.2
RDC		45*45	Nmax	-178.92	Mcor	3.171	0.017	SEC	<b>6.954</b>	20.6	0.9	<b>15.3</b>	<b>0.9</b>	2.1	15	348	cv		
			Nmin	-782.22	Mcor	-1.816		0.002			SEC	<b>2.415</b>	4.2	<b>56.8</b>				<b>4.6</b>	3.8
			Mmax	6.808	Ncor	-554.56		0.012			SEC	<b>1.6646</b>	1.5	<b>10.3</b>				<b>2.2</b>	6.7

Tableau VII.2.3 : vérification à l'ELS

Sens transversal																	
ZONE	niveau	section	solllicitations				e <sub>s</sub>	obs	A <sub>arran</sub>	A <sub>adp</sub>	σ <sub>bs</sub>	σ <sub>ss</sub>	σ <sub>bi</sub>	σ <sub>s1</sub>	σ <sub>badm</sub>	σ <sub>sadm</sub>	obs
			Nmax		Mcor												
III	7.8et9	30*30	Nmax	-4.13	Mcor	-0.033	0.007	SEC	<b>4.3095</b>	10.67	3.4	<b>38.9</b>	<b>2.5</b>	23.8	15	348	cv
			Nmin	-219.84	Mcor	2.395	0.010	SEC	<b>5.2313</b>		7.9	<b>99.5</b>	<b>6.8</b>	99.7			
			Mmax	8.759	Ncor	-67.34	0.013	SEC	<b>7.9301</b>		2.8	<b>25.6</b>	<b>2.3</b>	66.2			
II	4.5et6	35*35	Nmax	-54.9	Mcor	-0.066	0.001	SEC	<b>5.5241</b>	12.31	3.4	<b>29.3</b>	<b>2.9</b>	172.6	15	348	cv
			Nmin	-442.21	Mcor	1.993	0.004	SEC	<b>8.0879</b>		1.3	<b>12.5</b>	<b>1.6</b>	16.2			
			Mmax	8.127	Ncor	-154.16	0.052	SPC	<b>1.99</b>		5.2	<b>74.6</b>	<b>3.7</b>	1.4			
	1.2et3	40*40	Nmax	-113.67	Mcor	-0.049	0.001		<b>6.2565</b>	16.08	2.4	<b>21.6</b>	<b>1.7</b>	75.2	15	348	cv
			Nmin	-690.09	Mcor	1.2	0.001		<b>6.1254</b>		3.3	<b>32.4</b>	<b>3.8</b>	14.2			
			Mmax	7.617	Ncor	-530.43	0.014		<b>4.216</b>		2.6	<b>19.6</b>	<b>2.2</b>	23.2			
RDC		45*45	Nmax	-178.92	Mcor	0.267	0.0017	SEC	<b>6.954</b>	20.6	0.9	<b>15.3</b>	<b>0.9</b>	2.1	15	348	cv
			Nmin	-782.22	Mcor	0.481	0.0006	SPC	<b>2.415</b>		4.2	<b>56.8</b>	<b>4.6</b>	3.8			
			Mmax	5.355	Ncor	-580.13	0.009	SPC	<b>1.6646</b>		1.5	<b>10.3</b>	<b>2.2</b>	6.7			

VII.2.3.2- Vérification contraintes tangentielles Art.7.4.3.2 (RPA, 2003)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

Avec : 
$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 \dots si \dots \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \dots si \dots \lambda_g < 5 \end{cases}$$

**ZONE (45\*45)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{150.6 \times 1000}{450 \times 420} = 0.796 \text{ MPa}$$

$$\lambda < 5 \implies \rho_d = 0.04$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_c = 0.04 \times 25 = 1 \text{ MPa}$$

**ZONE (40\*40)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{136.20 \times 1000}{400 \times 370} = 0.92 \text{ MPa}$$

**conditions vérifier**

$$\lambda < 5 \implies \rho_d = 0.04$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_c = 0.04 \times 25 = 1 \text{ MPa}$$

**ZONE (35\*35)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{100.24 \times 1000}{350 \times 320} = 0.895 \text{ MPa}$$

**conditions vérifier**

$$\lambda < 5 \implies \rho_d = 0.04$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_c = 0.04 \times 25 = 1 \text{ MPa}$$

**conditions vérifier****ZONE (30\*30)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{61.965 \times 1000}{300 \times 270} = 0.765 \text{ MPa}$$

$$\lambda < 5 \implies \rho_d = 0.75$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_c = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$$

**conditions vérifier**

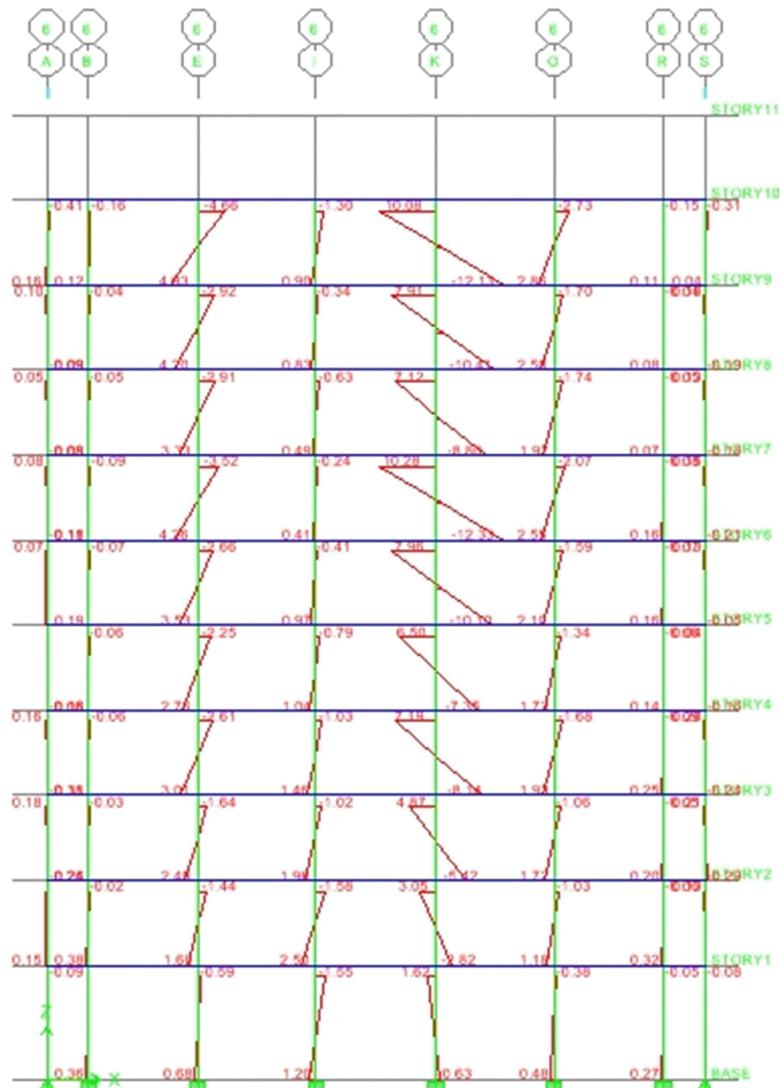


Figure VI.1 : Exemple du Moment 2-2 des poteaux, axe 6

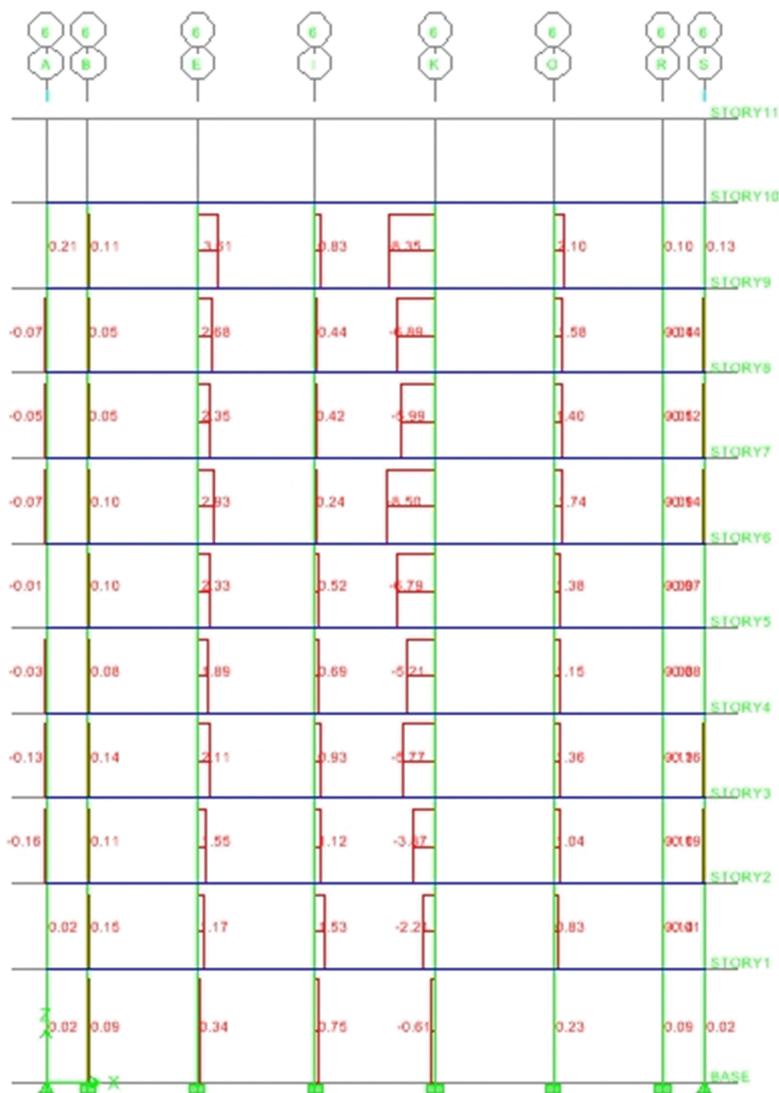


Figure VI.2 : Exemple de l'effort tranchant des poteaux, axe 6

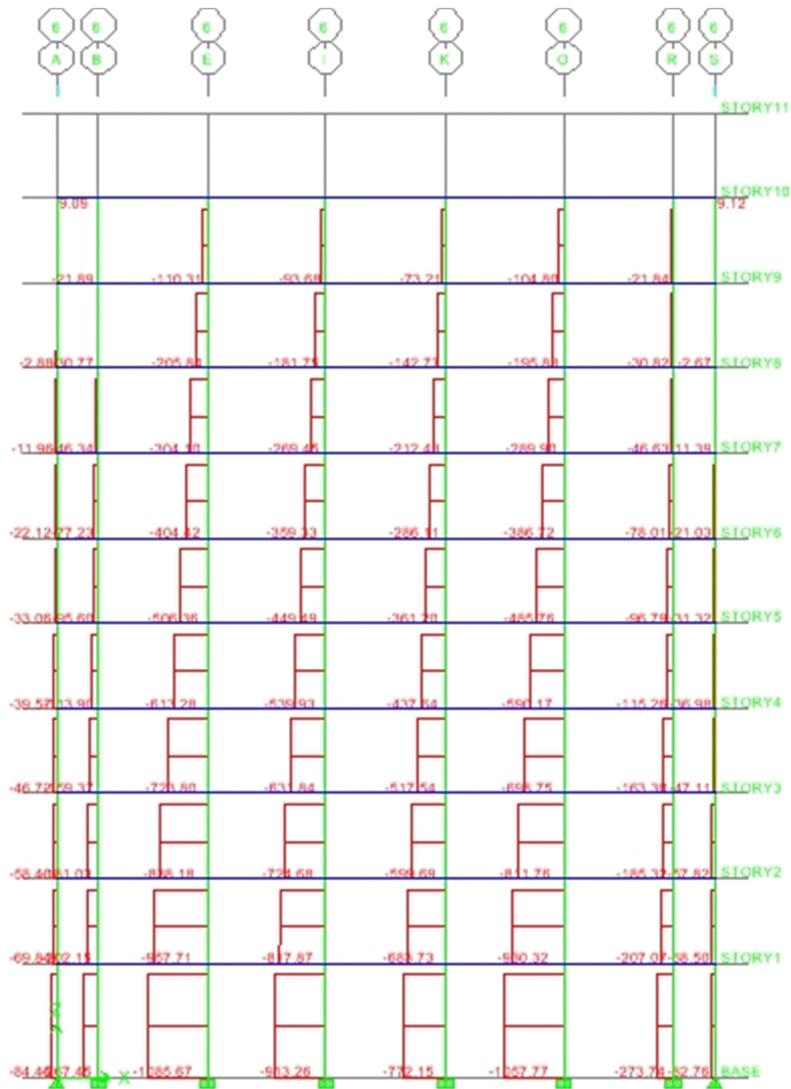


Figure VI.3 : Exemple de force axiale des poteaux, à l'ELU, axe 6

**VIII.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** → R.D.C
- **Zone II** → 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup> étage .
- **Zone III** → 4, 5, 6<sup>ème</sup> étage
- **Zone** → 7<sup>ème</sup>, 8<sup>ème</sup>, 9<sup>ème</sup> étage
- **Combinaison d'action :**

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 91} \longrightarrow \begin{cases} 1,35 G + 1,5 Q \\ G + Q \end{cases}$$

$$\text{Selon le RPA 99révise 2003} \longrightarrow \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{cases}$$

Le calcul se fera par la méthode des tronçons de la RDM, qui se fait pour une bande largeur (d).

**VIII.2.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

$$V \text{ et } V' : \text{ bras de levier : } V = V' = \frac{L}{2}$$

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 données en fonction des

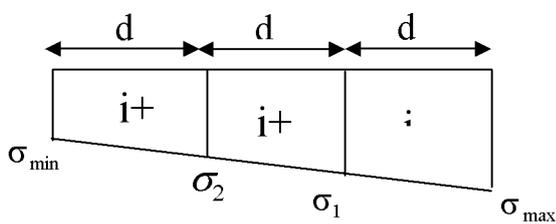
Diagrammes des contraintes obtenues

**VIII.3. Armatures verticales :**

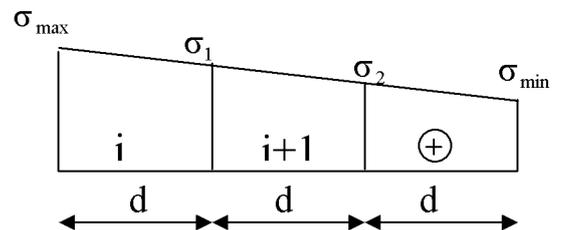
**VIII.3.1. Section entièrement comprimée et entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e \quad \text{Avec : } e : \text{ épaisseur du voile}$$



**Figure VIII-1 :** diagramme d'une section entièrement tendue



**Figure VIII-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**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s} \text{ avec } : \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

- **Armatures minimales :**

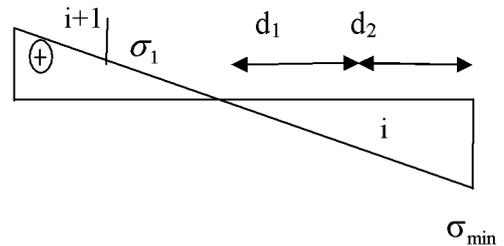
$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{Bf_{t28}}{f_e}; 0,15\%B \right\}$$

**c).Section partiellement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e \sigma_{max}$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s} \text{ avec } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$



**d)Armatures minimales :**

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{Bf_{t28}}{f_e}; 0,15\%B \right\}$$

**e) Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Φ 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.

**f) 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.

**g) 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.

**h) 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 :**

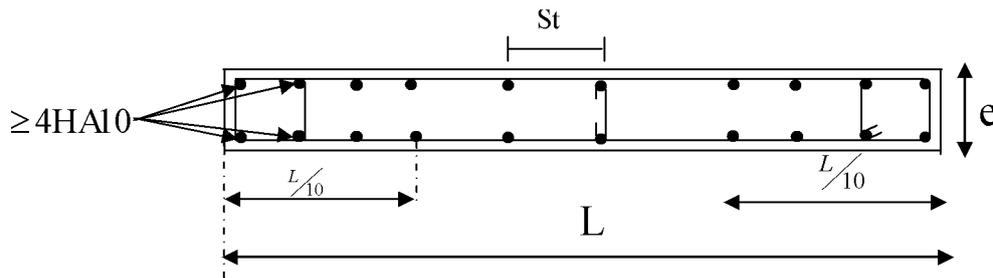
**-Espacement :**

L'espacement 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'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.



**-Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à : ..... **Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)**

- **40Φ** pour les barres situées dans les zones où 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.

$$\varphi_{\max} = \frac{e}{10} = 20\text{mm}$$

**VIII.4.Vérification :**

**1) Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, il est 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 :

$N_s$  : 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 ferraillage du voile (VOL2, VOL3,) dans la zone I:

Caractéristiques géométriques :

$$L = 4,20\text{m}, \quad e = 0,20\text{m}, \quad V = V' = L/2 = 2,10\text{m}$$

$$I = \frac{e \cdot x L^3}{12} = \frac{0,2 \times 4,2^3}{12} = 1,23 \text{m}^4$$

$$B = e \times L = 0,2 \times 4,2 = 0,84 \text{m}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{\max} = 1643.44 \text{KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = -1671.49 \text{KN/m}^2 \end{array} \right\} \text{ La section est partiellement comprimée (SPC)}$$

Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = 2,08 \text{m}$$

Largeur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c = 4,20 - 2,08 = 2,12 \text{m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

**Calcul de la longueur (d) :**

$$\text{Avec } d_2 \leq \min\left(\frac{h_c}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) = 1,4\text{m}$$

Soit un tronçon  $d_1 = \frac{L_t}{2} = 1,05\text{m}$  ;  $d_1 = 2,1 - 1,05 = 1,05\text{m}$

**b) Détermination des armatures :****1<sup>ère</sup> bande : d= 1,05 m**

$$\sigma_1 = \frac{(l_t - d_1)\sigma_{min}}{l_t} = 835,745 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 265,49 \text{ KN}$$

**1. Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{265,49}{34,8} = 6,64 \text{ cm}^2$$

**2. Section minimale :**

$$A_{min} = \max\left\{\frac{B \cdot f_{t28}}{f_c}; 0,015B\right\}$$

$$A_{min} = \max\left\{\frac{0,84 \times 2,1 \times 10^4}{400}; 0,0015 \times 0,84 \times 10^4\right\} = 44,1 \text{ cm}^2$$

$A_{min} > A_{v1}$  donc on doit ferrailer avec  $A_{min} = 44,1 \text{ cm}^2$

**2<sup>ième</sup> bande : d<sub>2</sub>=1,4m**

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = \frac{557,163 \times 1,4 \times 0,2}{2} = 88,496 \text{ KN}$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{88,496}{34,8} = 2,21 \text{ cm}^2$$

**1. Section minimale :**

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}; 0,0015B \right\}$$

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{0,84 \times 2,1 \times 10^4}{400}; 0,0015 \times 0,84 \times 10^4 \right\} = 44,1 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_{V2}$  donc on doit ferrailer avec  $A_{\min} = 44,1 \text{ cm}^2$

**2. Armatures de coutures :**

Le voile est ferrailé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

**1<sup>ère</sup> bande** : 16HA14 = 24.64 cm<sup>2</sup> par rapport à  $d_1$  par rapport à une nappe avec un espacement de 15 cm

**2<sup>ème</sup> bande**: 8HA12 = 9.04cm<sup>2</sup> par rapport à  $d_2$  par rapport à une nappe avec un espacement de 20 cm

- **Armatures horizontales :**

D'après le BAEL 91 :  $A_H \geq \max \left\{ \frac{A_v}{4}; 0,15 \% B \right\}$

$$A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{24,64}{4} = 6,35 \text{ cm}^2$$

Soit **2×4HA10 = 7.49 cm<sup>2</sup>/ ml** avec : **St = 15 cm**

- **Armature 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 :

$$\tau_b = \frac{1,4T}{e d}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 12,07}{0,2 \times 0,9 \times 3,63} \times 10^{-3} = 0,031 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

D'après le BAEL 91 :

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

$$\tau_u = \frac{12,07}{0,2 \times 0,9 \times 3,63} \times 10^{-3} = 0,022 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**e) Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A_v} \Rightarrow \sigma_b = \frac{1085,82 \times 10}{20 \times 400 + 15 \times (44,23)} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,25 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Le ferrailage d'autres voiles dans les différentes zones est donné sous forme de tableaux

Ferrailage des voiles longitudinaux VL5 ;VL7 ;VL8 ;VL9 :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.35	1.35	1.35	1.35	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.27	0.27	0.27	0.27	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	1685.7	1651.82	1510.46	1274.7	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-1734.44	-1687	-1557.91	-1328.68	
	<b>Nature de la section</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	
	V <sub>u</sub> (kN)	16.89	11.93	48.41	79.65	
	L <sub>t</sub> (m)	0.68	0.68	0.69	0.69	
	L <sub>c</sub> (m)	0.67	0.67	0.66	0.66	
	d (m)	0.342	0.341	0.343	0.344	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	867.220	843.500	778.955	664.340	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	89.06	86.30	80.09	68.66
		N <sub>2</sub>	29.686	28.768	26.696	22.886
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>2.23</b>	<b>2.16</b>	<b>2.00</b>	<b>1.72</b>
		A <sub>v2</sub>	<b>0.74</b>	<b>0.72</b>	<b>0.67</b>	<b>0.57</b>
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		0.65	0.46	1.86	3.07
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>2.39</b>	<b>2.27</b>	<b>2.47</b>	<b>2.48</b>
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>0.74</b>	<b>0.83</b>	<b>1.13</b>	<b>1.34</b>
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		3.59	3.58	3.60	3.62
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	<b>3.39</b>	<b>3.39</b>	<b>3.26</b>	<b>3.26</b>
Bonde 2		<b>2.26</b>	<b>2.26</b>	<b>2.26</b>	<b>2.26</b>	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	<b>2*3HA12</b>	<b>2*3HA12</b>	<b>2*3HA12</b>	<b>2*3HA12</b>
		Bonde 2	<b>2*2HA12</b>	<b>2*3HA12</b>	<b>2*2HA12</b>	<b>2*2HA12</b>
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	20 cm	20cm	20cm	20cm
		Bonde 2	25cm	25cm	25cm	25cm
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm2)/bande		2.05	4.65	4.73	4.73
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		4.53	6.78	5.65	5.65
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>7HA10</b>	<b>7HA10</b>	<b>7HA10</b>	<b>7HA10</b>
	ep =15cm		A=7,49cm <sup>2</sup>	A=7.49cm <sup>2</sup>	A=7,49cm <sup>2</sup>	A=7,49cm <sup>2</sup>
Armature transversal		<b>4 Epingles HA8/m<sup>2</sup></b>				
Vérification des contraintes	contrainte	$\sigma_u$ (MPa)	0.070	0.049	0.199	0.328
		$\sigma_b$ (MPa)	0.097	0.069	0.279	0.459
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	562.45	516.04	361.14	185.95
$\sigma_b$ (MPa)		<b>1.9E+00</b>	<b>1.5E+00</b>	<b>1.1E+00</b>	<b>5.8E-01</b>	

Ferrailage des voiles longitudinaux VL10 ;VL11

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.15	2.15	2.15	2.15	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.43	0.43	0.43	0.43	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	1669.76	1540.44	1165.44	763.36	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-1680.87	-1552.58	-1188.53	-792.58	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V <sub>u</sub> (kN)	1.4	6.17	11.15	11.15	
	L <sub>t</sub> (m)	1.08	1.08	1.09	1.10	
	L <sub>c</sub> (m)	1.07	1.07	1.06	1.05	
	d (m)	0.539	0.540	0.543	0.548	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	840.435	776.290	594.265	396.290	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	135.97	125.67	96.77	65.10
		N <sub>2</sub>	45.323	41.889	32.255	21.701
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	3.40	3.14	2.42	1.63
		A <sub>v2</sub>	1.13	1.05	0.81	0.54
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		0.05	0.24	0.43	0.43
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	3.41	3.20	2.53	1.73
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	1.13	1.11	0.91	0.65
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		5.66	5.67	5.70	5.75
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	4.52	4.25	4.52	4.52
Bonde 2		3.39	3.39	3.39	3.39	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*4HA12	2*4HA12	2*4HA12	2*4HA12
		Bonde 2	2*3HA12	2*3HA12	2*3HA12	2*3HA12
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	15 cm	15cm	15cm	15cm
		Bonde 2	20cm	20cm	20cm	20cm
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		3.24	4.65	4.73	4.73
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		4.53	6.78	5.65	5.65
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		7HA10	7HA10	7HA10	7HA10
	ep =15cm		A=7,49cm <sup>2</sup>	A=7.49cm <sup>2</sup>	A=7,49cm <sup>2</sup>	A=7,49cm <sup>2</sup>
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>			
	contrainte	$\sigma_u$ (MPa)	0.004	0.016	0.029	0.029
		$\sigma_b$ (MPa)	0.005	0.022	0.040	0.040
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	562.45	516.04	361.14	185.95
$\sigma_b$ (MPa)		1.2E+00	1.0E+00	7.5E-01	3.9E-01	

Ferrailage du voile transversales VT2 ;VT3

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV		
Caractéristiques géométriques	L (m)	4.2	4.2	4.2	4.2		
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2		
	B (m)	0.84	0.84	0.84	0.84		
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	1643.44	1895.16	1994.24	2509.15		
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-1671.49	-1898.95	-2044.12	-2575.85		
	<b>Nature de la section</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>		
	V <sub>u</sub> (kN)	16.89	39.36	48.41	79.65		
	L <sub>t</sub> (m)	2.12	2.10	2.13	2.13		
	L <sub>c</sub> (m)	2.08	2.10	2.07	2.07		
	d (m)	1.059	1.051	1.063	1.064		
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	835.745	949.475	1022.060	1287.925		
	N (kN)	N <sub>1</sub>	265.49	299.38	325.93	411.02	
		N <sub>2</sub>	88.496	99.794	108.642	137.006	
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>6.64</b>	<b>7.48</b>	<b>8.15</b>	<b>10.28</b>	
		A <sub>v2</sub>	<b>2.21</b>	<b>2.49</b>	<b>2.72</b>	<b>3.43</b>	
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		0.65	1.52	1.86	3.07	
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>6.80</b>	<b>7.86</b>	<b>8.61</b>	<b>11.04</b>	
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>2.21</b>	<b>2.87</b>	<b>3.18</b>	<b>4.19</b>	
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		11.12	11.04	11.16	11.17	
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	<b>12.32</b>	<b>12.32</b>	<b>12.32</b>	<b>12.32</b>	
		Bonde2	<b>4.52</b>	<b>4.52</b>	<b>4.52</b>	<b>4.52</b>	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	<b>2*8HA14</b>	<b>2*8HA14</b>	<b>2*8HA14</b>	<b>2*8HA14</b>
			Bonde 2	<b>2*4HA12</b>	<b>2*4HA12</b>	<b>2*4HA12</b>	<b>2*4HA12</b>
S <sub>t</sub> (cm)		Bonde1	15 cm	15cm	15cm	15cm	
		Bonde 2	20cm	20cm	20cm	20cm	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		6.35	4.65	4.73	4.73		
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		4.53	6.78	5.65	5.65		
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>7HA10</b>	<b>7HA10</b>	<b>7HA10</b>	<b>7HA10</b>		
ep =15cm		A=7,49cm <sup>2</sup>	A=7.49cm <sup>2</sup>	A=7,49cm <sup>2</sup>	A=7,49cm <sup>2</sup>		
Vérification des contraintes	Armature transversal		<b>4 Epingles HA8/m<sup>2</sup></b>				
	contrainte	$\sigma_u$ (MPa)	0.022	0.052	0.064	0.105	
		$\sigma_b$ (MPa)	0.031	0.073	0.090	0.148	
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1085.82	1007.93	710.62	370.24	
$\sigma_b$ (MPa)		<b>1.3E+00</b>	<b>1.1E+00</b>	<b>8.0E-01</b>	<b>4.2E-01</b>		

Ferraillage du voile transversales VT1 ;VT4 ;

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.7	2.7	2.7	2.7	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.54	0.54	0.54	0.54	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	1710.83	1987.32	2082.67	2392.89	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-1747.13	-2022.05	-2149.97	-2469.19	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V <sub>u</sub> (kN)	7.57	22.4	26.58	33.73	
	L <sub>t</sub> (m)	1.36	1.36	1.37	1.37	
	L <sub>c</sub> (m)	1.34	1.34	1.33	1.33	
	d (m)	0.682	0.681	0.686	0.686	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	873.565	1011.025	1074.985	1234.595	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	178.75	206.51	221.15	253.93
		N <sub>2</sub>	59.585	68.835	73.715	84.643
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	4.47	5.16	5.53	6.35
		A <sub>v2</sub>	1.49	1.72	1.84	2.12
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		0.29	0.86	1.02	1.30
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	4.54	5.38	5.78	6.67
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	1.49	1.94	2.10	2.44
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		7.16	7.15	7.20	7.20
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	7.91	7.91	7.91	7.91
		Bonde 2	4.52	4.52	4.52	4.52
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*7HA12	2*7HA12	2*7HA12	2*7HA12
		Bonde 2	2*4HA12	2*4HA12	2*4HA12	2*4HA12
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	10 cm	10cm	10cm	10cm
		Bonde 2	20cm	20cm	20cm	20cm
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm2)/bande		4.09	4.65	4.73	4.73
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		4.53	6.78	5.65	5.65
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		7HA10	7HA10	7HA10	7HA10
ep =15cm		A=7,49cm <sup>2</sup>	A=7.49cm <sup>2</sup>	A=7,49cm <sup>2</sup>	A=7,49cm <sup>2</sup>	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>			
	contrainte	$\sigma_u$ (MPa)	0.016	0.046	0.055	0.069
		$\sigma_b$ (MPa)	0.022	0.065	0.077	0.097
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	940.3	852.07	585.4	301.85
$\sigma_b$ (MPa)		1.7E+00	1.4E+00	9.9E-01	5.1E-01	

Ferrailage du voile transversal VT6 ;

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.3	1.3	1.3	1.3	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.26	0.26	0.26	0.26	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	1554.28	1468.49	1095.63	618.79	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-1556.61	-1493.64	-1097.16	-622.25	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V <sub>u</sub> (kN)	0.65	6.17	10.63	10.64	
	L <sub>t</sub> (m)	0.65	0.66	0.65	0.65	
	L <sub>c</sub> (m)	0.65	0.64	0.65	0.65	
	d (m)	0.325	0.328	0.325	0.326	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	778.305	746.820	548.580	311.125	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	75.94	73.43	53.52	30.42
		N <sub>2</sub>	25.314	24.478	17.841	10.140
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	1.90	1.84	1.34	0.76
		A <sub>v2</sub>	0.63	0.61	0.45	0.25
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		0.03	0.24	0.41	0.41
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	1.90	1.90	1.44	0.86
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	0.63	0.67	0.55	0.36
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		3.42	3.44	3.41	3.42
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	4.52	4.52	4.52	4.52
		Bonde 2	4.52	4.52	4.52	4.52
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*4HA12	2*4HA12	2*4HA12	2*4HA12
		Bonde 2	2*4HA12	2*4HA12	2*4HA12	2*4HA12
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	20 cm	20cm	20cm	20cm
		Bonde 2	20cm	20cm	20cm	20cm
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		1.95	4.65	4.73	4.73
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		4.53	6.78	5.65	5.65
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		7HA10	7HA10	7HA10	7HA10
	ep =15cm		A=7,49cm <sup>2</sup>	A=7.49cm <sup>2</sup>	A=7,49cm <sup>2</sup>	A=7,49cm <sup>2</sup>
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>			
	contrainte	$\sigma_u$ (MPa)	0.003	0.026	0.045	0.045
		$\sigma_b$ (MPa)	0.004	0.037	0.064	0.064
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	687.39	616.36	419.65	211.68

**X.I. 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 extérieures.

**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 continues sous mur,
- Les semelles continues sous poteaux ;
- Les semelles isolées ;
- Les radiers.

**Fondations profondes :**

Elles sont utilisés 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 ;

**X.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**.

**X.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.

**3.1. Semelle isolé :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal «  $N_{ser}$  » qui est obtenue à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

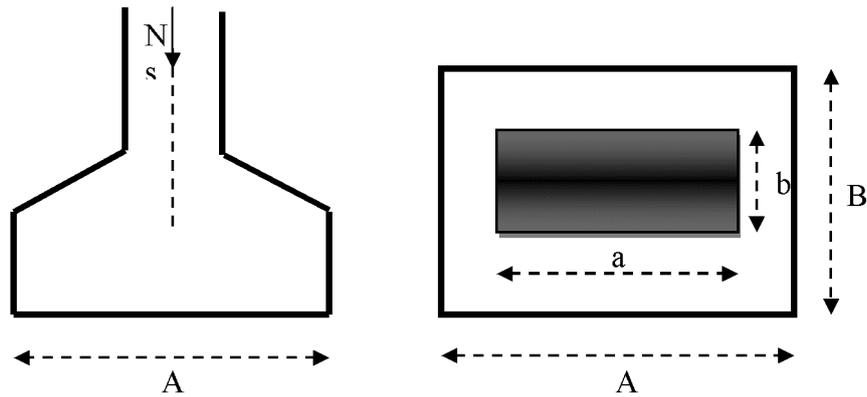
Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \quad (\text{Poteau carrée}).$$

$$\text{D'où : } B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

$$\text{Exemple : } N_{ser} = 1789.65 \text{ KN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad B = 2.99 \text{ m}^2$$

**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.



**3.2. Semelles filantes :** ( En tenant compte que de l'effort N<sub>s</sub>)

**3.2.1. Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :**

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B L}$$

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Capacité portante du sol ( $\bar{\sigma}_{sol} = 200\text{KN/m}^2 = 0,20\text{MPa}$ )

B : Largeur de la semelle ;

G et Q : charge et surcharge à la base du voile ;

L : longueur de la semelle sous voile ;

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur les tableaux ci – dessous :

VOILE	ELS	L(m)	B(m)	S=B.L
VT1	4562.96	2.70	8.44	22.788
VT <sub>4</sub>	4532.21	2.70	8.39	22.65
VT3	5670.71	4.20	6.75	28.35
VT2	5650.54	4.20	6.72	28.22

**Tableaux X.1 : Surface de la semelle filante sous voiles transversaux**

:

VOILE	ELS	L(m)	B(m)	S=B.L
VL5	1746.35	1.35	6.46	8.721
VL7	1735.36	1.35	6.42	8.66
VL8	1690.36	1.35	6.26	8.45
VL9	1692.45	1.35	6.26	8.45

**Tableau. X.2 : Surface de la semelle filante sous voiles longitudinaux**

La surface des semelles filantes sous les voiles est :  $S_v = 136.28 \text{ m}^2$ .

### 3.2.2. 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 suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

#### b) Étape 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 trapézoïdal

$e > \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition triangulaire

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left( 1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left( 1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

**Semelles filantes sous poteaux :(fils, entre les poteaux 4A ,4B,4C et 4D )**

poteaux	ELS(G+Q) KN	Ni total KN	Mi KN.M	Mi total KN.M	ei M	Ni×ei KN.M
PA	1105.45		2.566		5.45	6024.70
PB	1698.32		1.197		1.25	2122.9
PC	1805.75		0.319		-2.75	4965.81
PD	1056.51	5666.03	1.868	5.95	-5.45	5757.97
						<u>-2576.18</u>

**Tableau. X.3 : Détermination de la résultante des charges**

La charge totale transmise par les poteaux :  $N_t = 5666.03$  KN.

On a :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = -0.45m$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = -0.45m < \frac{L}{6} = \frac{13.85}{6} = 2.308 \text{ m} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdal}$$

$$q_{\min} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{L}\right) = \frac{5666.03}{13.85} \times \left(1 - \frac{6 \times -0.45}{13.85}\right) = 488.85 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{L}\right) = \frac{5666.03}{13.85} \times \left(1 + \frac{6 \times -0.45}{13.85}\right) = 329.34 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right) = \frac{5666.03}{13.85} \times \left(1 + \frac{3 \times -0.45}{13.85}\right) = 369.22 \text{ KN/ml}$$

**Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{\text{SOL}}} = \frac{369.22}{200} = 0.8137m \text{ on prend } B = 1,84m$$

On aura donc,  $S = 1,84 \times 13.85 = 25.45m^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux :  $S_t = S \times n + S_v$

$$S_t = 13.85 \times 4 + 136.28 = 191.68 \text{ m}^2$$

Avec :

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

La surface totale du bâtiment :  $S_{\text{bat}} = (20.50 \times 13,85) = 283.92 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles filantes :  $S_t = 0.675 \text{ m}$

$$\frac{S_t}{S_{\text{bat}}} = \frac{191.68}{283.925} = 0.675 = \mathbf{67.5\%}$$

### 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.

### X.4. Calcul du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une répartition de la charge sur le sol de la fondation ;
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution
- Coût élevé de l'opération.

#### 4.1. Pré dimensionnement du radier :

##### a) Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{\text{min}} \geq 25 \text{ cm}$ )

##### b) Selon la condition forfaitaire :

- Sous voiles :

$$\frac{L_{\text{max}}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\text{max}}}{5} \Rightarrow 0,5375 \leq h \leq 0,86$$

On prend :  $h = 80 \text{ cm}$ .

h : épaisseur du radier

$L_{\max}$  : distance entre deux voiles successifs ;  $L_{\max}=4.3\text{m}$

• **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

$$h_d \geq \frac{4.30}{20} = 21.5\text{cm}$$

Soit :  $h_d = 30\text{cm}$

**La nervure :**

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{430}{10} = 43\text{cm}$$

Soit :  $h_n = 80\text{cm}$

La base de la nervure :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n \longrightarrow 0,4 \times 80 \leq b_n \leq 0,7 \times 80 = 32 \text{ cm} \leq b_n \leq 56 \text{ cm}$$

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  $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86\text{MPa}$

$L_{\max}$  : Distance maximale entre nus des nervures.

$$D'où : \quad h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.30\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,85\text{m}$$

**Conclusion :**

On optera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$$h_{\text{ner}} = 100\text{cm}$$

$$h_{\text{dalle}} = 30 \text{ cm}$$

$$b_{\text{ner}} = 50 \text{ cm}$$

**4.2. 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 :  $G_{\text{bat}} = 31054.22\text{KN}.$ (ETABS)
- Surcharge d'exploitation :  $Q_{\text{bat}} = 5725.66 \text{ KN}.$ (ETABS)

**Combinaisons d'actions :**

$$L'ELU : \quad N_{u1} = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 50499.53\text{KN}$$

$$L'ELS : \quad N_{s1} = G + Q = 36779.88\text{KN}$$

**4.3. Détermination de la surface nécessaire du radier :**

$$L'ELU : \quad S_{\text{nradi}} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{\text{SOL}}} = \frac{50499.53}{1,33 \times 200} = 189.84\text{m}^2$$

$$L'ELS : \quad S_{\text{nradi}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{SOL}}} = \frac{36779.88}{200} = 183.899\text{m}^2$$

D'où :

$$S_{\text{nradi}} = \max (S_{\text{rad}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{rad}}^{\text{ELS}}) = 189.84 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 325.475\text{m}^2 > S_{\text{nradi}} 189.84\text{m}^2$$

**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 :

$$h_{\text{déb}} \geq \max \left( \frac{h}{2}; 30 \text{ cm} \right) = \max \left( \frac{100}{2}; 30 \text{ cm} \right) = 50\text{cm}$$

On opte pour un débord de :  $h_{\text{déb}} = 50 \text{ cm}$

Donc on aura une surface totales du radier :  $S_{rad}=S_{bat}+S_{deb}$

Avec :

$$S_{deb} = (283.925) + (13.85 + 20.5) \times 2 \times 0,5 = 318.275 \text{m}^2$$

$$S_{rad} = 283.925 + 34.35 = 318.275 \text{m}^2$$

#### 4.4. Calcul ds sollicitations à la base du radier :

##### Charges permanentes :

Poids de bâtiment :  $G = 31014.22 \text{ KN}$

##### 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:

$$P_{dalle} = S_{radier} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{dalle} = (318.275 \times 0,3) \times 25 = 2387.06 \text{ KN}$$

##### Poids des nervures:

$$P_{nerv} = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$$

$$P_n = [(0,5 \times (1.00 - 0,3) \times 23.85 \times 4) + (0,5 \times (1 - 0,3) \times 13.85 \times 6)] \times 25$$

$$P_n = 1531.25 \text{ KN}$$

##### Poids de TVO :

$$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_n - h_d) \times \rho$$

$$\text{Avec : } S_{nerv} = (0,5 \times 20.5 \times 4) + (0,5 \times 13,85 \times 6) = 82.55 \text{ m}^2$$

$$P_{TVO} = [(318.25 - 82.55) \times (1 - 0,3)] \times 17 = 2804.86 \text{ KN.}$$

##### Poids de la dalle flottante :

$$P_{df} = S_{rad} \times e_p \times \rho_b$$

$$P_{df} = 318.253 \times 0,1 \times 25 = 795.6325 \text{ KN. } (e_p = 10 \text{ cm}).$$

$$G_{rad} = 2387.06 + 1531.25 + 2804.86 + 795.6325 = 7518.80 \text{ KN}$$

#### 4.5. Combinaisons d'actions :

$$\text{L'ELU : } N_u = N_{u1} + 1,35 G_{rad} = 50499.53 + 1,35 \times 7518.80 = 60649.91 \text{ KN}$$

$$\text{L'ELS : } N_s = N_{s1} + G_{rad} = 36779.88 + 7518.80 = 44298.68 \text{ KN}$$

**X.5. Vérification :****5.1. Vérification à la contrainte de cisaillement :**

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\}$$

$$b = 100\text{cm}; \quad d = 0,9 \times h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{60649,91 \times 1}{318,253} \times \frac{4,30}{2} = 409,72\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{318,253}{1 \times 0,27} = 1178,71\text{KN/m}^2 = 1,17\text{MPa}$$

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

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**5.2. Vérification de la stabilité du radier :****-Calcul du centre de gravite du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 6,925\text{m}; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 11,75\text{m}$$

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 :

$$\text{L'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \times \sigma_{SOL}$$

$$\text{L'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = 5202.78 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 14978.63 \text{ m}^4$$

Calcul des moments :

$$M_{xx} = 3429.35 + 153.04 \times 1 = 3582.39 \text{ KN.m}$$

$$M_{yy} = 2796.45 + 143.12 \times 1 = 2939.57 \text{ KN.m}$$

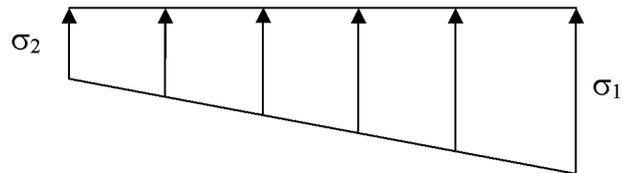


Figure X.4. Diagramme des contraintes

	ELU				ELS				Obser
	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_m$	$1,33\sigma_{sol}$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_m$	$\sigma_{sol}$	
<b>X - X</b>	175.32	162.04	172.00	266	125.53	120.91	124.37	200	<b>OK</b>
<b>Y- Y</b>	170.0	167.32	169.33	266	124.58	121.86	123.90	200	<b>OK</b>

**5.3. Vérification au poinçonnement : ( Art A.5.2.4 BAEL91).**

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq (0,07 \times \mu_c \times h \times f_{c28}) / \gamma_b$$

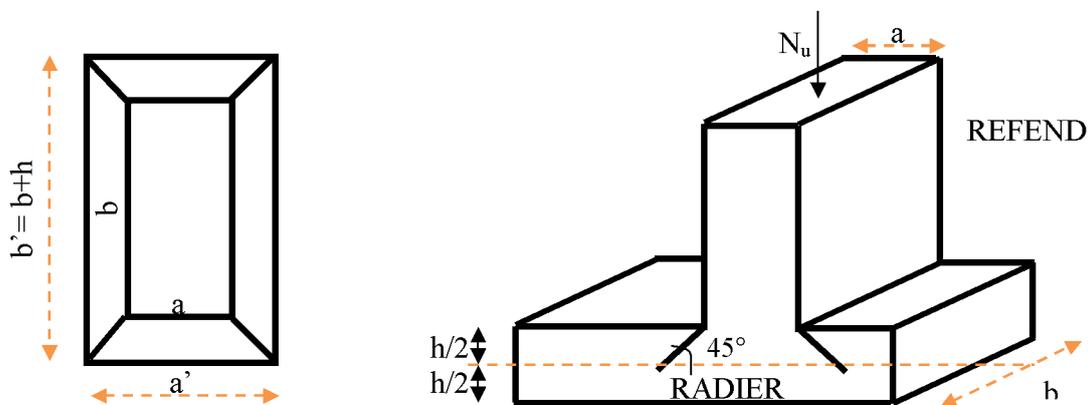
Avec :

$N_u$  : 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 X.5. Périmètre utile des voiles et des poteaux**

**Calcul du périmètre utile  $\mu_c$  :**

- Poteaux :

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2 \times h) = 2 \times (0,45 + 0,45 + 2 \times 1) = 5.8 \approx 6m$$

$$N_u = 2423.54KN$$

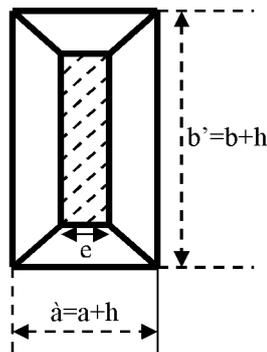
$$N_u < (0,07 \times 6 \times 1 \times 25000) / 1.5 = 7000 KN$$

- Voiles :

$$\mu_e = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2 \times h) = 2 \times (0,2 + 1 + 2 \times 1) = 6.4m$$

$$N_u = 2957.60 KN$$

$$N_u < (0,07 \times 1 \times 6.4 \times 25000)/1.5 = 7466.66 KN$$



### 5.5. 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 supérieure 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  $0,4 \leq \rho \leq 1$  ; les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée  $L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée  $L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont données par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec : } (L_x < L_y)$$

**Remarque :**

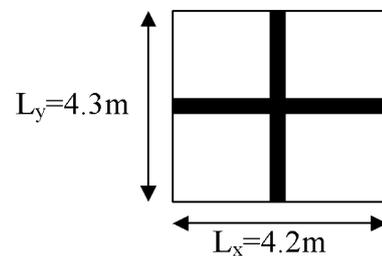
Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

**Identification du panneau :**

$L_x = 4.2 \text{ m} ; L_y = 4.3 \text{ m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.2}{4.3} = 0,976$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$  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 :

$$q_{um} = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 172.00 - \frac{7518.80}{318.253} = 150.06 \text{ KN/m}^2$$

L'E.L.S :

$$q_{sm} = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 124.37 - \frac{7518.80}{318.253} = 102.51 \text{ KN/m}^2$$

**.Calcul a' L ELU :  $\nu = 0$**

$$q_u = 150.06 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0,97 \rightarrow \begin{cases} U_x = 0,0393 \\ U_y = 0,934 \end{cases}$$

**.Calcul des moments  $M_{0X}$  et  $M_{0Y}$  :**

$$M_{0X} = u_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0393 \times 150.06 \times (4.2)^2 = 104.02 \text{ KN}$$

$$M_{0Y} = u_y \times M_{0X} = 0,934 \times 104.02 = 97.163 \text{ KN}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte des semi encastremets 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.

**. Ferrailage dans le sens x****– x(longitudinal) :**

Aux appuis :

$$M_{app} = -0,5M_x = -0,50 \times 104.02 = -52.01 \text{KN}$$

$$u_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{52.01 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,05 \quad (u_1 = 0,392)$$

La section est simplement armée.

$$u_u = 0,05 \rightarrow \beta = 0,974 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{sa} = \frac{M}{Bd\sigma_{st}} = \frac{52.01 \times 10^3}{0,974 \times 27 \times 348} = 5.68 \text{cm}^2$$

Soit : 5HA14 = 7.70 cm<sup>2</sup>/ml ;

Avec : S<sub>t</sub> = 20cm < min (3h, 33 cm)

En travée :

$$M_t = 0,75 \times 104.02 = 78.015 \text{KN}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{78.015 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,075 \quad (u_1 = 0,392)$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,075 \rightarrow \beta = 0,960 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{78.015 \times 10^3}{0,960 \times 27 \times 348} = 8.648 \text{cm}^2$$

Soit : 5HA16 = 10.05 cm<sup>2</sup>/ml

Avec : S<sub>t</sub> = 20 cm < min (3h, 33 cm).

**. Ferrailage dans le sens y - y (transversal):**

Aux appuis :

$$M_{app} = (-0,5) \times 97.163 = -48.5815 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{48.581 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,040 \quad (u_1 = 0,392)$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,040 \rightarrow \beta = 0,980 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{48.581 \times 10^3}{0,980 \times 27 \times 348} = 5.275 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA14 = 7.70 cm<sup>2</sup>/ml.Avec : S<sub>t</sub> = 20 cm < min (4h, 45 cm).

En travée :

$$M_t = 0,75 \times 97.163 = 72.87 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{72.87 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,070 \quad (u_1 = 0,392)$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,070 \rightarrow \beta = 0,964 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{72.87 \times 10^3}{0,964 \times 27 \times 348} = 8.04 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA14 = 9.23 cm<sup>2</sup>/ml.Avec : S<sub>t</sub> = 17 cm < min (4h, 45 cm).**. 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 :

$$A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - 0,97}{2} = 2,436 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sens y - y :

$$A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Aux appuis :  $\begin{cases} A_{ua}^x = 7.70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,436 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ua}^y = 7.70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,436 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$

En travée :  $\begin{cases} A_{ut}^x = 10.05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,436 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ut}^y = 9.24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,4 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$

### X.6. Calcul a LELS :

$$q_s = 102.51 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0,97 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0393 \\ \mu_y = 0,934 \end{cases}$$

Calcul des moments  $M_u$ ,  $M_y$ .

$$M_{0x} = \mu_u \times q_s \times L_x^2 = 0,0393 \times 102.51 \times (4.2)^2 = 71.06 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_u = 0,934 \times 71.06 = 66.37 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments  $M_a$ ,  $M_t$  dans les sens.

Sens xx :

$$M_{\text{app}} = -0,5M_x = -0,5 \times 71.06 = -35.53 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75M_x = 0,75 \times 71.06 = 53.29 \text{ KN.m}$$

Sens yy :

$$M_{\text{app}} = -0,5M_y = -0,5 \times 66.37 = -33.185 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75M_y = 0,75 \times 66.37 = 49.77 \text{ KN.m}$$

#### a) Vérification de la contrainte de compression dans le béton

$$\overline{\sigma_{bc}} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{ona : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 10.05}{100 \times 27} = 0,37 \Rightarrow \beta_1 = 0,865 \quad \alpha_1 = 0,405 \quad K_1 = 22.04$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{22.04} = 0,045$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{53.29 \times 10^6}{0,865 \times 270 \times 10.05} = 227.03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0,045 \times 227,03 = 10,21 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10,21 \text{Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**b) Vérification de la contrainte de compression dans les aciers :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification à faire.

**Conclusion :**

Le ferrailage adopté pour la dalle du radier à l'ELU est satisfaisant

**X.7. Ferrailage de la nervure :**

Les nervures considérées comme des poutres doublement encastrées

$$h = 100 \text{ cm} ; b = 50 \text{ cm} ; c = 5 \text{ cm}$$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

**1. Détermination des efforts :****a) Sens longitudinal :**

$$\text{ELU : } q_u = 150,06 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_s = 102,51 \text{ KN/m}$$

**1) E.L.U**

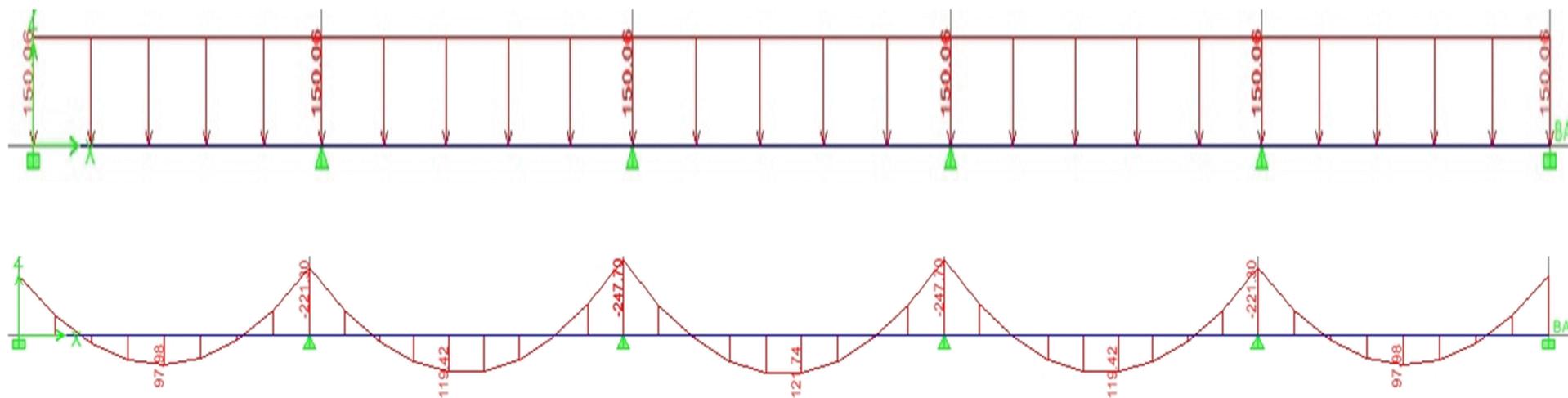


Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U

**Calcul des armatures :**

$$M_t^{\max} = 121.74 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = -247.70 \text{ KN.m}$$

$b = 50 \text{ cm}$ ,  $h = 100 \text{ cm}$ ,  $d = 95 \text{ cm}$ ,  $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$ ,  $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

aux appuis :

$$M_{app} = -247.7 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{247.70 \times 10^3}{50 \times 95^2 \times 14,2} = 0,032 < u_1 = 0,392$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,032 \rightarrow \beta = 0,984$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{247.7 \times 10^3}{0,984 \times 95 \times 348} = 7.614 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA16chap + 4HA16fillantes = 16.08 cm<sup>2</sup>/ml.

En travée :

$$M_t = 121.74 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{121.74 \times 10^3}{50 \times 95^2 \times 14,2} = 0,018 < u_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,018 \rightarrow \beta = 0,991$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{121.74 \times 10^3}{0,991 \times 95 \times 348} = 3.71 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA14 chap + 4HA14 fillantes = 12.32 cm<sup>2</sup>/ml.

2)E. L.S

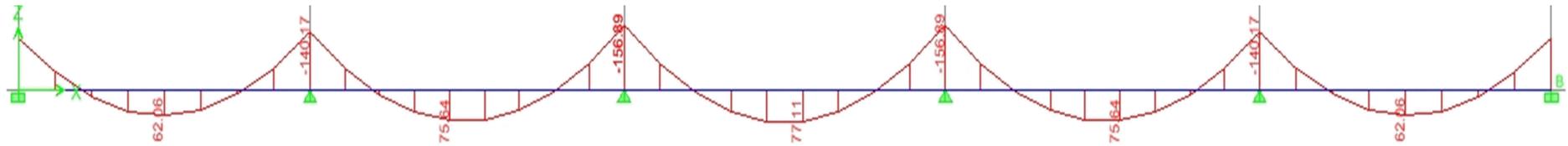


Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.S

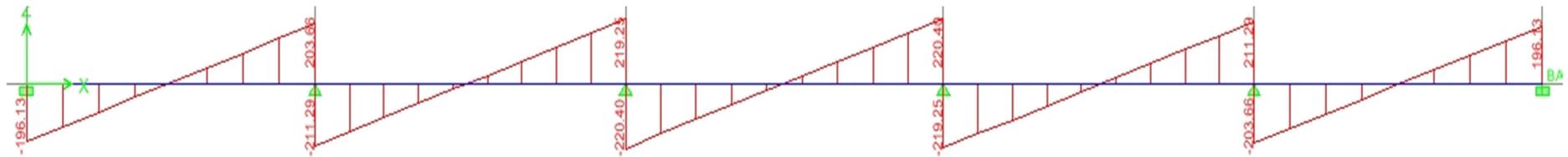


Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S

**Vérification à l'E.L.S :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	Mu	Ms	$\gamma$	$\mu$	$\alpha$	Obs.
X- X	Appuis	247.74	156.89	1.57	0.625	0.058	Condition vérifiée
	Travée	121.70	77.11	1.57	0.625	0.058	Condition vérifiée

**b) Sens transversale :**

$$\text{ELU : } q_u = 150.06 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_s = 102.51 \text{ KN/m}$$

1) E.L.U

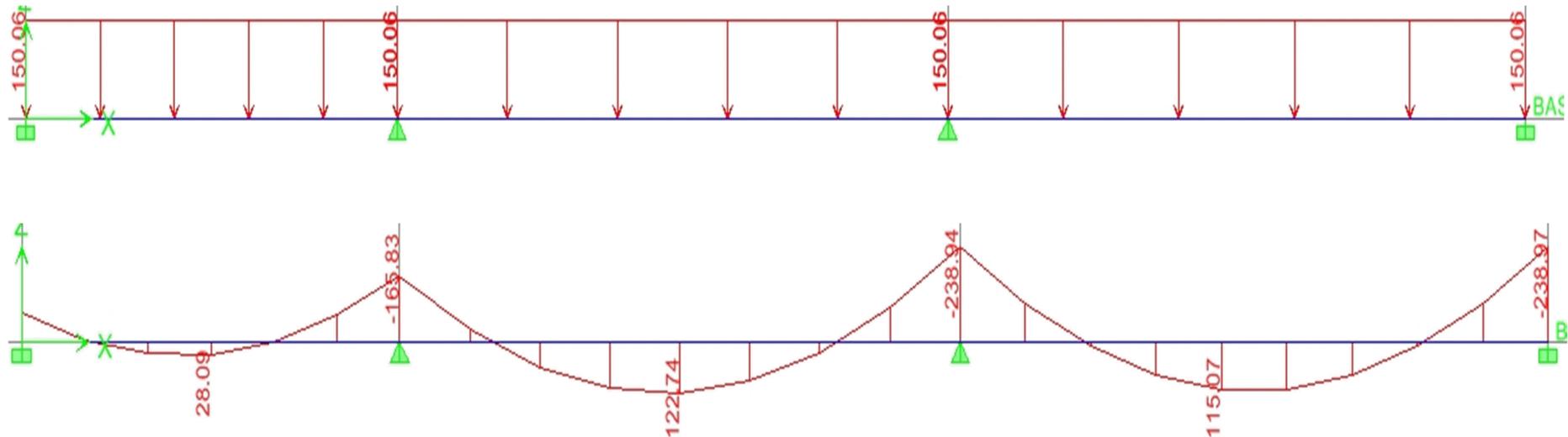


Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U

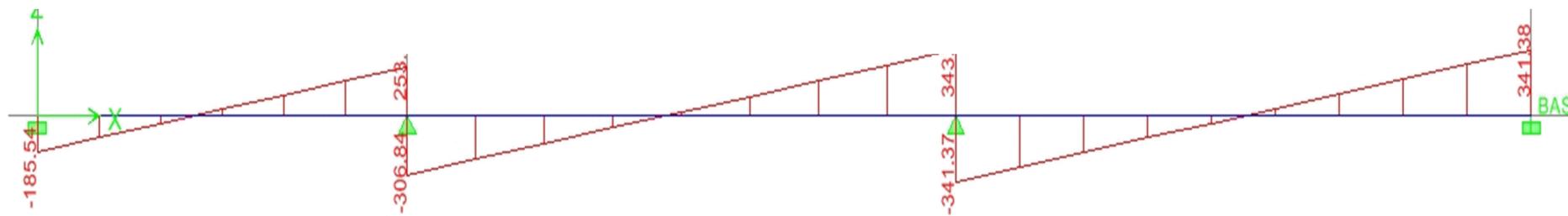


Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U

**Calcul des armatures :**

$$M_t^{\max} = 122.74 \text{KN.m}$$

$$M_a^{\max} = -238.97 \text{KN.m}$$

$$b = 50 \text{ cm}, h = 100 \text{ cm}, d = 95 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa}, \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

Aux appuis :

$$M_{\text{app}} = -238.97 \text{KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{\text{app}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{238.97 \times 10^3}{50 \times 95^2 \times 14,2} = 0,037 \quad (u_1 = 0,392)$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,037 \rightarrow \beta = 0,981$$

$$A_{sa} = \frac{M_{\text{app}}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{238.97 \times 10^3}{0,981 \times 95 \times 348} = 7.36 \text{cm}^2$$

Soit : 4HA16 chap+4HA16 filantes = 16.08 cm<sup>2</sup>/ml.

En travée :

$$M_t = 122.74 \text{KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{122.74 \times 10^3}{50 \times 95^2 \times 14,2} = 0,019 \quad (u_1 = 0,392)$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,019 \rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{122.74 \times 10^3}{0,990 \times 95 \times 348} = 3.75 \text{cm}^2$$

Soit : 4HA14chap+4HA14 filantes = 12.32 cm<sup>2</sup>/ml.

2)E. L.S

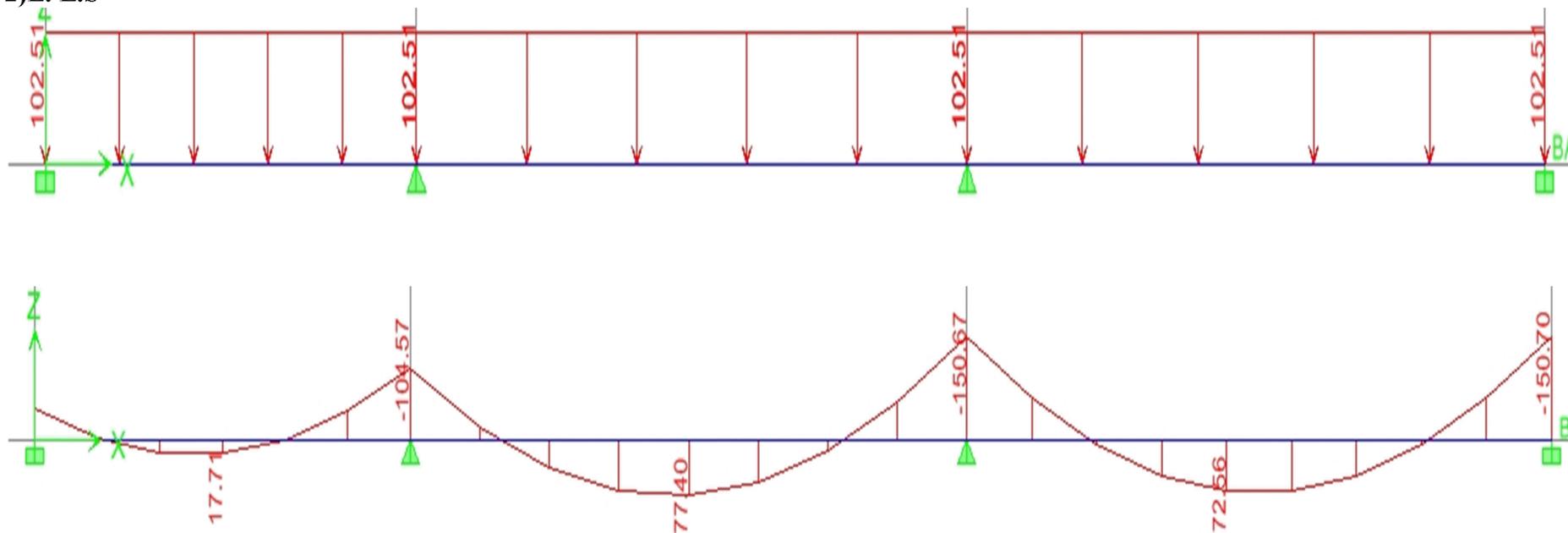


Diagramme de moment fléchissant à l'E.L.S

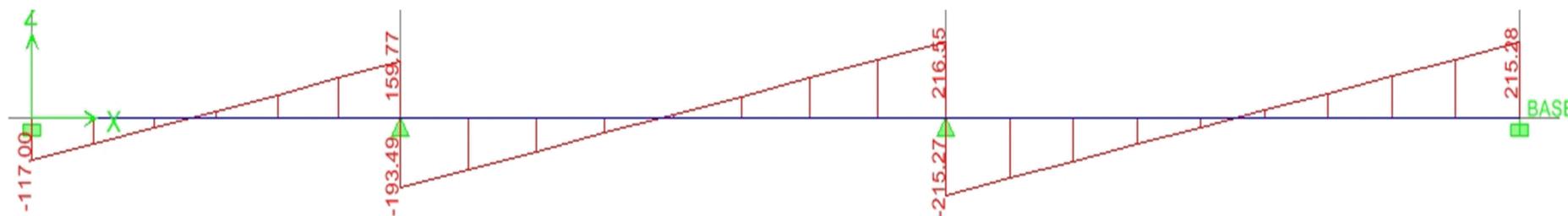


Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S

**Vérification à l'E.L.S :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	Mu	Ms	$\gamma$	$\mu$	$\alpha$	Obs.
X- X	Appuis	238.97	150.70	1.58	0.54	0.058	Condition vérifiée
	Travée	122.74	77.40	1.58	0.54	0.058	Condition vérifiée

**Vérification à l'ELU :**

**1) Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_c} = 4,52 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

**2) Armatures transversales :**

- **Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_1}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm}$$

soit :  $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

- **Espacement des armatures :**

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\varphi_1 \right\} = \min \{20 ; 19,2\}$$

Soit :  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

-En zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 40 \text{ cm}.$$

Soit :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

- Armatures transversales minimales :

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 3,00 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ (2 cadres).}$$

### 3) Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } T_{u \max} = 467,04 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{467,04 \times 10^3}{500 \times 750} = 1,24 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u 2,5 \text{ MPa} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

### X.8. Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console courte encastree dans le radier de longueur  $L = 40 \text{ cm}$ , soumise à une charge uniformément répartie.

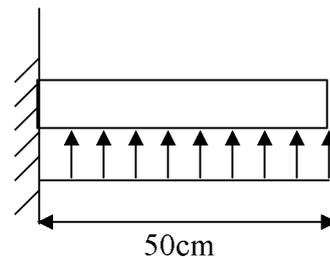


Figure X.6. : Schéma statique du débord

#### Sollicitation de calcul :

$$\text{A l'ELU : } q_u = 234,03 \text{ KN/ml.}$$

$$M_u = \frac{-q_u \cdot L^2}{2} = \frac{-234,03 \times 0,4^2}{2} = -18,72 \text{ KN.m}$$

$$\text{A l'ELS : } q_s = 163,76 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-q_s \cdot L^2}{2} = \frac{-163,76 \times 0,4^2}{2} = -13,10 \text{ KN.m}$$

#### . Calcul des armatures a l'ELU :

##### -Armatures principales :

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 27 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{18,72 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,018 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,018 \rightarrow \beta_u = 0,991$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{18,72 \times 10^3}{0,991 \times 27 \times 348} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit :  $A_u = 5\text{HA}12/\text{ml} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec :  $St = 20 \text{ cm}$

#### Armatures de répartition :

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

Soit  $A_r = 2 \text{ HA}12 / \text{ml} = 2,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec :  $St = 20 \text{ cm}$

#### . Vérification à l'ELU :

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 7,7 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,26 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

#### . Vérification à l'ELS :

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 56}{100 \times 27} = 0,205 \Rightarrow \beta_1 = 0,927 \quad \alpha_1 = 0,219 \quad K_1 = 53,49$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{13,10 \times 10^2}{0,927 \times 27 \times 5,56} = 9,41 \text{ KN/cm}^2 < \sigma_s = 20,163 \text{ KN/cm}^2 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

# Conclusion

*Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.*

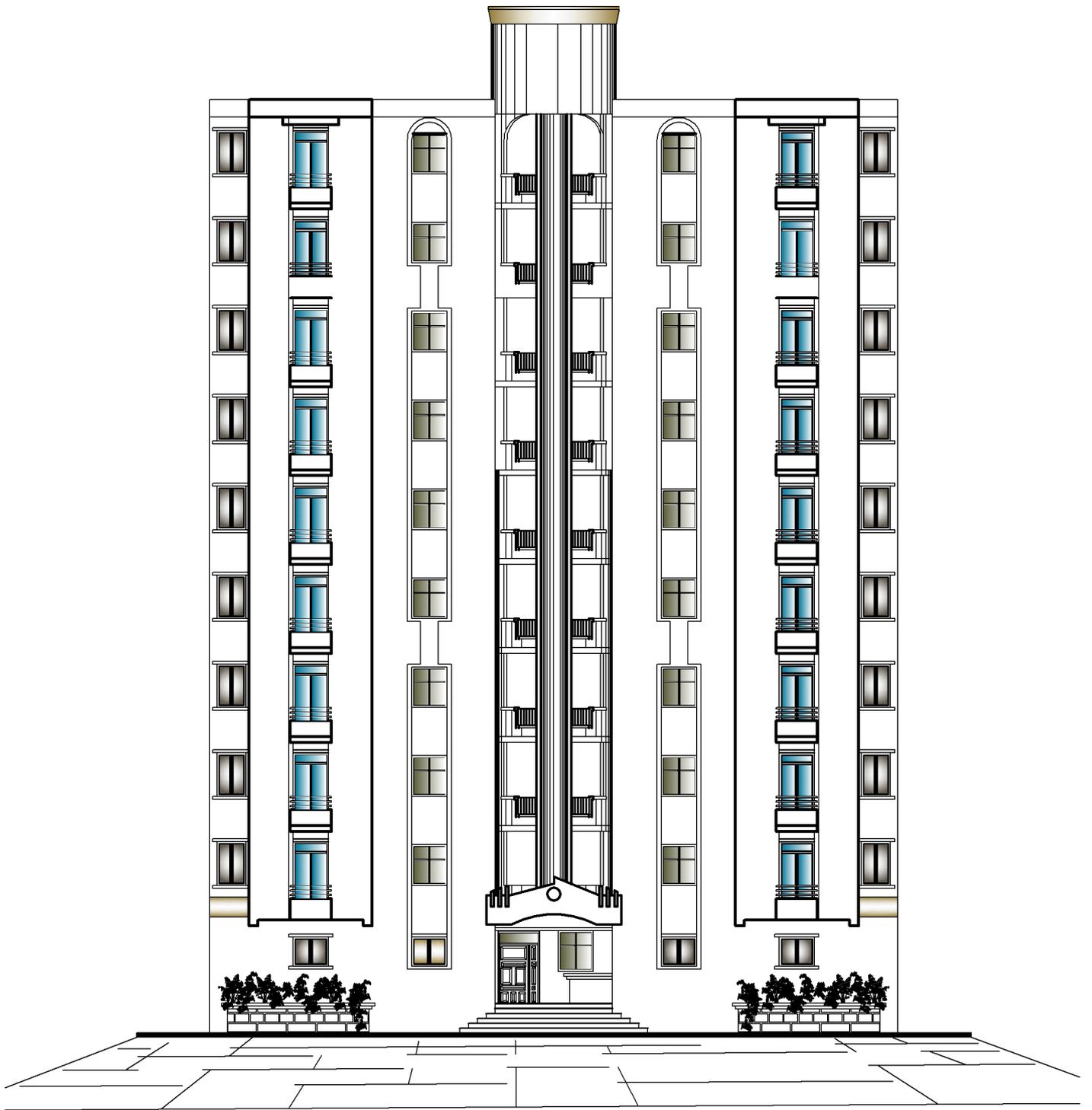
*Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en génie civil.*

*Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, nous citerons ETABS 9.6 que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet*

*Ce travail est une petite contribution avec laquelle nous espérons qu'elle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.*

# Bibliographie

- Règles parasismiques algérienne RPA99 (version 2003).
- DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation).
- Béton armé BAEL91 modifié et DTU associés (Jean-Pierre MOUGIN).
- Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des  
Ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Formulaire de Béton armé (Tomes1 et 2 de Victor DAVIDOVICI).
- Conception et calcul des structures de bâtiment (Henry THONIER).
- Aide mémoire RDM Dunod (Abaques de GALERKIN et HAHN).
- Cours et TD (Béton, MDS et RDM).
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.

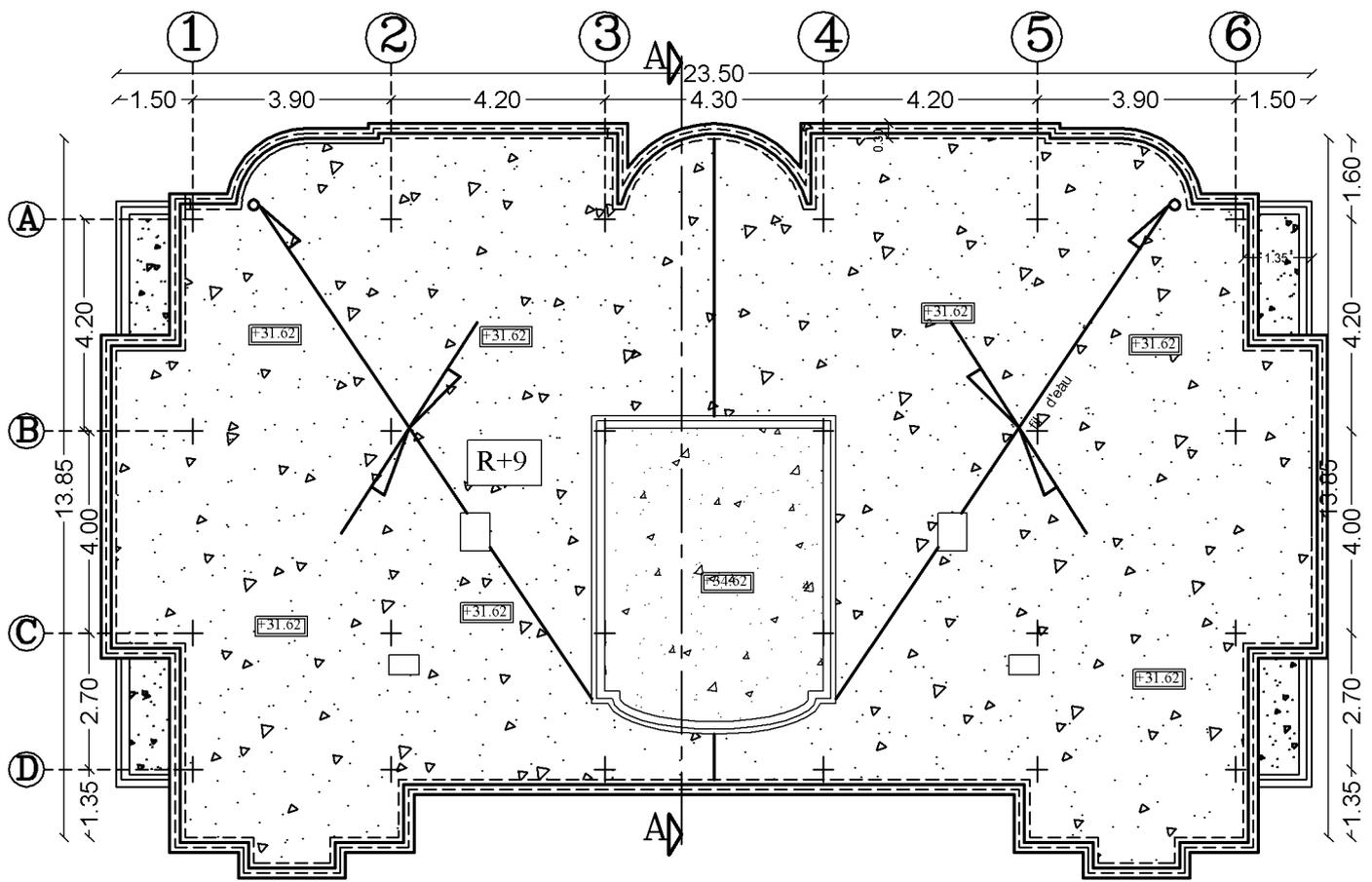


FACADE POSTERIEURE

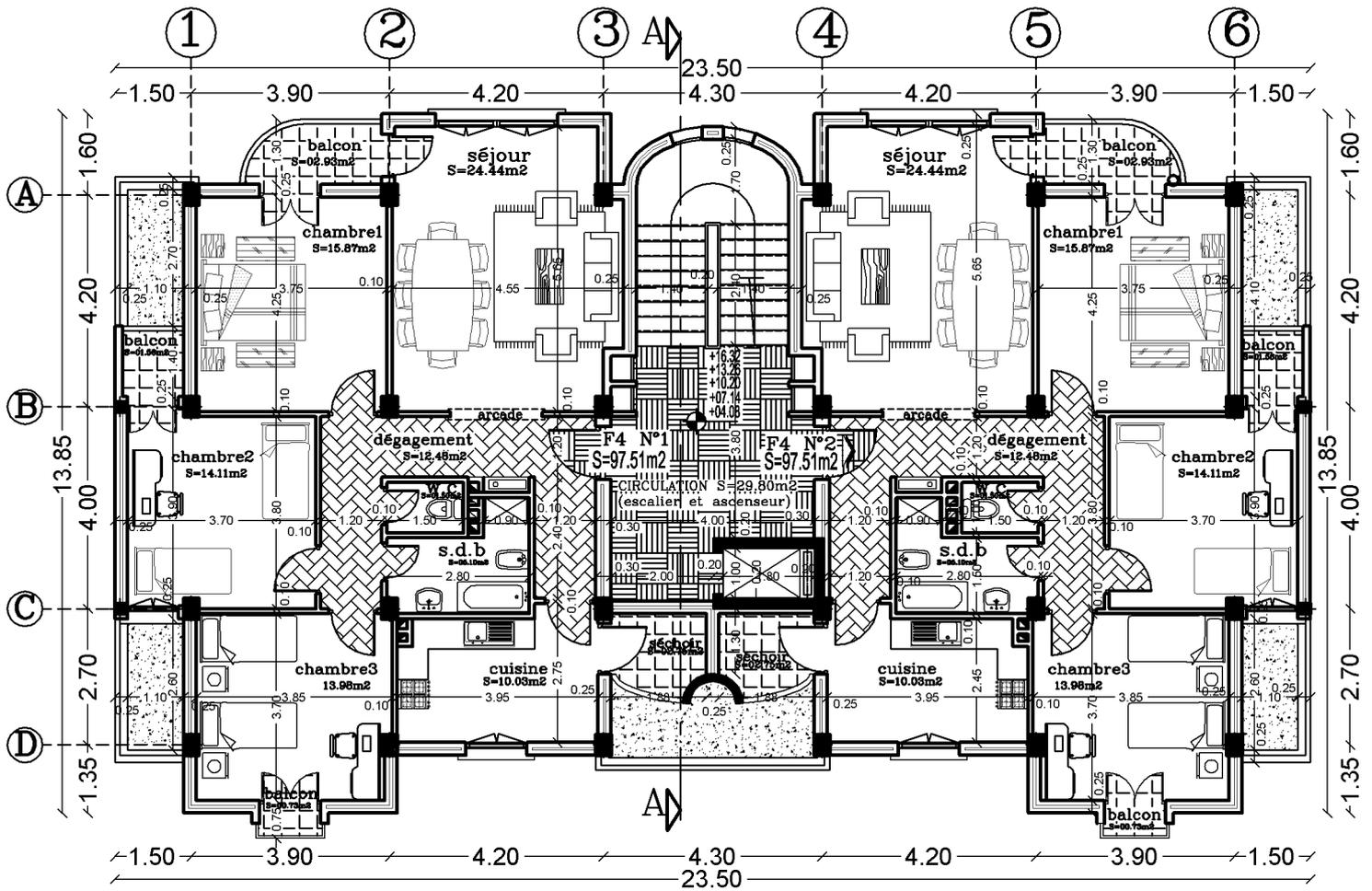


FACADE PRINCIPALE

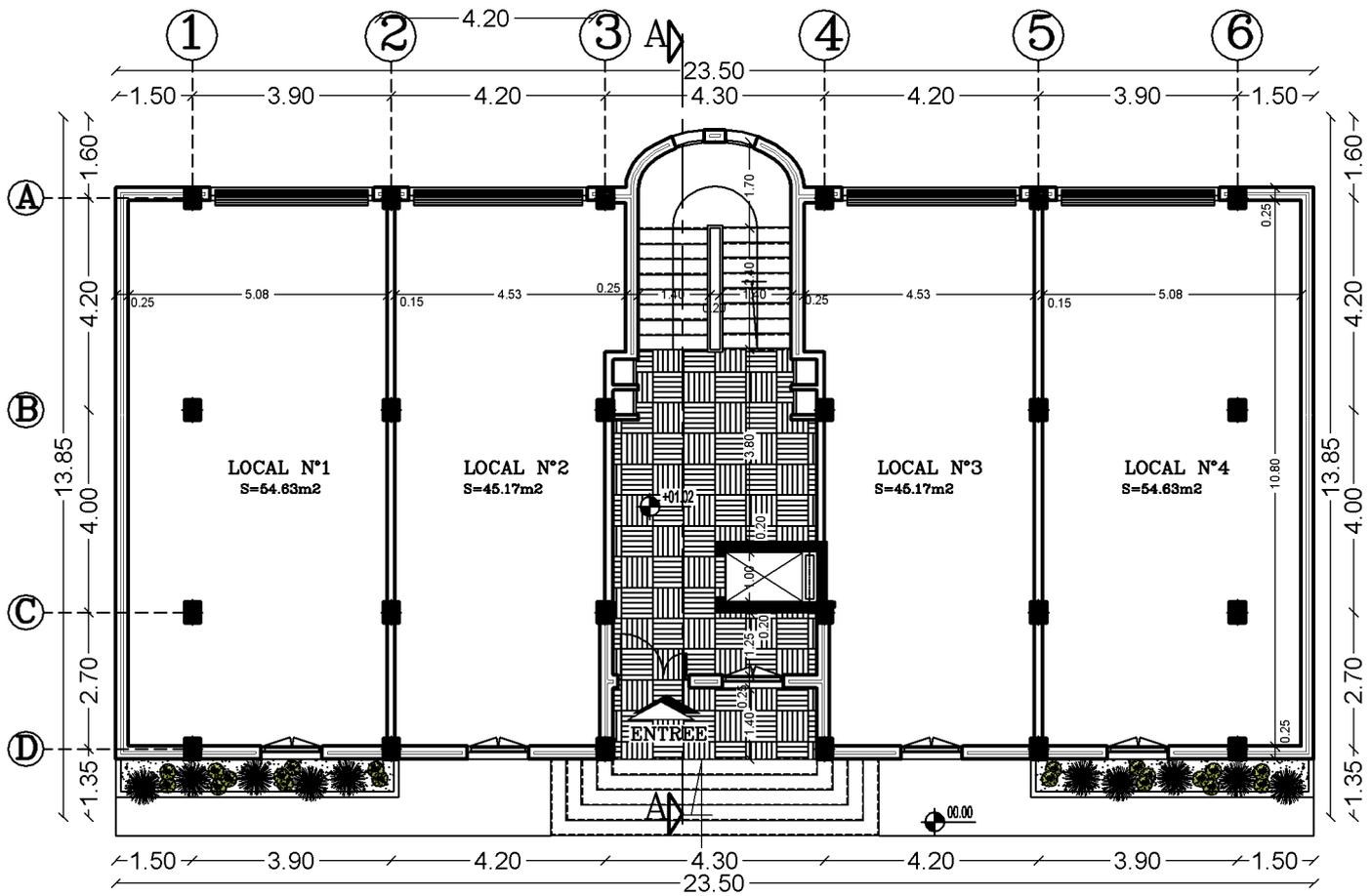




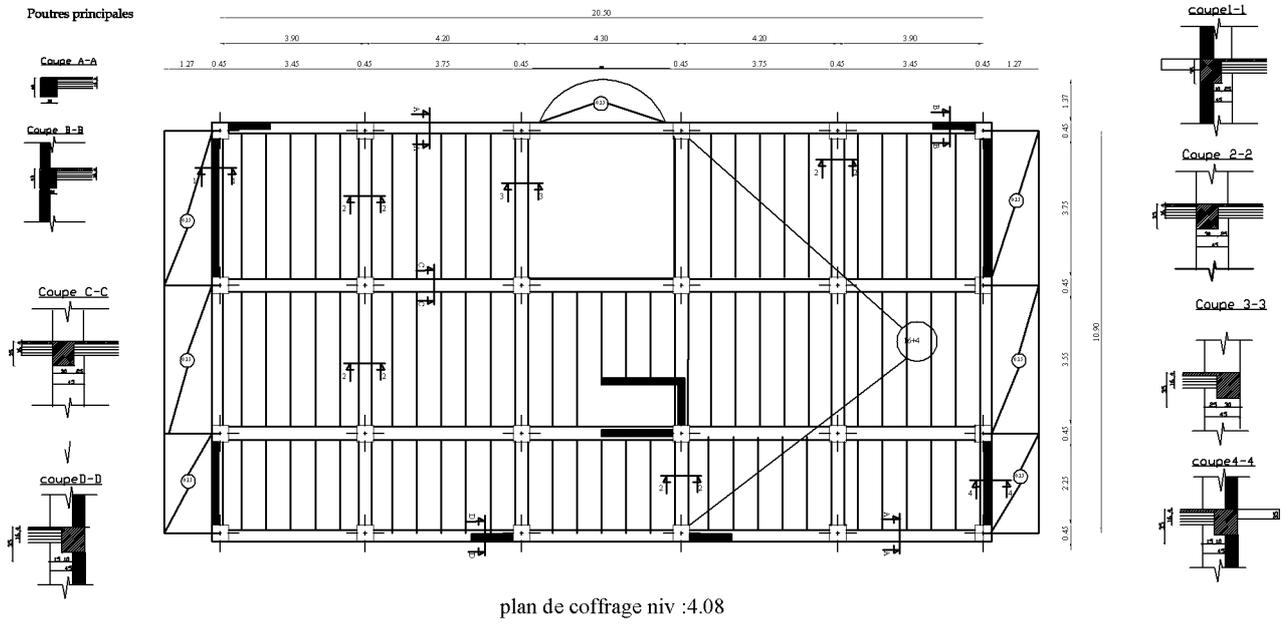
PLAN DE TERRASSE



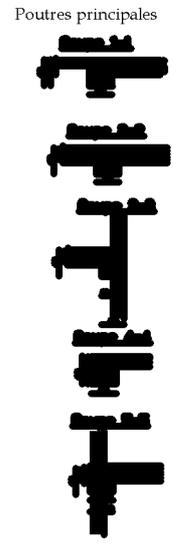
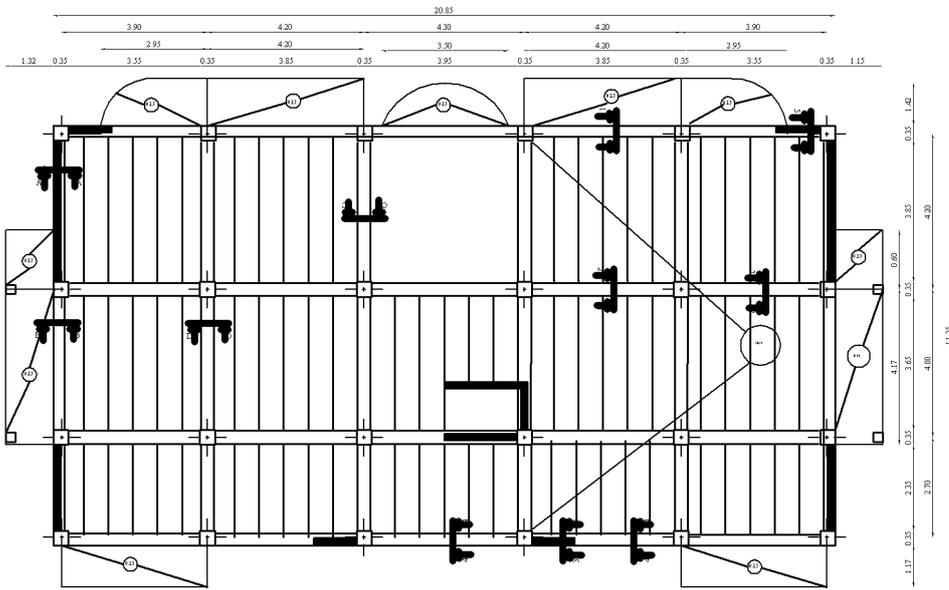
PLAN DE L'ETAGE COURANT



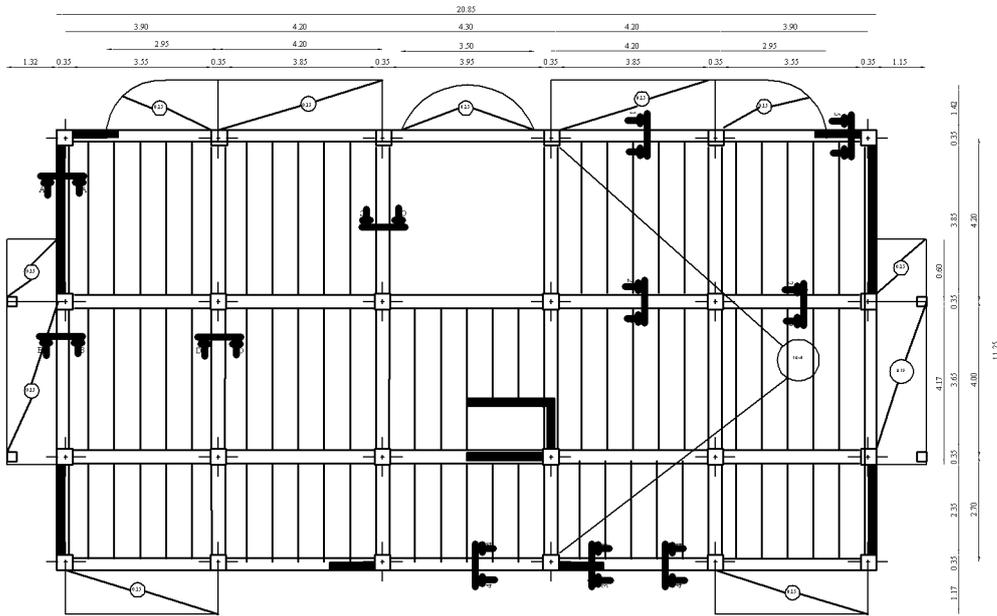
PLAN DU REZ DE CHAUSSEE



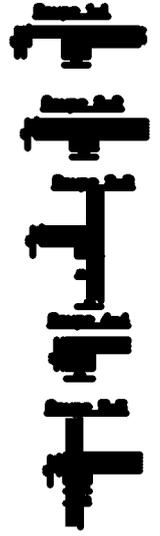
plan de coffrage niv :4.08

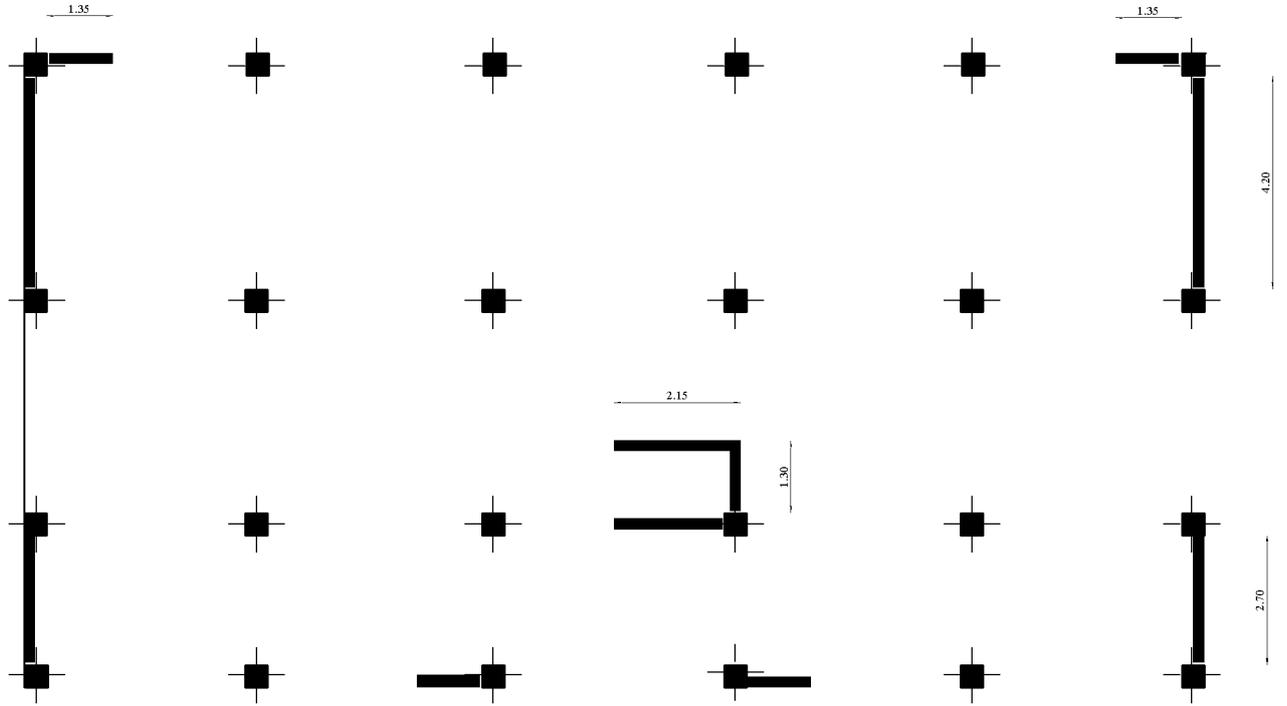


Poutres secondaires



Poutres principales





# REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

