

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou  
Faculté de Génie de la Construction  
Département de Génie Civil



# Mémoire



*De fin d'étude*

*En vue de l'obtention du diplôme master en Génie  
Civil*

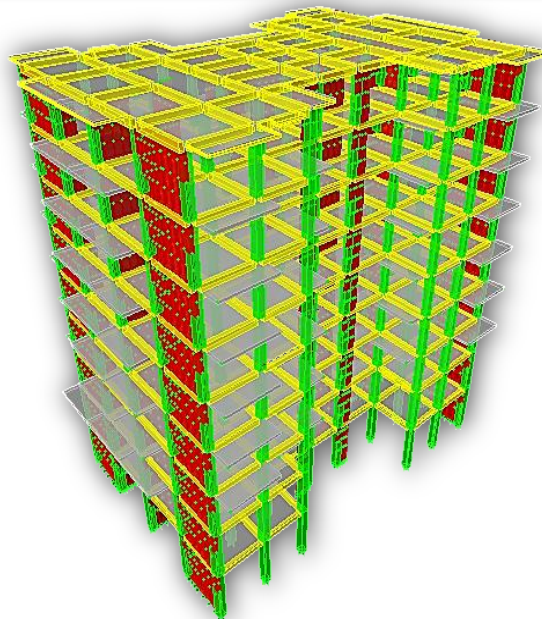
*OPTION : Constructions Civiles et Industrielles (CCI)*

## Thème:

**Etude d'un bâtiment (R+7+SS) contreventé par  
voiles porteurs.**

*Dirigé par :*

**M<sup>r</sup> :AIT AIDER**



**Étudié par :**

**REMIDI Idir**

**REMICHI Bousad**

PROMOTION 2018/2019

# REMERCIEMENTS

**En premier lieu, nous remercions Dieu**

**le tous puissant.**

**En second, nos chers parents de nous avoir aidé  
pour arriver au terme de ce travail qui est le fruit  
de plusieurs années d'études.**

**Nous tenons encore à remercier notre promoteur**

**M<sup>r</sup> AIT AIDER.**

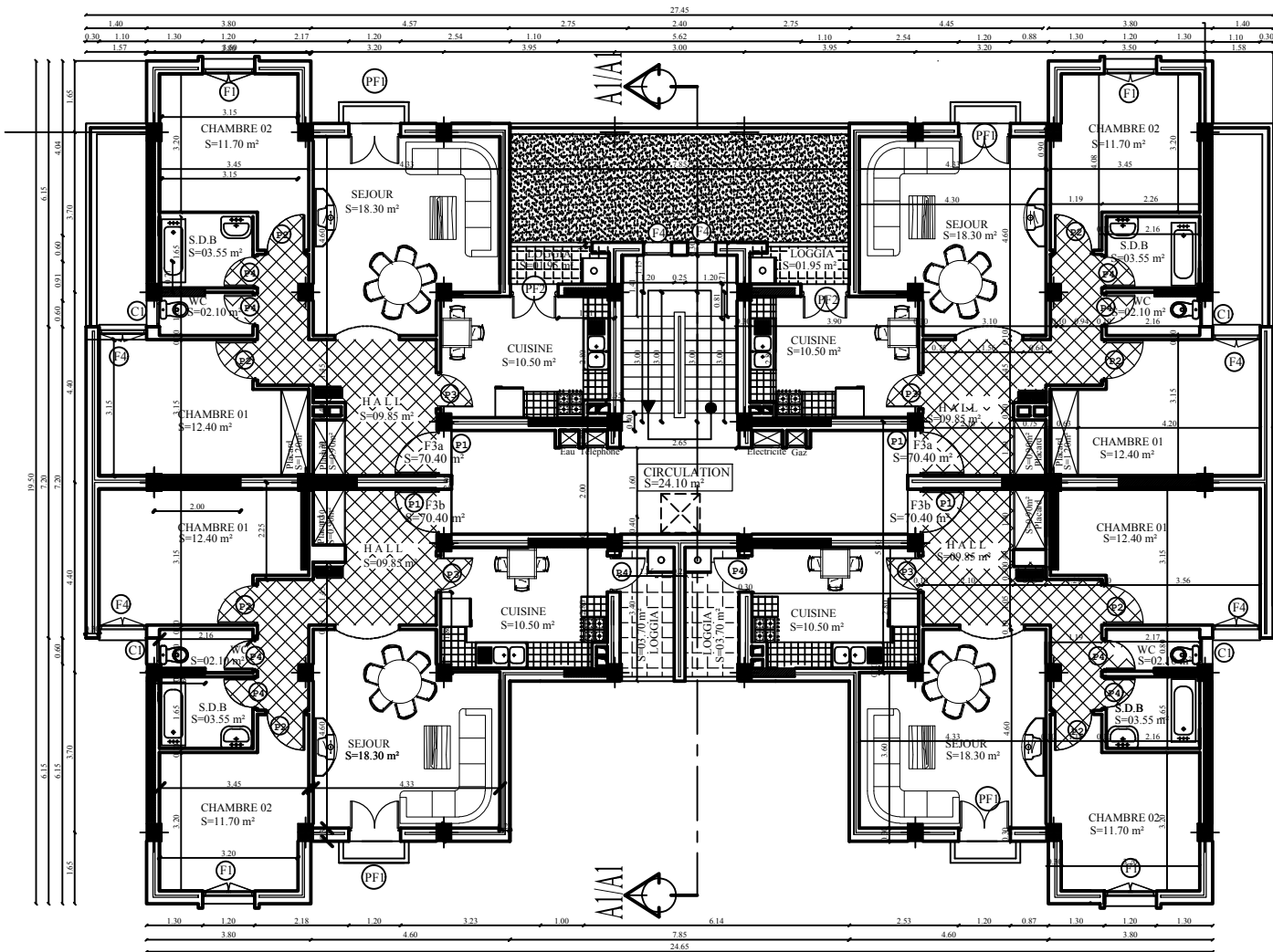
**Nous sommes également très reconnaissants, à toute personne  
ayant contribué à la limite du possible du prés ou de loin  
à l'élaboration de ce modeste travail, en particulier :**

**Le corps enseignant du département de génie civil.**

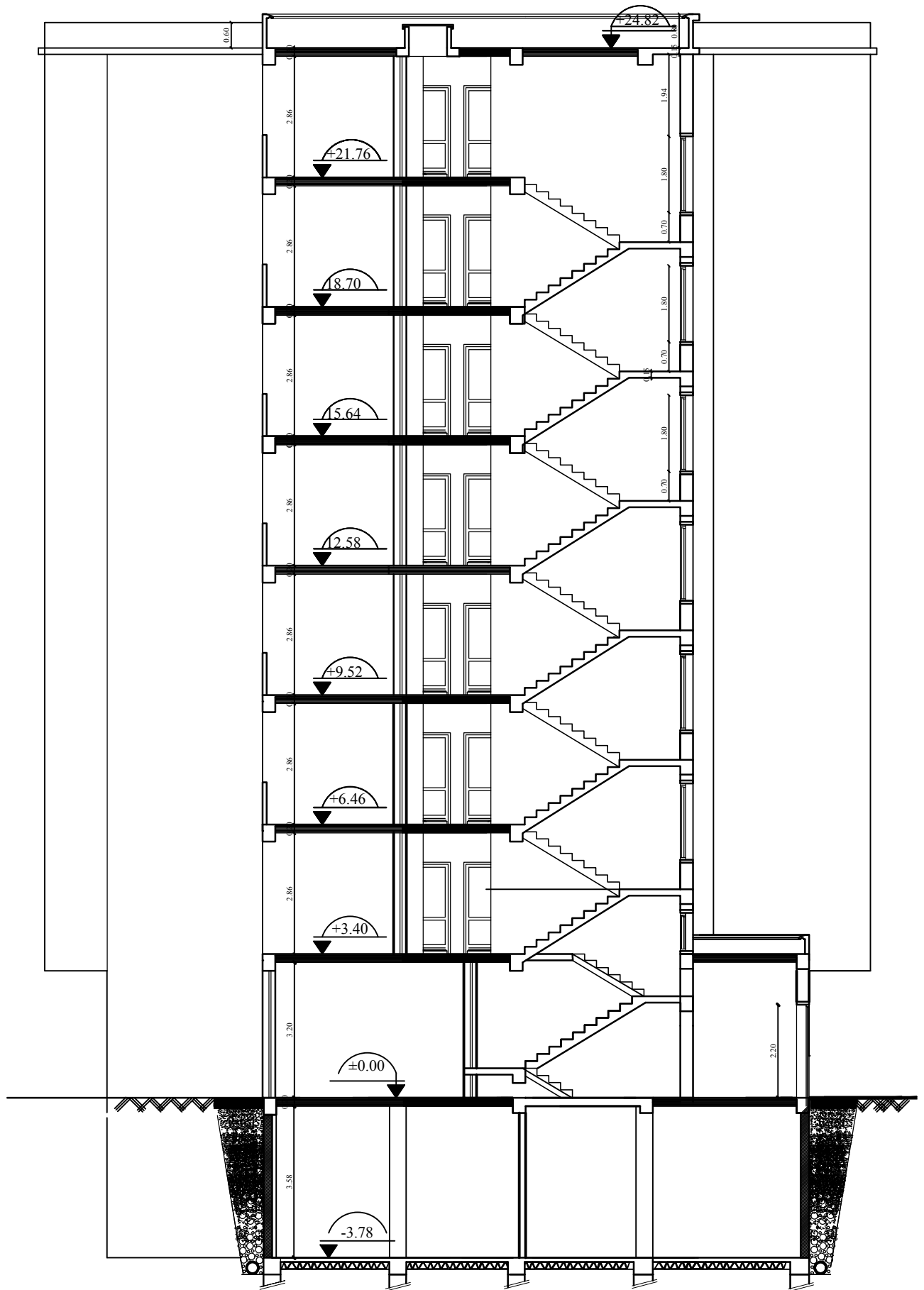
**Le personnel de la bibliothèque de génie civil.**

**Nous remercions aussi les membres du jury qui nous ferons  
l'honneur de juger notre travail.**

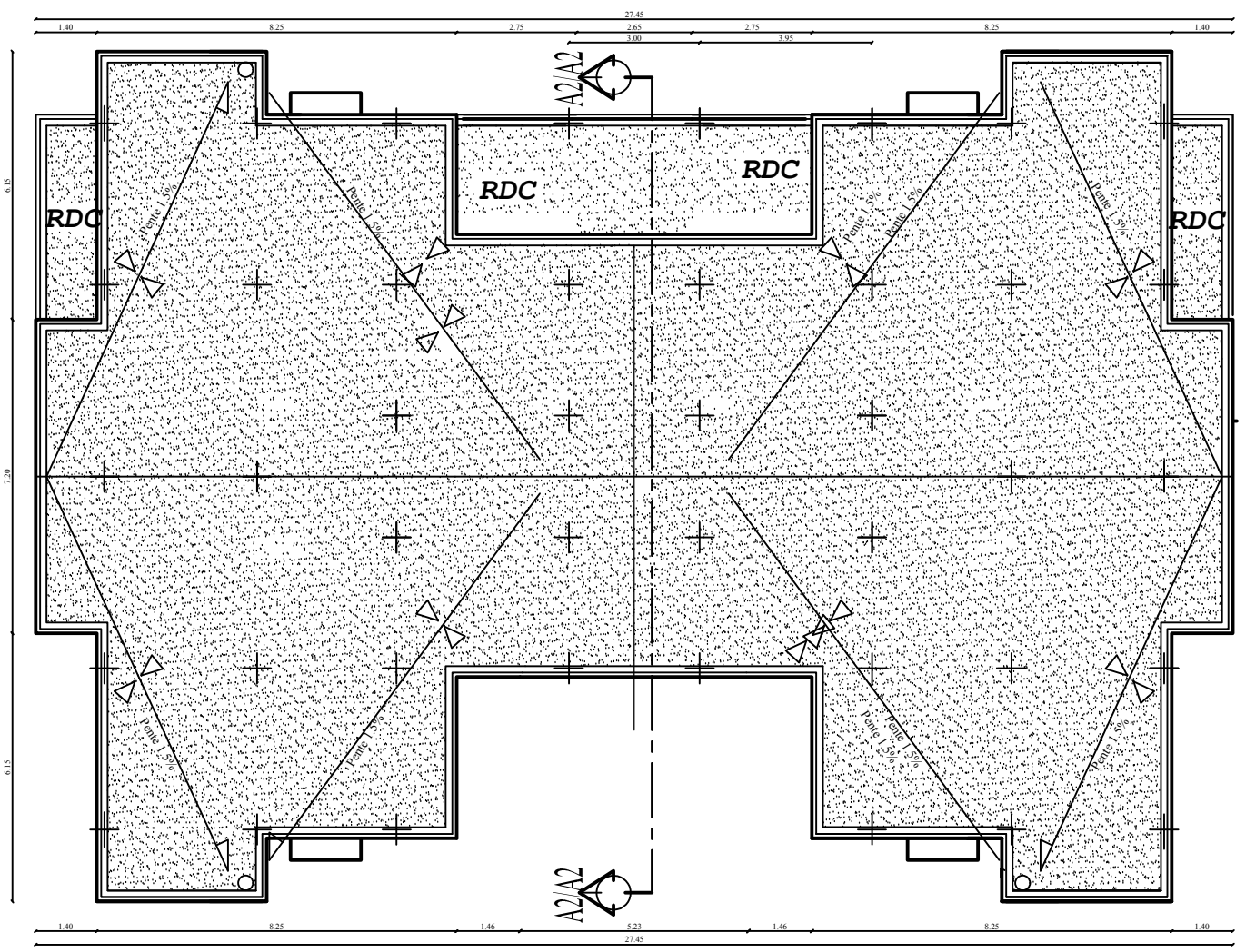
**PLAN DE L'ETAGE  
COURANT**



**PLAN DE L'ETAGE  
COURANT**



**COUPE A1-A1**

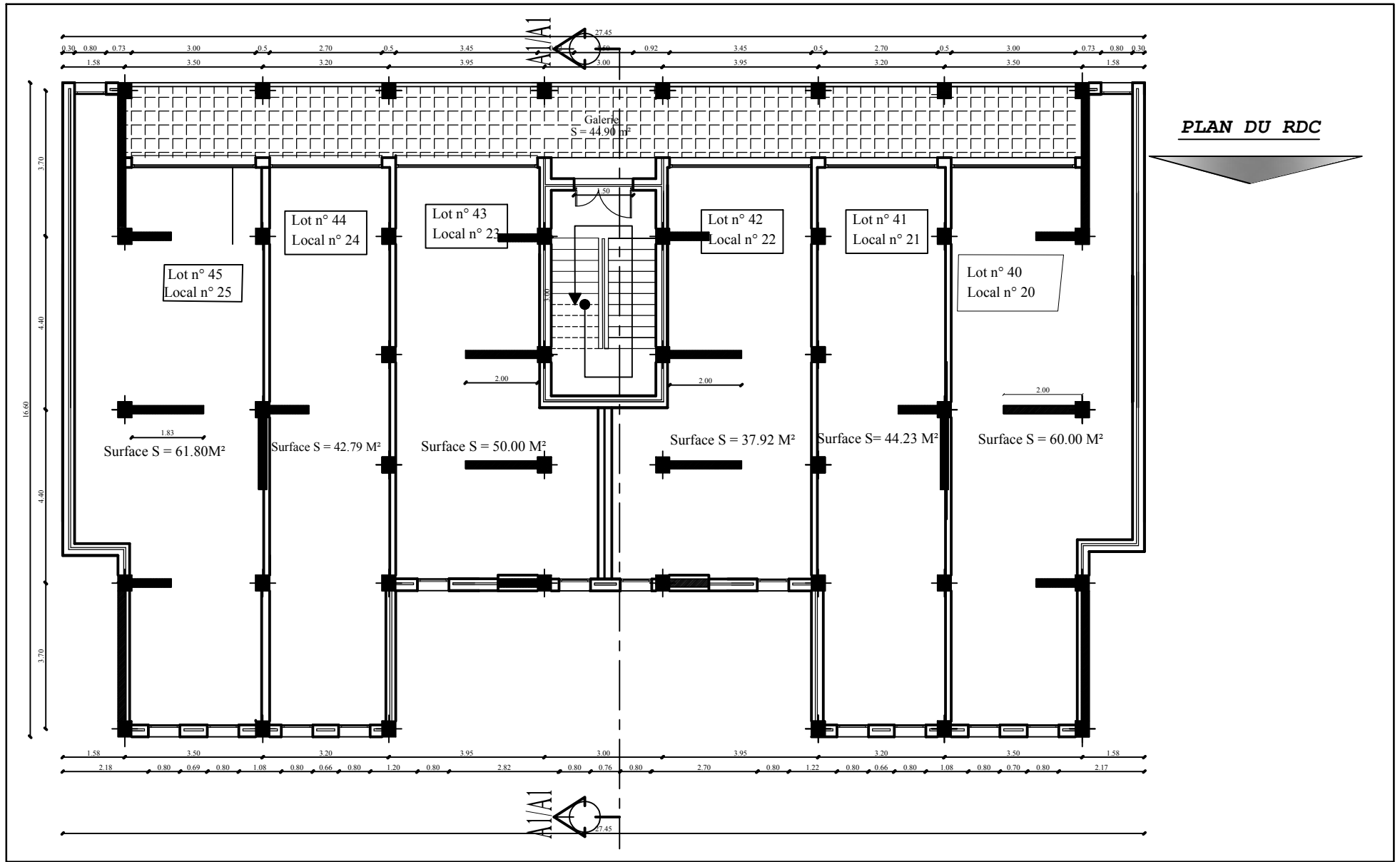


**PLAN DE TOITURE**

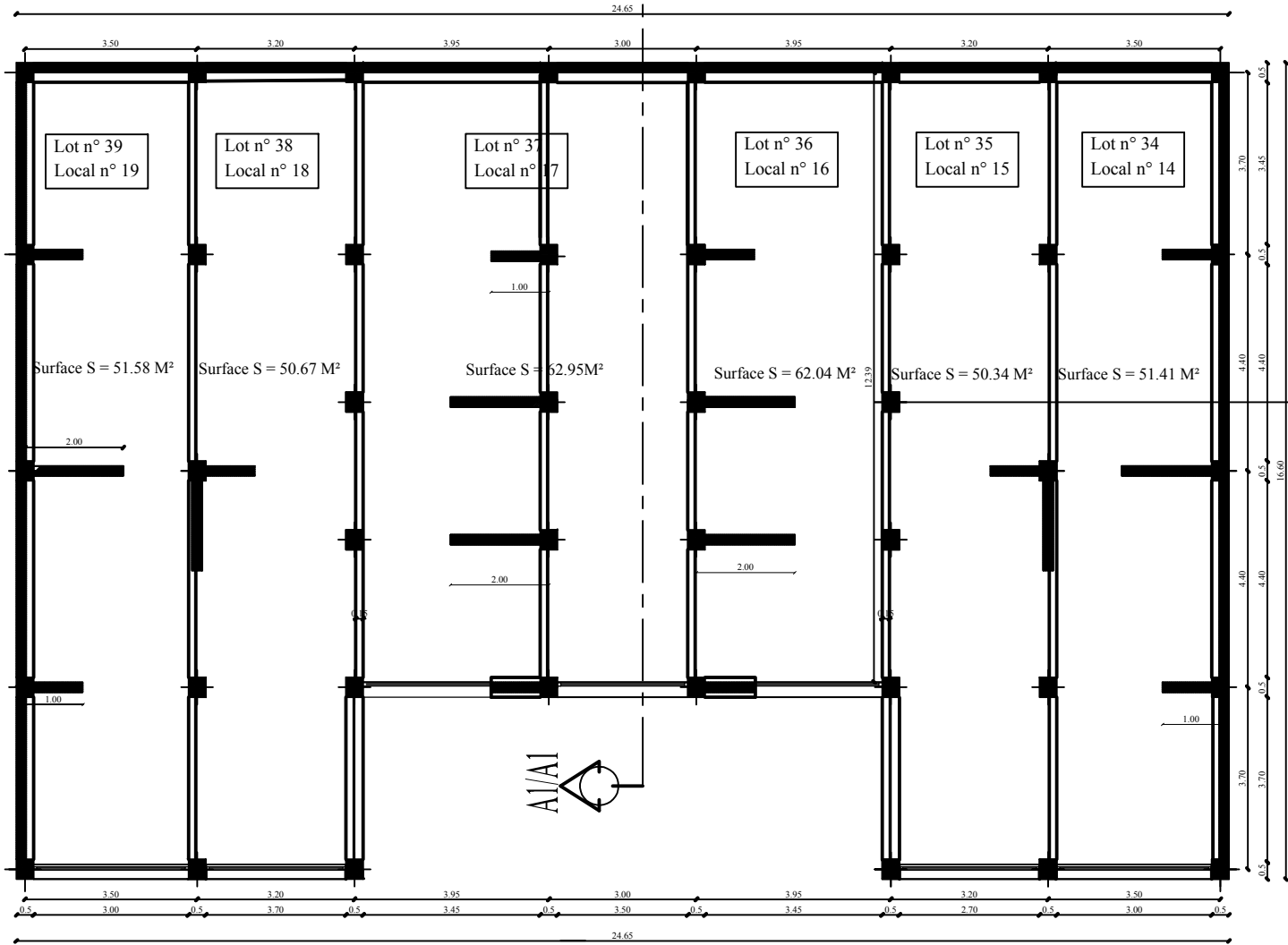




*PLAN DU RDC*



- PLAN DU SOUS SOL



# Sommaire

<i>Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux,.....</i>	<b>01</b>
➤ Caractéristiques géométriques de l'ouvrage .....	01
➤ Caractéristiques mécanique des matériaux.....	02
<i>Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente charge.....</i>	<b>06</b>
➤ Pré dimensionnement des éléments.....	07
➤ Descente de charges.....	10
<i>Chapitre III : Calcul des éléments.....</i>	<b>14</b>
➤ Acrotère .....	14
➤ Escalier RDC .....	22
➤ Escalier étage courant .....	42
➤ Poutre palière.....	60
➤ Dalle pleine type console ( Balcon).....	72
➤ Dalle pleine type console ( porte à faux).....	78
➤ Planchers.....	86
<i>Chapitre IV: Modélisation et vérifications.....</i>	<b>128</b>
➤ Étapes de modélisation.....	128
➤ Vérifications (RPA 99 mod 2003).....	145
<i>Chapitre V: Ferrailage de la structure .....</i>	<b>162</b>
➤ Ferrailage des poteaux.....	162
➤ Ferrailage des poutres .....	180
➤ Ferrailage des voiles .....	189
<i>Chapitre VI : Étude du voile périphérique.....</i>	<b>200</b>
<i>Chapitre VII: Étude de l'infra structure.....</i>	<b>205</b>
➤ Choix de type des fondations.....	205
➤ Etude du radier général.....	211
<i>Conclusion.....</i>	
<i>Bibliographie.....</i>	

# INTRODUCTION GÉNÉRALE

Construire a été toujours l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, le sujet de beaucoup de questions centrées principalement sur le choix du type d'ouvrage. Malheureusement ces ouvrages et ces constructions sont toujours endommagés par des risques naturels, tel que : les séismes, les cyclones, les volcans...etc. Et pour construire des structures qui permettent une fiabilité vis à vis ces aléas naturels, il faut suivre les nouvelles techniques de constructions.

La construction parasismique est l'une de ces nouvelles techniques, et elle est incontestablement le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails, dans les règles parasismiques. (Règlement parasismique algérien "**RPA99 version 2003**"), l'objectif de ces règlements est d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions.

Concernant notre travail on a pour objectif de mettre en application les connaissances acquises durant la formation d'ingénieurs, Le travail est subdivisé en sept chapitres, le premier contient une présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux. Dans le second chapitre on a fait un prédimensionnement des éléments structuraux de notre bâtiment. Ensuite dans le troisième chapitre on a présenté le calcul des éléments secondaires. Après cela on a modéliser notre structure avec le logiciel ETABS ensuite on a vérifié les exigences RPA 99 Mod 2003 , puis le cinquième chapitre on a exposé le ferrailage des éléments structuraux ( poteaux, poutre , et voiles). Pour le sixième chapitre on a étudié notre voile périphérique En ce qui concerne le dernier chapitre on a fait l'étude de l'infrastructure.

# **CHAPITRE I**

## **Présentation de l'ouvrage**

**Introduction :**

Notre projet consiste en l'étude et calcul d'un bâtiment (R+7+s-sol) à usage commercial et habitation qui sera implanté à Tizi-Ouzou (Azazga), classé selon le RPA 99 version 2003 comme étant une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

La contrainte admissible du sol est : «  $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$  ».

**I.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :**

- La hauteur totale : 28,6 m
- La hauteur du s-sol : 3,78 m
- La hauteur du RDC : 3,40 m
- La hauteur d'étage courant : 3,06 m
- La longueur du bloc : 24,65m
- La largeur du bloc : 16,60 m

**I.2. Les éléments de l'ouvrage :**

- **L'ossature** : l'ossature est composée de :-Portique (Poutres et Poteaux).- Voiles porteurs en béton armé, dans les deux sens.
- **Plancher** : les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements (chargés) et surchargés. Les planchers assurent deux fonctions principales :

**1- Fonction de résistance mécanique** : les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitation et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.

**2- fonction d'isolation** : Ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages. Dans notre cas on a un plancher à corps creux plus une dalle de compression.

Le plancher terrasse est (inaccessible) et possède un complexe d'étanchéité avec une forme de pente (2%) en béton pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

- **Remplissage** : on distingue deux types :

-Murs de façade : réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm séparées pour une lame d'air de 5 cm.

-Murs de séparation intérieurs : réalisés en simple cloisons de briques de 10 cm.

- **Revêtement** : il sera réalisé en :

- Carrelage scellé pour les plancher et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau.
- Mortier de ciment pour les murs de façade et les salles d'eau.
- Plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

- **Les escaliers :**

Le bâtiment est muni d'une cage d'escaliers, assurant la circulation sur toute la hauteur du bâtiment. Elle est réalisée en béton armé à deux volées pour l'étage courant et trois volées pour le RDC coulées sur place.

### I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

#### A- Le béton :

##### a) caractéristiques physiques et mécaniques

##### 1) Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, dite résistance caractéristique à la compression, notée  $f_{c_{28}}$ .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge < 28 jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit :

$$f_{c_j} = \frac{j}{(4,46 + 0,83j)} f_{c_{28}}$$

Pour le présent projet, on adoptera  $f_{c_{28}} = 25\text{MPa}$

##### 2) Résistance caractéristique à la traction : (art A-2.12 BAEL 91)

$$f_{t_j} = 0,6 + 0,06 f_{c_j} \quad \text{d'où : } f_{t_{28}} = 2,1\text{MPa}$$

### I.4. Contraintes limites :

#### 1) Contrainte limite de compression :

$$f_{bu} = 0,85 \cdot f_{c_{28}} / \theta \gamma_b \quad [\text{MPa}] \quad \gamma_b : \text{Coefficient de sécurité}$$

$$\gamma_b = 1,50 \text{ en situation courante} \quad f_{bu} = 14,20\text{MPa}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ en situation accidentelle} \quad f_{bu} = 18,48 \text{MPa}$$

$\theta$  : Coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions.

$\theta = 1$  : si la durée d'application est > 24 heures.

$\theta = 0,9$  : si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures.

$\theta = 0,85$  : si la durée d'application est < à 1 heure.

**2) Contrainte limite de cisaillement : (art A-5.121 BAEL 91)**

$$\tau_u = \min [0,13f_{c28} ; 5\text{MPa}] \quad \text{pour la fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \min [0,10f_{c28} ; 4\text{MPa}] \quad \text{pour la fissuration préjudiciable}$$

**3) Contrainte de service à la compression : (art A-4.5.2.BAEL 91)**

$$\sigma_{bc} = 0,60f_{c28} [\text{MPa}] , \sigma_{bc} = 15 [\text{MPa}]$$

**I.5.Module d'élasticité :**

Le module d'élasticité est le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée.  $E = \frac{\sigma}{\epsilon}$

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

**1)Module d'élasticité instantané :**Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures il résulte un module égale à  $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$ .

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \Rightarrow E_{ij} = 32164 \text{ MPA}$$

**2) Module d'élasticité différée : (art A-2.1.22 BAEL 91).**

Lorsque la contrainte normale appliquée est en longue durée, et afin de tenir compte de l'effort de fluage de béton on prend un module égal :

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

$$\text{Pour } f_{c28} = 25\text{MPa} \Rightarrow E_v = 10819\text{MPa}$$

**3) Module d'élasticité transversale :**

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

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

$\nu$  : Coefficient de poisson.

**4) Coefficient de poisson : (art A-213 BAEL).**

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales.

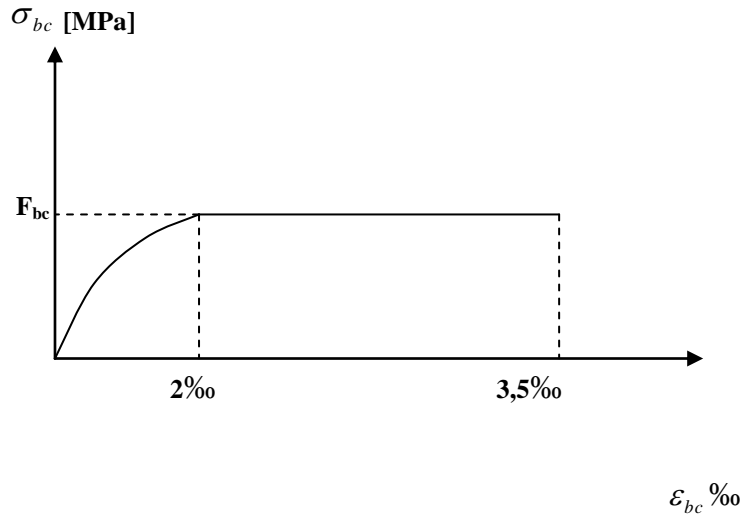
$$\left( \nu = \frac{\Delta d / d}{\Delta l / l} \right), \quad \text{Il sera pris égal à :}$$

$$\nu = 0.2 \text{ à l'état limite de service (ELS).}$$

$$\nu = 0 \text{ à l'état limite ultime (ELU).}$$

**Diagramme contrainte déformation du béton :**

$$F_{bc} = \frac{0,85F_{c_{28}}}{\gamma_b}$$



**B ) les aciers :**

En général les aciers utilisés sont de trois types :

1. Acier à haute adhérence : F<sub>e</sub>E 40      F<sub>e</sub>= 400 MPa.
2. Acier rond lisse FeE24                      F<sub>e</sub>=235 MPa.
3. Treillis soudés formés par assemblage des barres tréfilées soudées.

**B.1 / Module d'élasticité :**

Le module élasticité longitudinal (E<sub>s</sub>) de l'acier est pris égal à : E<sub>s</sub>= 200000 M.

**B.2/ limite élasticité de l'acier :**

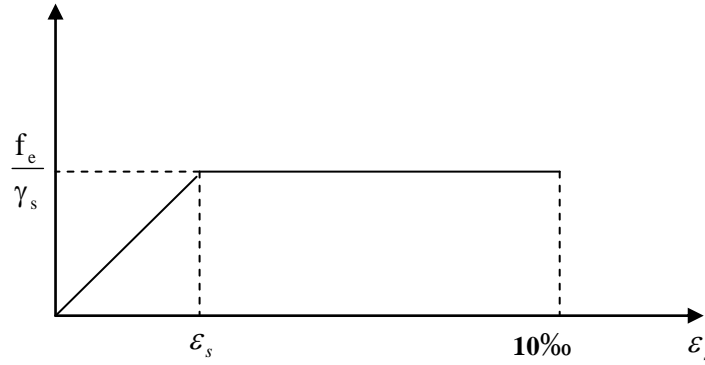
**•à ELU :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Avec } \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,5 \quad \text{pour le cas courant.} \\ \gamma_s = 1 \quad \text{pour le cas accidentel (Art A.4.3.2/BAEL 91)} \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{pour les aciers à haute adhérence FeE400}$$

$$\sigma_s = 204 \text{ MPa} \quad \text{pour les aciers doux FeE240}$$



• à l'ELS

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

**Fissuration préjudiciable :** c'est le cas des éléments exposés au intempérie.

$$\sigma_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \text{ (Art A.4.5.33/BAEL 91)}$$

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

$$\sigma_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \text{ (Art A.4.5.34/BAEL 91)}$$

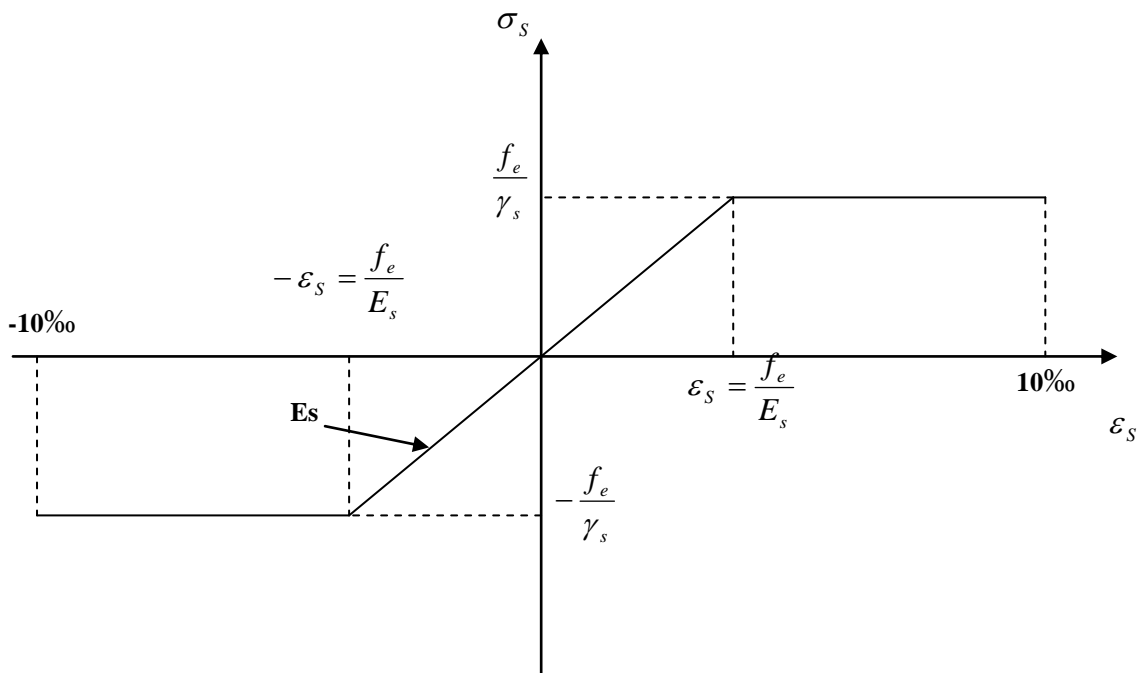
Avec :

$\eta$  : Coefficient de fissuration.

$\eta=1$  : pour les ronds lisses (rl)

$\eta = 1,6$  : pour les hauts adhérences (HA)

**B.3/ Diagramme contrainte-déformation : (Art A.2.2.2/BAEL 91)**



# **CHAPITRE II**

## **Pré dimensionnement des éléments**

**Introduction :**

La descente de charge a pour but de déterminer les charges d'exploitation qui sont reprises par les différents poteaux.

**II. 1.Calcul et détermination des charges :**

**II.1.1.Charge permanentes :**

• **Plancher d'étage service et courant en corps creux :**

- 1. Revêtement en carrelage ( $e_p = 2\text{cm}$ )  $\longrightarrow 0,02 \times 20 = 0,40\text{KN/m}^2$
  - 2. Mortier de pose ( $e_p = 3\text{cm}$ )  $\longrightarrow 0,03 \times 20 = 0,60\text{KN/m}^2$
  - 3. Couche de sable ( $e_p = 3\text{cm}$ )  $\longrightarrow 0,03 \times 22 = 0,66\text{KN/m}^2$
  - 4. Plancher corps creux ( $e_p = 16+4$ )  $\longrightarrow = 2,80\text{KN/m}^2$
  - 5. Enduit de plâtre ( $e_p = 2\text{cm}$ )  $\longrightarrow 0,02 \times 10 = 0,2\text{KN/m}^2$
  - 6. Maçonnerie en brique creuse ( $e_p = 10\text{cm}$ )
  - + Enduit de ciment  $\longrightarrow 0,1 \times 9 + 10 \times 0,01 = 0,9\text{KN/m}^2$
- 
- G = 5,56KN/m<sup>2</sup>**

• **Plancher terrasse en corps creux :**

- 1. couche fuillon(5cm  $\longrightarrow 0,05 \times 20 = 1\text{KN/m}^2$
  - 2. Etanchéité multiple ( $e_p = 2\text{cm}$ )  $\longrightarrow 0,02 \times 6 = 0,12\text{KN/m}^2$
  - 3. Forme de pente ( $e_p = 7\text{cm}$ )  $\longrightarrow 0,07 \times 22 = 1,54\text{KN/m}^2$
  - 4. Planche en corps creux (16+4)  $\longrightarrow 2,80\text{KN/m}^2$
  - 5. Enduit de plâtre ( $e_p = 2\text{cm}$ )  $\longrightarrow 0,02 \times 10 = 0,2\text{KN/m}^2$
- 
- G = 5,83KN/m<sup>2</sup>**

• **Surcharges d'exploitations :**

- 1. Plancher terrasse inaccessible  $\longrightarrow Q = 1\text{KN/m}^2$
- 2 Surcharge à usage d'habitation  $\longrightarrow Q = 1,5\text{KN/m}^2$ .
- 3 Surcharge à usage commerciale  $\longrightarrow Q = 5\text{KN/m}^2$

**II.1.2. Maçonnerie :**

**Mur extérieur :**

- a) Enduit plâtre (2cm)  $\longrightarrow 0,02 \times 10 = 0,2\text{KN/m}^2$
  - b) Brique creuses (10cm)  $\longrightarrow 0,1 \times 9 = 0,9\text{KN/m}^2$
  - c) lame d'air (5cm)  $\longrightarrow = 0\text{KN/m}^2$
  - d) Brique creuses (10cm)  $\longrightarrow 0,1 \times 9 = 0,9\text{KN/m}^2$
  - e) Enduit de ciment (10cm)  $\longrightarrow 0,02 \times 18 = 0,36\text{KN/m}^2$
- 
- G = 2,36KN/m<sup>2</sup>**

**II.1.3. Les Balcons :**

1. Carrelage scellé (2cm)	—————>	0,02x20 = 0,40KN/m <sup>2</sup>
2. Mortier de pose (3cm)	—————>	0,03x20 = 0,60KN/m <sup>2</sup>
3. Couche de sable (3cm)	—————>	0,03x22 = 0,66KN/m <sup>2</sup>
4. Dalle pleine (15cm)	—————>	0,15x25 = 3,75KN/m <sup>2</sup>
5. Enduit de ciment (1cm)	—————>	= 0,4KN/m <sup>2</sup>
		<b>G = 5,80KN/m<sup>2</sup></b>
		<b>Q = 3,5KN/m<sup>2</sup></b>

**II.1.4. Les portes a faux :**

1. Carrelage scellé (2cm)	—————>	0,02x20 = 0,40KN/m <sup>2</sup>
2. Mortier de pose (3cm)	—————>	0,03x20 = 0,60KN/m <sup>2</sup>
3. Couche de sable (3cm)	—————>	0,03x22 = 0,66KN/m <sup>2</sup>
4. Dalle pleine (20cm)	—————>	0,2x25 = 3,75KN/m <sup>2</sup>
5. Enduit de ciment (1cm)	—————>	= 0,4KN/m <sup>2</sup>
		<b>G = 7.05KN/m<sup>2</sup></b>
		<b>Q = 1.5KN/m<sup>2</sup></b>

**II.2. Pré dimensionnement et descente de charge :**

**II.2.1. Les planchers :**

Les planchers sont des éléments porteurs horizontaux qui séparent deux étages consécutifs d'un bâtiment. Ils sont réalisés en corps creux (hourdis + une dalle de compression), qui reposent sur les poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens de la petite portée.

Le pré dimensionnement du plancher à corps creux se fait par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{l}{22,5}$$

Avec :

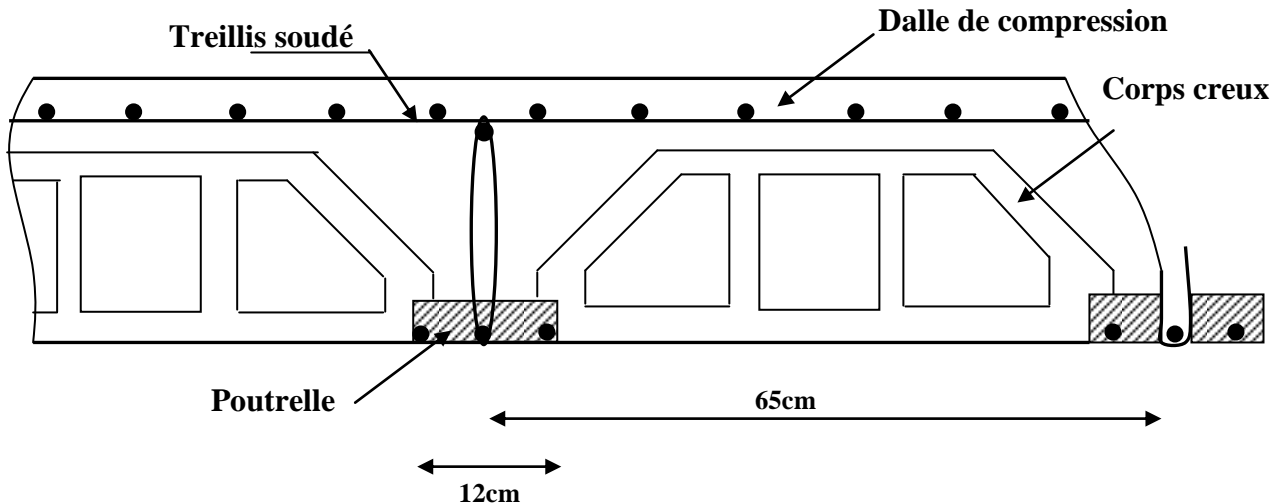
$h_t$  : Hauteur totale du plancher.

$l$  : Portée libre maximale des poutrelles ;  $l = 395-35=360$  cm

$$h_t \geq \frac{360}{22,5} = 16 \text{ cm}$$

**Conclusion :**

On a adoptera un plancher de 20cm d'épaisseur composé d'un corps creux de 16cm et d'une dalle de compression de 4cm.



**II.2.2. Les poutres :**

La hauteur des poutres est donnée par :  $l/15 \leq h_t \leq l/10$  (Art A.4.14 BAEL 91)

Avec :  $l$  : Portée libre dans le sens considéré.

- La largeur des poutres est donnée par :

$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$  Portée principale.

$0,3h_t \leq b \leq 0,5h_t$   $\longrightarrow$  Portée secondaire.

- **poutre principale :**

- **Hauteur  $h_t$  :**

$l/15 \leq h_t \leq l/10$  avec  $l = 400$  cm

$400/15 \leq h_t \leq \frac{400}{10}$   $27 \leq h_t \leq 40$  On prend  $h_t = 40$  cm

- **Largeur  $b$  :**

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

$16 \leq b \leq 28$  On prend  $b = 25$  cm

**Vérification : Art 7.5.1 / RPA 99 version 2003)**

(  $b=25cm \geq 20cm$  ;  $h_t = 40cm \geq 30cm$  ;  $\frac{h}{b} \leq 4$  ;  $b_{max} \leq 1,5h + b$  )  $\longrightarrow$  Les conditions sont vérifiées.

- **Poutre secondaire :**

- **Hauteur :**

$l/15 \leq h_t \leq l/10$  Avec  $l=3,55m$

$355/15 \leq h_t \leq 355/10 \longrightarrow 24 \leq h_t \leq 36$  On prend  $h_t=35cm$ .

- **Largeur  $b$  :**

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

$14 \leq b \leq 24,5$

Le RPA 99 version 2003 exige de prendre  $b \geq 20cm$ , soit  $b = 25cm$ .

D'où on prend :  $b = 30cm$ .

(25x40) cm<sup>2</sup> Pour les poutres principales.

(25x35) cm<sup>2</sup> Pour les poutres secondaires.

**II.2.3. Les poteaux :**

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la descente de charge pour le poteau le plus sollicité.

Les poteaux sont redimensionnés à l'ELS en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal  $N_s = G + Q$ .

La section du poteau est donnée par la formule suivante :

$A_p = \frac{N_{max}}{\sigma_{bc}}$  Avec :  $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15Mpa$

$\sigma_{bc}$ : Contrainte admissible du béton à l'ELS.

$N_{max}$  : Effort normal maximal à la base du poteau.

**Détermination de la surface revenant au poteau le plus sollicité:**

Donc Pour la suite du calcul on prend le poteau le plus sollicité  $C_2 = C_8 = 12m^2$ .

**II.2.3.1. Calcul de l'effort normal sous poteau  $C_2$  :**

La surface d'influence revenant au poteau  $C_2 = 12m^2$

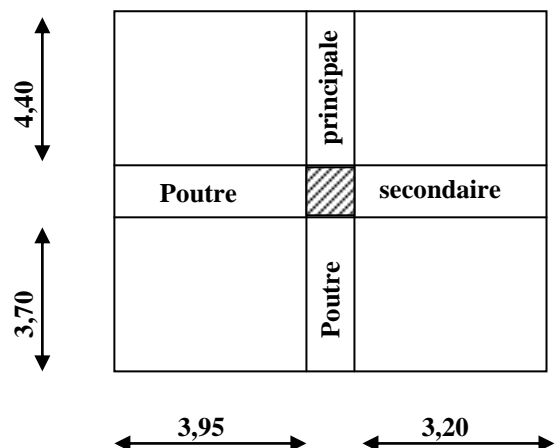
**1) Poids de la poutre :**

**a) Poutres principales :**

$G_{pp} = 25 \times 0,30 \times 0,40 \times 8 = 24KN$

**b) Poutres secondaires :**

$G_{ps} = 25 \times 0,25 \times 0,35 \times 6 = 13,12KN$



On aura alors le poids de la poutre.

$$G_p = 37,12\text{KN}$$

**2) Poids du plancher :**

**a) Poids du plancher terrasse :**

$$G = 5,83 \times 12 = 69,96\text{KN}$$

**b) Poids du plancher d'étage courant :**

$$G = 5,56 \times 12 = 66,72\text{KN}$$

**3) Surcharge d'exploitation :**

$$q_0 = 1 \times 12 = 12\text{KN} \quad \text{Surcharge du plancher terrasse.}$$

$$q_1 = 1,5 \times 12 = 18\text{KN} \quad \text{Surcharge du plancher courant.}$$

➤ **Descente de charge : (Art 6.3 DTR BC 2.2)**

$$q_0 = 1 \times 12 = 12\text{KN}$$

$$q_0 + q_1 = 12 + 18 = 30\text{KN}$$

$$q_0 + 0,95(q_1 + q_2) = 12 + 0,95(18 \times 2) = 46,2\text{KN}$$

$$q_0 + 0,90(q_1 + q_2 + q_3) = 12 + 0,90(18 \times 3) = 60,6\text{KN}$$

$$q_0 + 0,85(q_1 + q_2 + q_3 + q_4) = 12 + 0,85(18 \times 4) = 73,2\text{KN}$$

Pour  $n \geq 5$ , les coefficients sont obtenus par la formule suivante :  $\frac{3+n}{2 \times n}$

Avec :

$n$  : Le nombre d'étage de haut vers le bas.

$$q_0 + 0,80(q_1 + \dots + q_5) = 12 + 0,75(18 \times 5) = 84\text{KN}$$

$$q_0 + 0,75(q_1 + \dots + q_6) = 12 + 0,75(18 \times 6) = 93\text{KN}$$

$$q_0 + 0,72(q_1 + \dots + q_7) = 12 + 0,72(6 \times 18 + 30) = 111,36\text{KN}$$

$$q_0 + 0,69(q_1 + \dots + q_7) = 12 + 0,69(7 \times 18 + 30) = 119,64\text{KN}$$

	Charge permanentes en (KN)					Surcharge d'exploitation en (KN)			Cm <sup>2</sup> $S \geq N_s / \sigma_{bc}$	
	G Plancher	G poteau	G Poutre	G Total	G Cumule	Q Plancher	Q Cumule	N= $Q_c$ +Gc		Section du poteau
<b>Terrasse</b>	69,96	0	37,12	107,08	107,08	12	12	119,08	79,39	30*30
<b>6</b>	66,72	10,01	37,12	113,85	220,93	18	30	250,93	167,29	30*30
<b>5</b>	66,72	10,01	37,12	113,85	334,78	18	46,2	380,98	253,99	30*30
<b>4</b>	66,72	10,01	37,12	113,85	448,63	18	60,6	509,23	339,49	30*30
<b>3</b>	66,72	10,01	37,12	113,85	562,48	18	73,2	635,68	423,79	35*35
<b>2</b>	66,72	10,01	37,12	113,85	676,33	18	84	760,33	506,89	35*35
<b>1</b>	66,72	10,01	37,12	113,85	790,18	18	93	883,18	588,79	35*35
<b>RDC</b>	71,76	11,20	37,12	120,08	910,26	60	111,36	1021,62	681,08	40*40
<b>SOUS-SOL</b>	71,76	12,53	37,12	121,41	1031,67	60	119,64	1151,31	767,54	40*40

**Conclusion :**

On adopte pour les poteaux les coffrages suivants :

- Pour les niveaux : Terrasse, 6, 5,4 → (30x30)cm
- Pour les niveaux : 3,2,1 → (35x35)cm
- Pour les niveaux : RDC ,S-SOL → (40x40)cm

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

**Poteau C<sub>2</sub> :**

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (*h<sub>e</sub>*) en une seule fois. Et les dèes de calage sont interdits.

Les dimensions de la section transversales des poteaux en zone III doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\min (b_1 , h_1) \geq 30\text{cm}$$

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

$$1/4 < b_1/h_1 < 4$$

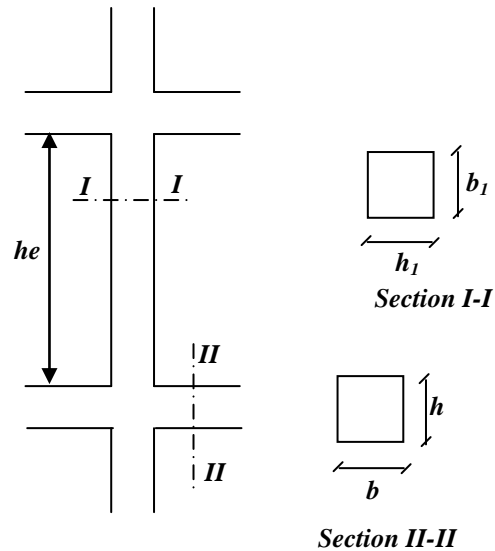
**Poteau (35x35)**

$$\min (30,30) = 30\text{cm} \geq 30\text{cm}$$

$$\min (30, 30) = 30 \geq \frac{h_e}{20}$$

$$1/4 < 30/30 < 4$$

⇒ Les conditions sont vérifiées.



**II.2.3.2. Vérification au flambement :**

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier la condition suivante :

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

*λ* : Elancement du poteau.

*l<sub>f</sub>* : Longueur de flambement (*l<sub>f</sub> = 0,7l<sub>0</sub>*).

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

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

B : Section transversale du poteau (B = hb)

$l_0$  : Longueur d'un poteau entre faces supérieures de deux planchers consécutifs.

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

<b>Section du poteau (cm)</b>	30*30	35*35	40*40(RDC)	40*40(S-SOL)
<b><math>\lambda</math> : Elancement</b>	23,11	19,81	19,39	21,70

$\lambda < 50 \Rightarrow$  Condition vérifiée.

**Conclusion :**

Pas de risque de flambement.

**VI- Pré dimensionnement des voiles : (Art 7.7.1/ RPA 99 version 2003)**

- Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place ; ils sont destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet de chargement horizontal, d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.

D'après le RPA 99 version 2003 leurs pré dimensionnement se fera comme suit :

**- L'épaisseur du voile « e » :**

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage ( $h_e$ ) et la condition de rigidité aux extrémités.

$h_e = 3 ; 78 - 0,4 = 3.38$  (la hauteur du S-SOL)

$e_{\max} = \left( \frac{h_e}{25} ; \frac{h_e}{22} ; \frac{h_e}{20} \right) = \frac{h_e}{20} = \frac{3.38}{20} = 17\text{cm}$

On prend  $e = 20\text{cm}$  , pour le voile périphérique on prend  $e=20\text{cm}$  aussi.

**- Largeur du voile :**

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition :  $l \geq 4e$

$l \geq 4 \times 20 = 80\text{cm} \Rightarrow l = 80\text{cm} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

Avec :

$l$  : Largeur du voile.

$e$  : Épaisseur du voile

# **CHAPITRE III**

## **Calcul des éléments**

**Introduction :**

Dans ce chapitre, nous ferons l'étude des éléments du bâtiment qui, contrairement aux poutres, poteaux et voiles qui participent à la fois à l'ensemble de la structure, peuvent être isolés et calculés séparément sous l'effet des seules charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément au règlement BAEL 91 modifié 99.

**III.1.1. Calcul de l'acrotère :**

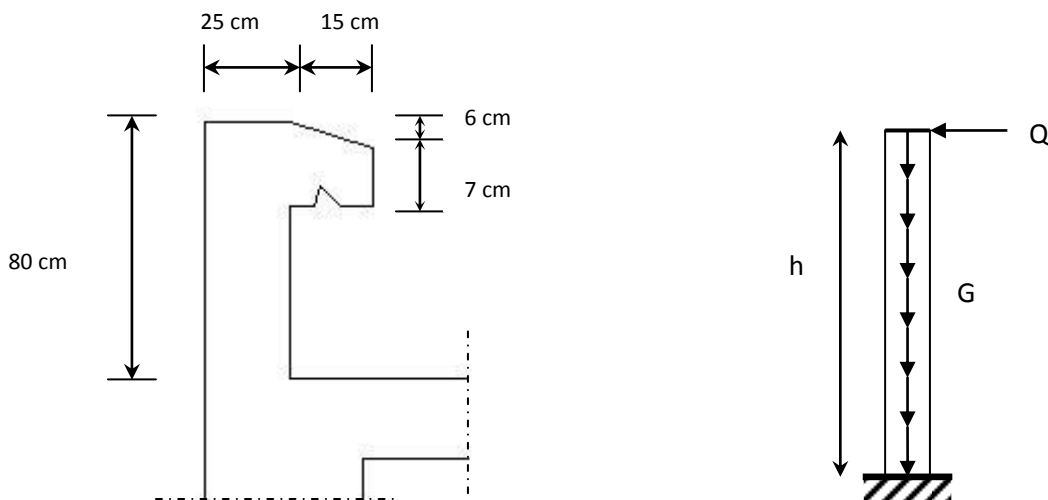
L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il forme un écran évitant toute chute, elle sera calculée comme console encastrée au niveau de la poutre du plancher.

Le calcul des armatures se fera à l'ELU et la vérification à l'ELS pour une bande d'un mètre soumise à la flexion composée due au poids propre de l'acrotère « N » et d'une poussée latérale « Q » due à la main courante provoquant un moment de renversement «  $M_r$  ».

L'acrotère est exposé aux intempéries donc les fissurations sont préjudiciables

**III.1.2. Dimension de l'acrotère :**

Largeur : 100 cm ; Hauteur : 60 cm ; Epaisseur : 10 cm



*FiF Schéma statique de l'acrotère*

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

**III.1.3. Calcul des sollicitations :**

➤ Effort normal dû au poids propre :  $G = \rho \times S \times 1ml$ .

Avec :  $\rho$  : Masse volumique du béton.

S : Section transversale de l'acrotère.

$$G = 25 \left[ 0.25 \times 0.15 + 0.1 \times 0.8 + \frac{0.04 \times 0.1}{2} \right] = 2.825 \text{ KN} / m.$$

-Surcharge due à la poussée latérale Q :  $\longrightarrow Q = 1 \text{ KN} / ml$ .

-Effort tranchant dû à la poussée latérale :  $\longrightarrow T = Q \times 1ml = 1 \text{ KN}$ .

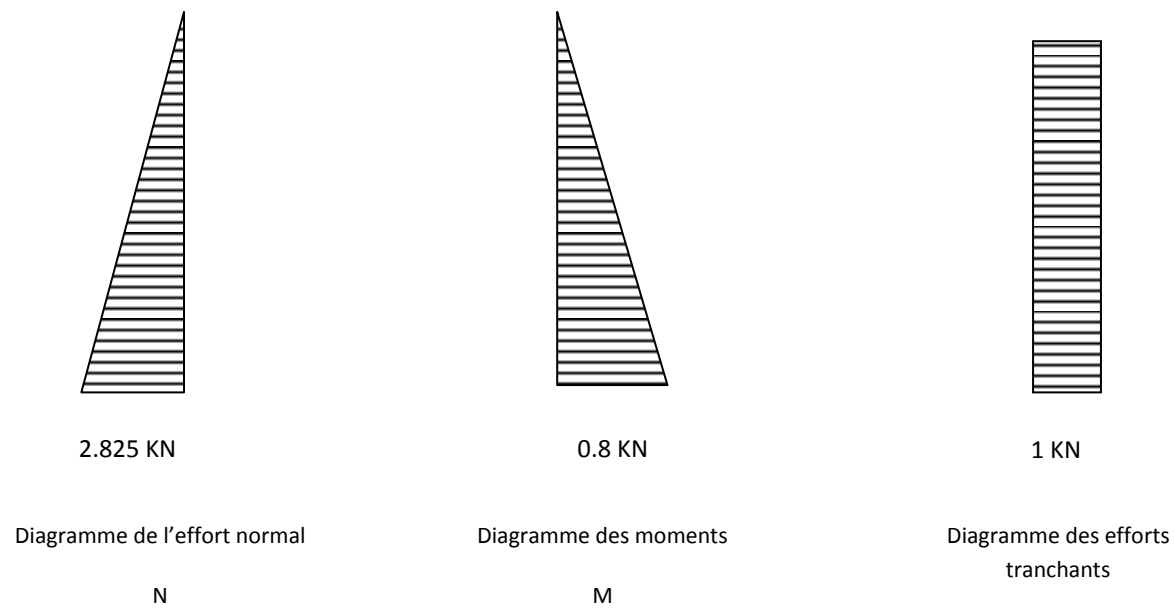
-Effort normal dû au poids propre G :  $N_G = G \times 1 = 2.825 KN.$

-Effort normal dû à la surcharge Q :  $N_Q = 0.$

-Moment de renversement dû à G :  $M_G = 0.$  Moment de renversement dû à

Q :  $M_Q = Q \times h = 1 \times 0.8 = 0.8 KN.m.$

**Diagrammes :**



*Figure III.3 : Diagrammes des efforts*

**III.1.4. Combinaisons de charges :**

**A l'ELU :** La combinaison de charge est :  $1.35 G + 1.5 Q$

-Effort normal de compression :

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q = 1.35 \times 2,825 + 0 = 3.81KN.$$

-Moment de renversement :

$$M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q = 0 + 1.5 \times 0.8 = 1.2KN.m.$$

**A l'ELS :** La combinaison de charges est :  $G + Q$

-Effort normal de compression :

$$N_s = N_G + N_Q = 2,825 KN.$$

-Moment de renversement :

$$M_s = M_G + M_Q = 0.8KN.m.$$

**III.1.5. Ferrailage :**

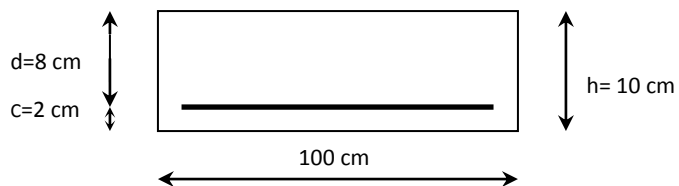
Le calcul se fera à l'ELU puis la vérification à l'ELS.

Les résultats des sollicitations se résument en un effort normal de compression «  $N$  » et un moment de flexion «  $M$  ».

Donc, ça consiste en l'étude d'une section de béton rectangulaire soumise à la flexion composée.

Pour déterminer les armatures, on procède par la méthode de calcul en flexion composée. Pour ce faire, on utilise l'organigramme de calcul approprié dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif «  $M_f$  » afin de déterminer les armatures fictives «  $A_f$  » puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles «  $A$  ».

**III.1.6. Calcul à l'ELU :**

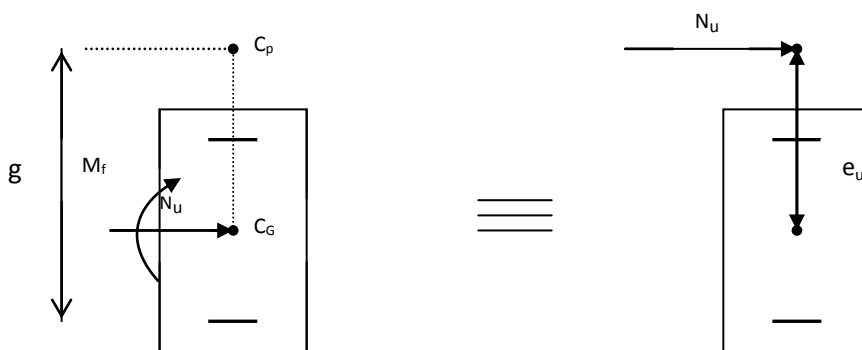


❖ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = e_u = \frac{1.2}{3.81} = 0.31.m = 31cm.$$

$$(h / 2) - c = (10/2) - 2 = 3cm$$

} 31cm > 3cm



**Figure III.4 : section rectangulaire soumise à la flexion composée**

Le centre de pression «  $c_p$  » se trouve à l'extérieur de la section limitée et l'effort normal ( $N$ ) est un effort de compression ⇒ Section partiellement comprimée (SPC).

Donc la section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif «  $M_f$  » puis on se ramène à la flexion composée.

➤ **Calcul de la section d'armatures en flexion simple :**

➤ **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \cdot g \quad \text{Avec } g = e_u + 0.5h + C \quad \text{et } c \text{ C'est l'enrobage}$$

Avec :  $g$  distance entre «  $c_p$  » et le centre de gravité des armatures inférieures tendues.

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c = 31 + \frac{10}{2} - 2 = 34 \text{ cm.}$$

$$D'où : M_f = 3.81 \times 0.34 = 1.26 \text{ KN.m.}$$

➤ **Moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1.26 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.013$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_b = 0.0013 < \mu_l = 0.392. \longrightarrow \text{Section simplement armé S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.013 \Rightarrow \beta = 0.9935.$$

**Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1.26 \times 10^3}{0.9935 \times 8 \times 348} = 0.45 \text{ cm}^2.$$

➤ **Calcul de la section des armatures réelles en flexion composée :**

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} ; \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_u = 0.45 - \frac{3.81 \times 10}{348} = 0.34 \text{ cm}^2.$$

### III.1.7. Vérifications à l'ELU:

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

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

• **Armatures principales :**

$$A_s \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \left[ \frac{e_s - 0.455 \cdot d}{e_s - 0.185 \cdot d} \right].$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.8}{2.825} = 0.28 \text{ m} = 28 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 8 \times 2.1}{348} \left[ \frac{28 - 0.455 \times 8}{28 - 0.185 \times 8} \right] = 1.02 \text{ cm}^2$$

D'où les armatures principales :

$$A_u = 0.34 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 1.04 \text{ cm}^2. \quad \longrightarrow \text{La condition étant non}$$

justifiée, on adoptera la section minimale d'armatures :

$$A = A_{\min} = 1.04 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{\text{adoptée}} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Avec un emplacement:  $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}.$

• **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_{\text{adoptée}}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement : (Art A.5.2.1/BAEL91)**

La fissuration est préjudiciable, donc :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}, 4 \text{ MPA} \right\} \text{ avec } \tau_u \text{ contrainte de cisaillement}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}, 4 \right\} = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \right\} = \min \{2.5; 4\} = 2.5 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}; \quad V_u : \text{effort tranchant : } V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}.$$

D'où :  $\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{100 \times 80} = 0.019 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 0.019 < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}. \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement ; les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3/BAEL91)**

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}; \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$\psi_s$  : Coefficient de scellement ;  $\psi_s = 1.5$  (Acier de haute adhérence)

D'où :  $\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 MPa$ .

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

$\sum u_i$  : Somme des périmètres utiles des armatures.

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.05 cm.$$

$$D'où : \tau_{se} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 8 \times 10.05} = 0.21 MPa$$

$\tau_{se} = 0.21 MPa < \bar{\tau}_{se} = 3.15 MPa$ . — Condition vérifiée, il n'y a pas de risqué d'entraînement.

❖ **Espacement des barres :**

Armatures principales :  $S_t = 25 cm$ .

$$< \min \{3h; 33 cm\} = (3 \times 10 cm; 33 cm) = 30 cm.$$

⇒ Condition vérifiée.

Armatures de répartition :  $S_t = 25 cm$ .  $< \min \{4h; 45 cm\} = 40 cm$ .

⇒ Condition vérifiée.

❖ **Ancrage des barres verticales :**

La longueur de scellement droit est :  $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$

Avec :  $\bar{\tau}_s = 0.6(\psi_s)^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 MPa$ .

$$D'où : L_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.84} = 281.69 mm = 28.17 cm$$

→ Soit :  $L_s = 30 cm$ .

**III.1.8. Vérification à L'E L S :**

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \quad \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$\sigma_{bc}$  : Contrainte dans le béton comprimé.

$\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte limite dans le béton comprimé.

$\sigma_{st}$  : Contrainte dans les aciers tendus.

$\bar{\sigma}_{st}$  : Contrainte limite dans les aciers tendus.

- ❖ **Vérification des contraintes dans l'acier :** l'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable

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

$$\text{Avec : } \rho_1 = \frac{100 \times A_u}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.25$$

$$\rho_1 = 0.25 \rightarrow \beta_1 = 0.912$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.7 \times 10^3}{0.920 \times 8 \times 2.01} = 47.32 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$$

Avec :  $\eta = 1.6$  pour les Barres H.A

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

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 47.32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- ❖ **Vérification des contraintes dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$$

$$\text{On a : } \rho_1 = 0.25 \longrightarrow \beta_1 = 0.912 \longrightarrow K = 48.29$$

$$\sigma_{bc} = 0.84 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{C.V}$$

Donc il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé.

### III.1.9. Vérification de l'acrotère au séisme :(Art 6.2.3 RPA99)

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

$$F_p = 4.A.C_p.W_p < Q \text{ avec } Q \text{ charge d'exploitation}$$

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas :  $A = 0.15$  (Zone IIa, groupe d'usage2).

$C_p$  : facteur des forces horizontales,  $C_p = 0.8$ .

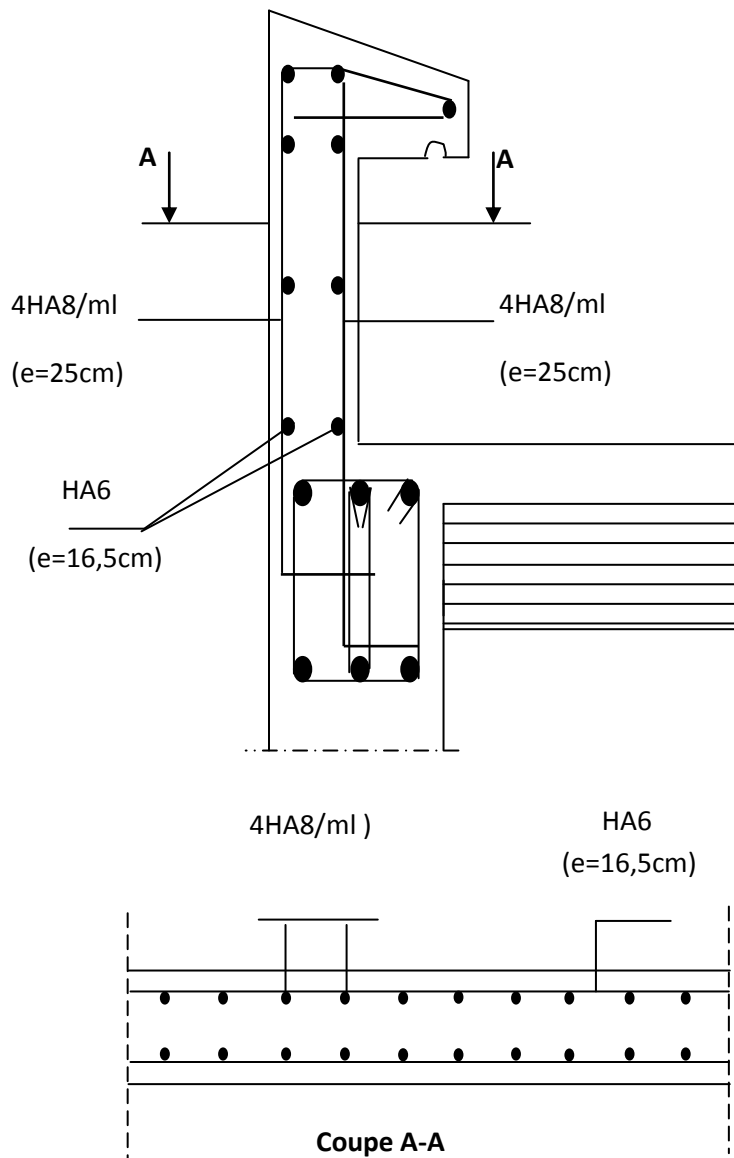
$W_n$  : poids de l'acrotère,  $W_p = 1.96 \text{ KN/ml}$ .

$$F_p = 4 \times 0.8 \times 0.15 \times 1.96 = 0.94 \text{KN/ml} < Q = 1 \text{KN/ml}.$$

• **Conclusion :**

Condition vérifiée, donc l'acrotère est calculé avec un effort horizontal  $Q=1\text{KN/ml}$  supérieur à la force sismique, d'où le calcul au séisme est inutile. On adopte donc pour le ferrailage celui choisi précédemment.

**Schémas de ferrailage de l'acrotère**



### III.2.A. Calcul de l'escalier RDC:

Le RDC comporte trois volées, donc le calcul se fera pour la volée la plus défavorable .

#### III.2.A.1.Pré- dimensionnement de l'escalier :

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

- Le nombre des marches (n).
- La hauteur de la marche (h), le giron(g).
- L'épaisseur de la paillasse (e).

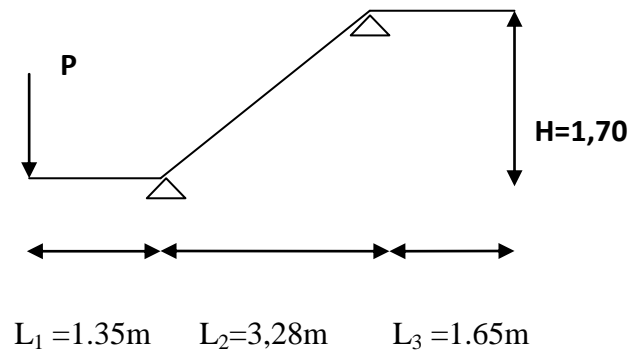


Figure III.1.: Schéma statique d'escalier RDC.

- Calcul du nombre de contre marches :

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

Soit :  $h = 17\text{ cm}$

$$n = \frac{H_t}{h} = \frac{170}{17} = 10$$

$n = 10$  contre marches.

- Calcul du nombre de marches :

$$m = n - 1 = 10 - 1 = 9 \text{ marches.}$$

- Calcul de la hauteur de la contre marche :

$$h = \frac{H_t}{n} = \frac{170}{10} = 17\text{ cm}$$

- Calcul de la hauteur du giron :

$$28\text{ cm} \leq g \leq 35\text{cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{328}{9} = 36 \text{ cm}$$

Soit  $g=28\text{cm}$

**A. Vérification de la relation de BLONDEL :**

$$59 \leq g+2h \leq 64 \text{ cm}$$

$$59 \leq 28 + (2 \times 17) = 62 \leq 64 \text{ cm}$$

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm}$$

On a  $h=17\text{cm}$   $\longrightarrow$  Les relations de BLONDEL sont vérifiées .

**B. Epaisseur de la paillasse et du palier :**

L'épaisseur de la paillasse et du palier ( $e_p$ ) est donnée par la relation :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

Avec :

$L_0$  : longueur réelle de la paillasse projetée et du palier (entre appuis) :  $L_0 = L' + L_2$

$L'$  : longueur de la paillasse projetée.

$L_2$  : longueur du palier.

**Application :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{28} = 0,607 \Rightarrow \alpha = 31,26 \\ L' = \frac{L_2}{\cos \alpha} = \frac{328}{\cos(31,26)} = 383,70 \text{ cm} \\ L_0 = L' + L_2 = 3,837 + 1,65 = 5,48 \text{ m} = 548 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\text{D'où : } \frac{548}{30} \leq e_p \leq \frac{548}{20} \quad 18,26 \leq e_p \leq 27,4$$

On opte pour:  $e_p = 20 \text{ cm}$

**N.B :** On prend la même épaisseur pour la volée et le palier.

### III.2.A.2. Détermination des charges et surcharges :

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

#### A. Les charges permanentes :

On a opté les mêmes charges permanentes pour le palier et le volée par ce que ils ont le même épaisseur  $e_p = 20$  cm.

- La charge concentrée :

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

$$P = (3.4 - 0,20) \times 2.36 \times 1\text{m} = 7,55 \text{ KN}$$

#### B. Surcharges d'exploitations :

La surcharge d'exploitation est définie à partir des descriptions du DTR, qui est la même pour la paillasse et le palier :  $Q = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2$ .

### III.2.A.3. Combinaison des charges :

- ELU:  $q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1 \text{ m}$

- ✓ Palier :  $q_u = (1.35 \times 6.24 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 12,17 \text{ KN} / \text{ml}$ .

- ✓ Volée :  $q_u = (1.35 \times 9.75 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 16,91 \text{ KN} / \text{ml}$ .

- ✓ Mur extérieure :  $P = 1.35 \times 7,55 = 10,19 \text{ KN}$ .

- ELS:  $q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m}$ .

- ✓ Palier :  $q_s = (6,24 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 8,74 \text{ KN} / \text{ml}$ .

- ✓ Volée :  $q_s = (9,75 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 12,25 \text{ KN} / \text{ml}$ .

- ✓ Mur extérieure :  $P = 7,55 \text{ KN}$ .

III.2.A.4..Calculs à l'ELU :

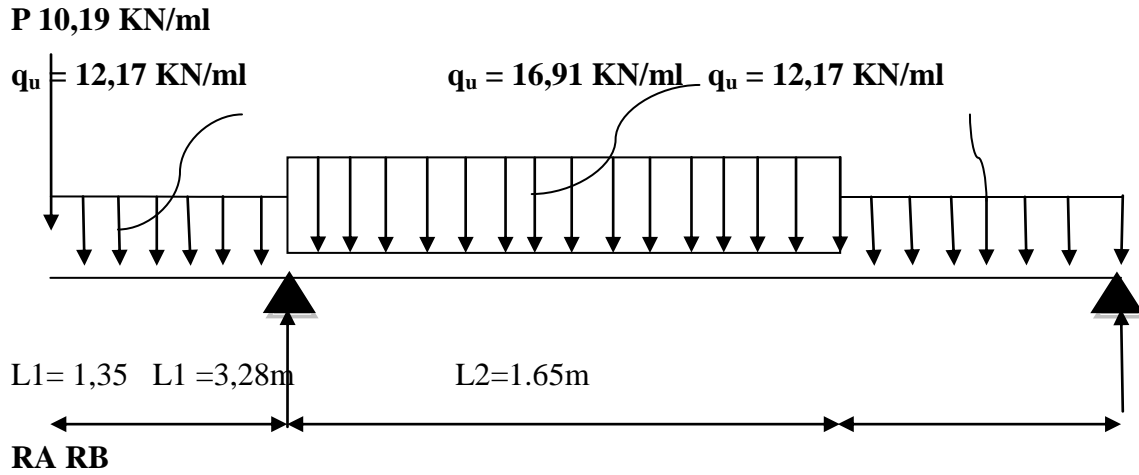


Figure III.2. : Schéma statique d'escalier à l'ELU.

- Calcul des efforts internes :
- ✓ Réactions d'appuis :

$$\sum F/y=0 \implies R_A + R_B = 10,19 + 12,17 \times 1,35 + 16,91 \times 3,28 + 12,17 \times 1,65$$

$$R_A + R_B = 102,16 \text{KN}$$

$$\sum M/A=0 \implies - 4,93 R_B - (10,19 \times 1,35) - (12,17 \times 1,35 \times 0,675) + (16,91 \times 3,28 \times 1,64) + (12,17 \times 1,65 \times 4,10) = 0$$

$$\longrightarrow \begin{cases} R_A = 72,05 \text{KN} \\ R_B = 30,11 \text{KN} \end{cases}$$

- Calculs des moments et efforts tranchants à l'ELU :

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T <sub>y</sub> (KN.m)	M <sub>z</sub> (KN.m)
0 ≤ x ≤ 1,35	12,17 x + 10,19	-6,08 x <sup>2</sup> - 10,19x	0	10,19	0
			1,35	26,62	-24,84

Tableau III.5.7 : Les efforts internes à l'ELU.

$1,35 \leq x \leq 4,63$	$16,91x - 68,26$	$-8,455x^2 + 68,26x - 101,581$	1,35	-45,43	-24,84
			<b>4,63</b>	<b>10,03</b>	<b>33,21</b>
$0 \leq x \leq 1,65$	$-12,17x + 30,11$	$-6,08x^2 + 30,11x$	<b>0</b>	<b>30,11</b>	<b>0</b>
			1,65	10,03	33,21

**Tableau III.5.7 : Les efforts internes à l'ELU.**

Le moment  $M_z$  est maximal pour  $T_y = 0$

Tronçon :  $1,35 \leq x \leq 4,63$  m

$$T_y = 0 \Rightarrow 16,91x - 68,26 = 0 \Rightarrow x = 4 \text{ m}$$

Donc :  $M_z^{\max} = 36,17 \text{ KN.m}$

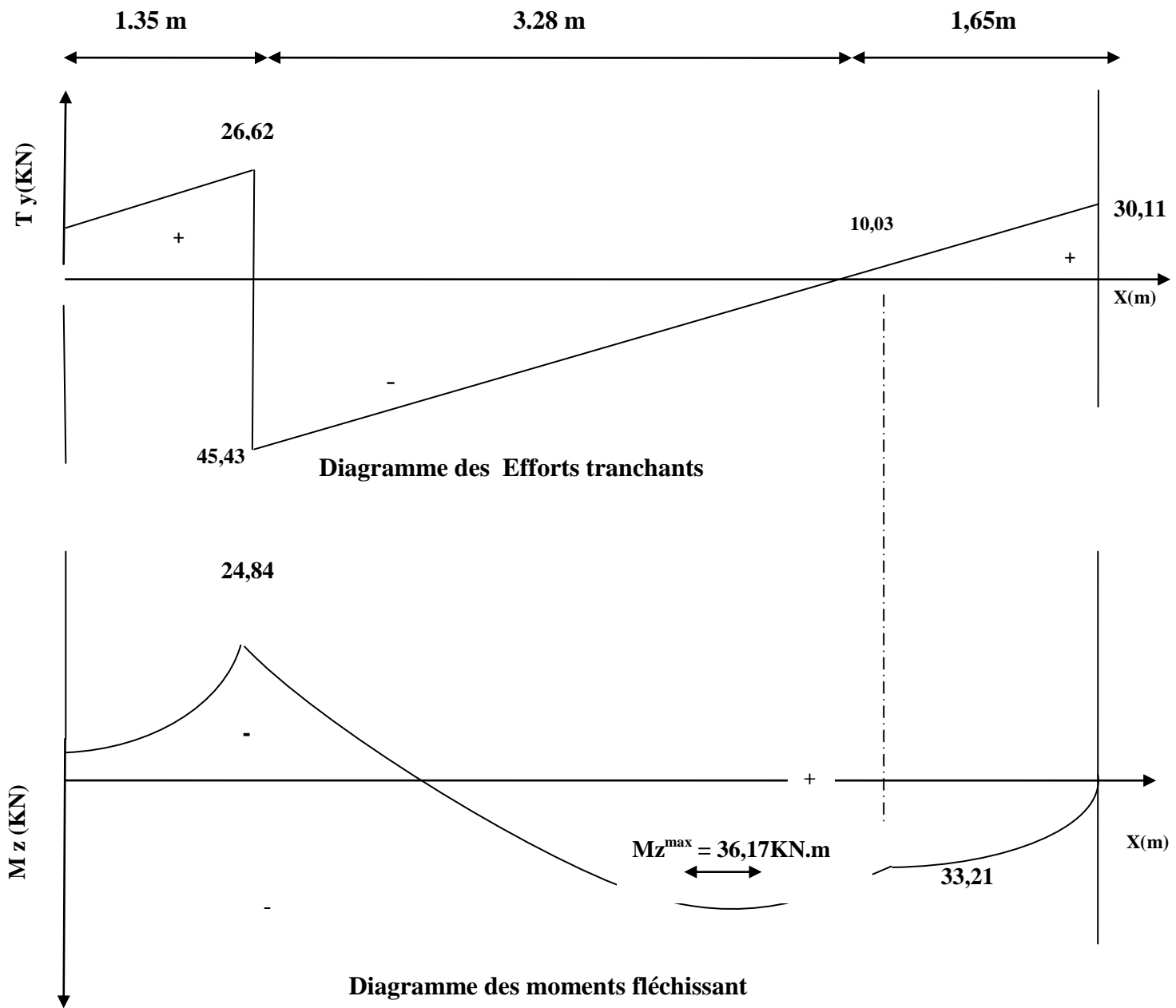
Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastremets.

	Expression	Moment (KNm)
<b>Moment aux appuis B (<math>M_a</math>)</b>	$(-0.3) \times 36,17$	<b>-10,85</b>
<b>Moment en travée (<math>M_t</math>)</b>	$(0.85) \times 36,17$	<b>30,74</b>

**Tableau III.1: Les moments corrigés à l'ELU.**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T \text{ travée} = 30,74 \text{ KN.m} \\ M_B \text{ appui} = -10,85 \text{ KN.m} \\ M_A \text{ appui} = -33,21 \text{ KN.m} \\ M \text{ console} = 33,21 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- Diagramme des sollicitations à L'ELU:



### III.2.A.5 Le ferrailage à l'ELU :

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

✓ Armatures aux appuis :

Appui B :

- Armatures principales:

$$M_B = 10,85 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_b}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{10,85 \cdot 10^2}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,023$$

$\mu_b = 0,023 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow$  la section est simplement armée.

**Remarque :**

La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$A_{sc} = 0$ . Donc on a uniquement des armatures tendues.

A partir des abaques, on tire la valeur de  $\beta$  correspondante.

$$\mu_b = 0,023 \longrightarrow \beta = 0,988$$

$$A_b = \frac{M_b}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

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

$$A_b = \frac{10,85 \times 10^2}{0,988 \times 18 \times 34,8} = 1,75 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA10 = 3.93 cm<sup>2</sup> avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$

- Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_b}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

Soit 4 HA 10/ml = 3.14 cm<sup>2</sup> avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

**Appui A:**

- **Armatures principales :**

$$M_A = 33,21 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{33,21 \cdot 10^2}{100 \times 18^2 \times 1.42} = 0,072$$

$\mu_b = 0.072 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow$  La section est simplement armée.

A partir des abaques, on tire la valeur de  $\beta$  correspondante.

$$\mu_b = 0,072 \longrightarrow \beta = 0,963$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_a = \frac{33,21 \times 10^2}{0.963 \times 18 \times 34.8} = 5,50 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA14 = 7.70 cm<sup>2</sup> avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_b}{4} = 1.92 \text{ cm}^2$$

Soit 4 HA 10/ml = 3.14 cm<sup>2</sup> avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

**En travée :**

- **Armatures principales :**

$$M_t = 30,74 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu_b = \frac{30,74 \cdot 10^2}{100 \times 18^2 \times 1.42} = 0,066$$

$\mu_b = 0.066 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow$  La section est simplement armée.

A partir des abaques, on tire la valeur de  $\beta$  correspondante.

$$\mu_b = 0.066 \longrightarrow \beta = 0,966$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_t = \frac{30,74 \times 10^2}{0,966 \times 18 \times 34,8} = 5,08 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA12 = 5.65cm avec un espacement  $S_t = 20$  cm

- Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Soit 4 HA 10/ml = 3.14 cm<sup>2</sup> avec un espacement  $S_t = 20$  cm

### III.2.A..6.Vérification à l'ELU :

- Condition de non fragilité (BEAL 91 modifie 99 / Art. A.4.2.1) :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 18 \times 2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

Avec :  $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1$  MPa.

- Aux appuis :

$$AB = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$AA = 7,70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- En travées :

$$A_t = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- a. Espacement des barres :

- Armatures principales :

$$S_{t\max} = 20 \text{ cm} < \text{Min} \{3 \text{ h}, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Armatures répartitions :

$$S_{t\max} = 25 \text{ cm} < \text{Min} \{4 \text{ h}, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL 99, Art-5.1.2.1) :

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right\} \quad \text{La fissuration est préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa}\right\} = \bar{\tau}_u = \min\{2.5 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b d}$$

Avec :  $T_{\max}$  : effort tranchant.  $T_{\max} = 45,43 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{45,43 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,252 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.252 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$  —————> Condition vérifiée.

Donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL 99, Art5-1-3) :

➤ Influence sur le béton :

$$\text{On doit vérifier que : } T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b$$

Avec :

$T_{\max}$  : Effort tranchant.

$$T_{\max} = 45,43 \text{ KN}$$

a: Longueur d'appuis de la bielle. ( $a = 0.9 \times d$ )

$$T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 \times 0.9 \times 0.18 \times 1 = 1080 \text{ KN}$$

$T_{\max} = 45,43 \leq 1080 \text{ KN}$  Condition vérifiée.

➤ Influence sur les armatures longitudinales inférieures :

On doit vérifier que :  $(T_{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d}) \frac{Y_s}{f_e} < A$

Avec :

$$M_a = -33,21 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = 45,43 \text{ KN}$$

$$(45,43 + \frac{-33,21}{0.9 \times 0.18}) \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} = -4,58 \text{ cm}^2 < A_a = 7.70 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b.

• Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement:

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

Avec :  $\psi_s$  : Coefficient de scellement,  $\psi_s = 1.5$  (Pour les Aciers HA).

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}$$

Avec :  $\sum \mu_i$  : somme des périmètres utiles des barres

Appui A : 5 HA 14

$$\sum \mu_i = n\pi\phi = 5 \times \pi \times 14 = 219.8 \text{ mm} ; \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{45,43 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 219.8} = 1.28 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.28 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Appui B : 5 HA 10

$$\sum \mu_i = n\pi\phi = 5 \times \pi \times 10 = 157 \text{ mm} ; \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{45,43 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 157} = 1,78 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.78 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

**Pas de risque d'entrainement des barres longitudinales.**

- **Ancrage des barres aux appuis (BAEL91 modifié 99, Art A6.1.2.1) :**

La longueur de scellement doit être :  $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa.}$$

$$\text{D'où : } L_s = \frac{\phi \times 400}{4 \times 2.84} = 35.21 \phi \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } L_s = 35.21 \phi \text{ cm}$$

### **Remarque :**

Vu que  $l_s$  dépasse la longueur de la poutre dans laquelle sera ancrée les armatures, on calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à  $0,4L_s$ .

#### **Appui A:**

$$L_a = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 35.21 \times 1.4 = 19.71 \text{ cm}$$

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

#### **Appui B:**

$$L_a = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 35.21 \times 1 = 14.08 \text{ cm}$$

On prend :  $L_a = 15 \text{ cm}$

III.2.A.6.Calculs à l'ELS :

$P_s = 7,55 \text{ KN/ml}$

$q_s = 8,74 \text{ KN/ml}$

$q_s = 12,25 \text{ KN/ml}$

$q_s = 8,74 \text{ KN/ml}$

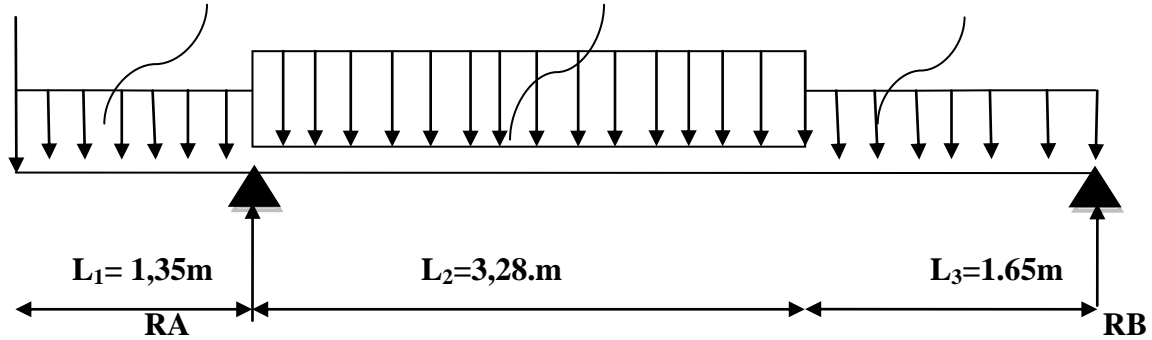


Figure III.5.11: Schéma statique d'escalier à l'ELS.

- Calcul des efforts internes :

✓ Réactions d'appuis :

$$\sum F/y=0 \implies RA + RB = 7,55 + 8,74 \times 1,35 + 12,25 \times 3,28 + 8,74 \times 1,65$$

$$RA + RB = 73,95$$

$$\sum M/A=0 \implies - 4,93 RB - (7,55 \times 1,35) - (8,74 \times 1,35 \times 0,675) + (12,25 \times 3,28 \times 1,64) + (8,74 \times 1,65 \times 4,10) = 0$$

D'où :

$$\begin{cases} Ra = 52,27 \text{ KN} \\ R_B = 21,68 \text{ KN} \end{cases}$$

- Calculs des moments et efforts tranchants à l'ELS :

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T <sub>y</sub> (KN.m)	M <sub>z</sub> (KN.m)
0 ≤ x ≤ 1,35	8,74 x + 7,55	-4,37 x <sup>2</sup> - 7,55x	0	7,55	0
			1,35	19,35	-18,15
1,35 ≤ x ≤ 4,63	12,25 x - 49,46	-6,13x <sup>2</sup> + 49,46x - 73,75	1,35	-32,92	-18,15
			4,63	7,26	23,84
0 ≤ x ≤ 1,65	-8,74x + 21,68	-4,37x <sup>2</sup> + 21,68x	0	21,68	0
			1,65	7,26	23,84

Tableau III.5.9 : Les efforts internes à l'ELS

Le moment  $M_z$  est maximal pour  $T_y = 0$

**Tronçon :  $1,35 \leq x \leq 4,63$  m**

$$T_y = 0 \Rightarrow 12,25x - 49,46 = 0 \Rightarrow x = 4 \text{ m}$$

**Donc :**  $M_z^{\max} = 26,01 \text{ KN.m}$

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastres.

	<b>Expression</b>	<b>Moment (KN.m)</b>
<b>Moment aux appuis</b> <b>B([M<sub>a</sub>])</b>	$(-0.3) \times 26,01$	-7,80
<b>Moment en travée (M<sub>t</sub>)</b>	$(0.85) \times 26,01$	22,10

**Tableau III.5.10: Les moments corrigés à l'ELS.**

$$\begin{aligned}
 M_T \text{ travée} &= 22,10 \text{ KN} \\
 M_B \text{ appui} &= -7,80 \text{ KN.m} \\
 M_A \text{ appui} &= 23,84 \text{ KN.m} \\
 M \text{ console} &= 23,84 \text{ KN.m}
 \end{aligned}$$

- Diagramme des sollicitations à L'ELS:

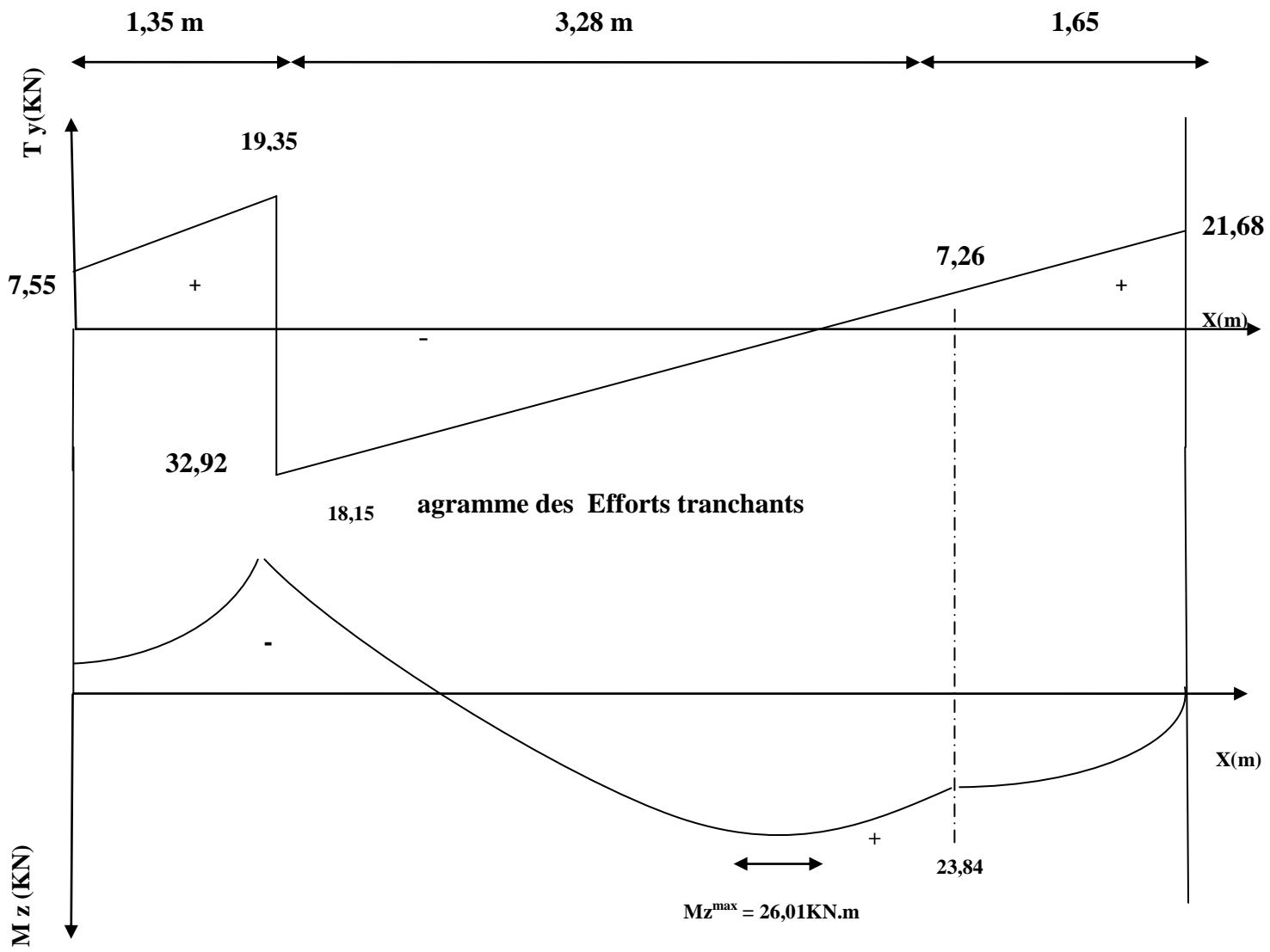


Diagramme des moments tréçants

### III.2.A.6.1 Vérifications à l'ELS :

- a. **Etat limite d'ouverture des fissurations** (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99) :

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

- b. **Etat limite de compression du béton** (Art A.4.5.2 BAEL91) :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} \quad \text{et} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

**Appui A:**

Avec :

$$M_s = 23,84 \text{ KN.m}$$

$$A_u = 7.70 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 7.70}{100 \times 18} = 0,429$$

$$\rho_1 = 0.429 \rightarrow \beta_1 = 0,900 \rightarrow K_1 = 35$$

$$\sigma_{st} = \frac{23,84 \times 10^3}{0.900 \times 18 \times 7.70} = 191,12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{35} \times 191,12 = 5,46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,46 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

**Appui B:**

Avec :

$$M_s = -7,80 \text{ KN.m}$$

$$A_u = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 18} = 0,218$$

$$\rho_1 = 0,218 \rightarrow \beta_1 = 0.925 \rightarrow K_1 = 51,67$$

$$\sigma_{st} = \frac{7,80 \times 10^3}{0,925 \times 18 \times 3,93} = 119,20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{51,67} \times 119,20 = 2,31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,31 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

En travée:

Avec :

$$M_s = 22,10 \text{ KN.m}$$

$$A_u = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 18} = 0,313$$

$$\rho_1 = 0,313 \rightarrow \beta_1 = 0,912 \rightarrow K_1 = 41,82$$

$$\sigma_{st} = \frac{22,10 \times 10^3}{0,912 \times 18 \times 5,65} = 238,27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{41,82} \times 238,27 = 5,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,69 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

**c. Etat limite de déformation (BAEL91/ARTB.6.5.2) :**

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

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée :

a.  $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{466} = 0,0429 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$  condition non vérifiée.

b.  $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$

c.  $\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$

Avec :

L : Longueur libre de la Section.

- h** : Hauteur de la poutre.
- fe** : Limite d'élasticité de l'acier.
- A** : Section d'armature en travée.
- M<sub>t</sub>** : Moment max en travée.
- M<sub>0</sub>** : Moment max isostatique.

La première condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche s'impose

**III.2.A.6.2.Calcul de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$\bar{f}$  : La flèche admissible.

$E_v$  : Module de déformation différée.

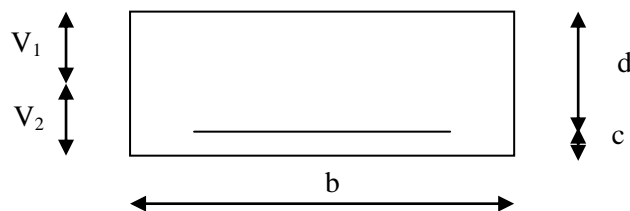
$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.87$$

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

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu + \lambda_v}$$

$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité.

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



**Figure III.5.7 : la section de la paille.**

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$S_{xx}$  : Moment statique de la section homogène

$$S_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 A_t d$$

$$S_{xx} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 18 = 21525,5 \text{ cm}^3$$

$B_0$  : Surface de la section homogène.

$$B_0 = b h + 15A_t = (100 \times 20) + (15 \times 5.65) = 2084,75 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{21525,5}{2084,75} = 10,32 \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 20 - 10,32 = 9,68 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{100}{3} (10,32^3 + 9,68^3) + 15 \times 5,65 \times (9,68 - 2)^2$$

$$I_0 = 71870,2251 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

- $\rho$  : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile (pourcentage d'armatures).

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{5.65}{100 \times 18} = 0.0031$$

- $\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b})\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + \frac{3 \times 100}{100}) \times 0.0031} = 2,70$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{5.65 \times 100}{100 \times 18} = 0,313 \Rightarrow \beta = 0,912$$

- La contrainte dans les aciers est donnée par :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{22,10 \times 10^3}{0,912 \times 18 \times 5.65} = 238,27 \text{ Mpa}$$

- $\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0,0031 \times 238,26 + 2.1} = 0,27$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda_v)} = \frac{1.1 \times 71870,2251}{1 + (0.27 \times 2,70)} = 45724,26$$

$$f = \frac{M_{tAB} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{22,10 \times (4.66)^2 \times 10^7}{10 \times 10818.87 \times 45724,26} = 0.912 \text{ cm}$$

$$f = 0.912 [ \text{cm} ] < \bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{430}{500} = 0.93 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### Conclusion :

Après toutes vérifications, l'escalier du Rez de chaussée sera ferrillée comme suit :

#### Aux Appuis:

##### Appui A:

**Armatures principales:** 5HA14/ml avec un espacement  $st= 20$  cm.

**Armatures de répartitions :** 4 HA10/ml avec un espacement  $st= 25$  cm.

##### Appui B:

**Armatures principales:** 5HA10/ml avec un espacement  $st= 20$  cm.

**Armatures de répartitions :** 4 HA10/ml avec un espacement  $st= 25$  cm.

#### En travée :

**Armatures principales:** 5HA12/ml avec un espacement  $st= 20$ cm.

**Armatures de répartitions :** 4 HA10/ml avec un espacement  $st= 25$  cm.

### III.2.B.Escalier étage courant :

Succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment un escalier contient également des paliers de pose.

La distance à parcourir avant d'atteindre un palier de pose ne doit pas dépasser les 25m, cela pour éviter la fatigue des usagers.

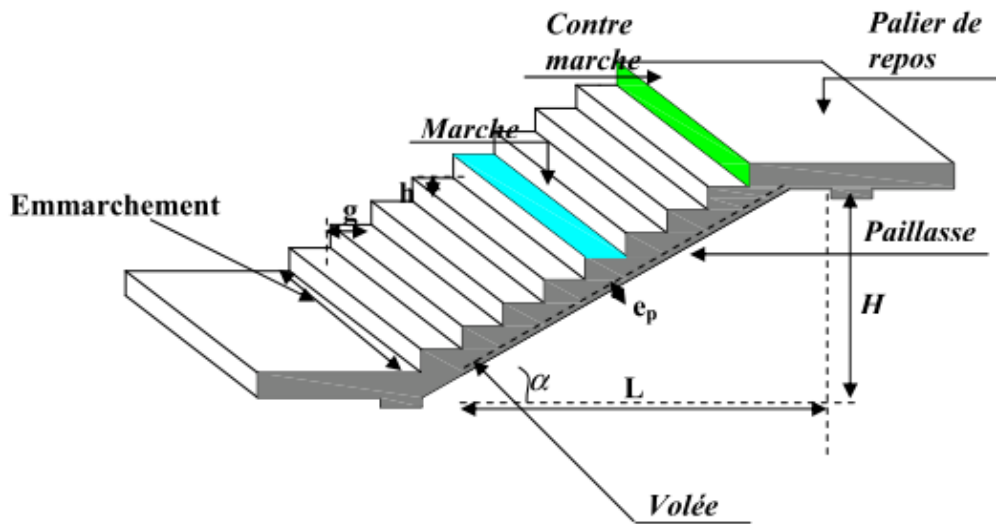


Figure III.B.1

#### III.2.B.1.Terminologie

Caractéristiques dimensionnelles ;

**a) La marche :**

Est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.....

**b) La contre marche :**

Est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.

**c) La hauteur de la contre marche(h) :**

Est la différence de niveau entre deux marches successives; valeurs courantes de 16,5 à 17,5.

**d) Le giron (g) :**

Est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ; il y a une valeur constante, de 28cm au minimum .un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLANDEL

$$0,59 \leq g+2H \leq 0,66$$

e) **La volée :**

La partie d'escalier comportant une suite interrompue de marches égales située entre deux paliers successifs. une volée ne doit pas comprendre plus de 22 marches.

La pente d'inclinaison doit être si possible égale pour toutes les volées d'un escalier, en tout cas constante pour chaque volée

f) **Un palier :**

Est la plate-forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires.

g) **L'emmarchement :**

Représente la largeur de la marche.

n : nombre de contre marches

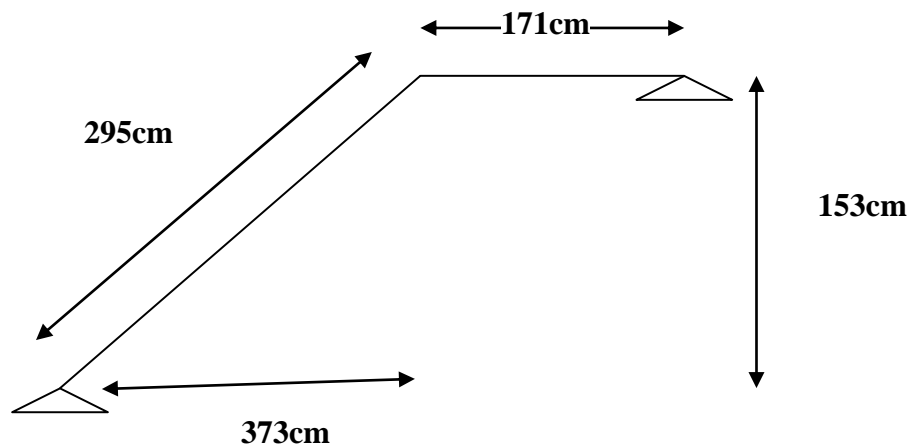
n-1 : nombre de marches

ep : Épaisseur de la paillasse

Dans notre cas on dispose d'un seul type d'escaliers pour le RDC et l'étage courant

### III.2.B.2. Pré dimensionnement de l'escalier

## a) Pré dimensionnement de l'escalier de l'étage courant et RDC :



**Schéma statique**

On prend compte des dimensions déjà calculées sur le plan pour le confort, on vérifie la condition de BLONDEL, qui permet de pré dimensionnement convenablement notre escalier.

$$0,59 \leq g+2H \leq 0,64$$

➤ Nombre de contre marche : si  $g=0$

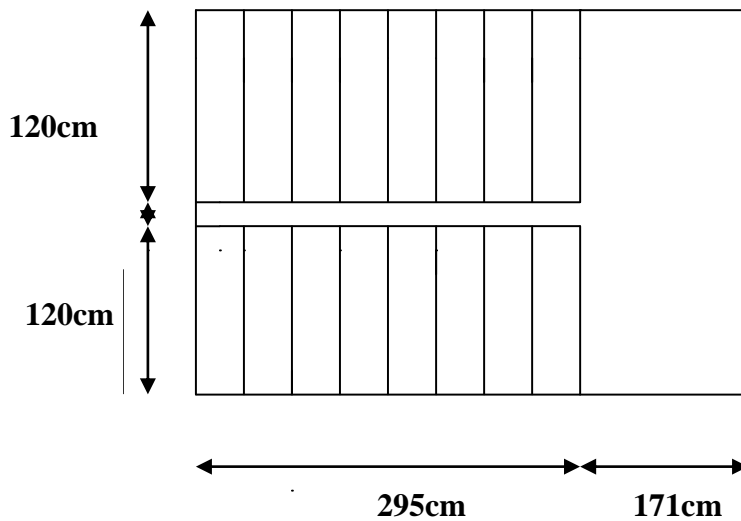
$14 \leq h \leq 20$  On prend hauteur des marches  $h = 17 \text{ cm}$

➤  $H$  : la hauteur total de la volée

$$N = \frac{H}{h} = 153/17 = 9$$

➤ Nombre de marche par volée est  $m = n-1 = 9-1 = 8$  marches.

➤ Soit 8 marches par volée et un palier intermédiaire.



$$0,59 \leq g + 2 \cdot 17 \leq 0,66$$

$$0,28 \leq g \leq 36$$

Soit  $g = 28 \text{ cm}$

$$59 \text{ cm} \leq (g + 2h) = 28 + (2 \times 17) \leq 66 \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 62 \leq 66 \text{ cm} . \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les escaliers sont à 2 volées et palier intermédiaire d ou chaque volée est caractérisée par :

- ♦  $h = 17 \text{ cm}$
- ♦  $n = 9$  contre marches
- ♦  $m = 8$  marches
- ♦  $g = 28 \text{ cm}$
- ♦ l'embranchement est de 120cm

### **III.2.B.3. Pré dimensionnement de la pailasse et du palier :**

Le pré dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur les deux cotés et dont l'épaisseur doit vérifier :

$$\frac{IO}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20} \quad L_0 : \text{longueur de la paillasse.}$$

$$L_0 = LP + LV$$

$$h = 17.9 = 153\text{cm}$$

$$L_{vp} = 28.9 = 252\text{cm}$$

$$n \text{ a: } \text{Tang } \alpha = \frac{h}{L} = \frac{153}{252} = 0,607 \Rightarrow \alpha = 31,26$$

$$\cos \alpha = \frac{l_1}{L_0} \Rightarrow L_0 = \frac{l_1}{\cos \alpha} = \frac{252}{0,854} = 295 [\text{cm}]$$

$$L = 171 + 295$$

$$L = 466$$

$$\frac{466}{30} \leq e \leq \frac{466}{20} \quad 15,53\text{cm} \leq e \leq 23,3\text{cm}$$

Soit :  $e_p = 20\text{cm}$

### III.2.B.4) Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul se fera en flexion simple pour un 1m linéaire et une bande de 1m de projection horizontale considérant la paillasse comme une poutre semi encastree aux endroits des deux paliers vu que les contraintes développées par l'effort normal et par l'effort tranchant sont très faibles.

✓ *La volée :*

Eléments	Poids propre (KN / m <sup>2</sup> )
Paillasse	(25 x 0.2) / 0.853 = 5.85
Marche	(25 x 0.17) / 2 = 2.13
<i>Revêtements :</i>	
Carrelage	22 x 0.02 = 0.44
Mortier de pose	22 x 0.02 = 0.44
Lit de sable	18 x 0.02 = 0.36
Enduit ciment	22 x 0.015 = 0.33
Gard de corps	= 0.2
<b>G = 9.75 KN / m<sup>2</sup></b>	

✓ *Le palier :*

Eléments	Poids propre (KN / m <sup>2</sup> )
Palier	0.2 x 25 = 5
Mortier de pose	0.44
Carrelage	0.44
Lit de pose	0.36
<b>G= 6.24 KN/m<sup>2</sup></b>	

- **Charge d'exploitation :**

$Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$  d'après le DTR 7.2.1

- **Combinaison des charges :**

A l'ELU →  $q_u = 1,35G + 1,5Q$

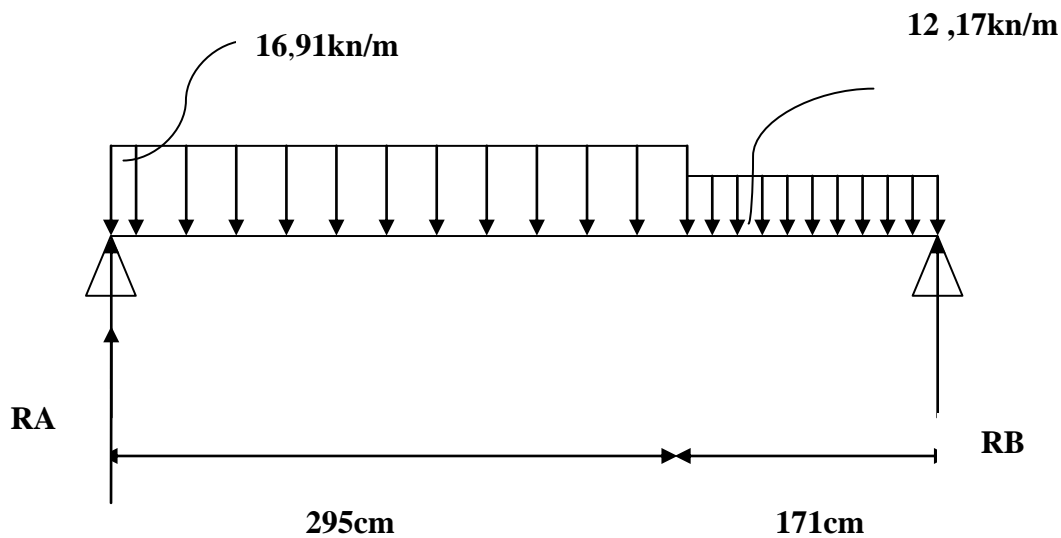
$$Q_u = \begin{cases} (1,35 \cdot 9,75 + 1,5 \cdot 2,5) \text{ 1m} = 16,91 \text{ KN/m} & \text{pour la paillasse} \\ 1,35 \cdot 6,24 + 1,5 \cdot 2,5 = 12,17 \text{ KN/m} & \text{pour le palier} \end{cases}$$

A l'ELS →  $q_s = G + Q$

$$Q_s = \begin{cases} (9,75 + 2,5) \text{ 1m} = 12,25 \text{ KN/m} & \text{pour le paillasse} \\ (6,24 + 2,5) \text{ 1m} = 8,74 \text{ KN/m} & \text{pour le palier} \end{cases}$$

## III.2.B.5. Calcul à l'état limite :

## a. A l'ELU



$$\sum F/x = 0 \Rightarrow 2,95q_{u2} + 1,71q_{u1} = R_A + R_B$$

$$R_A + R_B = 2,95 \times 16,91 + 1,71 \times 12,17 = 70,69 \text{ KN/ml}$$

$$R_B + R_B = 70,69 \text{ KN/ml}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \rightarrow R_B \times L = q_{u2} \times 2,95 \times \frac{2,95}{2} + q_{u1} \times 1,71 \times \left( 2,95 + \frac{1,71}{2} \right)$$

$$R_B \times L = 16,91 \times 2,95 \times 1,475 + 12,17 \times 1,7 \times (2,95 + 0,85)$$

$$R_B = \frac{152,66}{4,66} = 32,75 \text{ KN}$$

$$R_a = 70,69 - 32,75 = 37,94 \text{ KN}$$

$$R_a = 37,94 \text{ KN}$$

**a.1) Calcul des efforts tranchant :**

**Tronçon 1:  $0 \leq x \leq 2,95$**

$$T(x) = R_A - q_{u1} \times x \quad T(x) = 37,94 - 16,91x$$

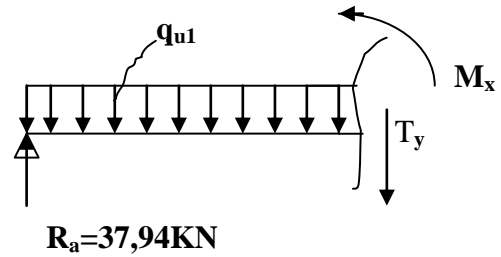
$$T(x) = 37,94 - 16,91x$$

$$T(x=0) \Rightarrow R_A = 37,94 \text{ KN}$$

$$T(x=2,95) = 37,94 - 16,91 \times 2,95 = 37,94 - 49,88 = -11,94 \text{ KN.}$$

$$\rightarrow 37,94 - 16,91x = 0 \rightarrow x = 37,94 / 16,91 = 2,24$$

**X=2.24m**



**a.2) Calcul du moment fléchissant :**

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{u2} \frac{x^2}{2} = 37,94 \cdot x - \frac{16,91}{2} x^2 \longrightarrow M(x) = 37,94x - 8,46x^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \rightarrow M(x = 0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 2,95 \text{ m} \rightarrow M(x = 2,95) = 38,30 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_{max} = M(x = 2,24) = 37,94(2,24) - 8,46(2,24)^2 = 42,53 \text{ KN.m}$$

$$M_{max} = 42,53 \text{ KN.m}$$

**Tronçon 2 :  $2,95 \leq x \leq 4,66$**

$$T(x) = -(16,91 \times 2,95) - [12,17(x - 2,95)] + 37,94$$

$$T(x) = -49,88 - 12,17x + 35,90 + 37,94$$

$$\text{Pour } x = 2,95 \Rightarrow T(2,95) = -11,94 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } x = 4,66 \Rightarrow T(4,66) = -32,75 \text{ KN}$$

$$\sum M = 0 \longrightarrow M = 0$$

$$M(x) = R_A x - q_{u1} \times 2,4 \times (x - 1,2) - q_{u3} \left( \frac{(x-2,40)^2}{2} \right).$$

$$M(x) = 37,94 x - 16,91 \times 2,95(x - 1,475) - 12,17 \left( \frac{(x-2,95)^2}{2} \right).$$

$$M(x=2.95) = 37,94(2.95) - 16.91 \times 2.95(2.95 - 1.475) = 38,34 \text{ KN.m} \quad M(x= 4.66)$$

$$= 37,94(4.66) - 16.91 \times 2.95(4.66 - 1.475) - 12.17 \left( \frac{(4.66-2.95)^2}{2} \right) = 0 \text{ KN.m}$$

On peut résumer les efforts internes qui réagissent dans la poutre comme suit :

$$0 \leq x \leq 2,95 \quad m \quad x = 0 \quad T1 = 37,94 \text{ KN} \quad M1 = 0 \text{ KN.M}$$

$$x = 2,95 \quad T1 = - 11,94 \text{ KN} \quad M1 = 38,30 \text{ KN.M}$$

$$2,95 \leq x \leq 4.66 \quad x = 2,95 \quad T2 = -11,94 \text{ KN} \quad M1 = 38,30 \text{ KN.M}$$

$$x = 4.66 \quad T2 = -32,75 \text{ KN} \quad M2 = 0 \text{ KN.M}$$

➤ **Remarque :**

A fin de tenir compte des semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M_{u \max}$  au niveau des appuis et en travée.

Le moment aux appuis :

$$M_{u \text{ app}} = (0,3) M_{u \max} = (-0,3 \times 42,53) = -12,75 \text{ KN.M}$$

- **Le moment en travée :**

$$M_{t \text{ app}} = (0,85) M_{u \max} = (0,85 \times 42,53) = 36,15 \text{ KN.M}$$

➤ Diagramme des sollicitations à l'ELU :

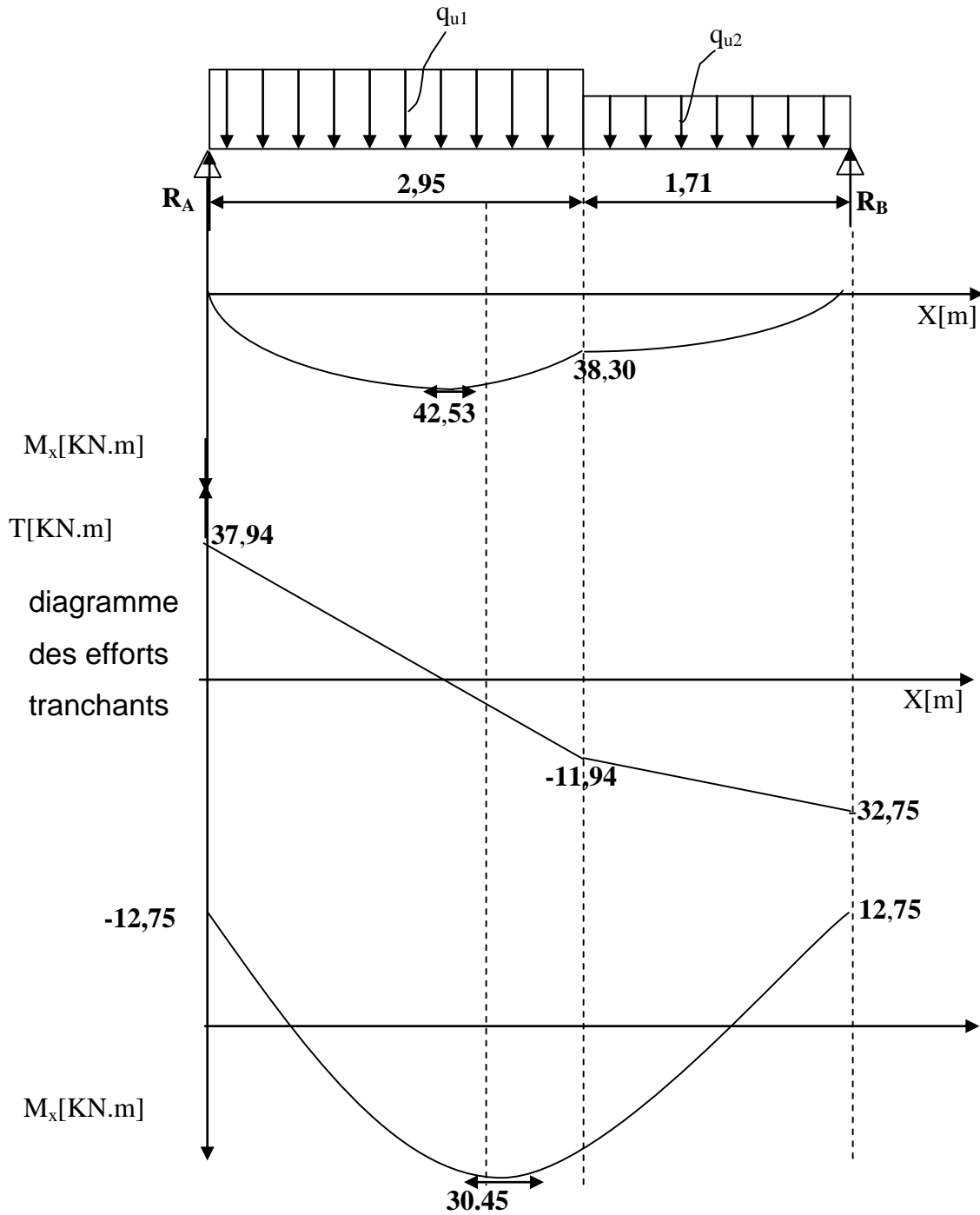
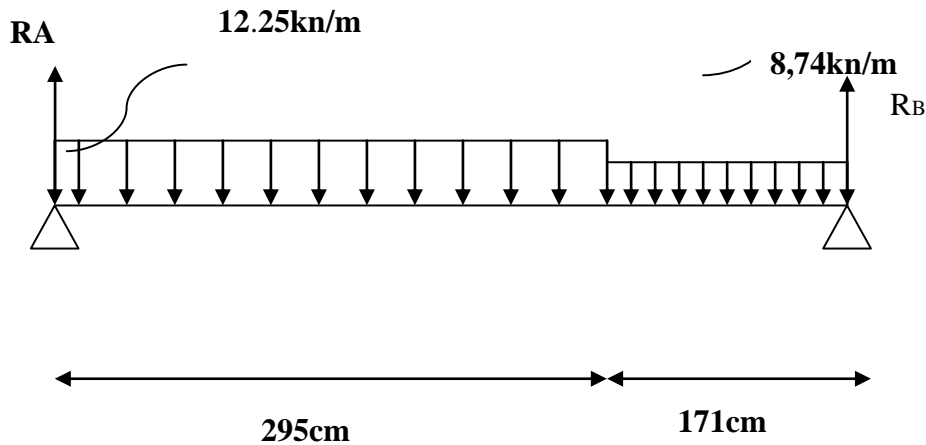


Diagramme des moments fléchissant

b) Calcul des Reactions :



$$\sum F / x = 0 \Rightarrow 2,95q_{u2} + 1,71q_{u1} = R_A + R_B$$

$$R_A + R_B = 2,95 \times 12,25 + 1,71 \times 8,74 = 51,08 \text{ KN / ml}$$

$$\sum M / A = 0 \Rightarrow R_B \times L = q_{u2} \times 2,95 \times \frac{2,95}{2} + q_{u1} \times 1,71 \times \left( 2,95 + \frac{1,71}{2} \right)$$

$$R_B \times L = 12,25 \times 2,95 \times 1,475 + 8,74 \times 1,71 (2,95 + 0,85).$$

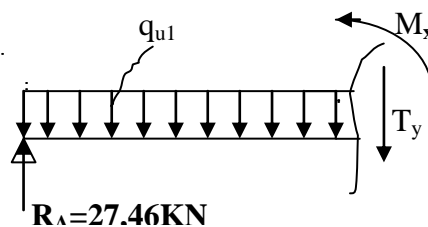
$$R_B = \frac{53,30 + 56,79}{4,66} = \frac{110,09}{4,66} = 23,62 \text{ KN.}$$

$$.R_a = 51,08 - 23,62 = 27,46 \text{ KN}$$

$$R_a = 27,46 \text{ KN}$$

b.1) Calcul des efforts tranchant et moment fléchissant :

$$0 \leq x \leq 2,95$$



$$T(x) = 27,46 - 12,25x$$

$$T(x = 0) \Rightarrow R_A = 27,46 \text{ KN}$$

$$T(x = 2,95) = 27,46 - 12,25 \times 2,95 = 27,46 - 36,13 = -8,67 \text{ KN.}$$

$$T(x = 0) \Rightarrow R_A - q_{u2}x = 0 \Rightarrow R_A = q_{u2}x \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_{u2}} = \frac{27,46}{12,25} = 2,24 \text{ m}$$

$$X = 2.24\text{m} \quad , \quad 2.24 \in [0 ; 2,95].$$

**b.2) Calcul de moment fléchissant :**

$$M(x) = R_A x - q_{u2} \frac{x^2}{2} = 27,46 \cdot x - \frac{12,25}{2} x^2$$

$$.M(x) = 27,46x - 6.125x^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \quad , \quad M(x = 0) = 0 \text{ KN.m.} \\ x = 2,95 \quad , \quad M(x = 2,95) = 27,70 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_{max} = M(x = 2.24) = 27,46 \times 2.24 - 6.125(2.24)^2 = 30,78 \text{ KN.m}$$

$$.R_{max} = 30,78 \text{ KN.m}$$

**Tronçon 2 : 2.95 ≤ x ≤ 4.66 :**

$$T(x) = -(12,25 \times 2,95) - [8,74(x - 2,95)] + 27,46$$

$$\text{Pour } x = 2,95 \Rightarrow T(2,95) = -8,67 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } x = 4,66 \Rightarrow T(4,66) = -23,62 \text{ kn}$$

$$\sum M_{\square} = 0 \longrightarrow M = 0$$

$$M(x) = R_A x - q_{u1} \times 2,95 \times (x - 1,475) - q_{u3} \left( \frac{(x - 2,95)^2}{2} \right).$$

$$.M(x) = 27,46 x - 12,25 \times 2,95(x - 1,475) - 8,74 \left( \frac{(x - 2,95)^2}{2} \right)$$

$$M(x = 2,95) = 27,70 = \text{KN.m}$$

$$M(4,66) = 0 \text{ kn.m}$$

On peut résumer les efforts internes qui réagissent dans la poutre comme suit :

$$0 \leq x \leq 2,95 \quad x = 0 \quad T_1 = 27,46 \text{ KN} \quad M_1 = 0 \text{ KN.M}$$

$$x = 2,95 \quad T_1 = -8,67 \text{ KN} \quad M_1 = 27,70 \text{ KN.M}$$

$2.95 \leq x \leq 4.66 \quad x=2,95 \quad T2 = -8,67 \text{ KN} \quad M1 = 27,70 \text{ KN.M}$

$x = 4.66 \quad T2 = -23,62 \text{ KN} \quad M2 = 0$

➤ **Remarque :**

Afin de tenir compte des semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M_{u \text{ max}}$  au niveau des appuis et en travée.

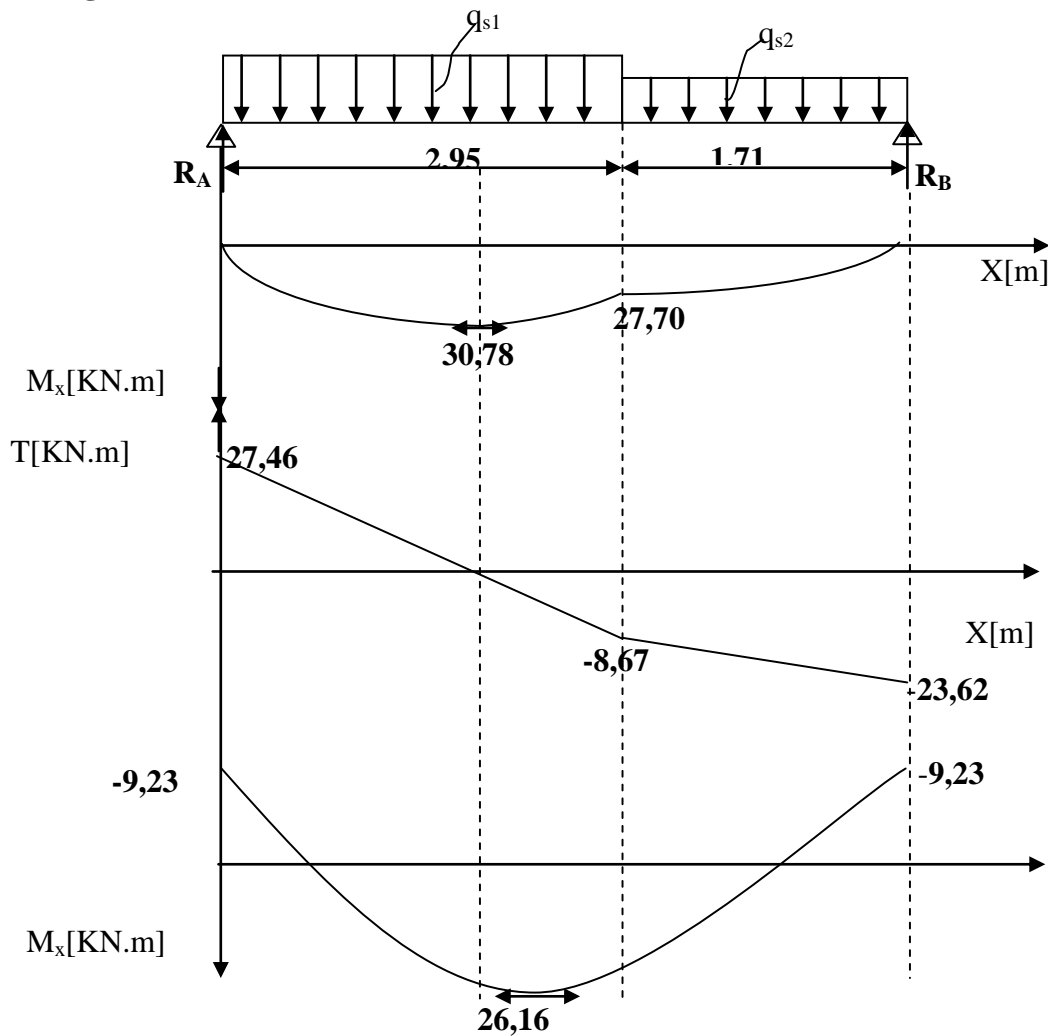
➤ **Le moment aux appuis :**

$M_{s \text{ app}} = (0,3) M_{s \text{ max}} = (-0,3) \times 30,78 = -9,23 \text{ KN.m}$

➤ **Le moment en travée :**

$M_{st} = (0,85) M_{s \text{ max}} = (0,85) \times 30,78 = 26,16 \text{ KN.m}$

➤ **Diagramme a l ELS :**



**III.2.B.6. Ferrailage :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m.

$$\mu_b = \frac{M_{uapp}}{bd^2 f_{be}} = \frac{12,75 \times 10^6}{1000 \times (180)^2 \times 14,2} = 0,027$$

$$\mu_b = 0,027 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow SSA.$$

- **Les armatures de compressée se sont pas nécessaires :**

$$\mu_b = 0,027 \quad \text{Tableau} \quad \beta = 0,986.$$

$$A_{app} = \frac{M_{uapp}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{12,75 \times 10^8}{0,986 \times 180 \times 348} = 2,06 \text{ cm}^2.$$

Soit  $A_s = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement de 25[cm].

➤ **En travée :**

$$M_{ut} = 36,15 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{36,15 \times 10^6}{1000(180)^2 14,2} = 0,078.$$

$$\mu_b = 0,066 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow SSA.$$

$$\mu_b = 0,078 \quad \text{Tableau} \quad \beta = 0,959 \longrightarrow$$

$$A_{app} = \frac{M_{uapp}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{36,15 \times 10^8}{0,959 \times 180 \times 348} = 6,01 \text{ cm}^2.$$

Soit  $A_s = 4HA14 = 6,15 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement de 25 [cm].

**a) Armatures de répartition :**

➤ **Aux appuis :**



$$A_{min} = 0,785 \text{ cm}^2.$$

Soit  $5HA8 = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$  , avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

➤ **En travée :**

$$\frac{6.15}{4} \leq A_r \leq \frac{6.15}{2}.$$

$$A_{\min} = 1,54 [cm^2].$$

Soit  $5HA 8 = 2.51 cm^2$ , avec un espacement de 20[cm].

### III.2.B.7. Vérifications :

#### III.2.B.7.1. Vérification à l'ELU :

##### a) Vérification de non fragilité (BAEL91A4.21)

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{F_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2.17 cm^2.$$

**Aux appuis :**  $A_{sapp} = 3,14 cm^2 > 2.17 cm^2$

⇒ **Alors la condition est vérifiée.**

**En travée :**  $A_{ut} = 6.15 cm^2 > 2.17 cm^2$

##### b) Répartition des barres :

Armatures de longitudinales

$$S_t < \min(3h, 33cm) = 33 [cm]$$

$$S_t = 20cm < \min(3h, 33cm) = 33 [cm]$$

Armatures de répartition

$$S_t < \min(4h, 45cm) = 45 [cm]$$

$$S_t = 25 [cm] < 45 [cm] \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

##### c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement aux appuis (BAEL91Art61.3)

$$\tau_{se} = \frac{V^{\max}}{0,9d \sum u_i} \leq \tau_{se} = \Psi_s f_{ij} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \quad , \quad \Psi_s = 1,5 \text{ pour HA.}$$

$$V_{\max} = 37,94 \text{ KN}$$

$$\sum u_i = n \pi \Phi = 4 \times 3,14 \times 10 = 125,6 [cm]. \tau_{se} =$$

$$\frac{37,94 \times 1000}{0,9 \times 180 \times 125,6} = \frac{37940}{20347,2} = 1,86 < 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**d) Vérification de l'effort tranchant (BAEL91.ArtA552)**

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \tau_u = \min\left(\frac{0,2 f_{cj}}{\delta b}, 5 \text{MPa}\right) = 3,33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{37,94 \times 1000}{1000 \times 180} = 0,21 [\text{MPa}]. \quad \tau < \bar{\tau} = 3,33 [\text{MPa}] \Rightarrow \text{la condition est vérifiée donc les armatures}$$

transversales ne sont pas nécessaire.

**e) influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL91ArtA5.132)**• **Influence sur le béton**

$$V_u^{\max} \leq 0,4 b (0,9 d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 1000 \times 0,9 \times 180}{1,5} \times 25 = 1080 \text{KN}.$$

$$V_u^{\max} = 37,94 \text{KN} \leq 1080 [\text{KN}].$$

• **Influence sur les armatures**

$$SAP \geq 1,15 V_{\max} / f_e = 1,15 \cdot 37,94 / 400 = 0,109 \text{cm}$$

$$3,14 \geq 0,109 \text{ CV} \longrightarrow$$

**f) Vérification de l'adhérence aux appuis**

$$\tau_u^{\max} \leq \tau_e$$

$\sum u_i$  : Somme des périmètres utile des armatures.

$$\sum u_i = \sum n \times \phi = 4 \times 3,14 \times 10 = 125,6 \text{ mm}$$

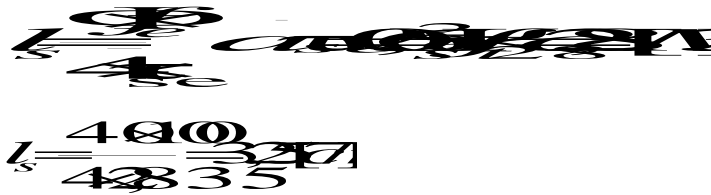
$$\tau_e = \frac{37,94 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 125,6} = 1,86 [\text{MPa}].$$

$$F_t = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ d ou } 1,86 \leq 3,15$$

➤ **Il n'y a pas risque d'entraînement des barres**

**g) Ancrage des barres aux appuis (BAEL91Art6.127)**

La longueur de scellement droit est :



Pour satisfaire les règlements de RPA on prend  $l_s=40\varnothing \rightarrow l_s=40\text{cm}$

**III.2.B.7. Vérification des contraintes à l'ELS :**

- **CONTRAINTE DE COMPRESSION DANS LE BÉTON :**

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

➤ *Aux Appuis :*

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 18} = 0,174$$

$$K_1 = 58.53$$

$$\rho_1 = 0,174 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,932 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{A\beta_1 d} = \frac{9,23 \times 10^3}{3.14 \times 0,932 \times 18} = 175,22[\text{MPa}].$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 0,017 \times 175,22 = 2,98 < 15\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ *En travée :*

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 6,15}{100 \times 18} = 0,342$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 39,95 \\ \beta = 0,909 \\ K = \frac{1}{39,95} = 0,025 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{A\beta_1 d} = \frac{26,16 \times 10^3}{6,15 \times 0,909 \times 18} = 259,97[\text{MPa}].$$

$$\sigma_{bc} = 0,025 \times 259,97 = 6,50\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.50 < 15\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**-Etat limite d'ouverture des fissurations :**

Les fissurations sont peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire.

**III.2.B.8.Vérification de la flèche :**

Les conditions à vérifier au préalable sont :

- $\frac{\square}{l} \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow 20/466 = 0,0429 \leq 0.0625$
- $\frac{\square}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$
- $A_t \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e}$

La première condition n'est pas vérifiée.

Etant donné qu'une condition sur trois n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche.

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_S \times L^4}{E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$$q_S = \max(q_S^1; q_S^2) = \max(8,74; 12.25) = 12.25 \text{ KN/mL}$$

$E_v$  : Module de déformation différé

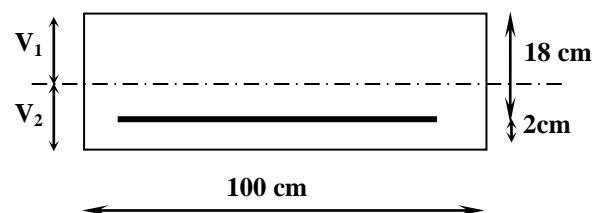
$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$I$  : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité  $I =$

$$\frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - C_2)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

$S_{xx'}$  : Moment statique de la section homogène



$$S_{xx'} = \frac{b \times \square^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times (20)^2}{2} + (15 \times 6,15 \times 18) = 21660,5 \text{ cm}^3$$

$B_0$  : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times \square + 15 \times A_t = (100 \times 20) + (15 \times 6,15) = \mathbf{2092,25cm^2} \Rightarrow$$

$$V_1 = \frac{21660,5}{2092,25} = 10,35cm; V_2 = -V_1 = 20 - 10,35 = \mathbf{9,65cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C_2)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times ((10,35)^3 + (9,65)^3) + 15 \times 6,15 \times (9,65 - 2)^2$$

$$I = 72310,3673cm^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{12,25 \times 10^3 \times (4,66)^4}{10818,86 \times 10^6 \times 72310,3673 \times 10^{-8}} = \mathbf{0,0093m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4,66}{500} = 0,0096m$$

$f < \bar{f} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

### III.3. La poutre palière :

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire de dimension (bxh). Elle est soumise à son poids propre et la réaction des escaliers. Elle est parfaitement encastree à ses extrémités dans les deux poteaux.

#### III.3.1. 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 :

- $h_t$ : hauteur de la poutre.
- $L_{\max}$ : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

$$L_{\max} = 265 \text{ cm}$$

Donc :

$$\frac{265}{15} \leq h_t \leq \frac{265}{10}$$

$$17,67 \text{ cm} \leq h_t \leq 26,5 \text{ cm}$$

Selon le RPA :  $h_t \geq 30 \text{ cm} \rightarrow$  on opte pour  $h_t = 30 \text{ cm}$

##### B. Largeur :

La largeur de la poutre palière est donnée par :

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

D'où :  $9 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$ .

Selon le RPA :  $b \geq 25 \text{ cm} \rightarrow$  on opte pour  $b = 25 \text{ cm}$

##### C. Vérification relative aux exigences du RPA :

- $b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 25 \geq 20 \text{ cm} \rightarrow$  condition vérifiée.

- $h_t \geq 30\text{cm}$ ..... $30 \geq 30\text{cm}$       —> condition vérifiée.
- $h_t / b \leq 4$ .....  $30/25 = 1.2 < 4$       condition vérifiée.

**Conclusion :**

Donc la poutre palière a pour dimensions :  $(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$ .

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

**-Poids propre de la poutre :**

$$G = 25 \times 0.30 \times 0.25 = 1,875 \text{ kN/ml}$$

$$G = 1.35 \times 2.36 = 3.19 \text{ kN/m} \quad \text{IGtot} = 5,065 \text{ kN/m}$$

**-Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 2.5 \text{ KN /ml}$$

**- L'effort tranchant à l'appui A:**

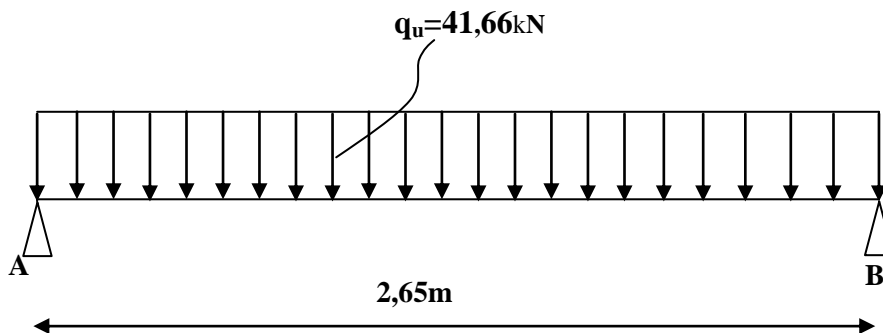
$$\text{ELU} : T_u = R_a = 34,82 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS} : T_S = R_a = 26,43 \text{ kN/ml}$$

**III.3.2.1. Combinaison de charges:**

- ELU :  $q_u = 1.35G + T_u = (1.35 \times 5,065) + 34,82 = 41,66 \text{ kN/ml}$
- ELS :  $q_s = G + T_S = 5,065 + 26,43 = 31,49 \text{ kN/ml}$

**III.3.3.Calcul des efforts internes à L'ELU :**



**Figure III.6.1: Schéma statique de la poutre palière a l'ELU.**

-Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_{ul}}{2} = \frac{41,66 \times 2,65}{2} = 55,20 \text{ KN}$$

-Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_{ul}^2}{8} = \frac{41,66 \times 2,65^2}{8} = 36,57 \text{ KNm}$$

-Moment corrigé :

En travée :  $M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 36,57 = 31,08 \text{ kN.m}$

Aux appuis :  $M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \times 36,57 = -10,97 \text{ kN.m}$

- Effort tranchant:

$$T_{\max} = 55,20 \text{ KN}$$

- Diagramme des efforts interne :

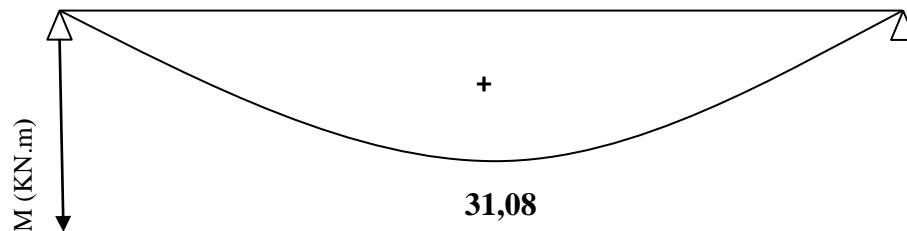


Figure III.6.2 : Diagramme de moment isostatique à l'ELU.

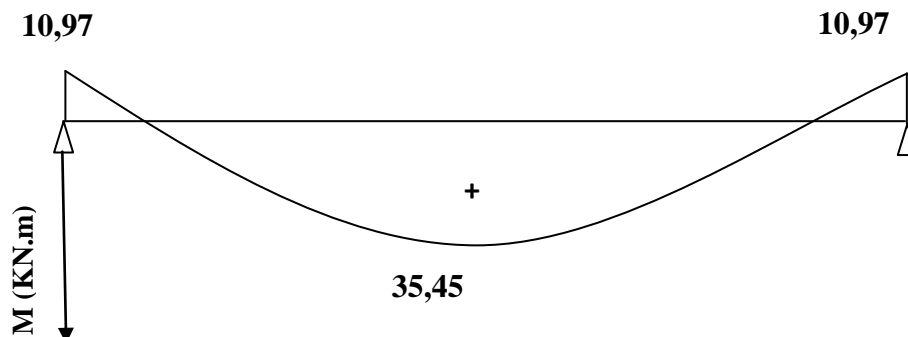


Figure III.6.3 : Diagramme des moments corrigé à l'ELU.

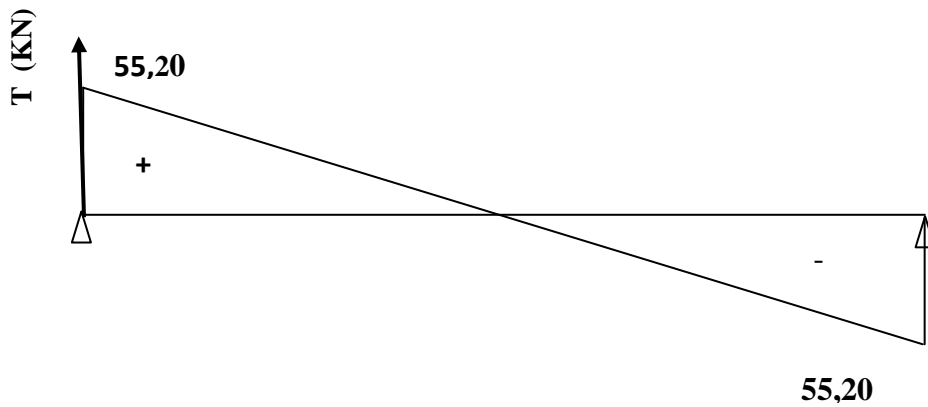


Figure III.6.4 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

III.3.4. Calcul des efforts internes à L'ELS :

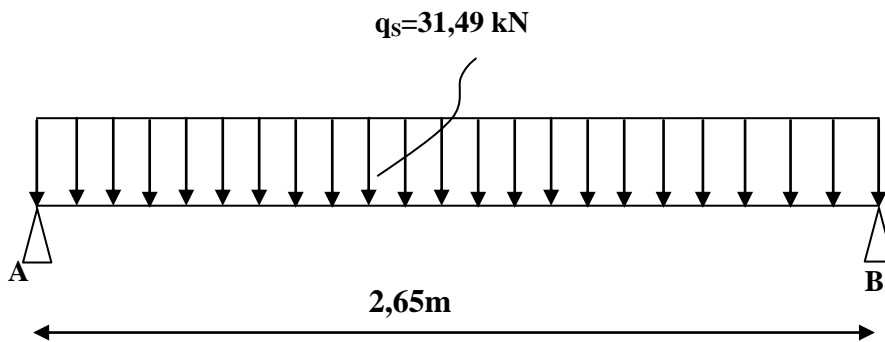


Figure III.6.5 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELS.

-Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_{sl}}{2} = \frac{31,49 \times 2,65}{2} = 41,72 \text{ KN}$$

-Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_{ul}^2}{8} = \frac{31,49 \times 2,65^2}{8} = 27,64 \text{ KN}$$

-Moment corrigé :

En travée :  $M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 27,64 = 23,49 \text{ kN.m}$

Aux appuis :  $M_u = -0.3 M_0 = -0.3 \times 27,64 = -8,29 \text{ kN.m}$

-Effort tranchant:

$$T_{\max} = 41,72 \text{ KN}$$

-Diagramme des efforts interne :

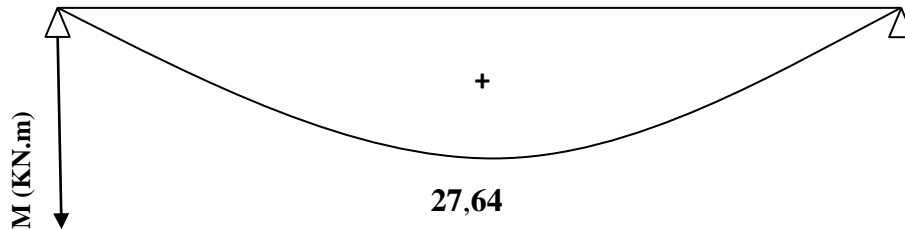


Figure III.6.6 : Diagramme de moment isostatique à l'ELS

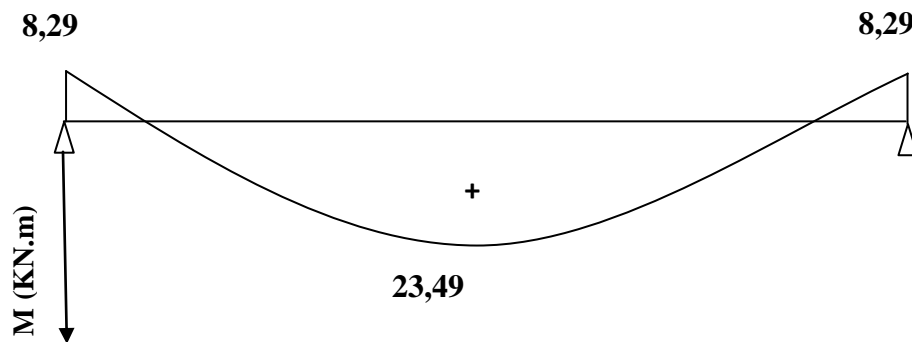


Figure III.6.7: Diagramme des moments corrigé à l'ELS.

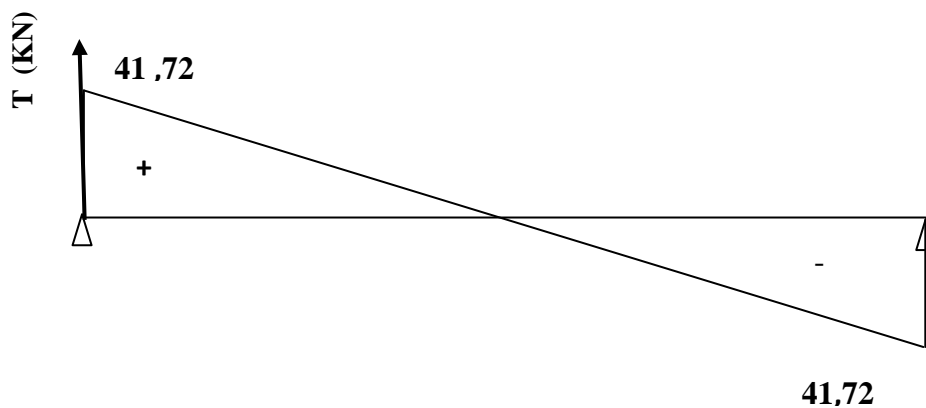


Figure III.6.8: Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.

### III.3.5. ferrailage à ELU:

a. En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec:

$$M_t = 31,08 \text{ KN.m}$$

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

$$d = h - c = 30 - 2 = 28 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{31,08 \cdot 1000}{25 \times 28^2 \cdot 14.2} = 0,112$$

$\mu = 0,112 < \mu_l 0.392$  La section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de  $\beta$  correspondant :  $\mu = 0.112 \beta = 0,940$

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

$$A_t = \frac{31,08 \cdot 1000}{0.940 \times 28 \times 348} = 3,39 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 3\text{HA}14 = 4,62 \text{ cm}^2$

b. Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec:

$$M_a = 10,97 \text{ KN.m}$$

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

$$d = h - c = 30 - 2 = 28 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{10,97 \cdot 1000}{25 \times 28^2 \cdot 14.2} = 0,039$$

$\mu = 0,039 < \mu_l 0.392$  La section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de  $\beta$  correspondant :  $\mu = 0.039 \rightarrow \beta = 0,980$

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

$$A_a = \frac{10,97 \cdot 1000}{0,980 \times 28 \times 348} = 1,15 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_a = 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$

### III.3.6. vérification à ELU:

a. Condition de non fragilité : (A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99) :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$$

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

Avec :  $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times 25 \times 28 \times 2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2$$

- En travée :

$$A_t = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,845 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

- Aux appuis :

$$A_a = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,845 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

b. Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) :

(Art A.5.1.211/BAEL91 / modifiée 99)

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b \cdot d}$$

Avec :  $T_{\text{max}}$  : effort tranchant.

$$T_{\text{max}} = 55,20 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{55,20 \cdot 1000}{250 \times 280} = 0,788 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0,13 \frac{f_{c28}}{\gamma_c} ; 5 \text{ MPa}\right\} \text{ fissurations peu nuisibles.}$$

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

$$\tau_u = 0,788 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \longrightarrow \text{C.V}$$

c. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art A.5.1.313/BAEL91 /modifiée 99) :

❖ Influence sur le béton :

$$T_{\max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a b$$

Avec : a: longueur d'appuis de la bielle. (a = 0.9 × d)

$$T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 28 \times 25 \times 10^{-1} = 420 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 55,20 \text{ KN} \leq 420 \text{ KN} \longrightarrow \text{C.V}$$

❖ Influence sur les armatures :

$$\left( T_{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d} \right) \frac{V_s}{f_e} < A$$

Avec :  $M_a = 10,97 \text{ KN.m}$ ,  $T_{\max} = 55,20 \text{ KN}$

$$\left( 55,20 - \frac{10,97}{0.9 \times 28} \right) \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} = 1,57 \text{ cm}^2 < A_a = 2,35 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{C.V}$$

d. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1,3/BAEL 91 modifiées 99) :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{se}$$

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

Avec :  $\psi_s$  : Coefficient de scellement,  $\psi_s = 1.5$  (Pour les Aciers HA).

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9 \times d \times \Sigma \mu_i}$$

Avec :  $\sum u_i$  : somme des périmètres utiles des barres

$$\sum u_i = n\pi\phi = 3 \times \pi \times 1.4 = 13,19 \text{ cm}, \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{55,20}{0,9 \times 28 \times 3 \times 3,14 \times 1,4} \times 10 = 1,66 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,66 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{C.V}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

**e. Calcul des armatures transversal :**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (Art A.7.2.12 BAEL91)

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right\}$$

Avec :

- $\phi_t$  : diamètre des armatures transversal.
- $\phi_l$  : diamètre des armatures longitudinal.

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35}; 1,4; \frac{25}{10} \right\} = \min \{0,85; 1,4; 0,25\} = 0,25 \text{ cm}$$

Soit :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

En prend un cadre et un étrier de 4 HA8=2,01 cm

**f. Espacement des armatures transversal :**

Selon le RPA version 2003 (Art 7.5-2.2) :

❖ Zone nodal :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l; 30 \text{ cm} \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{30}{4}; 12 \times 1,4; 30 \text{ cm} \right\} = \min \{7,5; 16,8; 30 \text{ cm}\} = 7,5 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t = 7 \text{ cm}$

❖ Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

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

### III.3.7. vérification à ELS:

Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99) :

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

a. Etat limite de compression du béton (ArtA.4.5.2 BAEL91) :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

-En travée :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

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

Avec :

$$M_t = 23,49 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 4,62 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4,62}{25 \times 28} = 0,661$$

$$\rho_1 = 0,661 \rightarrow \beta_1 = 0,958 \rightarrow K_1 = 104$$

$$\sigma_{st} = \frac{23,49 \times 1000}{0,958 \times 28 \times 4,62} = 189,55 \text{ mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{104} \times 189,55 = 1,82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,82 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

-Aux appuis :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

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

Avec :

$$M_s = 8,29 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 2,35 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,35}{25 \times 28} = 0,335$$

$$\rho_1 = 0,335 \rightarrow \beta_1 = 0,910 \rightarrow K_1 = 40,56$$

$$\sigma_{st} = \frac{8,29 \times 1000}{0,910 \times 28 \times 2,35} = 138,45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{40,56} \times 138,45 = 3,41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,41 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{C.V}$$

**b. Vérification de la flèche (Art B.6.5, 2 BAEL91 modifiée 99) :**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$3) \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

- **h** : hauteur totale. (h = 30 cm)
- **l** : portée entre nœuds d'appuis. (l = 265 cm)
- **M<sub>t</sub>** : moment max en travée. (M<sub>t</sub> = 23,49)
- **M<sub>0</sub>** : moment max de la travée isostatique. (M<sub>0</sub> = 27,64 KN)
- **A<sub>t</sub>** : section des armatures. (A<sub>t</sub> = 4,62 cm<sup>2</sup>)
- **b** : largeur de la nervure. B = 25 cm
- **d** : hauteur utile de la section droite. (d = h - c = 30 - 2 = 28 cm)

$$1) \frac{h}{l} = \frac{30}{265} = 0,11 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{C.V}$$

$$2) \frac{h}{l} = \frac{30}{265} = 0,11 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{25,82}{10 \times 27,64} = 0,09 \quad \text{C.V}$$

$$3) \frac{A_t}{bd} = \frac{4,62}{25 \times 28} = 0,0066 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0,0105 \quad \text{C.V}$$

**Remarque** : Les 3 conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

**Conclusion** : le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

**Armatures longitudinales :**

- **3HA14 filantes pour le lit inférieur.**
- **3HA 10 filantes pour le lit supérieur.**

**Armatures transversales :**

- **1 cadre et 1 étrier en 4HA8 .**

**III.4-. CALCUL DES BALCONS :**

**Introduction :**

Les balcons sont des consoles encastrées au niveau de la poutre de rive. Ils sont constitués d'une dalle pleine, ces dimensions sont :

- Largeur = 1.15m
- Un garde de corps de hauteur h = 1m, en brique pleine de 10,5cm d'épaisseur.

L'épaisseur de dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion :

$$e \geq \frac{l}{10} \quad ; \quad e \geq \frac{115}{10} = 11.5\text{cm} \text{ ; donc on prend } e = 15 \text{ cm}$$

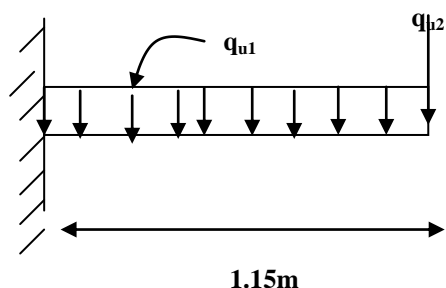


Figure III.25 : Schéma statique du balcon

**III-4-1 Détermination des Charges et surcharges du balcon:**

**III-3-1-1 Les charges permanentes :**

Tableau III.4.1. : Les charges permanentes revenant au balcon.

Charges permanentes uniformes	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur(m)	Poids(KN)
Revêtements en carrelage	20	0,02	0,4
Mortier de pose	20	0,03	0,6
Couche de sable	22	0,03	0,66
Enduit de mortier de ciment	20	0,02	0,4
La dalle pleine	25	0,15	3.75
<b>Poids total</b>			<b>G<sub>1</sub>=5,8</b>

- Charge concentrée (garde corps) :

Tableau III-17 : Les charges concentrées revenant au balcon .

Charges permanentes concentrées poids du corps creux	Masse volumique (KN)	Epaisseur (m)	Poids (KN)
Murs en briques creuses	9	0,01	0,9
Enduit en ciment mortier de pose	18	2×0,02	0,72
<b>Poids total</b>			<b>G2= 1,62</b>

**Remarque :**

Le moment provoqué par la main courante sera négligé car le garde corps est en maçonnerie.

**III.4.2 Surcharge d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation des balcons est :

$$Q = 3.5 \text{ KN / m}^2 \text{ (uniformément répartie)}$$

**III.4.3. Combinaisons de charge :**

$$A \text{ L'ELU : } \quad 1.35G + 1.5Q$$

$$q_{u1} = (1.35G_1 + 1.5Q)1m = 1.35 \times 5.8 + 1.5 \times 3.5 = 13.08 \text{ KN / m}$$

$$q_{u2} = 1.35G_2m = 1.35 \times 1.62 = 2.19 \text{ KN / m}$$

$$A \text{ L'ELS : } \quad G + Q$$

$$q_{s1} = (G_1 + Q)1m = (5.8 + 3.5) \times 1 = 9.3 \text{ KN / ml}$$

$$q_s = G_2 \times 1m = 1.62 \times 1 = 1.62 \text{ KN / ml}$$

**III.4.4. Calcul des moments de l'encastrement :**

- Le moment provoqué par la charge  $q_{u1}$  est :

$$M_{qu1} = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{13.08 \times 1.15^2}{2} = 8.65 \text{ KN.m.}$$

- Le moment provoqué par la surcharge  $q_{u2}$  est :

$$M_{qu2} = q_{u2} \times l = 2.19 \times 1.15 = 2.51 \text{ KN} \cdot \text{m}.$$

- ⇒ Le moment total :

$$M_u = M_{qu1} + M_{qu2} = 8.65 + 2.51 = 11.17 \text{ KN} \cdot \text{m}.$$

- Moments fléchissants :

- Le moment provoqué par la charge  $q_{s1}$  est :

$$M_{qs1} = \frac{q_s l^2}{2} = \frac{9.3 \times 1.15^2}{2} = 6.15$$

- Le moment provoqué par la charge  $q_{s2}$  est :

$$M_{qs2} = q_{s2} \times l = 1.62 \times 1.15 = 1.86 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- ⇒ Le moment total agissant aura la valeur :

$$M_s = q_{s1} + q_{s2} = 6.15 + 1.86 = 8.01 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

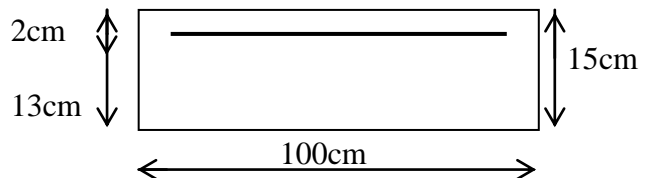
### III.4. 5. Calcul des armatures à l'ELU :

- Les armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11.17 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.054 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

$$\mu = 0.054 \Rightarrow \beta = 0.972$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11.17 \times 10^3}{0.972 \times 13 \times 348} = 2.54 \text{ cm}^2$$



Soit :  $5\text{HA}10 = 3.92 \text{ cm}^2$  Avec :  $S_t = 100/5 = 20 \text{ cm}$

- Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Soit :  $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$  Avec :  $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$

## III.4.5.1. Vérifications à L'ELU :

## a. Vérification de la condition de non fragilité : (Art 4.21/BAEL 91)

$$A_{\min} = \frac{0.23bdft_{28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 3.92 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

## b. Vérification de la condition de l'adhérence des barres :(Art6.13/BAEL 91)

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d\Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Avec  $\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3.15 \text{ MPa}$   
 $\Sigma u_i = 5 \times 3.92 \times 1 = 19.6 \text{ cm}^2$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d\Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

## c. Calcul de l'effort tranchant :

$$V_u = q_{u1} l + q_{u2} = 13.08 \times 1.15 + 2,19 = 15.23 \text{ KN.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d\Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\tau_{se} = \frac{15.23 \times 10}{0.9 \times 13 \times 19.6} = 0.66 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

## III.4.5.2. Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

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

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

$$\tau_u = \frac{15.23 \cdot 10}{100 \times 13} = 0.11 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Pas de risque de cisaillement**  $\longrightarrow$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**III.4.5.3 . Vérification de l'écartement des barres :**

Armatures principales :  $S_t = 20 \text{ cm} < \min (3h ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm.} \longrightarrow$  *Condition vérifiée*

Armatures secondaires:  $S_t = 25\text{cm} < \min (4h ; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm.} \longrightarrow$  *Condition vérifiée*

**III.4.6. Calcul à L'ELS :**

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

**III.4.6.1 .Vérification des contraintes dans le béton :**

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

Etat limite de compression de béton :(Art A 452 du BAEL) :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans le béton si les conditions suivantes sont satisfaites : -La section est rectangulaire.

- La nuance des aciers est FeE400.

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Pour une section rectangulaire  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $e = 20\text{cm}$ , armée par des aciers de nuance FeE 400 soit à vérifier  $\alpha$  .

$$\gamma = \frac{11.17}{8.01} = 1.39$$

$$\mu = 0.054 \Rightarrow \alpha = 0.0694 < \frac{1.39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 \longrightarrow$$
 *Condition vérifiée.*

Donc le calcul de  $\sigma_{bc}$  n'est pas nécessaire.

**III.4.6.2 .Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \{ 266,66, 201,63 \} = 201,63\text{MPa}$$

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

Valeur de  $\beta_1$  :

$$\text{On a } \rho = \frac{100 . A_s}{b . d} \Rightarrow \rho = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 13} = 0.24 \longrightarrow \beta_1 = 0,9217$$

Alors :

$$\sigma_{st} = 8.01 . 10^6 / 0,9217 . 130 . 3.92 . 10^2 = 52.36 \text{ Mpa.}$$

$\Rightarrow \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow$  La section est vérifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures.

**III.4.6.3. Vérification de la flèche :**

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

$$*\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \dots 15/130 = 0.11 \geq 1/16 = 0.0625 \dots \longrightarrow \dots \text{condition vérifiée}$$

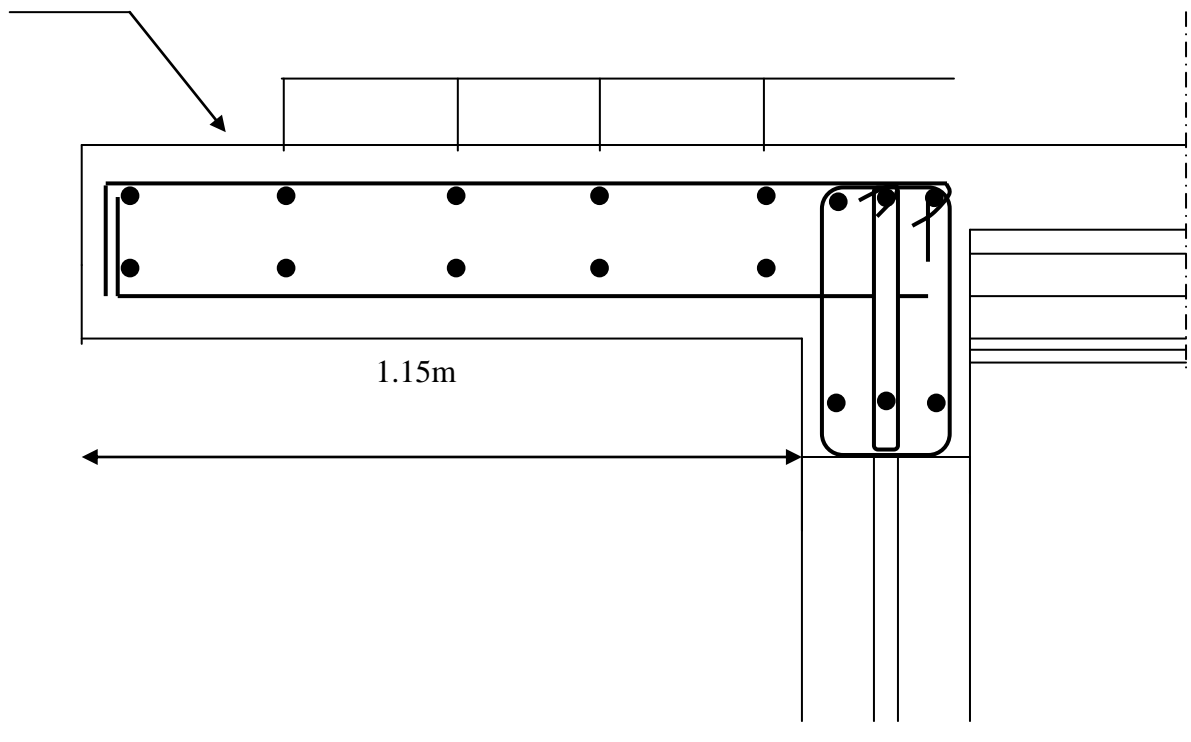
$$*\frac{h}{L} \geq \frac{Ms}{10M0} \Rightarrow 15/130 = 0.11 \geq 1.97/10 \times 1.97 = 0.1 \longrightarrow \dots \text{condition vérifiée}$$

$$*\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 3.14/13 \times 100 = 0.0024 \leq 4.2/400 = 0.0105 \dots \longrightarrow \dots \text{condition vérifiée}$$

**Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.**

4HA10/ml (St = 20cm)

4HA8/ml (St = 25cm)



**Figure III.27 : Ferrailage du balcon**

### III.5. Porte à faux

#### Introduction :

Le porte à faux est une console encastrée au niveau de la poutre réalisée en dalle pleine.

#### III.5.1 Dimensionnement :

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

L'épaisseur des portes à faux est donnée par la formule suivante :

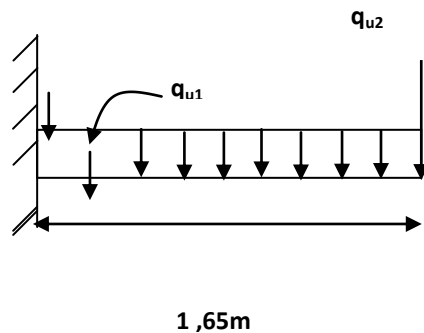


Figure III.5.1 : Schéma statique de la porte à faux

$$h \geq \frac{L}{10} = \frac{165}{10} = 16.5\text{cm}$$

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

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

##### III.5.2.1. Charges permanentes :

- La dalle

$$G = 7.05\text{KN/m}^2$$

- Mur extérieur

Désignation	Epaisseur (m)	$\rho$ (KN / m <sup>3</sup> )	G (KN / m <sup>2</sup> )
Enduit ciment	0.02	18	0.36
Briques creuses	0.10	9	0.90
Lame d'air	0.05	/	0.00
Briques creuses	0.10	9	0.90
Enduit plâtre	0.02	10	0.20
<b>G Total</b>			<b>2.36</b>

### III.5.2.2. Surcharge d'exploitation :

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

### III.5.3. Calcul à l'ELU :

La porte à faux est calculée en flexion simple.

➤ **Combinaison des charges :**  $q_u = 1.35G + 1.5Q$

**Dalle :**  $q_{u1} = [(1.35 \times 7.05) + 1.5 (1.5)] \times 1 = 11.77 \text{ KN/ml}$

**Mur extérieur :**  $q_{u2} = (1.35 \times 2.36 \times 2.71) \times 1 = 8.63 \text{ KN}$

➤ **Calcul du moment d'encastrement :**

La section dangereuse étant au niveau d'encastrement, le moment est égale à :

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

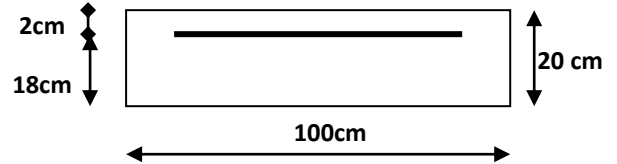
$$M_{q_{u1}} = \frac{q_{u1} \cdot l^2}{2} = \frac{11.77 \times 1.65^2}{2} = 16.02 \text{ KN.m}$$

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

$$M_{q_{u2}} = q_{u2} \cdot l = 8.63 \times 1.65 = 14.24 \text{ KN.m}$$

- **Le moment total**

$$M_u = M_{q_{u1}} + M_{q_{u2}} = 30.26 \text{ KN.m}$$



### III.5.3.1. Calcul des armatures à ELU :

$$M_u = 30.26 \text{ KN.m}; b = 100 \text{ cm}; d = 18 \text{ cm}$$

- **Armatures principales** Figure III.26

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{28.33 \times 10^5}{100 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.066$$

$$\mu = 0.066 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.066 \Rightarrow \beta = 0.966$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{30.26 \times 10^5}{0.966 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 5.00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\emptyset 12/\text{ml} \rightarrow 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

- **Armatures de répartition** :  $A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$

$$\text{Soit : } 4\emptyset 10/\text{ml} \rightarrow 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

### III.5.3.2. Vérification à l'ELU :

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

$$A_{\min} = \left( 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \cdot d \cdot b = 0.23 \times 100 \times 18 \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 5.65 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée}$$

**III.5.3.3. Vérification au cisaillement (BAEL 91) :**

- Effort tranchant

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$V_u = q_{u1} \cdot l + q_{u2} = 11.77 \times 1.65 + 8.63 = 28.05 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{28.05 \times 10}{100 \times 18} = 0.155 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.20 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.20 \times 25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\tau_u = 0.155 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

⇒ Pas de risque de cisaillement.

**III.5.3.4. Vérification de l'adhérence :**

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\Psi_s = 1.5 \rightarrow \text{HA})$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \quad \sum U_i = n\pi\phi = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{28.05 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 188.4} = 0.92 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée} \Rightarrow \text{pas de risque d'entraînement des barres.}$$

**III.5.3.5. Influence de l'effort tranchant aux appuis :**

- Armatures principales

$$A_s \geq \frac{V_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{Avec : } V_u = 28.05 \text{KN}$$

$$\frac{V_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{28.05 \times 10^3 \times 1.15}{400} = 80.64 \text{mm}^2 = 0.8064 \text{cm}^2$$

$$A_s = 5.65 \text{cm}^2 > 0.8064 \text{cm}^2 \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**III.5.3.6. vérification des contraintes de béton au niveau des appuis :**

$$V_u \leq \bar{V}_u$$

$$\bar{V}_u = 0.4 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0.4 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 100 \times 18 \frac{2500}{1.5} = 1200 \text{ K}$$

$$V_u = 28.05 \text{KN} < 1200 \text{KN} \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**III.5.3.7. Ancrage des barres :**

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{MPa}$$

$$L_S = \text{Max } L_S = \frac{\Phi f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{cm}$$

$$L_S = 40 \emptyset = 40 \times 1.2 = 48 \text{cm}$$

$$L_S = 48 \text{ cm}$$

$$L_{cr} = 0.4 L_S = 0.4 \times 48 = 19.2 \text{cm} \quad \text{soit : } L_{cr} = 20 \text{cm}$$

**III.5.4.Vérification à l'ELS :**

- **Combinaison des charges :**  $q_{s1} = G + Q$

$$\text{Dalle : } q_{s1} = 7.05 + 1.5 = 8.55 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Mur extérieur : } q_{s2} = 2.36 \times 1 \times 2.71 = 6.4 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul du moment d'encastrement**

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

$$M_{q_{s1}} = \frac{q_{s1} \cdot l^2}{2} = \frac{8.55 \times 1.65^2}{2} = 11.63 \text{ KN.m}$$

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

$$M_{q_{s2}} = q_{s2} \cdot l = 6.4 \times 1.65 = 10.56 \text{ KN.m}$$

- **Le moment total**

$$M_s = M_{q_{s1}} + M_{q_{s2}} = 10.67 + 10.11 = 22.20 \text{ KN.m}$$

**III.5.4.1.Vérification des contraintes :****a) Acier**

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 18} = 0.313 \Rightarrow \beta_1 = 0.9125 \quad ; \quad K_1 = 42.145$$

$$\sigma_s = \frac{22.20 \times 10^5}{0.9125 \times 18 \times 565} = 217.88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \Rightarrow \text{Donc la section d'acier est vérifiée.}$$

**b) Béton :**

Il faut vérifier que  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_b = k\sigma_s$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{42.145} = 0.023$$

$$\sigma_b = 0.023 \times 217.88 = 5.01\text{MPa}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**III.5.4.2 vérification de l'ouverture des fissures :**

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

**III.5.4.3. Vérification de la flèche :**

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{165} = 0.121 > \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ — Condition vérifiée}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow \frac{20}{165} = 0.121 > \frac{22.20}{10(22.20)} = 0.1 \text{ — Condition vérifiée}$$

$$3/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{18 \times 100} = 0.0031 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$h$  : la hauteur total du plancher.

$L$  : la portée libre du balcon.

$M_t$  : moment fléchissant max de service en travée.

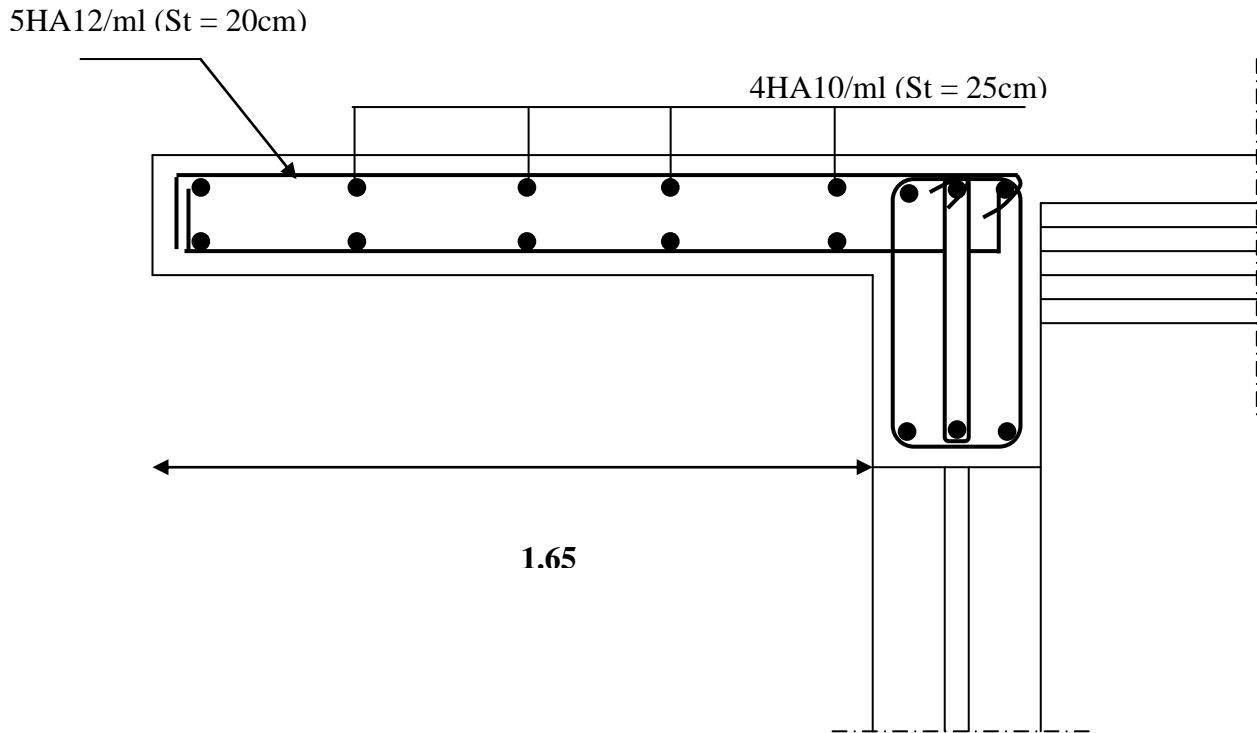
$M_0$  : moment isostatique de service.

$b$  : la largeur de la section étudiée.

$f_e$  : limite élastique des armatures tendue.

**Conclusion :**

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.



**Figure III.27 : Ferrailage de la porte à faux**

### III.6. Plancher en Corps creux :

La structure comporte des planchers en corps creux, d'une dalle de compression et des poutrelles préfabriquées, disposées suivant le sens longitudinal (le sens de la petite portée) et sur lesquelles repose le corps creux.

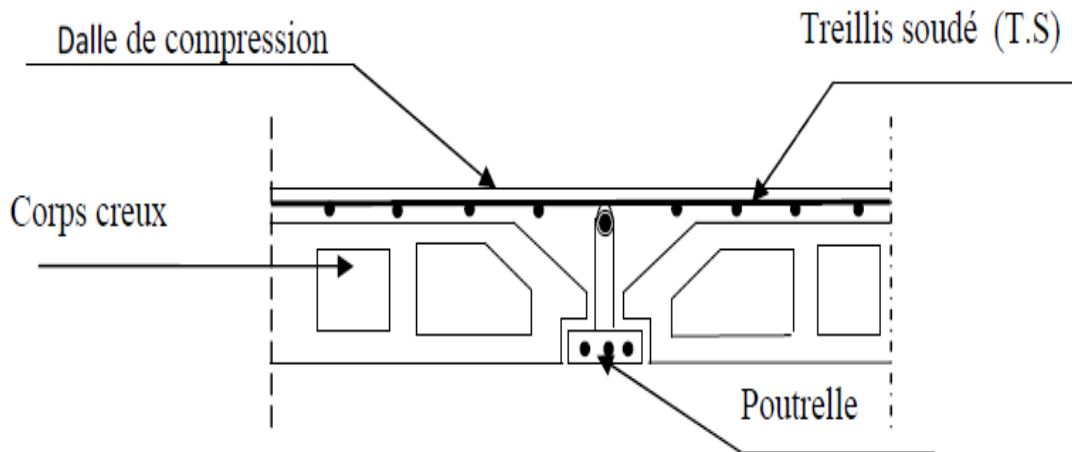


Figure III.6.1 : Coupe verticale sur un plancher en corps.

- Les poutrelles sont des sections en T, distantes de **65cm** entre axes, elles possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.
- Le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu.

#### III.6.1. Etude de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place et sera armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520,  $\phi \leq 6$ ) d'élasticité  $F_e = 520$  MPa ; dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées dans le BAEL 91 modifiée 99 (Art : B.6.8, 423).

- **20 cm** : pour les armatures perpendiculaires aux nervures (poutrelles).
- **33 cm** : pour les armatures parallèles aux nervures (poutrelles).

##### III.6.1.1. Armatures perpendiculaires aux nervures :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times I'}{f_e} \quad (50 \leq I' \leq 80 \text{ cm})$$

Avec :

$I'$ : la distance entre axes des poutrelles; ( $I' = 65\text{cm}$ ).

$F_e$  : limite d'élasticité de l'acier utilisé en MPa.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{\perp} = 5 \Phi 5 = 0.98 \text{ cm}^2$

Avec : un espacement :  $St = 20 \text{ cm}$

III.6.1.2. Armatures parallèle aux nervures :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2}$$

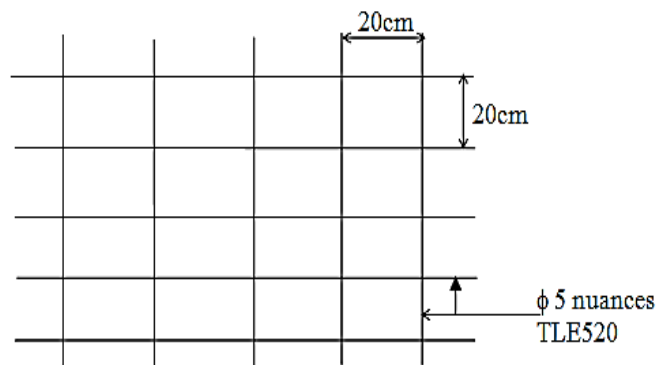
$$A_{//} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2 .$$

Soit :  $A_{//} = 5 \Phi 5 = 0.98 \text{ cm}^2$ .

Avec : un espacement :  $St = 20 \text{ cm}$ .

**Conclusion :**

Finalement, nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de diamètre  $\phi 5$  et de mailles (200x200) mm<sup>2</sup>.



**Figure III.6.2 : Treillis soudé de (20x20) cm<sup>2</sup>.**

### III .6.2 Etude de la poutrelle :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles consécutives (voisine).

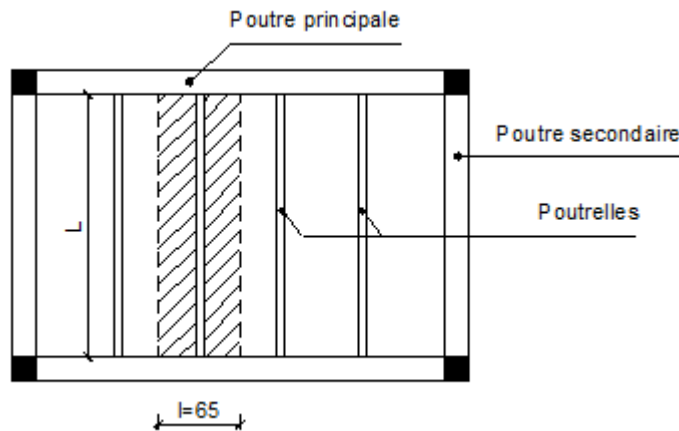


Figure III .6.3 : Vue en plan de plancher à corps creux.

#### III .6.2.1 Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle préfabriquée est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités celle qui supporte son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier.

##### A. les charges et surcharges:

➤ Poids propre de la poutrelle :

$$G_1 = 0.04 \times 0.12 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$$

➤ Poids propre du corps creux :

$$G_2 = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml}$$

Poids total:

$$G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml}$$

➤ Surcharge de l'ouvrier :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

##### B. Ferrailage à l'ELU :

❖ Combinaison de charges :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35 (0.12 + 0.62) + 1.5(1) = 2.50 \text{ kN/ml}$$

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

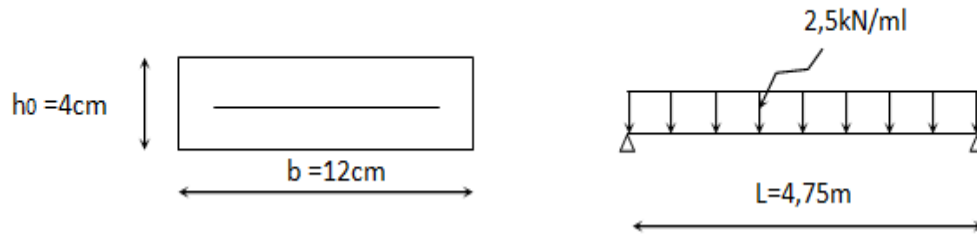


Figure III.6.4 : schéma statique de la poutrelle.

Avec :  $L$  : longueur de la plus grande portée libre dans le sens des poutrelles.

❖ Le moment max en travée :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2,5 \times (3,95)^2}{8} = 4,87 \text{ kN.m}$$

❖ L'effort tranchant max :

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2,5 \times 3,95}{2} = 4,94 \text{ kN}$$

❖ Calcul d'armatures :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Avec :  $b = 12 \text{ cm}$ .

$h = 4 \text{ cm}$ .

$d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$ . (d: hauteur utile et c : l'enrobage  $c = 2 \text{ cm}$ ).

Donc :  $\mu = 7,14$

$\mu = 7,14 > \mu_1 = 0,392 \longrightarrow$  la section est doublement armée (SDA).

**Remarque :**

Sachant que la dimension des poutrelles est de  $12 \times 4 \text{ cm}$ , il nous est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, on prévoit des étais intermédiaire afin de soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression ( $A_{sc} = 0$ ) ne soit pas nécessaire.

### III .6.2.2. Apres coulage de la dalle de compression :

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en **Té** ; reposant sur plusieurs appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastremets partiels et les autres comme appuis simple.

La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge «  $q_u$  » uniformément répartie (combinaison des charges et surcharges).

A ce stade, la poutrelle doit reprendre son poids propre, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher.

#### Remarque :

Dans le calcul de la poutrelle, on s'intéressera au plancher du RDC à usage commercial et au plancher d'étage courant à usage d'habitation.

#### 1. Dimensionnement de la poutrelle :

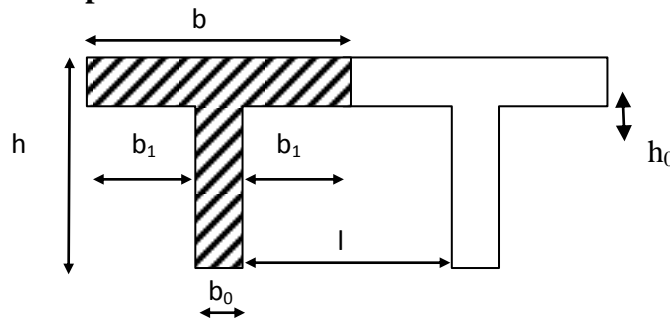


Figure III.6.5 : Dimensions de la poutrelle.

Avec :

**h** : hauteur de la poutrelle (**20+5 plancher a usage commercial, 16+4 plancher a usage d'habitation**).

**h<sub>0</sub>** : hauteur de la dalle de compression (**h<sub>0</sub> = 5 cm pour le plancher a usage commercial, h<sub>0</sub> = 4 cm pour le plancher a usage d'habitation**).

**b<sub>0</sub>** : largeur de la nervure (**b<sub>0</sub> = 12 cm**).

**l<sub>0</sub>**:Distance entre axe des poutrelles (**l<sub>0</sub> =65 – 12 = 53cm**).

**l** :portée libre entre nus. (**l=475 cm**).

**b<sub>1</sub>** : largeur de l'ourdis `a prendre en compte de chaque cote de la nervure est limitée `a la plus faible des valeurs ci-après :

$$\checkmark \quad b_1 \leq \frac{l_0}{2} = \frac{65-12}{2} = 26.5 \text{ cm.}$$

$$\checkmark \quad b_1 \leq \frac{l}{10} = 39,5 \text{ cm.}$$

$$\checkmark \quad b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{1}{2} = \frac{2}{3} \times \frac{395}{2} = 131,66 \text{ cm.}$$

$$b_1 = \text{Min}(26.5, 39,5, 131,66) = 26.5 \text{ cm}$$

Donc :  $b_1 = 26.5 \text{ cm}$ .

$b$  : largeur de la table de compression.

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

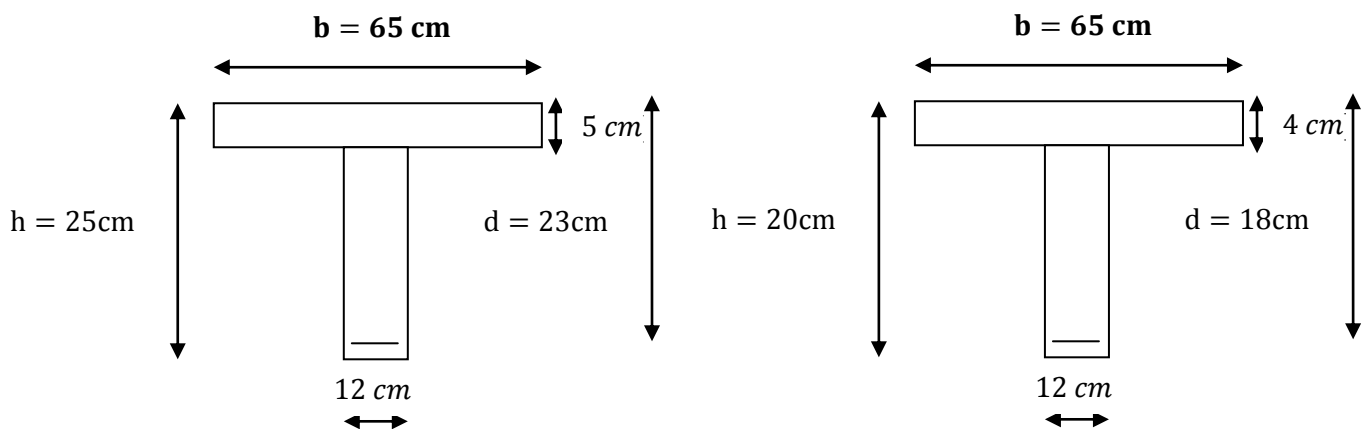


Figure III.6.6.: Coupe transversale de la poutrelle.

### 1) Evaluation des charges:

#### ❖ Charges permanentes :

- Plancher RDC et sous-sol (usage commercial) :

$$G = 5.98 \times 0.65 = 3.89 \text{ KN/ml}$$

- Plancher étage courant (usage d'habitation) :

$$G = 5.56 \times 0.65 = 3.61 \text{ KN/ml.}$$

## ❖ Charges d'exploitation :

➤ Plancher RDC et sous-sol (usage commercial) :

$$Q = 5 \times 0.65 = 3.25 \text{ KN/ml.}$$

➤ Plancher étage courant (usage d'habitation) :

$$Q = 1.5 \times 0.65 = 0.98 \text{ KN/ml.}$$

## 2) Combinaison d'actions :

Plancher RDC et sous-sol (usage commercial):

- ELU :  $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 10.13 \text{ KN /ml.}$

- ELS :  $q_s = G + Q = 7.14 \text{ KN/ml.}$

Plancher étage courant (usage d'habitation) :

- ELU :  $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 6,34 \text{ KN /ml.}$

- ELS :  $q_s = G + Q = 4.59 \text{ KN/ml.}$

## 3) Choix de la méthode de calcul :

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher ; à l'aide des méthodes suivantes :

- ❖ La méthode forfaitaire.
- ❖ La méthode des trois moments.
- ❖ La méthode de Caquot.

## 4) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- 1) La valeur de la surcharge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou  $5 \text{ KN/M}^2$ .

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

- Plancher RDC et sous-sol (usage commercial) :

$$Q \leq \max\{2G ; 5 \text{ KN/m}^2\}$$

$$Q = 5 \text{ KN/m}^2 \leq \max\{2 \times 5.98 ; 5 \text{ KN/m}^2\}$$

$$Q = 5 \text{ KN/m}^2 \leq \max\{11.96 ; 5 \text{ KN/m}^2\}$$

$$Q = 5 \text{ KN/m}^2 \leq 11.96 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Plancher étage courant (usage d'habitation) :

$$Q \leq \max\{2G ; 5\text{KN/m}^2\}$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \max\{2 \times 5, 56 ; 5\text{KN/m}^2\}$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \max\{11, 12 ; 5\text{KN/m}^2\}$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \frac{11,12\text{KN}}{\text{m}^2}. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- 2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.

**Condition vérifiée.**

- 3) Le rapport de deux portées successives des différentes travées sont compris entre 0.8 et 1.25 :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\frac{3.20}{3.95} = 0.81 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- 4) La fissuration est considérée comme non préjudiciable. **Condition vérifiée.**

## Conclusion :

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

### 1. Principe de la méthode :

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

### 2. Exposé de la méthode :

Le rapport ( $\alpha$ ) des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et d'exploitations en valeur non pondérées :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \quad \text{Avec : } 0 < \alpha < \frac{2}{3}$$

$M_0$  : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée  $l$  que la travée considérée est soumise au mêmes charges.

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

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

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

$M_t$  : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

- $M_t \geq \max\{1.05 M_0; (1 + 0.3 \alpha)M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$
- $M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$  Dans une travée intermédiaire.
- $M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$  Dans une travée de rive.

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

**0.6  $M_0$**  : pour une poutre à deux travées.

**0.5  $M_0$**  : pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

**0.4  $M_0$**  : pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées.

**0.3  $M_0$**  : pour les appuis de rive semi encastés.

**Effort tranchant :**

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

**Avec :**

- **$l$**  : Longueur de la travée considérée.
- **$\theta(x)$**  : Effort tranchant de la travée isostatique.
- **$M_i$  et  $M_{i+1}$**  : sont les moments aux appuis ( $i$ ) et ( $i+1$ ) respectivement en valeurs algébriques.

$$T_w = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l} \quad ; \quad T_e = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

3. Application de la méthode :

❖ Plancher à usage commercial :

Dans se cas le plancher est composé de quatre différentes poutrelles :

- Poutrelle 1 a deux travées.
- Poutrelle 2 a trois travées.
- Poutrelle 3 a sept travées.
- Poutrelle 4 a trois travées.

a. Calcul du rapport de charge  $\alpha$  :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{5}{5+5.98} = 0.46 \text{ avec : } 0 < \alpha = 0.46 < \frac{2}{3}$$

$\alpha$	$1+0.3\alpha$	$\frac{1 + 0.3\alpha}{2}$	$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}$
0.46	1.14	0.57	0.67

Tableau III.6.1: Rapport de charges.

b. Calcul des efforts internes (moments et efforts tranchants) :

A L'ELU :

❖ Poutrelle 1 :

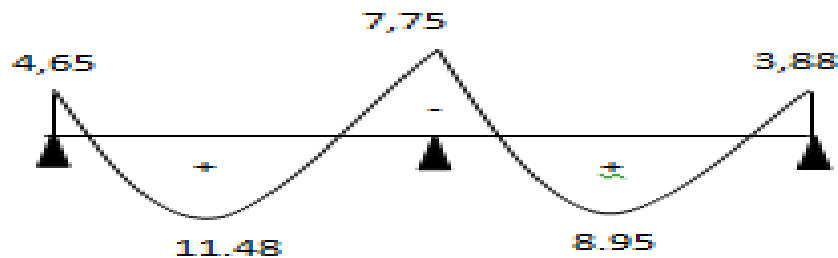


Figure III.6.7: diagramme des moments de la poutrelle 1.

Le tableau suivant nous donne les valeurs des moments fléchissant et des efforts tranchants dans les différentes travées :

Travée	$M_0$ (kN.m)	$M_i$ (kN.m)	$M_{i+1}$ (kN.m)	$M_t$ (kN.m)	$T_i$ (kN)	$T_{i+1}$ (kN)
AB	15,51	4,65	7,75	11,48	16,83	-19,27
BC	12,96	7,75	3,88	8,95	17,40	-15

des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU de la poutrelle 1.

- Diagramme des efforts internes

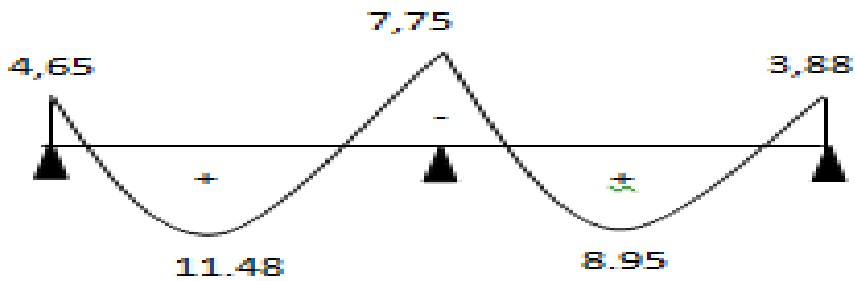


Figure III.6.8: l'évaluation des moments dans les différents appuis.

III.6.9: Diagramme des m de la poutrelle 1

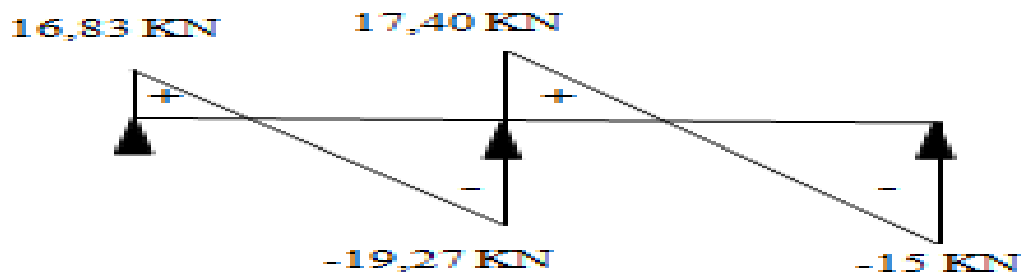


Figure III.6.10: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU de la poutrelle 1.

❖ Poutrelle 2 :

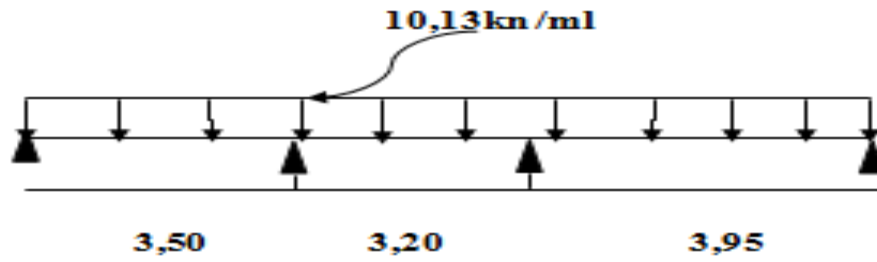


Figure III.6.11: Schéma statique de la poutrelle 2.

Travée	$M_0$ (KN.m)	$M_i$ (kN.m)	$M_{i+1}$ (kN.m)	$M_t$ (kN.m)	$T_i$ (kN)	$T_{i+1}$ (kN)
AB	15,51	4,65	7,75	11,48	16,83	-19,27
BC	12,96	7,75	9,87	7,38	15,54	-16,87
CD	19,75	9,87	5,92	14,61	21	-19

Tableau III.6.2: Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU de lapoutrelle 2.

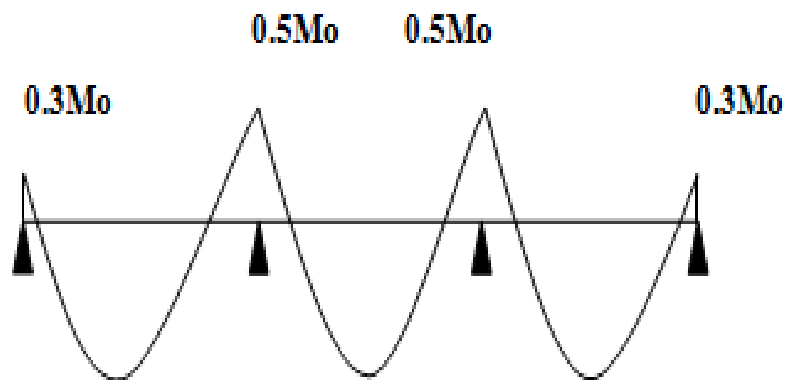


Figure III.6.12 : L'évaluation des moments dans les différents appuis.

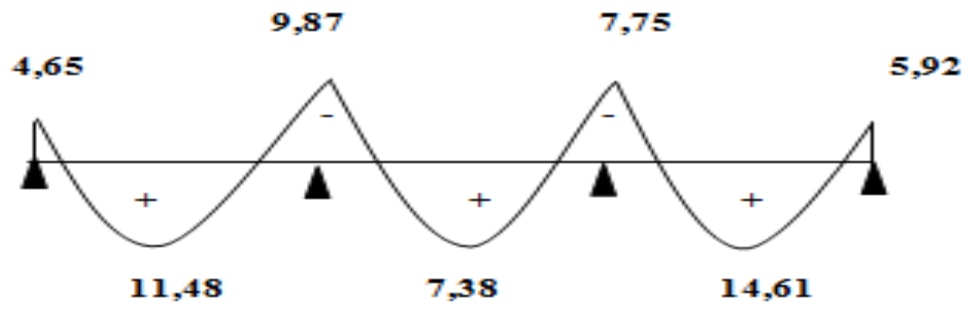


Figure III.6.13: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU de la poutrelle 2.

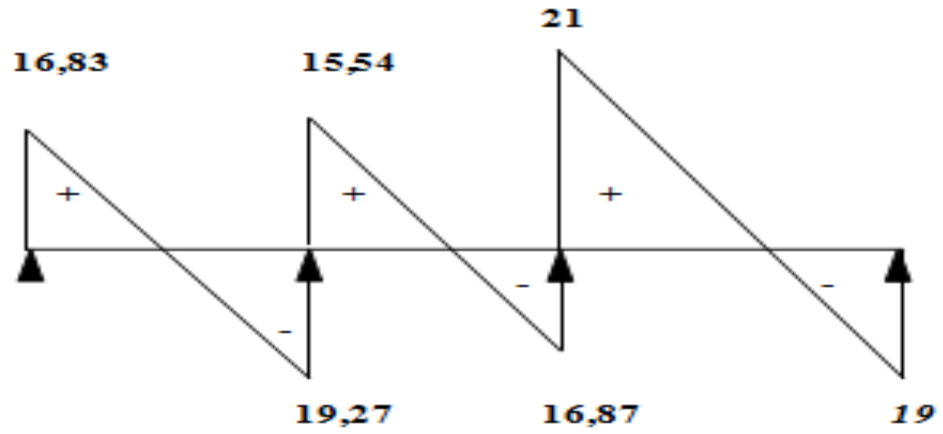
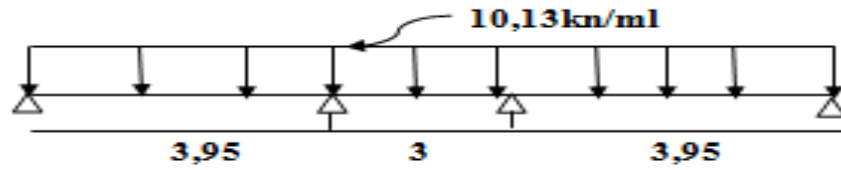


Figure III.6.14: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU de la poutrelle 2.

❖ Poutrelle 3



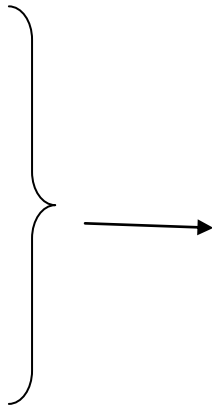
$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,95}{3} = 1.31 > 1.25$$

.condition non vérifiée

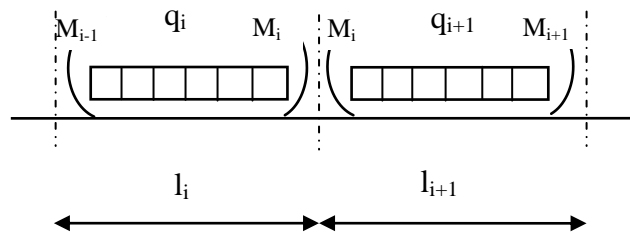
$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3}{3,95} = 0,75 > 1.25$$



Nous ne pouvons pas appliquer la méthode forfaitaire, donc nous appliquons la méthode des trois moments.

**Principe de la méthode des trois moments :**



❖ Aux appuis :

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

❖ En travée :

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \times \frac{x}{l_i} \dots \dots \dots (1)$$

$$\mu(x) = \frac{q l}{2} x - \frac{q}{2} x^2 \dots \dots \dots (2)$$

La position du moment maximum  $\Rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1}-M_i}{q \times l_i}$

avec :  $M_{i-1}; M_i; M_{i+1}$  sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis :  $i-1 ; i ; i+1$ .

$l_i$  : Portée de la travée à gauche de l'appui 'i'.

$l_{i+1}$  : Portée de la travée à droite de l'appui 'i'.

$q_i$  : Charge répartie à gauche de l'appui 'i'.

$q_{i+1}$  : Charge répartie à droite de l'appui 'i'.

Dans notre cas nous avons la même charge ( $q_i = q_{i+1}$ ).

• **Combinaison des charges :**

**III.6.3. A l'ELU :**

$q_i = q_{i+1} = 1,35 G + 1,5 Q = 10,13 \text{ KN/m}$

• **Calcul à l'ELU :**

a) **Calcul des moments fléchissant**

❖ **Moment aux appuis :**

Appuis	$L_i$ (m)	$L_{i+1}$ (m)	$q_i = q_{i+1}$ (KN)	$M_{i-1}.L_i + 2M_i(L_i + L_{i+1}) + M_{i+1}.L_{i+1} = -\frac{q_i.L_i^3 + q_{i+1}.L_{i+1}^3}{4}$	$M_i$ (KN.m)
1	0	3,95	10,13	$7,9M_1 + 3.95M_2 = -156.07$	-14,85
2	3,95	3	10,13	$3.95M_1 + 13.9M_2 + 3M_3 = -224.45$	-9,81
3	3	3,95	10,13	$3M_2 + 13,9M_3 + 3.95M_4 = -224,45$	-9,81
4	3.95	0	10,13	$3.95M_3 + 7.9M_4 = -156.07$	-14,85

**NB :** La résolution de système d'équations s'est fait avec le logiciel SCILAB 5.4.1

**Remarque :**

Vu que la méthode des trois moments surestime les moments aux appuis, on diminue ces derniers de 1/3 et on utilisera les moment corrigés pour le calcul des moment en travées.

➤ Calcul des moments corrigés aux appuis

$$M_1 = (-14,85) - (1/3) \times (-14,85) = -9,9 \text{KN.m}$$

$$M_2 = (-9,81) - (1/3) \times (-9,81) = -6,54 \text{KN.m}$$

$$M_3 = (-9,81) - (1/3) \times (-9,81) = -6,54 \text{KN.m}$$

$$M_4 = (-14,85) - (1/3) \times (-14,85) = -9,9 \text{KN.m}$$

❖ Moment aux travées :

Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

$$M(x) = q \cdot \frac{L}{2} \cdot x - q \frac{x^2}{2} + M_i + (M_{i+1} - M_i) \frac{x}{L}$$

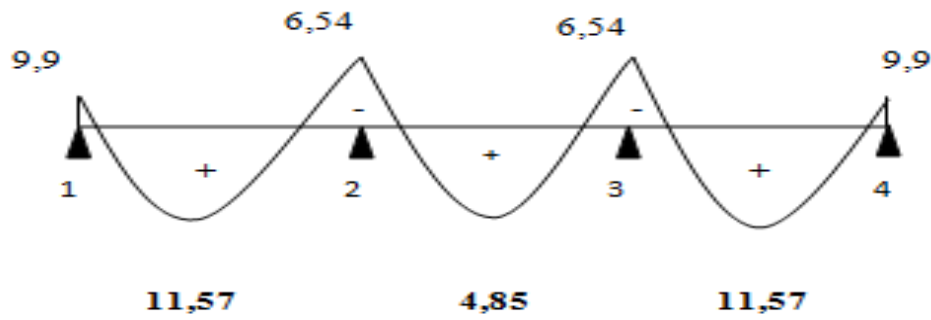
$x_i$  : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation

suivante :  $\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \times l_i}$

Travées	L (m)	$q_u$ (KN/m)	$M_i$ (KN.m)	$M_{i+1}$ (KN.m)	X (m)	$M(x)$	$M_t(x)$ (KN.m)
1-2	3,95	10,13	-9,9	-3,86	1,78	$-3.15x^2 + 11.11x - 4.39$	11,57
2-3	3	10,13	-6,54	-4,45	2,22	$-3.15x^2 + 13.96x - 6.37$	4,85
3-4	3,95	10,13	-6,54	-6,02	1,81	$-3.15x^2 + 11.41x - 5.85$	11,57

Tableau III.6.3. : Calcul des moments aux travées.

➤ Le diagramme des moments fléchissant



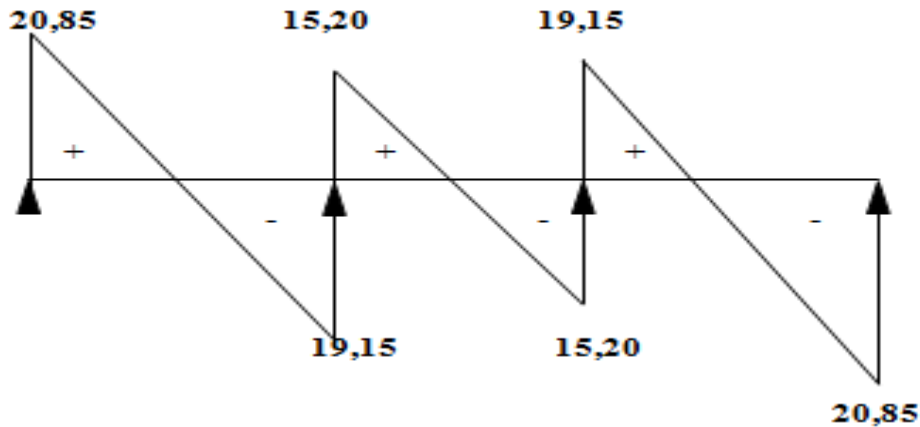
b) Calcul des efforts tranchants

$$V(x) = -qx + q \cdot \frac{l}{2} + \left( \frac{M_{i+1} - M_i}{l} \right)$$

Travées	L (m)	q <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>i</sub> (KN.m)	M <sub>i+1</sub> (KN.m)	V(x)(KN)	
					x = 0	x = L
1-2	3,95	10,13	-9,9	-6,54	20,85	-19,15
2-3	3	10,13	-6,54	-6,54	15,20	-15,20
3-4	3,95	10,13	-6,54	-9,9	19,15	-20,85

Tableau III.6.4 : Calcul des efforts tranchants à l'ELU.

➤ Le diagramme des efforts tranchants



Poutrelle 4 :

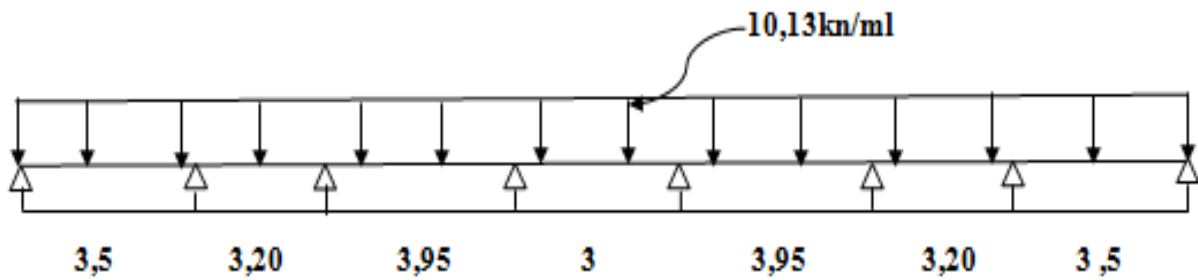


Figure III.6.15: Schéma statique de la poutrelle 4.

Le rapport des portées successives doit être compris entre :  $0,8 < \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1,25$

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{3,50}{3,20} = 1,09; \frac{L_2}{L_3} = \frac{3,20}{3,95} = 0,81; \frac{L_3}{L_4} = \frac{3,95}{3} = 1,32; \frac{L_4}{L_5} = \frac{3}{3,95} = 0,76; \frac{L_5}{L_6} = \frac{3,95}{3,20} = 1,23; \frac{L_6}{L_7} = \frac{3,20}{4,40} = 0,73$$

⇒ Condition non vérifiée

⇒ la méthode forfaitaire ne peut pas être appliquée ⇒ donc on utilise la méthode des trois moments

**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 des travées isostatiques de longueur L=0.

Cette méthode nous permettra de déterminer les moments sur appuis.

Les équations des trois moments sont données par les expressions suivantes :

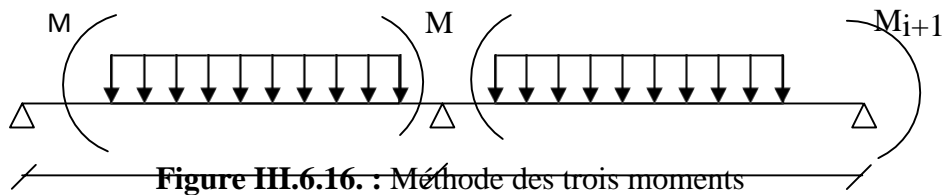
$$M_{i-1} \cdot \frac{L_i}{L_{i+1}} + 2M_i \left( \frac{l_i}{I_i} + \frac{l_{i+1}}{I_{i+1}} \right) + M_{i+1} \frac{l_{i+1}}{I_{i+1}} = -6(EW_i^g + W_i^d)$$

**Avec:**

$$W_i^g = Q_i \cdot \frac{l_i^3}{24EI_i} \quad W_i^d = Q_{i+1} \cdot \frac{l_{i+1}^3}{24EI_{i+1}}$$

$q_i \qquad q_{i+1}$

i-1



**a) Moments aux appuis:**

$$M_{i-1} \cdot \frac{L_i}{L_{i+1}} + 2M_i \left( \frac{l_i}{I_i} + \frac{l_{i+1}}{I_{i+1}} \right) + M_{i+1} \frac{l_{i+1}}{I_{i+1}} = -\frac{q_i \times l_i^3}{4} - \frac{q_{i+1} \times l_{i+1}^3}{4}$$

**Moments en travée :**

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

**Avec :**

$$\mu(x) = \frac{q_l}{2} x - \frac{q}{2} x^2$$

**a) Les efforts tranchants:**

Les efforts tranchants sont donnés par la formule suivante :

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

**Avec:**

**M<sub>i-1</sub>, M<sub>i</sub> et M<sub>i+1</sub>:** sont respectivement les moments sur les appuis « i-1 », « i », «i+1».

**L<sub>i</sub>:** Portée de la travée à gauche de l'appui « i

**L<sub>i+1</sub>:** Portée de la travée à droite de l'appui « i  
**q<sub>i</sub>:** Charge répartie à gauche de l'appui « i  
**q<sub>i+1</sub>:** Charge répartie à droite de l'appui « i»

• **Les différents types des poutrelles :**

Conformément aux plans de dispositions des poutrelles nous avons deux types :

**III.3.1.Application:**

**a) Combinaison de charge:**

**ELU : qu=10,13 KN/ml**

**ELS : qs= 7,14 KN/ml**

**a) Calcul des moments aux appuis:**

**Pour n=1**             $7M_1 + 3,5M_2 = -108,58 \dots\dots\dots(1)$

**Pour n=2**             $3,5M_1 + 13,4M_2 + 3,2M_3 = -191,56 \dots\dots\dots(2)$

**Pour n=3**  $3,2M_2+14,3M_3+3,95M_4=-239,06.....(3)$

**Pour n=4**  $3,95M_3+13,9M_4+3M_5=-224,45.....(4)$

**Pour n=5**  $3M_4+13,9M_5+3,95M_6=-224,45.....(5)$

**Pour n=6**  $3,95 M_5+14,3 M_6+3,2M_7=-239,06.....(6)$

**Pour n=7**  $3,2 M_6 +13,4 M_7+3,5M_8=-191,56.....(7)$

**Pour n=**  $3,5 M_7 +7M_8=-108,58.....(8)$

- **La résolution du système nous donne :**

$M_1 = - 11,25KN.ml$        $M_2 = -8,50 KN.ml$        $M_3= -11,91 KN.ml$

$M_4 = - 10,5 KN.ml$        $M_5=-10,5 KN.ml$        $M_6= -11,91 KN.ml$

$M_7= -8,50 KN.ml$        $M_8=-11,25 KN.ml$

**Par symétrie nous avons :**

$M_1=M_8; \quad M_2=M_7; \quad M_3=M_6; \quad M_4= M_5$

**C) Calcul des moments en travée:**

Le moment en travée à distance x de l'appui "i" est donné par la relation suivan

$$M(x) = \frac{-ql}{2} x - \frac{q}{2} x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \quad x = \frac{1}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{ql_i}$$

Appliquons les formules précédentes pour toutes les travées :

Travées	L (m)	$q_u$ (KN/ml)	$M_i$ (KN.m)	$M_{i+1}$ (KN.m)	$M_i(x)$ (KN.m)
0-1	3,50	10,13	-11,25	-8,50	6,70
1-2	3,20	10,13	-8,50	-11,91	4,64
2-3	3,95	10,13	-11,91	-10,5	9,21
3-4	3	10,13	-10,5	-10,5	3,29
4-5	3,95	10,13	-10,5	-11,91	9,21
5-6	3,20	10,13	-11,91	-8,50	4,64
6-7	3,50	10,13	-8,50	-11,25	6,70

Tableau III.6.5. : Calcul des moments en travées.

### Remarque:

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

#### -Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis:

On aura aux appuis les résultats suivants:

$$M_1 = -7,5 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -5,67 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -7,94 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -7 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -7 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = -7,94 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = -5,67 \text{ KN.m}$$

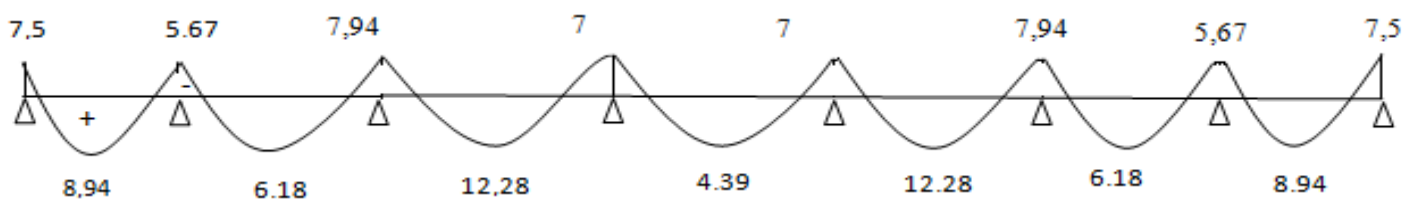
$$M_8 = -7,5 \text{ KN.m}$$

**Augmentation de 1/3 pour les moments en travée :**

On aura en travée les résultats suivants:

$$\begin{aligned}
 M_{t1} &= 8,94 \text{ KN.m} & M_{t2} &= 6,18 \text{ KN.m} & M_{t3} &= 12,28 \text{ KN.m} & M_{t4} &= 4,39 \text{ KN.m} \\
 M_{t5} &= 12,28 \text{ KN.m} & M_{t6} &= 6,18 \text{ KN.m} & M_{t7} &= 8,94 \text{ KN.m}
 \end{aligned}$$

**Diagramme des moments fléchissant à l'ELU**



**Figure III.6.17:** Diagramme des moments fléchissant à l'Elu

**b) Calcul des efforts tranchants:**

$$V(x) = -qx + q \cdot \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

Travées	L (m)	qu (KN/m)	M <sub>i</sub> (KN.m)	M <sub>i+1</sub> (KN.m)	V(x) (KN)	
					x = 0	x = L
0-1	3,50	10,13	-7,5	-7,67	18,25	-17,20
1-2	3,20	10,13	-5,67	-7,94	15,50	-16,91
2-3	3,95	10,13	-7,94	-7	20,24	-19,77
3-4	3	10,13	-7	-7	15,20	-15,20
4-5	3,95	10,13	-7	-7,94	19,77	-20,24
5-6	3,20	10,13	-7,94	-5,67	16,91	-15,50
6-7	3,50	10,13	-5,67	-7,5	17,20	-18,25

Tableau III.6.6. : Calcul des efforts tranchants à l'ELU.

Diagramme des efforts tranchant à l'ELU

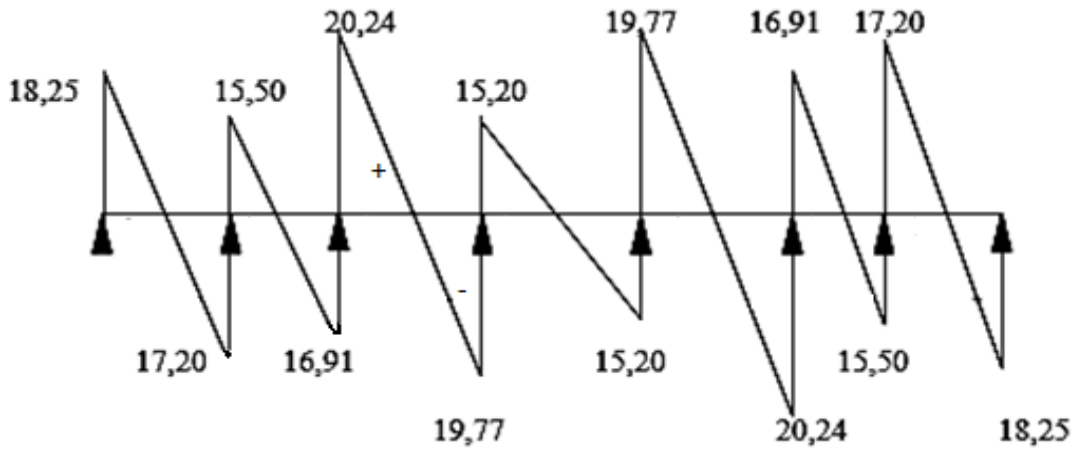


Figure III.6.18: Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.

III.6.4. A L'ELS :

La charge étant la même sur toutes les travées des poutrelles, les grandeurs des moments et des efforts tranchants calculées à l'ELU sont proportionnelles à cette charge  $q_u$ . Il suffit donc de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par  $q_s$  et de diviser par  $q_u$  pour obtenir les valeurs à l'ELS, c'est-à-dire par le coefficient :

$$I = \frac{q_s}{q_u} = \frac{7.14}{10.13} = 0.7$$

❖ Poutrelle1:

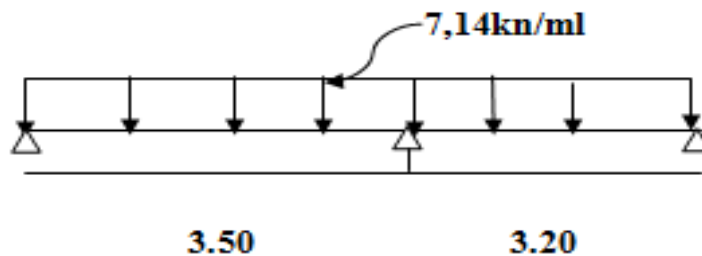


Figure III.6.19: Schéma statique de la poutrelle 1.

Travée	$M_i$ (kN.m)	$M_{i+1}$ (kN.m)	$M_t$ (kN.m)	$T_i$ (kN)	$T_{i+1}$ (kN)
AB	3,25	5,42	8,03	11,78	-13,48
BC	5,42	2,71	6,26	12,18	-10,5

Tableau III.6.7: Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS de la poutrelle 1.

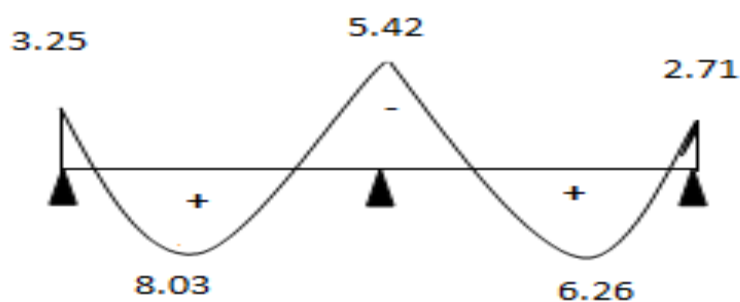


Figure III.6.20: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS de la poutrelle

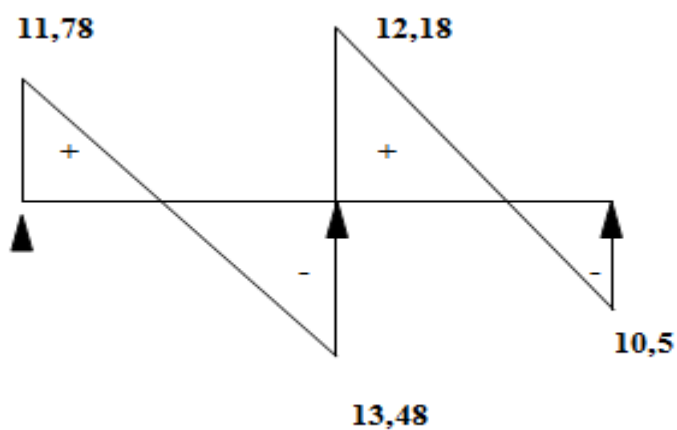


Figure III.6.21: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS de la poutrelle 1.

❖ Poutrelle

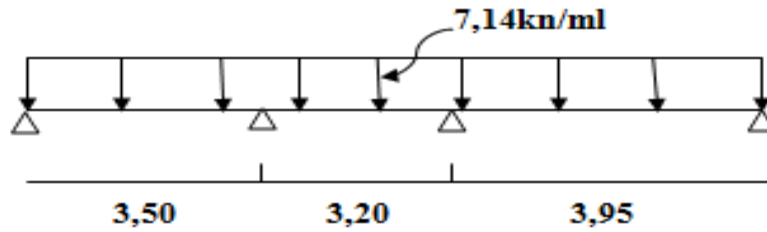


Figure III.6.22: Schéma statique de la poutrelle 2.

Travée	$M_i$ (kN.m)	$M_{i+1}$ (kN.m)	$M_t$ (kN.m)	$T_i$ (kN)	$T_{i+1}$ (kN)
AB	3,25	5,42	8,03	11,78	-13,48
BC	5,42	6,90	5,16	10,87	-11,80
CD	6,90	4,14	10,22	14,7	-13,3

Tableau III.6.8: Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS de la poutrelle 2.

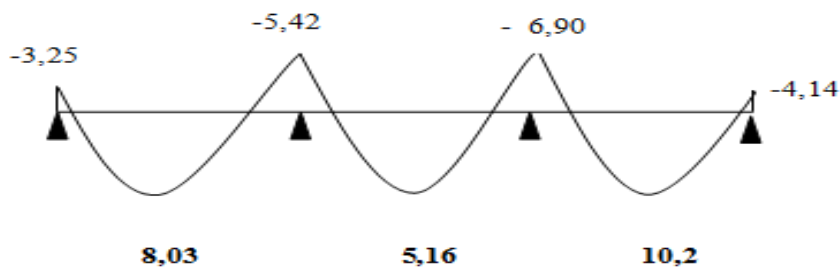


Figure III.6.23: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS de la poutrelle 2.

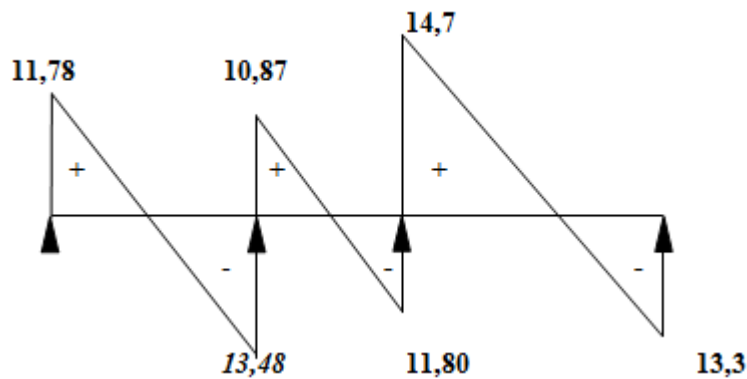


Figure III.6.24: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS de la poutrelle 2.

❖ Poutrelle 3 :

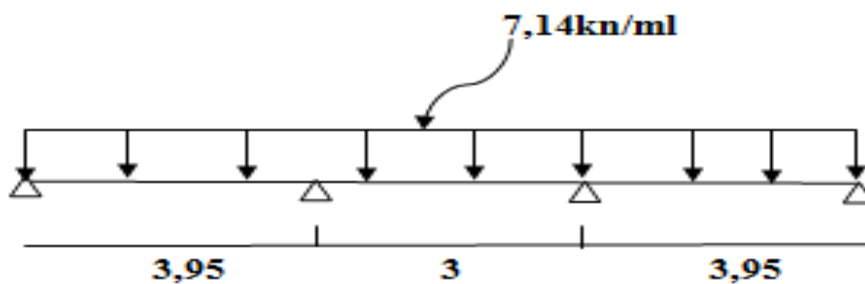


Figure III.6.25: Schéma statique de la poutrelle 3.

Combinaison de charge :

à l'ELS :

$$q_s = G + Q = 7,14 \text{ KN}$$

Les efforts internes à l'E.L.S : (BAEL 91 ; modifié 99)

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient ( $q_s/q_u$ )

$$\text{On a } q_u = 10,13 \text{ KN} \Rightarrow \frac{q_s}{q_u} = \frac{7,14}{10,13} = 0.7$$

- Calcul des moments fléchissants ;

**Les moments aux appuis**

$$M_1 = -9,9 \times 0,7 = -6,93 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -6,54 \times 0,7 = -4,57 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -6,54 \times 0,7 = -4,57 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -9,9 \times 0,7 = -6,93 \text{ KN.m}$$

**Les moments en travées**

$$M_{i1} = 11,57 \times 0,7 = 8,09 \text{ KN.m}$$

$$M_{i2} = 4,85 \times 0,7 = 3,39 \text{ KN.m}$$

$$M_{i3} = 11,57 \times 0,7 = 8,09 \text{ KN.m}$$

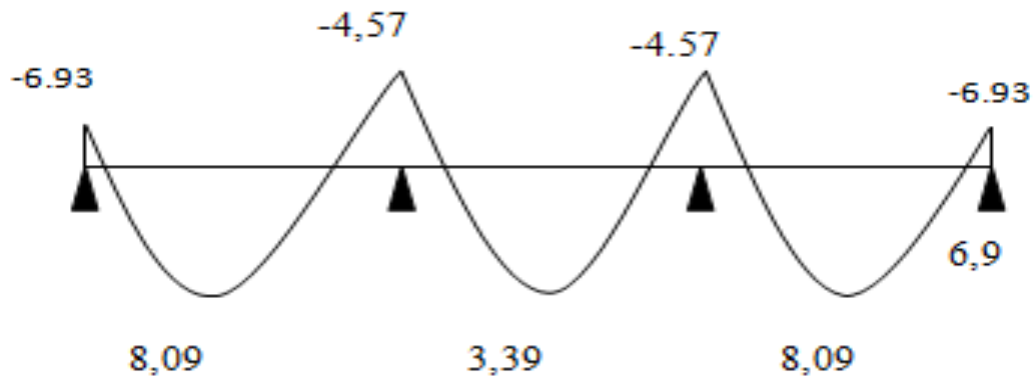


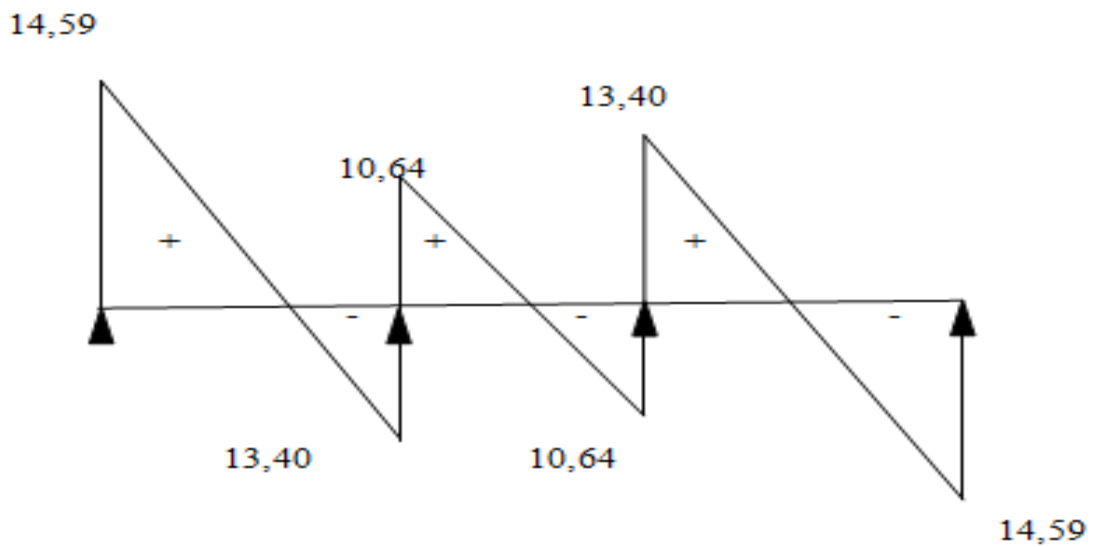
Figure III.6.26. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

**Calcul des efforts tranchants**

$$V_s = V_u \times 0,7$$

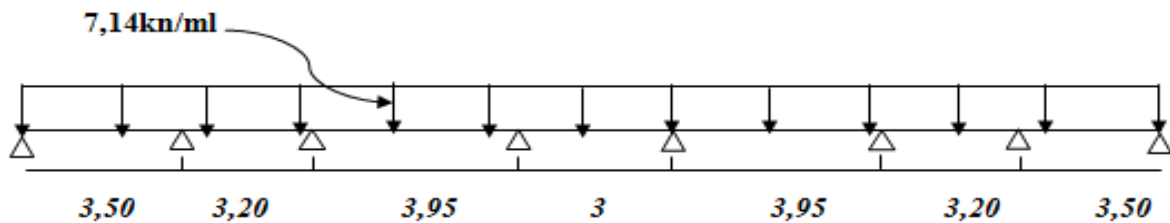
Travées	L (m)	q <sub>u</sub> (KN/ m)	M <sub>i</sub> (KN.m)	M <sub>i+1</sub> (KN.m)	V <sub>s</sub> (KN)	
					x = 0	x = L
1-2	3,95	7,14	-6,93	-4,57	14,59	-13,40
2-3	3	7,14	-4,57	-4,57	10,64	-10,64
3-4	3,95	7,14	-4,57	-6,93	13,40	-14,59

Tableau III.6.8: Calcul des efforts tranchants à l'ELS.



- Le diagramme des efforts tranchants :

❖ Poutrelle 4 :



❖ Combinaison des charges:

$$q_s = G + Q = 7,14 \text{ KN/m}$$

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient ( $q_s/q_u$ )

$$\text{On a } q_u = 10,13 \text{ KN/ml} \Rightarrow \frac{q_s}{q_u} = \frac{7,14}{10,13} = 0,7$$

❖ Calcul des moments fléchissant:

▪ **Les moments aux appuis:**

$$M_1 = -7,5 \times 0,7 = -5,25 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -5,67 \times 0,7 = -3,96 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -7 \times 0,7 = -5,55 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -7 \times 0,7 = -4,9 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -7,94 \times 0,7 = -4,9 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = -5,67 \times 0,7 = -5,55 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = -7,94 \times 0,7 = -3,96 \text{ KN.m}$$

$$M_8 = -7,94 \times 0,7 = -5,25 \text{ KN.m}$$

▪ **Les moments en travées:**

$$M_{t_{0-1}} = 8,94 \times 0,7 = 6,25 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_{1-2}} = 6,18 \times 0,7 = 4,32 \text{ KN.m}$$

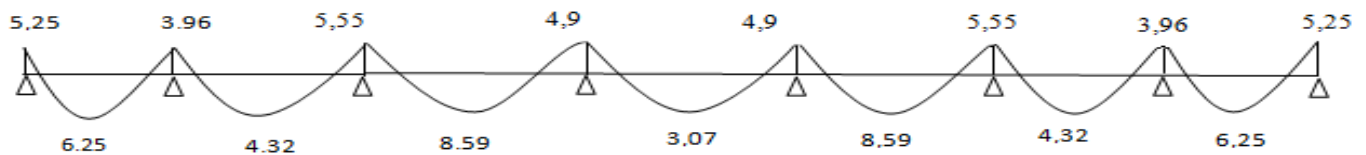
$$M_{t_{2-3}} = 12,28 \times 0,7 = 8,59 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_{3-4}} = 4,39 \times 0,7 = 3,07 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_{4-5}} = 12,28 \times 0,7 = 8,59 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_{5-6}} = 6,18 \times 0,7 = 4,32 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_{6-7}} = 8,94 \times 0,7 = 6,25 \text{ KN.m}$$



### Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

Figure III.6.26. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

Travées	L (m)	$q_s$ (KN/m)	$M_i$ (KN.m)	$M_{i+1}$ (KN.m)	$V_x$ (KN)	
					x = 0	x = L
1-2	3,50	7,14	-5,25	-3,96	12,77	-12,04
2-3	3,20	7,14	-3,96	-5,55	10,85	-11,83
3-4	3,95	7,14	-5,55	-4,9	14,16	-13,83
4-5	3	7,14	-4,9	-4,9	10,64	-10,64
5-6	3,95	7,14	-4,9	-5,55	13,83	-14,16
6-7	3,20	7,14	-5,55	-3,96	11,83	-10,85
7-8	3,50	7,14	-3,96	-5,25	12,04	-12,77

Tableau III.6.9. : Calcul des efforts tranchants à l'ELS.

Calcul des efforts tranchants :

$$V_s = V_u \times 0.7$$

Diagramme des efforts tranchant à l'ELS

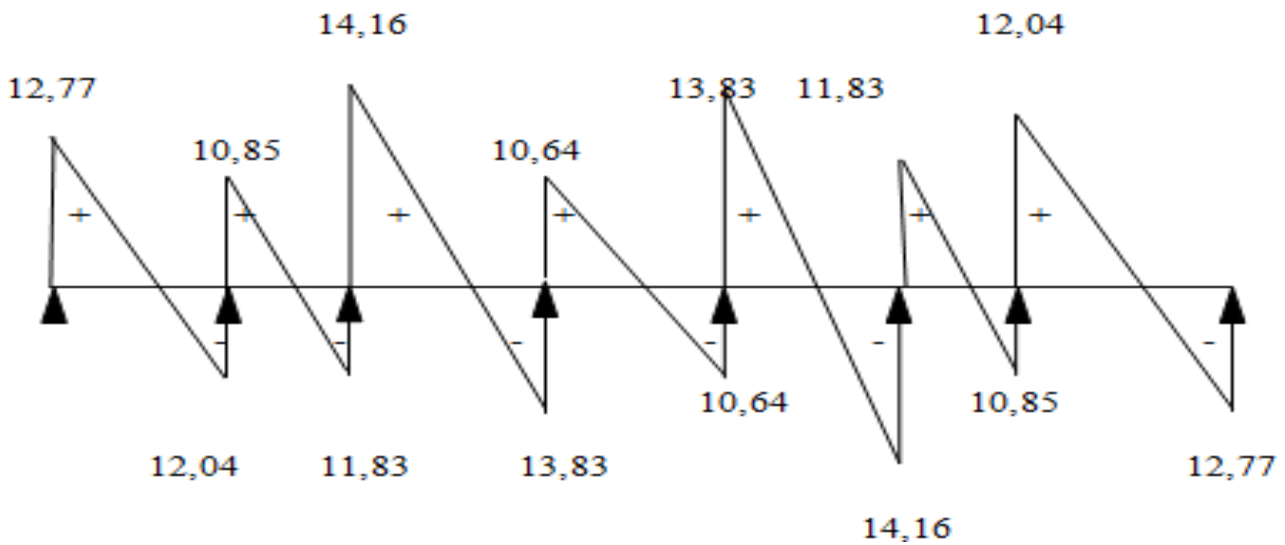


Figure III.6.27.: Diagramme des efforts tranchant à l'ELS

III.6.5. Calcul des armatures à ELU :

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

$$M_{\max}^t = 14,61 \text{ KN.m} \quad M_{\max}^a = 9,9 \text{ KN.m}$$

La poutrelle sera calculée comme une section en T dont les caractéristiques géométriques suivantes :

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

1. Armature longitudinal :

❖ En travée :

Le moment maximal en travée :  $M_{\max}^t = 14,61 \text{ KN.m}$

Le moment équilibré par la table de compression :

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

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 14.2 \times 10^3 = 59,07 \text{ KN.m}$$

Donc :  $M_{\max}^t < M_0 \rightarrow$  l'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc elle sera comprimée la section sera calculée comme une section rectangulaire de largeur  $b = 65\text{cm}$  et de hauteur  $h = 20$

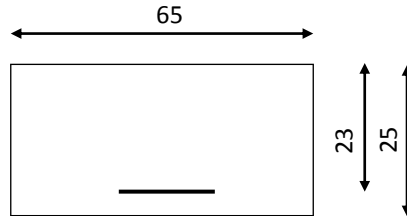


Figure III.6.28: section rectangulaire de (25x 65) cm<sup>2</sup>

$$\mu = \frac{M_{\max}^t}{bd^2f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{14,61 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.048$$

Donc :  $\mu = 0.048 < \mu_1 = 0.392$  La section est simplement armée (SSA) donc  $A_s' = 0$

A partir des abaques, on tire la valeur de  $\beta$  correspondante :  $\mu = 0.048 \rightarrow \beta = 0.975$

$$A_t = \frac{M_{\max}^t}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{14,61 \times 10^3}{0.975 \times 18 \times 348} = 2.39 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$

❖ Aux appuis

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera donc comme pour une section rectangulaire.

Le moment max aux appuis :  $M_{\max}^a = 9,9 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{\max}^a}{bd^2f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{9,9 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.179$$

Donc :  $\mu = 0.179 < \mu_l = 0.392$  La section est simplement armée (SSA) donc  $As' = 0$

A partir des abaques, on tire la valeur de  $\beta$  correspondante :  $\mu = 0.179 \rightarrow \beta = 0.900$

$$A_t = \frac{M_{\max}^t}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{9,9 \times 10^3}{0.900 \times 18 \times 348} = 1.75 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2$

**Conclusion :**

- En travée :  $3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2$
- Aux appuis :  $2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2$

## 2. Armature transversal :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (Art A.7.2.12BAEL91) :

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \varnothing_l; \frac{b_0}{10} \right\}$$

Avec :

- $\varnothing_t$  : diamètre des armatures transversal.
- $\varnothing_l$  : diamètre des armatures longitudinal.

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ \frac{20}{35}; 1.4; \frac{12}{10} \right\} = \min \{0.57; 1.4; 1.2\} = 0.57 \text{ cm}$$

On prend :  $\varnothing_t = 0.6 \text{ cm}$

Donc :  $A_t = 2x \varnothing_t = 0.57 \text{ cm}^2$

### 3. Espacement entre les cadres :

$$S_t \leq \min\{0.9d ; 40\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{0.9 \times 18; 40\text{cm}\} = \min\{16.2; 40\text{cm}\} = 16.2 \text{ cm}$$

On prend :  $S_t = 15 \text{ cm}$

La section des armatures doit vérifier la condition suivante [Art A.5.1,23/BAEL 91modifiée 99] :

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} > 0.4 \text{ MPa}$$

Avec :  $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$\frac{0.57 \times 400}{12 \times 15} > 0.4 \text{ MPa}$$

$1.27 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa} \longrightarrow$  Condition vérifiée.

### Conclusion :

Les armatures transversales seront réalisées par des étriers de  $\emptyset_t = 6 \text{ mm}$ , avec un espacement constant de  $S_t = 15 \text{ cm}$  sur la totalité des poutrelles.

- Vérification à l'ELU :

#### 1. Condition de non fragilité (Art A 4.2.1/ BAEL 91 modifié 99) :

$$A \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

Avec :  $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$

❖ En travée :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$A_t = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2$  Condition vérifiée.

❖ Aux appuis :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

2. Vérification de la contrainte tangentielle (Art A.5.1.211/BAEL91 / modifiée 99) :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d}$$

Avec :  $T_{\max}$  : effort tranchant ( $T_{\max} = 21 \text{ KN}$ ).

$$\tau_u = \frac{21 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.97 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0.20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right\} \text{ fissurations peu nuisibles.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0.20 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa}\right\} = \bar{\tau}_u = \min\{3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.97 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3. Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.5.1, 313/BAEL 91 modifié 99) :

$$T_{\max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a b_0$$

Avec :

$T_{\max}$  : Effort tranchant.

a: Longueur d'appuis de la bielle. ( $a = 0.9 \times d$ )

$$T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 18 \times 12 \times 10^{-1} = 129,6 \text{ KN}$$

❖ Appui intermédiaire :  $T_{\max} = 21 \text{ KN}$   
 $T_{\max} = 21 \text{ KN} \leq 129.6 \text{ KN.}$  Condition vérifiée.

❖ Appui de rive :  $T_{\max} = 20,85 \text{ KN}$   
 $T_{\max} = 20,85 \text{ KN} \leq 129.6 \text{ KN}$  Condition vérifiée.

4. Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinale inferieures (Art A.5.1, 313/BAEL 91 modifié 99) :

$$\left(T_{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d}\right) \frac{\gamma_s}{f_e} < A$$

❖ Appui intermédiaire :  $M_{\max} = 9,87 \text{KN.m}$  et  $T_{\max} = 21 \text{KN}$

$$\left(21 - \frac{9,87}{0.9 \times 0.18}\right) \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} = -1.14 \text{ cm}^2 < A_a = 2.26 \text{ cm}^2$$

condition verifiée.

❖ Appui de rive :  $M_{\max} = 9,9 \text{KN.m}$  et  $T_{\max} = 20,85 \text{KN}$

$$\left(20,85 - \frac{9,9}{0.9 \times 0.18}\right) \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} = -1,16 \text{ cm}^2 < A_a = 2.26 \text{ cm}^2$$

condition verifiée.

5. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entrainement (ART A.6.1,3 BAEL 91 modifiées99) :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{se}$$

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

Avec :  $\psi_s$  : Coefficient de scellement,  $\psi_s = 1.5$  (Pour les Aciers HA)

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}$$

Avec :  $\sum \mu_i$  : somme des périmètres utiles des barres

$$\sum \mu_i = n \pi \phi = 3 \times \pi \times 1.4 = 13.19 \text{ cm}, \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{21}{0.9 \times 18 \times 13.19} \times 10 = 0.98 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.98 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entrainement des barres longitudinales.

**6. Ancrage des barres (Art A.6.1, 23..BAEL91/modifiée 99):**

Longueur de scellement ( $L_s$ ) droit est donnée par :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

D'où :

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.84} = 49.30 \text{ cm}$$

Soit :  $L_s = 50 \text{ cm}$

Les règles de **BAEL 91 [Art. A.6.1]** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée mesurée hors crochet «  $L_c$  » est au moins égale à  $0.4 l_s$  pour les aciers HA.

$$L_c = 0.4 L_s = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

- **Vérification a l'ELS :**

1. **Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99) :**

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

2. **Vérification de la résistance à la compression du béton (ART. A.4.5.2 BAEL91/ modifiée 99) :**

**Contrainte dans le béton :**

- ❖ **En travée :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

$$\text{Avec : } M_s = 10,22 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.62}{65 \times 18} = 0.394$$

$$\rho_1 = 0.394 \rightarrow \beta_1 = 0.903 \rightarrow K_1 = 36.55$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{10.22 \times 10^3}{0.903 \times 18 \times 4.62} = 136.09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{36.55} \times 136.09 = 3.72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.72 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

❖ En appuis :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\triangleright \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

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

$$\triangleright \sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

Avec :

$$M_s = 6.93 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 18} = 1.046$$

$$\rho_1 = 1.046 \rightarrow \beta_1 = 0.858 \rightarrow K_1 = 20.21$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{6.93 \times 10^3}{0.858 \times 18 \times 2.26} = 198.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{20.21} \times 198.55 = 9.82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9.82 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### 6. Vérification de la flèche (Art B.6.5, 2 BAEL91 modifiée 99) :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\begin{aligned} 1) \quad & \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ 2) \quad & \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ 3) \quad & \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{aligned}$$

Avec :

- **h** : hauteur totale. (h = 20cm)
- **l** : porté entre nue d'appuis. (l = 3,60)
- **M<sub>t</sub>** : moment max en travée.
- **M<sub>0</sub>** : moment max de la travée isostatique.
- **A<sub>t</sub>** : section des armatures.
- **b<sub>0</sub>** : largeur de la nervure.
- **d** : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{20}{360} = 0.055 < \frac{1}{16} = 0.063 \longrightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Vu que la 1<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée on doit procéder au calcul de la flèche.

#### Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$\bar{f}$  : La flèche admissible.

$E_v$  : Module de déformation différée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.87$$

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

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu + \lambda_v}$$

$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.

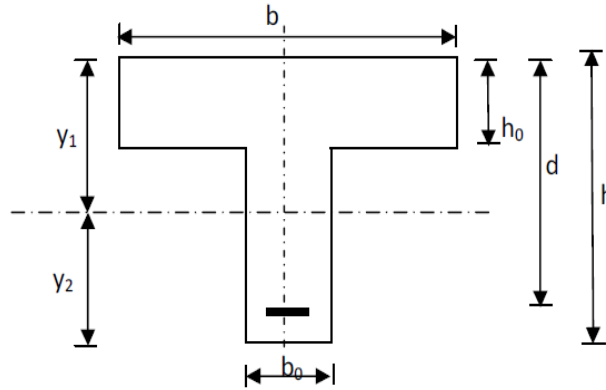


Figure III .6.28: Schéma statique de calcul.

$$I_0 = \frac{b_0(y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b - b_0)h_0 \left( \frac{h_0^2}{12} + \left( y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right) + nA_{st}(y_2 - c)^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

Avec :

- $S_{xx}$  : moment statique par apport à l'axe xx passant par le centre de gravité de la section.

$$S_{xx} = b_0 \frac{h}{2} h + (b - b_0) \frac{h_0}{2} h_0 + 15A_{st}d$$

$$S_{xx} = 12 \times \frac{20}{2} \times 20 + (65 - 12) \times \frac{4}{2} \times 4 + 15 \times 4.62 \times 18 = 4071,4 \text{ cm}^3$$

- $B_0$  : la section homogénéisée.

$$B_0 = b_0(h - h_0) + bh_0 + 15A_{st}$$

$$B_0 = 12(20 - 4) + 65 \times 4 + 15 \times 4.62 = 521,3 \text{ cm}^2$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7,81 = 12,18 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{12 \times (7,81^3 + 12,18^3)}{3} + (65 - 12) \times 4 \left( \frac{4^2}{12} + \left( 7,81 - \frac{4}{2} \right)^2 \right) + 15 \times 4.62(12,18 - 2)^2$$

$$I_0 = 25870,68 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

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

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{4,62}{12 \times 18} = 0,021 \quad \Rightarrow \beta = 0,977$$

- $\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b}) \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + \frac{3 \times 12}{65}) \times 0,021} = 0,78$

- $\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,021 \times 136,09 + 2,1} = 0,72$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda_v)} = \frac{1,1 \times 25870,68}{1 + (0,72 \times 0,78)} = 18223,45$$

$$f = \frac{M_{tAB} l^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{10,22 \times (3,60)^2 \times 10^7}{10 \times 10818,87 \times 18223,45} = 0,67 \text{ cm}$$

$$f = 0,67 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{360}{500} = 0,72 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

# **CHAPITRE IV**

## **Modélisation et vérifications**

## Introduction:

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure. Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps, ceci rend l'étude plus compliquée voire impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté. Pour cela les ingénieurs essaient de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

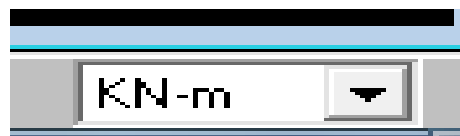
### IV.A.Étapes de modélisation :

#### ➤ Première étape:

Elle consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

- **Choix des unités:**

Le choix du système d'unités pour la saisie de données dans ETABS, se fait du bas de l'écran, on sélectionne **KN-m** comme unités de base pour les forces et déplacements :



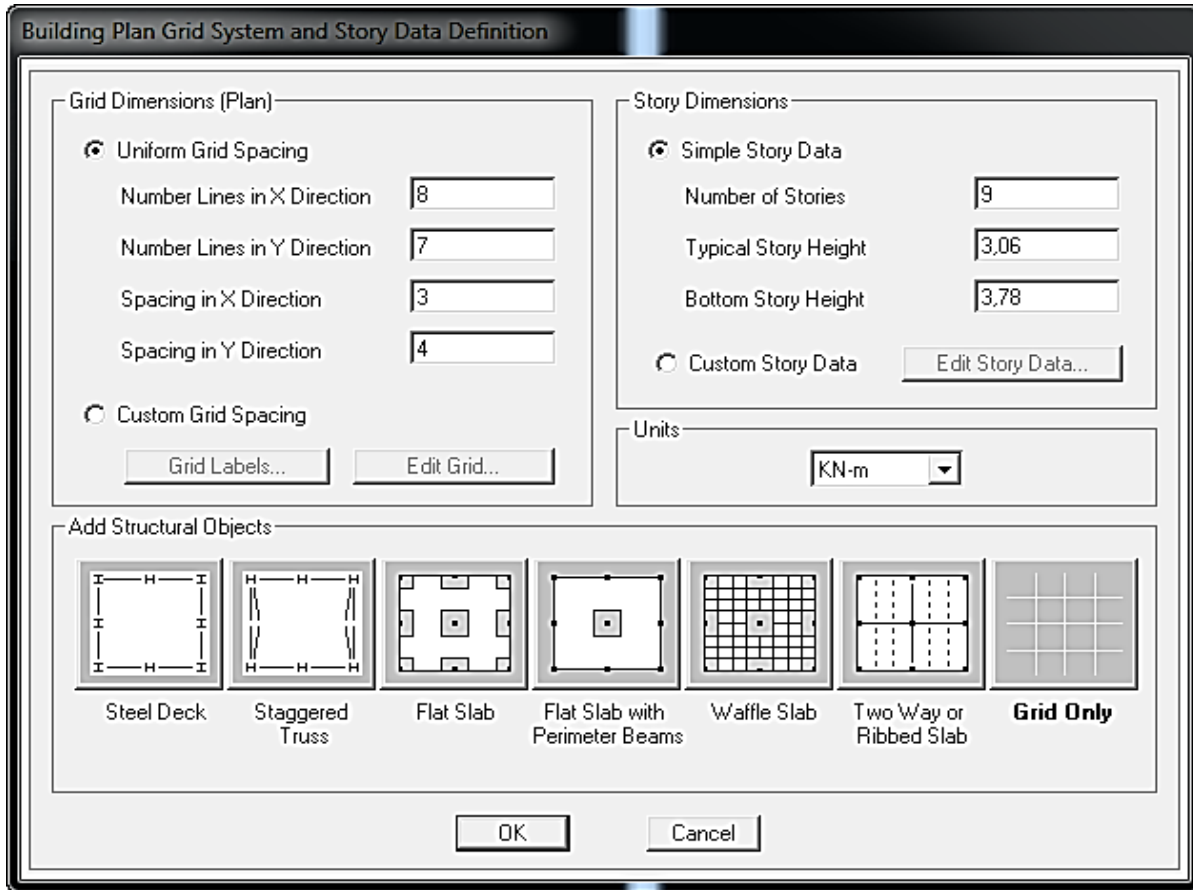
- **Géométrie de base :**

Dans le menu en haut de l'écran on sélectionne **File New model Default.edb.**

Cette option permet d'introduire:

- Le nombre de portiques suivant x-x, (dans notre cas nous avons 8 lignes suivant x-x)
- Le nombre de portique suivant y-y,(dans notre cas nous avons 7 lignes suivant y-y)
- Le nombre des étages,(9 niveaux )

Figure .IV.A.1.Géométrie de base



Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre à 2D suivant l'un des plans : **X-Y. X-Z.Y-Z.**

- **Modification de la géométrie de base :**

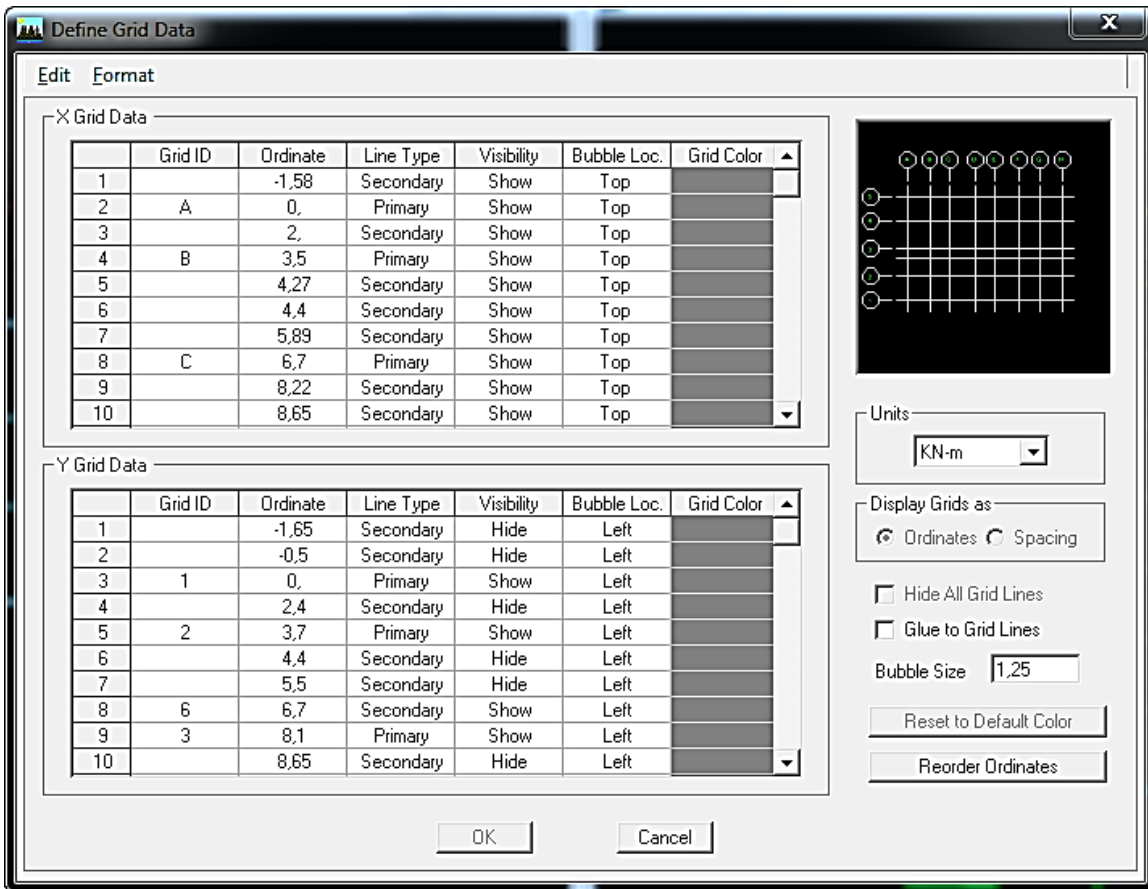
On procédera à la modification des longueurs des trames et des hauteurs d'étage,

On clique sur



On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**

Modification des longueurs de trames suivant X-X et Y-Y



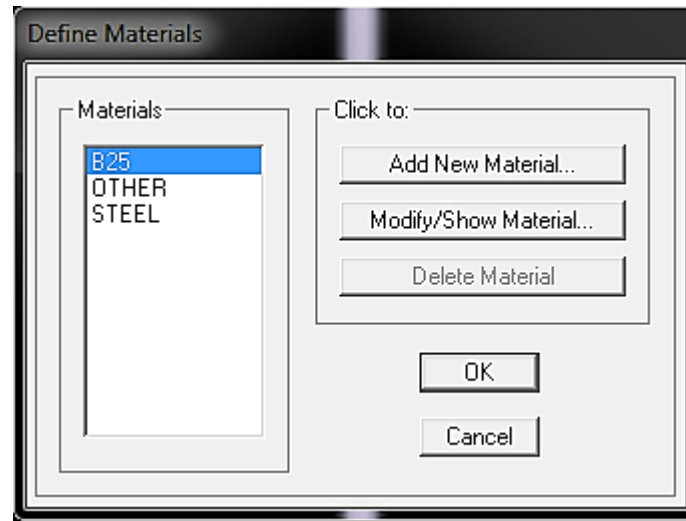
➤ **Deuxième étape:**

➤ **La deuxième étape** :consiste à la définition des *propriétés mécaniques* des matériaux

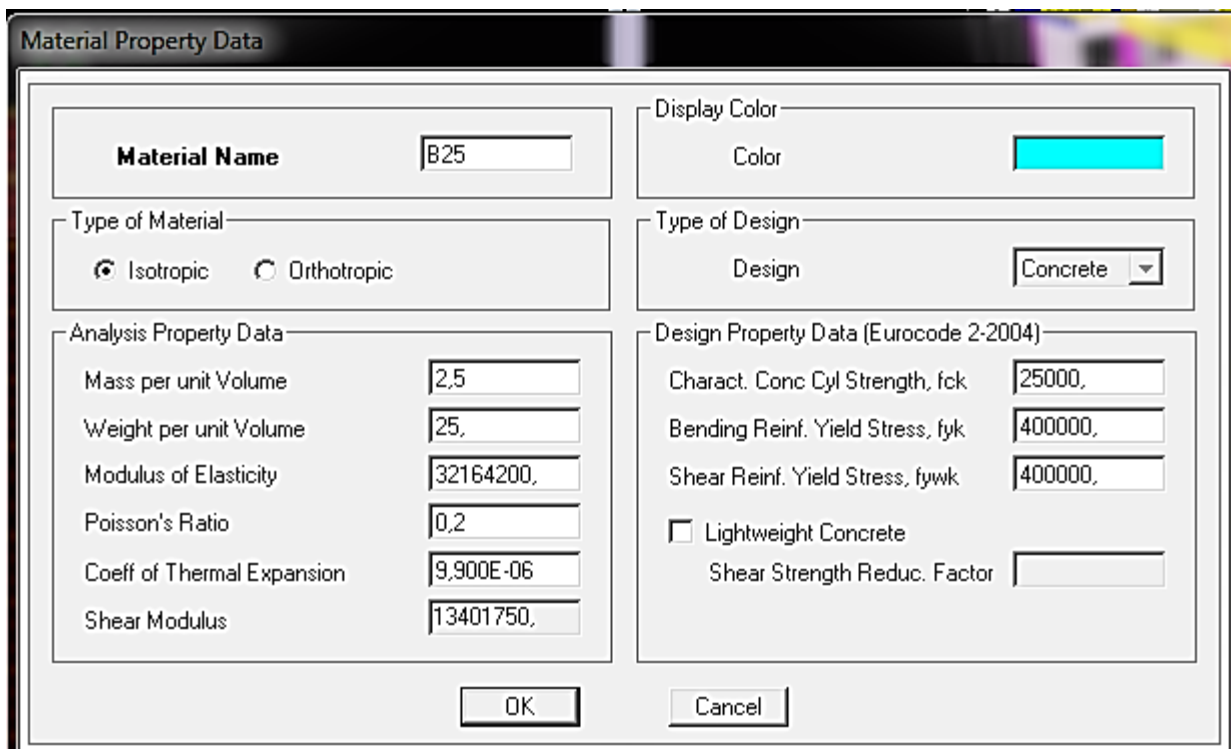
en l’occurrence, l’acier et le béton. →

On clique sur **Define Material proprietes** nous sélectionnons **Add new material**

—**Material name B25**. Les modifications inscrites dans la figure suivante :



Définition nouveau matériau



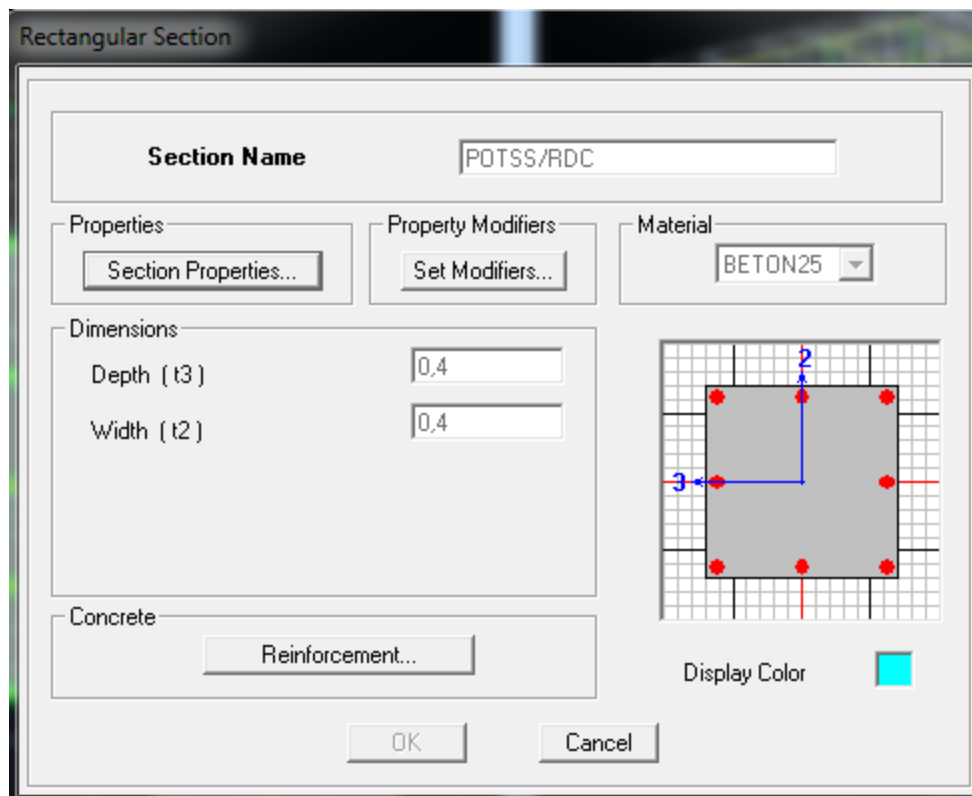
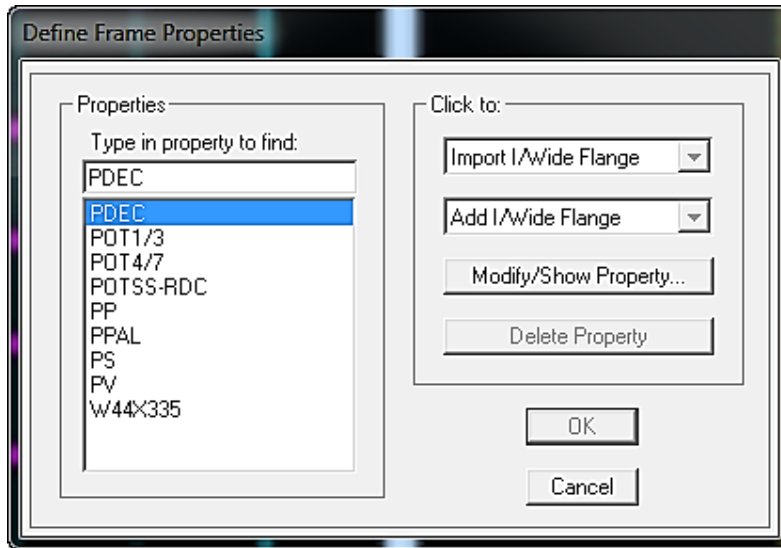
Introduction des propriétés mécaniques du béton,

➤ **Troisième étape:**

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (Poutres, poteaux et voile)

Nous choisissons le menu **Define Frame sections** , On clique sur la liste

d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire



**Dimensionnement des éléments**

L'icône **Reinforcement** ouvre une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures

Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS

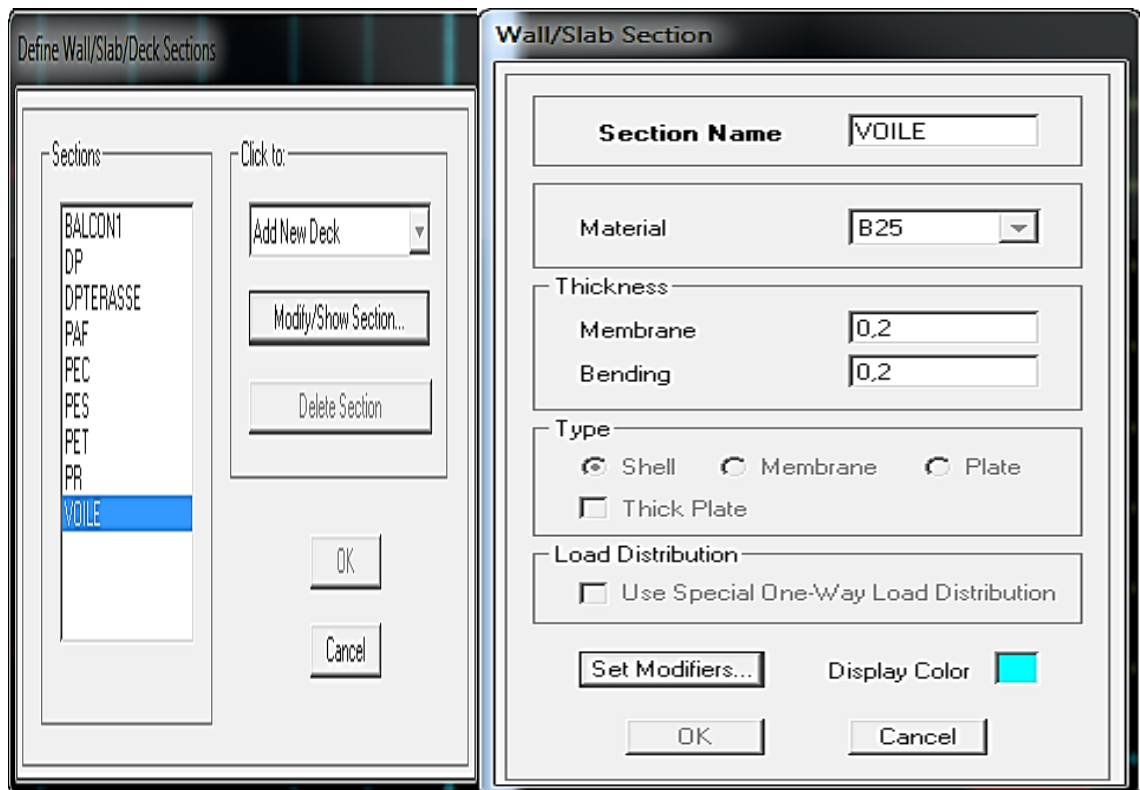
Nous procéderons de la même manière pour les autres éléments

Après avoir fini de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **surfacciques**(voile, plancher)

On choisit le menu :

**Defin wall/slab/deck section Add new Wall** pour le dimensionnement du voile

**Define wall/slab/deck sectionAdd new deck** pour le dimensionnement du plancher



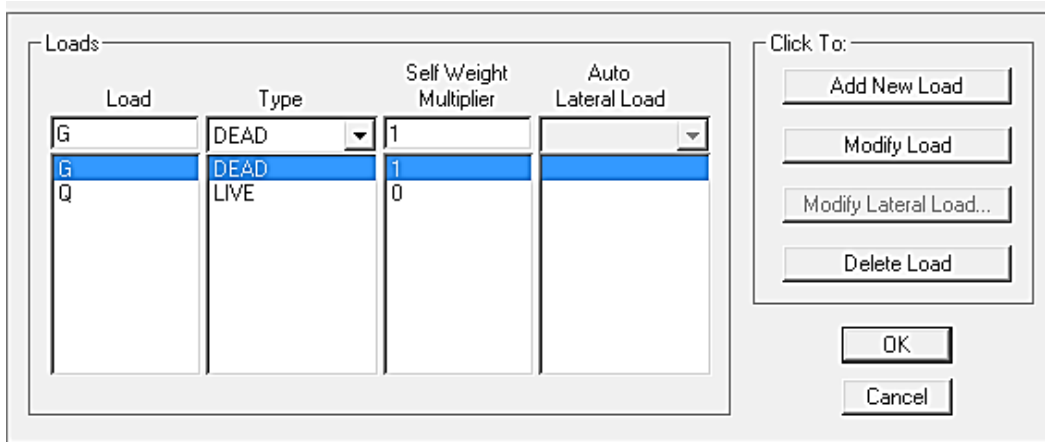
**Dimensionnement des voiles**

➤ **Quatrième étape :**

Définir les charges appliquées à la structure modélisée.

- **Charges statiques (GetQ):**

La structure est soumise à des charges permanentes(**G**)et des surcharges d'exploitation **Q**, pour les définir on clique sur :**DefineStaticLoadCases**



Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le **CGS**.

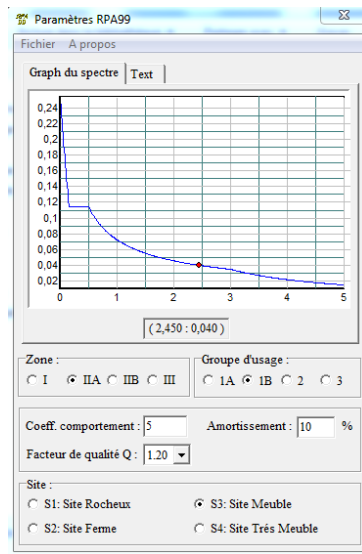
Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélérations [ $(S_a/g)$  Accélération spectrale] pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

**Données à introduire dans le logiciel:**

- **Zone: II** (Zone à sismicité moyenne, voir **Annexe 1** du **RPA 2003**)
- **Groupe d'usage: 1B**
- **Coefficient de comportement: R=5**
- **Remplissage: Dense**
- **Site: S3** (site meuble)
- **Facteur de qualité (Q):**  $Q=1+\sum Q_p$

On ouvre l'application en cliquant sur l'icône:

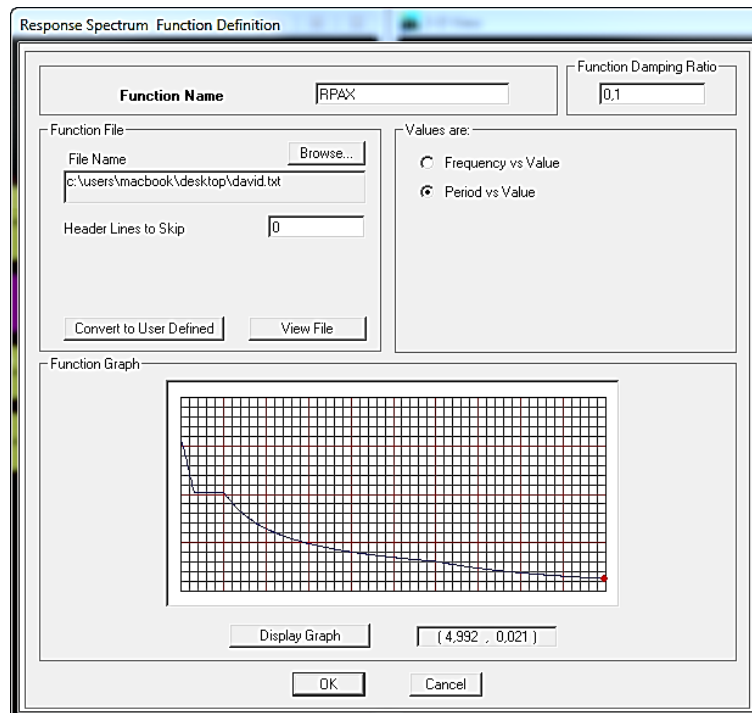




**Le spectre de réponse**

En suite on introduit le spectre dans le logiciel **ETABS** par:

**Define → Response Spectrum Functions → Add Spectrum from file**

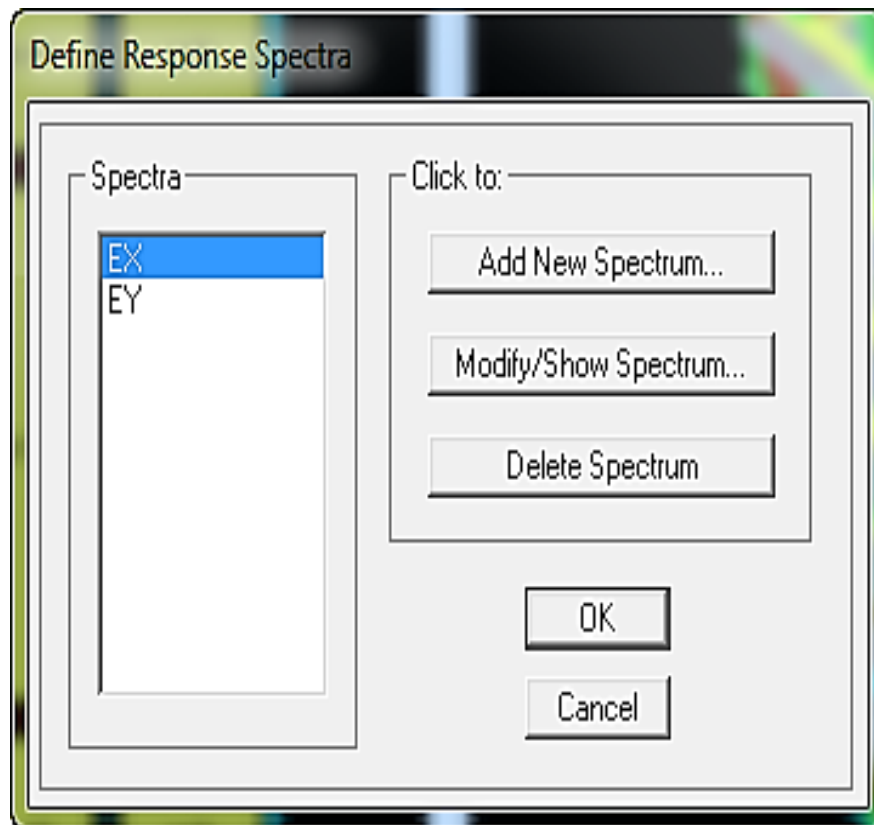


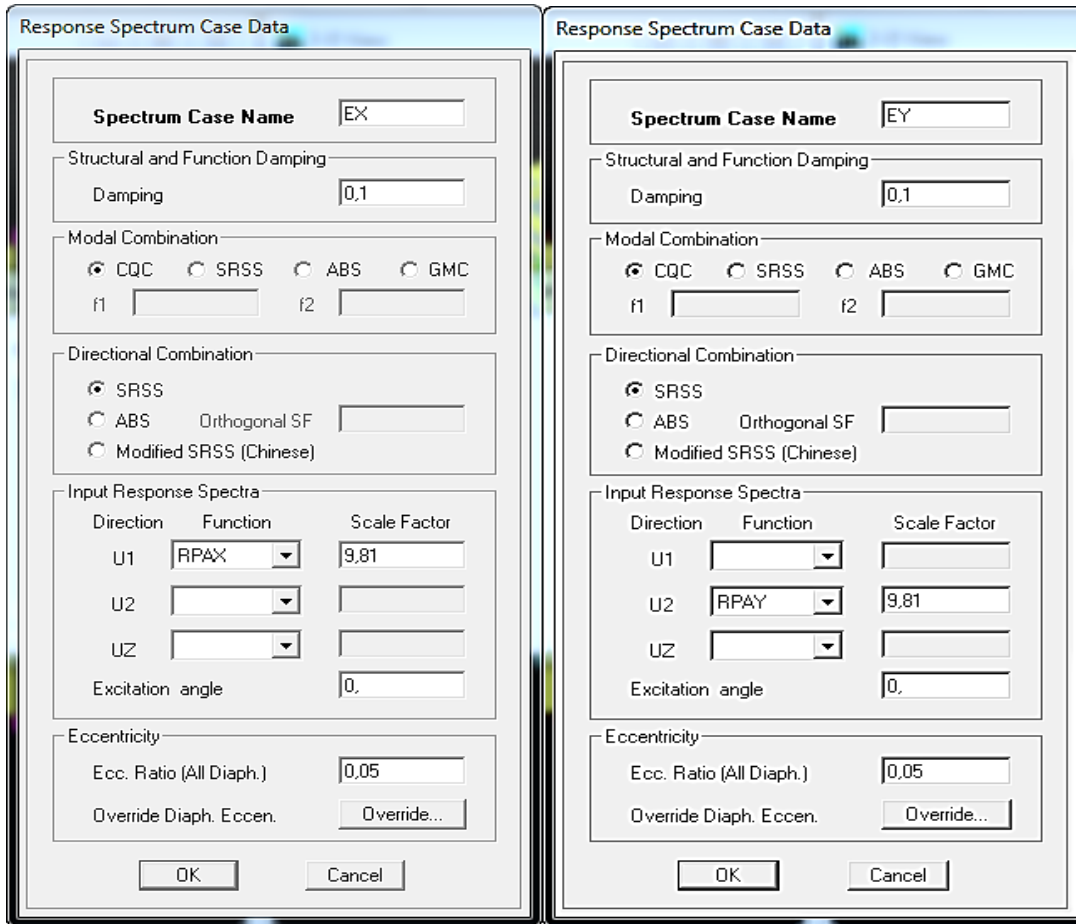
### Introduction du spectre de réponse

Après l'introduction du spectre, vient la prochaine étape qui consiste à la définition du Chargement  $E_X$  et  $E_Y$  (séisme), pour cela on clique sur:

**Define Responses spectrum cases** → **Add New Spectrum** (ou )

Dans la partie **In put Response Spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dont les deux direction principales sont  $U_1$  et  $U_2$ .





**Définition du chargement  $E_x$  et  $E_y$  (séisme)**

➤ **Cinquième étape:**

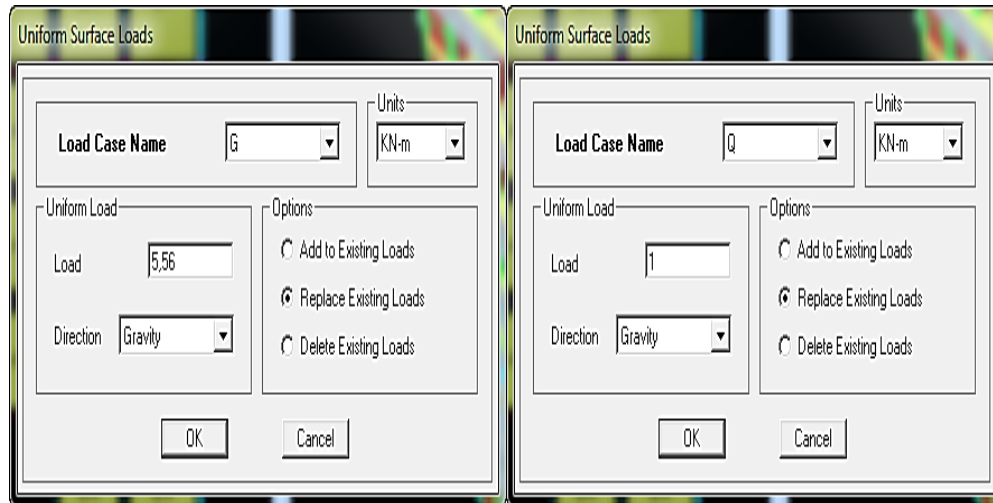
Chargement du plancher

• **Etapes du chargement :**

Les charges statiques étant définies, on sélectionne les plancher et on introduit le chargement **linéaire** qui lui revient en cliquant sur:

**Assig Shell/Area loads Uniform...ou** sur





### Chargement du plancher

On spécifie le type de chargement (G ou Q) sur la case **Load Case Name**, ensuite le chargement

Linéaire est introduit dans la case **Load**.

#### ➤ Sixième étape:

#### • Introduction des combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont:

#### ❖ Combinaisons aux états limites (ELU/ELS):

**ELU** :  $1,35 G + 1,5 Q$

**ELS**:  $G + Q$

#### ❖ Combinaisons accidentelles du RPA:

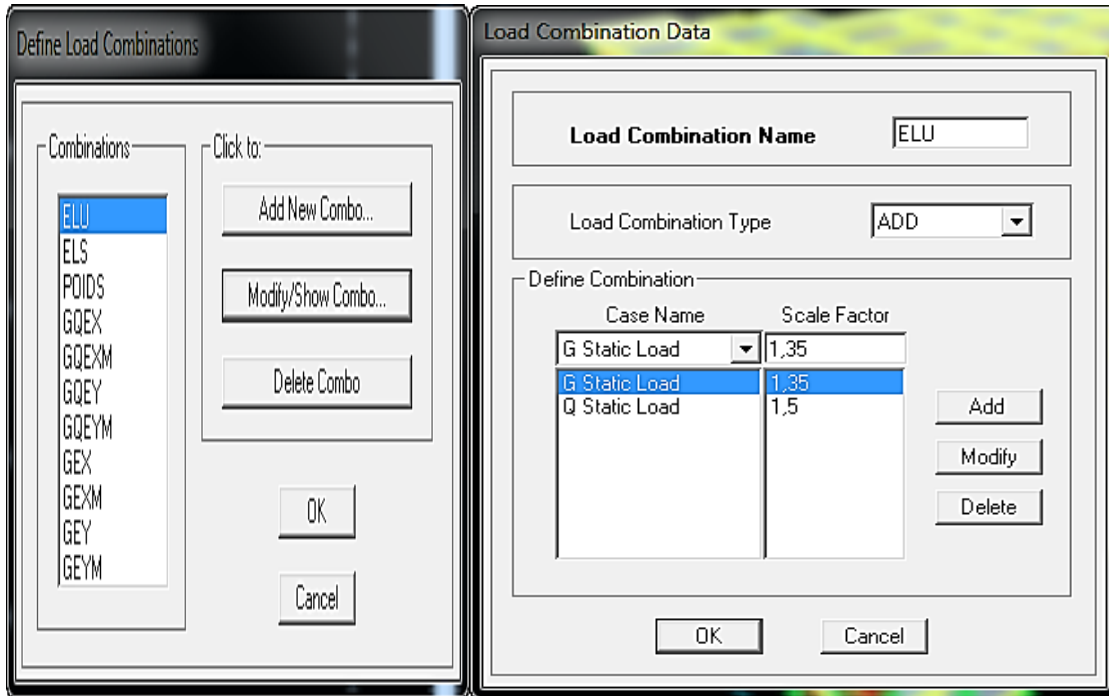
**GQ E**:  $G + Q \pm E$

**0,8GE**:  $0,8G \pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

**Define Load Combinations Add New Combo** ou





**Introduction des combinaisons d'actions**

On reprends les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

- **Septième étape :**
- ❖ **Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes):**
- **Appuis:**

Les poteaux sont supposés **parfaitement encasté** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du **RDC** puis on clique sur:

**Assign Joint/point**

**Restraints ou**

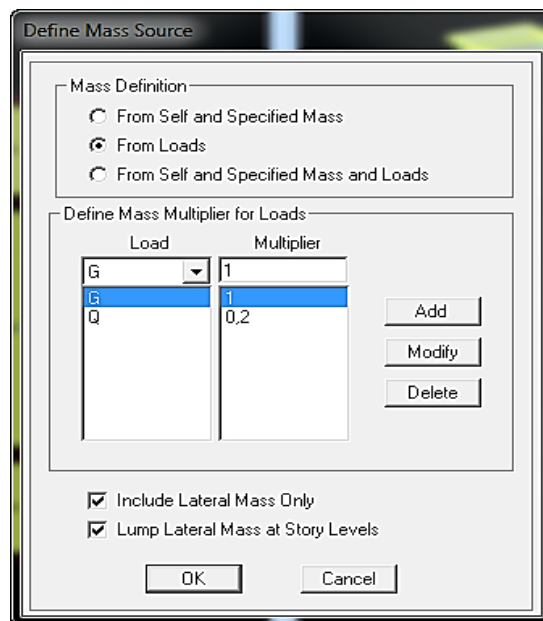




**Encastrement des appuis**

**Mass-Source :**

Introduire la masse sismique  $G+0,2Q$  par: **Define Mass source**



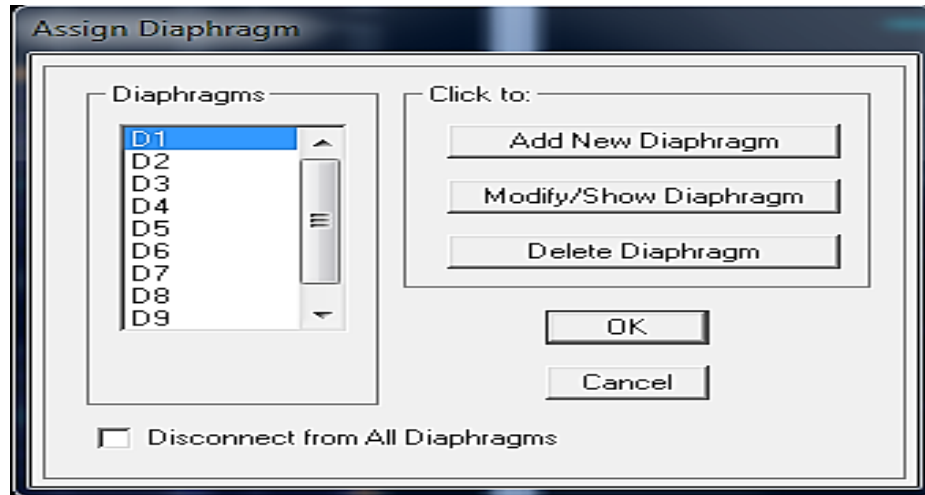
**La combinaison dupoids (G+0,2)**

- **Diaphragme:**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur:

Assign → Joint/point Diaphragm Add New Diaphragm ou



**Le diaphragme**

Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragms** on clique sur **OK** pour valider et on refait la même opération pour tous les autres planchers.

➤ **Huitième étape :**

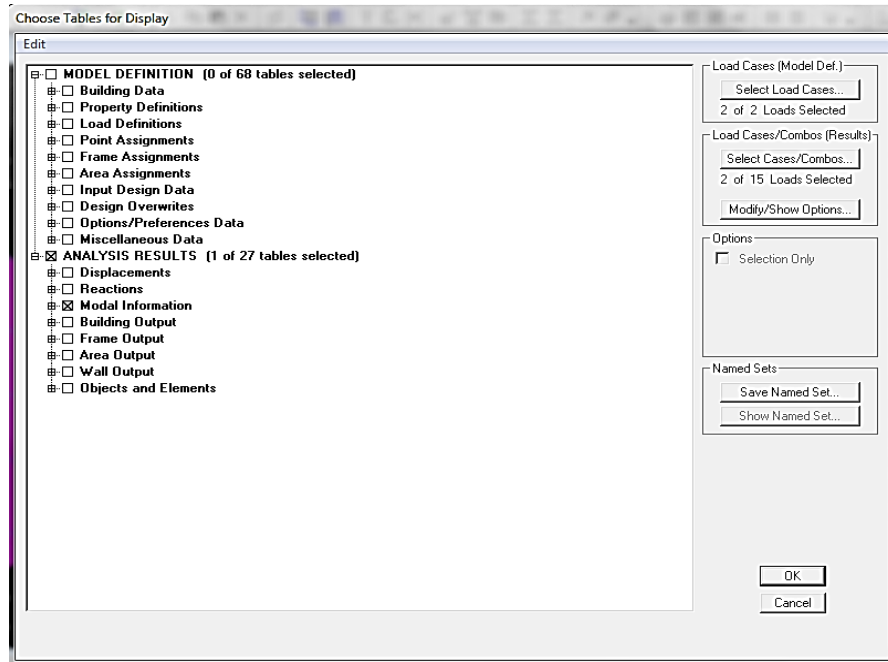
- **Analyse et visualisation des résultats**

Pour le lancement de l'analyse: **Analyze Run**      **Analysis**

Pour la visualisation des résultats:

- **Période et participation modale:**

Dans la fenêtre **Display** → **show tables**, on click sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison «**Modal**».




Choix des tableaux à afficher

- **Déformée de la structure:**

On appuie sur l'icône **Show Deformed**  **Shapeet** on sélectionne une combinaison d'actions.

- **Diagramme des efforts internes:**

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne **Show Member forces/Stresses Diagram**  dans le menu **Display**

- **Efforts internes dans les éléments barres:**

- ❖ **Les poutres:**

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur :

**Display → Show tables → frame output** on sélectionne «**Frame Forces**»(Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**.

**❖ Les poteaux:**

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

**❖ Efforts internes dans les voiles:**

Pour extraire les contraintes dans les voiles, **Area Output** on clique sur «**Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

**❖ Déplacements:**

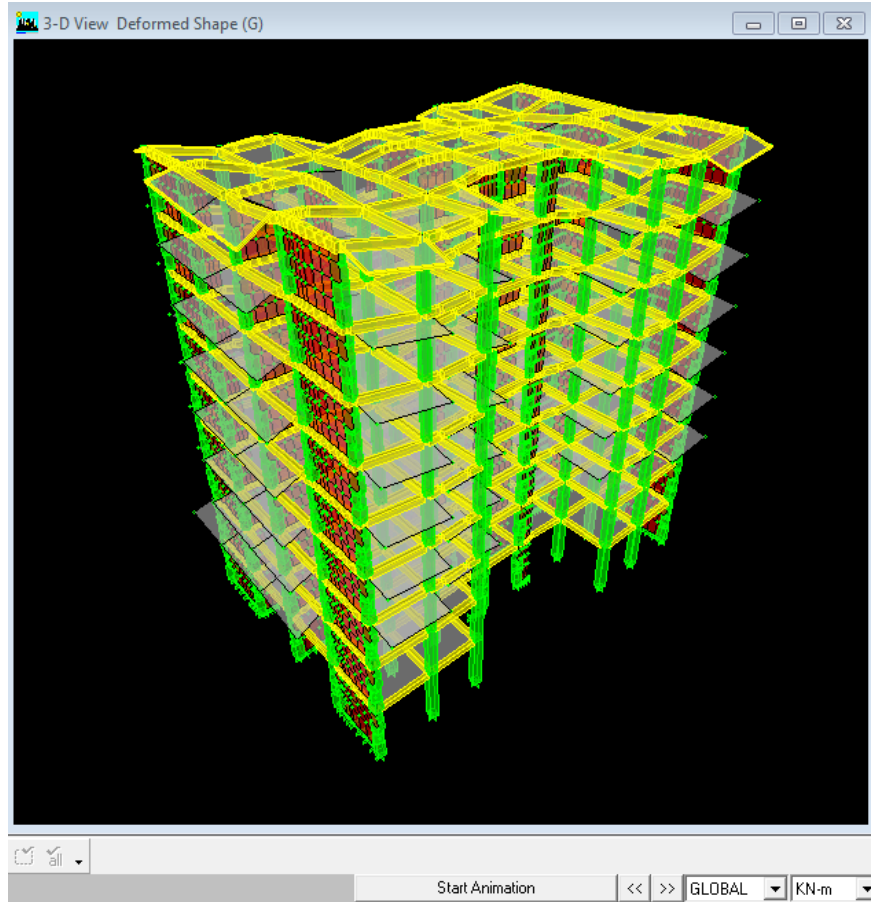
Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche «**Displacements**»

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**, la colonne **U<sub>x</sub>** correspond au sens xx, et **U<sub>y</sub>** au sens yy,

**❖ Effort tranchant et moment sismique à la base:**

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche «**Base Reactions**» ensuite dans «**Select Cases/comb**» on choisit « **EX ou EY Effort tranchant de niveau** : Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3DView** et on sélectionne le plan XZ. Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **EX ou EY** . Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

**Remarque :** En désélectionnant la case **wall** on aura l'effort repris par les portiques et en désélectionnant la case **Frames** nous aurons l'effort repris par les voiles.



Modèle3D de la structure

## INTRODUCTION :

Ce chapitre consiste à vérifier les exigences du RPA qui sont :

1. La période fondamentale de la structure.
2. L'excentricité.
3. Le pourcentage de participation de la masse modale.
4. Justification du système de contreventement.
5. L'effort tranchant à la base.
6. Les déplacements relatifs.
7. Déplacement maximal de la structure.
8. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
9. Spécification pour les poteaux.

### IV.B.1. Vérification de la période empirique T :

#### IV.B.1.1. Calcul de la période empirique :

$$T = C_T \times (h_N)^{3/4}$$

$h_N$ : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$C_T$ : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en fonction du système de contreventement par le tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/ V2003)

$$T_1 = 0,05 \times (28,6)^{3/4} = 0,61s$$

#### IV.B.1.2. Calcul de la période empirique majorée :

$$T_{maj} = T + 30\% T = 0,8 s$$

#### IV.B.1.3 Détermination de la période par le logiciel ETABS :

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après :

**Display →show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

**ANALYSIS RESULTS → modal information→Building Modal Information**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

**Select cases/combos...→OK →OK**

Un autre tableau s'affichera.

On choisit dans la liste déroulante en haut à droite « **Modal Participating Mass Ratios** »

Les résultats s'afficheront comme suit :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0,820341	73,9477	0,0000	0,0000	73,9477	0,0000	0,0000	0,0000
2	0,652512	0,0000	68,9038	0,0000	73,9477	68,9038	0,0000	98,3068
3	0,591775	0,0034	0,0045	0,0000	73,9512	68,9082	0,0000	0,0065
4	0,233678	14,2992	0,0000	0,0000	88,2504	68,9082	0,0000	0,0000
5	0,154529	0,0000	19,3228	0,0000	88,2504	88,2310	0,0000	1,3754
6	0,133835	0,0060	0,0008	0,0000	88,2564	88,2319	0,0000	0,0001
7	0,109217	5,6961	0,0000	0,0000	93,9525	88,2319	0,0000	0,0000
8	0,067736	0,0000	6,7530	0,0000	93,9525	94,9849	0,0000	0,2583
9	0,063388	2,8266	0,0000	0,0000	96,7790	94,9849	0,0000	0,0000
10	0,057638	0,0085	0,0003	0,0000	96,7875	94,9852	0,0000	0,0000
11	0,042718	1,5047	0,0000	0,0000	98,2923	94,9852	0,0000	0,0000
12	0,040469	0,0000	2,7420	0,0000	98,2923	97,7273	0,0000	0,0356

On remarque que :  $T < T_{etabs} < T_{maj}$

On peut dire que la valeur de la période trouvée par le logiciel est proche de celle calculée (majorée).

→La période est vérifiée

**IV.B.2. Vérification de l'excentricité :**

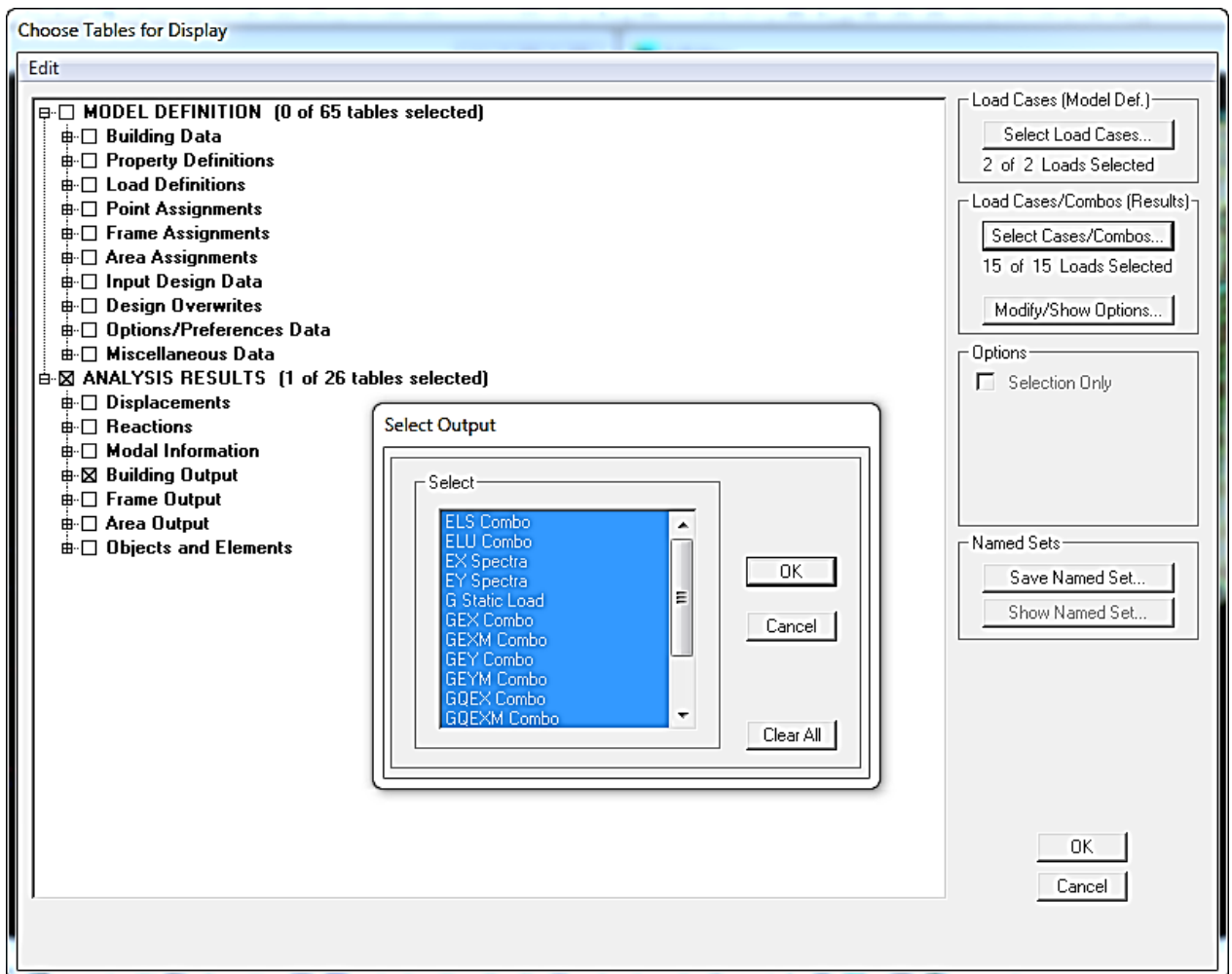
D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale  $\pm 0.05 L$ , (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens. Pour cela, on procède de la manière suivante :

**Display→show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

**ANALYSIS RESULTS→building output**



- On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

Story	Diaphragm	XCM	YCM	XCR	YCR	Ex	Ey
S-SOL	D1	12,15	8,631	12,15	8,378	0	0,253
RDC	D2	12,197	8,779	12,151	8,365	0,046	0,414
STORY1	D3	12,173	8,135	12,152	8,284	0,021	-0,149
STORY2	D4	12,173	8,135	12,152	8,212	0,021	-0,077
STORY3	D5	12,174	8,135	12,153	8,158	0,021	-0,023
STORY4	D6	12,174	8,136	12,153	8,117	0,021	0,019
STORY6	D8	12,174	8,123	12,154	8,058	0,02	0,065
STORY5	D8	12,174	8,136	12,153	8,085	0,021	0,051
TERASSE	D9	12,17	8,223	12,154	8,037	0,016	0,186

Tableau IV.B.1 :Vérification de l'excentricité

❖ Comparaison des résultats :

- Sens longitudinal :

$5\%L_x \geq e_x \rightarrow 0,05 \times 24,65 = 1,23 > 0,046 \dots \dots \dots$ condition vérifiée

- Sens transversal :

$5\%L_y \geq e_y \rightarrow 0,05 \times 19,5 = 0,975 > 0,414 \dots \dots \dots$ condition vérifiée

❖ Justification de la régularité en plan :

$e_x = 0,046\text{m} < 15\%L_x = 3,69\text{ m} \Rightarrow$  condition vérifiée

$e_y = 0,414\text{m} < 15\%L_y = 2,93\text{ m} \Rightarrow$  condition vérifiée

**IV.B.3. Vérification du pourcentage de participation de la masse modale :**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales ,le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure .(article 4.3.4 RPA99 version 2003).On tire les valeurs du tableau trouvé dans le calcul de la période comme indiqué ci-après :

Mode	Period [s]	SumUX	SumUY	SumUZ [%]
1	0,820341	73,9477	0	0
2	0,820341	73,9477	68,9038	0
3	0,591775	73,9512	68,9082	0
4	0,233678	88,2504	68,9082	0
5	0,154529	88,2504	88,231	0
6	0,133835	88,2564	88,2319	0
7	0,109217	93,9525	88,2319	0
8	0,067736	93,9525	94,9849	0
9	0,063388	96,779	94,9849	0
10	0,057638	96,7875	94,9852	0
11	0,042718	98,2923	94,9852	0
12	0,040469	98,2923	97,7273	0

**Tableau IV.B.2 : Vérification du pourcentage de participation de la masse modale**

La somme des masses modales dans le 8<sup>ème</sup> mode (modélisation) dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA (article 4.3.4) est vérifiée.

**IV.B.4. Justification du système de contreventement :**

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

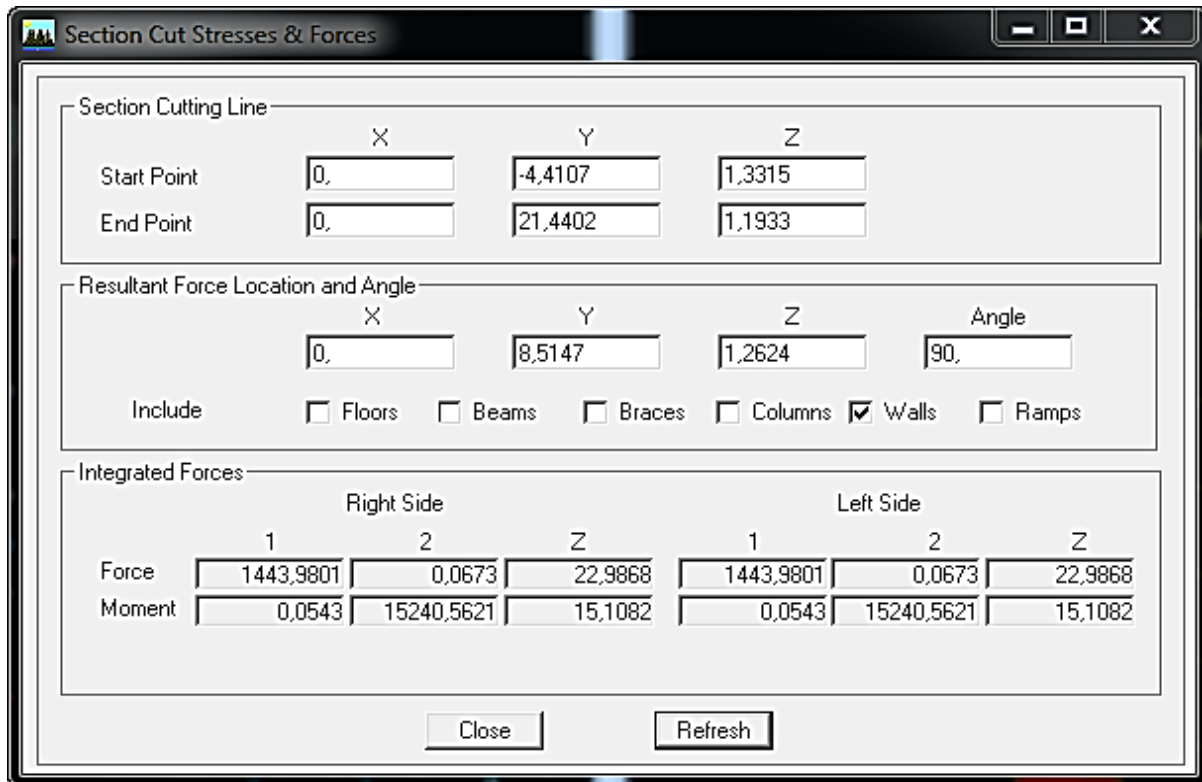
- on choisit d'abord la combinaison en cliquant sur:  
**Display →show Deformed shape →Load: Ex spectra**
- On met la structure en élévation puis on coupe à la base avec:  
**Draw→Draw Section Cut**
- Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'images uivante:



Ensuite, on clique sur **Refresh** on relève la valeur sur la case (**Force-1**) : c'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois.

Puis on décoche les cases **columns,floors,beams,braces,ramp**set on clique sur **refresh** comme indiqué sur l'image suivante :

Enfin, on relève de nouveau la valeur de la force reprise uniquement par les voiles



De même pour le sens transversal, il suffit de changer la combinaison Ex par Ey et relever les valeurs sur la case (Force-2). Ainsi pour calculer le pourcentage des charges verticales, on choisit la combinaison ‘ELU’ puis on relève les valeurs sur la case (Force-Z).

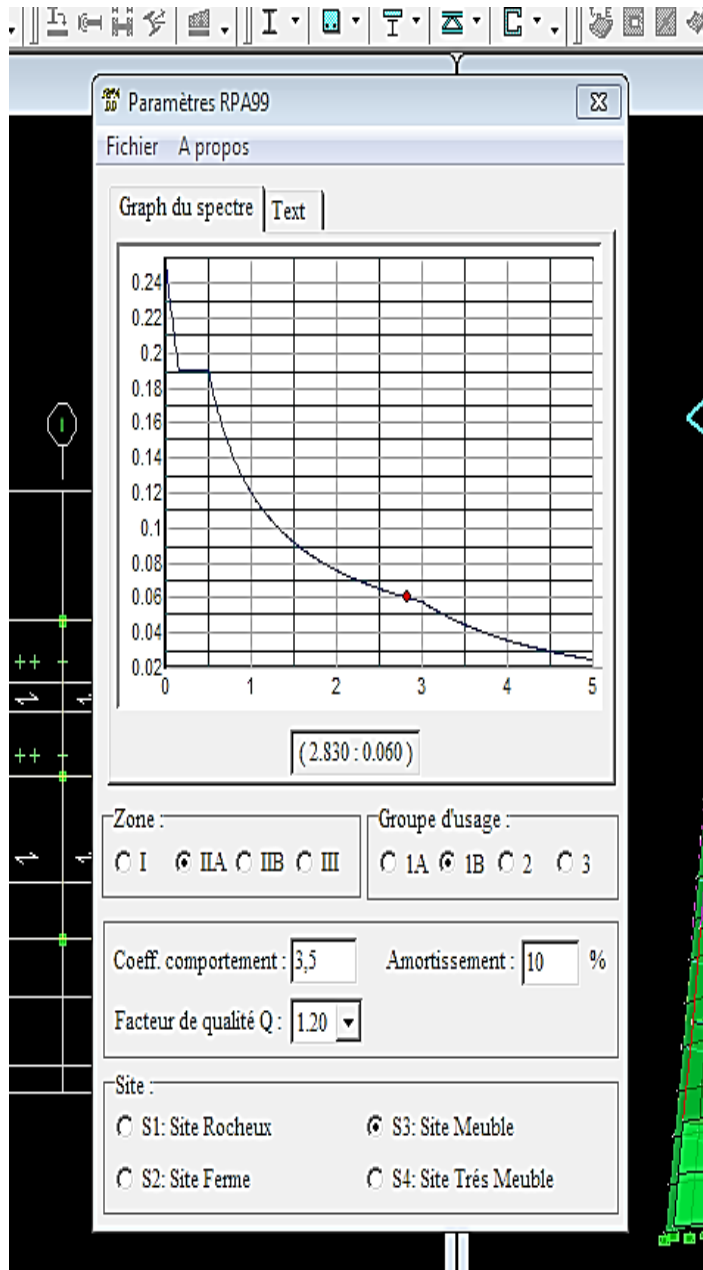
❖ **Récapitulatif des résultats :**

	Forces reprises par les voiles et poteaux		Force reprises par les voiles uniquement	
Unités	[kN]	[%]	[kN]	[%]
Sens Ex	179	100	156	87
Sens Ey	1665	100	1443	87
ELU	6661	100	3510	51

**Tableau IV.B.3. : Justification du système de contreventement**

Selon les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, on remarque que la majorité des efforts verticaux sont repris par les voiles  $\geq 20\%$

D'après l'article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend le système de contreventement constitué par des voiles porteurs ; dont le coefficient de comportement  $R=3,5$  ce qui nous a amène à changer le spectre et l'introduire dans ETABS , puis refaire l'analyse.



**IV.B.5. Vérification de l’effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6)**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenues par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W_t \dots \dots \dots \text{Formule (4.1 RPA99)}$$

**-Calcul des paramètres A, D, Q, et R :**

**A** : coefficient d’accélération de zone, dépend de deux paramètres :

- Groupe d’usage 2
  - Zone sismique IIa
- } → A = 0,15 (Annexe1 ; Tab 4.1 RPA99)

**D** : facteur d’amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d’amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure T.

Il est donné par la formule

$$\left\{ \begin{array}{l} 2,5\eta \quad 0 \leq T \leq T_2 \\ D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} T \end{array} \right.$$

Avec  $T_2$ : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/version2003.

$$T_2(S_3) = 0,5 \text{ s}$$

Dans notre cas :  $T_2=0,5s < T_{etabs}=0,824s < 3s$  donc :  $D=2,5 \square (T_2/ T)^{2/3}$

➤ le facteur de correction d’amortissement est donné par la formule:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0,7$$

$\xi$  (%) est le coefficient d’amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l’importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2/RPA 99) présenté ci-après.

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Dans notre cas :  $\xi=10\%$

D’où

$$\eta = 0,76 > 0,7 \dots \dots \dots CV$$

Alors :

$$D = 2,5 \times 0,76 \times (0,5 / 0,820)^{2/3} = 1,33$$

$W_t$  : poids de la structure donné par le logiciel ETABS  $W_t = 36966 \text{ kN}$

Facteurs	Valeurs
Coefficient d’accélération de zone A	0,15
Facteur d’amplification dynamique D	1,34
Facteur de qualité Q	1,20
Coefficient de comportement R	3,5
Le poids total de la structure $W_t$ [kN]	36966

❖ **Tableau IV.B.4. récapitulatif des résultats**

$$V = \frac{0,15 \times 1,34 \times 1,20}{3,5} (36966) = 2560 \text{ KN}$$

➤ **Détermination de l’effort tranchant par ETABS :**

Pour déterminer la valeur de l’effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

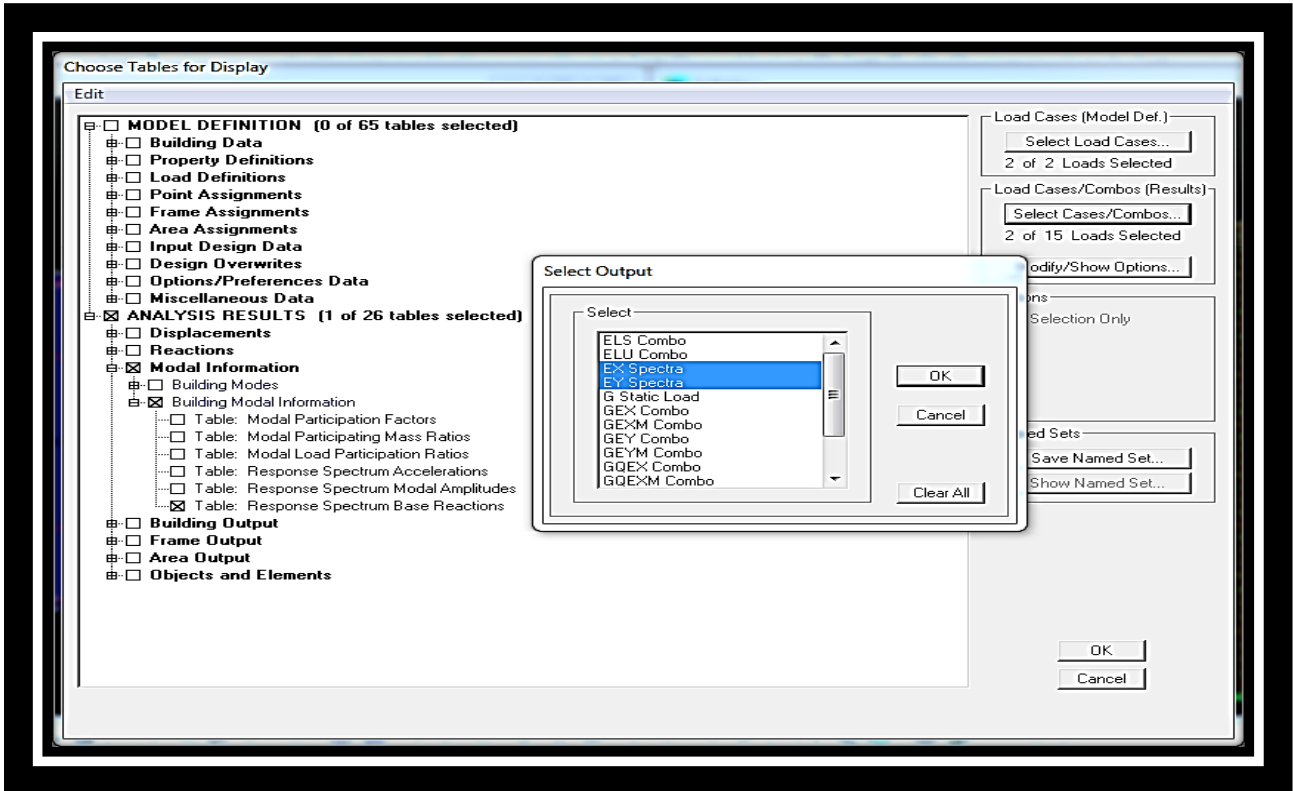
**display → show tables**

Un tableau s’affichera, et on coche les cases suivantes :

**NALYSIS RESULTS → modal Information → building modal information**

Puis on définit les combinaisons Ex et Ey en cliquant sur :

Select cases/combos... → OK → OK



Les résultats s'afficheront comme suit :

Response Spectrum Base Reactions

	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
▶	EX	1	U1	3230,02	-0,20	0,00	4,269	66668,696	-26422,...
	EX	2	U1	0,00	0,44	0,00	-9,310	0,001	5,331
	EX	3	U1	0,19	-0,21	0,00	4,553	3,550	-2,42
	EX	4	U1	868,32	-0,01	0,00	0,151	1708,762	-7231,6
	EX	5	U1	0,00	-0,11	0,00	0,520	0,000	-1,33
	EX	6	U1	0,39	0,14	0,00	-0,700	2,226	-3,02
	EX	7	U1	395,23	-0,03	0,00	0,139	1589,222	-3469,1
	EX	8	U1	0,00	-0,30	0,00	1,032	0,000	-3,61
	EX	9	U1	223,25	0,45	0,00	-1,540	446,192	-2001,8
	EX	10	U1	0,68	-0,14	0,00	0,461	1,235	-6,39
	EX	11	U1	125,57	-0,07	0,00	0,159	275,642	-1140,8
	EX	12	U1	0,00	0,07	0,00	-0,136	0,000	0,815
	EX	All	All	3407,14	0,32	0,00	5,834	66756,195	27964,4
	EY	1	U2	-0,20	0,00	0,00	0,000	-4,054	1,607
	EY	2	U2	0,44	3488,92	0,00	-74169,051	8,656	42466,4
	EY	3	U2	-0,21	0,24	0,00	-5,205	-4,058	2,771
	EY	4	U2	-0,01	0,00	0,00	0,000	-0,027	0,116
	EY	5	U2	0,44	4472,29	0,00	5574,668	0,950	44722,5

OK

Puis, on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$$V_{x\text{dyn}} = F_1 = 3202 \text{ KN}$$

$$V_{y\text{dyn}} = F_2 = 3509 \text{ KN}$$

❖ **Comparaison des résultats :**

Dans cette présente étape, on doit vérifier que les efforts tranchants calculés avec ETABS sont supérieurs ou égaux à 80% de l'effort calculé avec la formule de la méthode statique équivalente.

Il est rappelé que :  $0,8V_{\text{RPA}} = 2048 \text{ KN}$

• **Sens longitudinal :**

$$V_{x\text{ dyn}} = 3202 \text{ KN} \geq 80\%V_{\text{RPA}} = 2048 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

• **Sens transversal :**

$$V_{y\text{ dyn}} = 3509 \text{ KN} \geq 80\%V_{\text{RPA}} = 2048 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**IV.B.6. Vérification des déplacements relatifs :**

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10 du RPA 99, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Le déplacement horizontal à chaque niveau  $\delta_k$  de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = P \cdot \delta_{ek} \dots\dots\dots (\text{RPA 99 formule 4-19})$$

$\delta_{ek}$ : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

**R** : coefficient de comportement

$\delta_{k\xi}$ : déplacement longitudinal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure.

$\delta_{k\psi}$ : déplacement transversal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure.

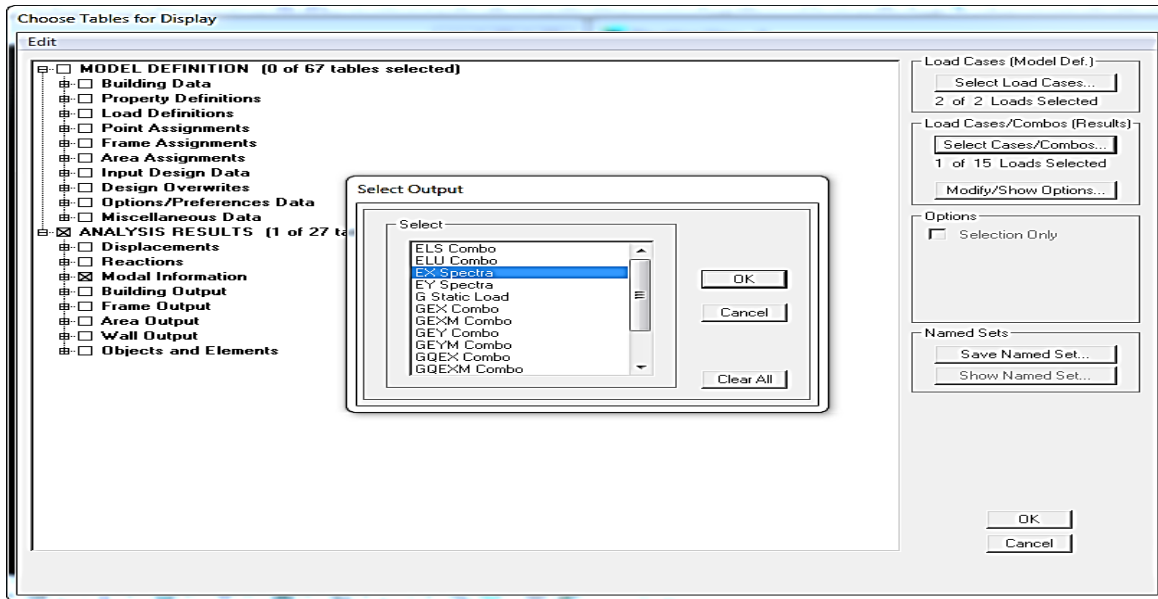
$\Delta K_y = K_{yi} - K_{yi-1}$ : déplacement horizontal suivant le sens longitudinal relatif au niveau «K » par rapport au niveau « K-i » (**formule 4.20 RPA99**)

$\Delta K_x = K_{xi} - K_{xi-1}$  : déplacement horizontal suivant le sens transversal relatif au niveau «K » par rapport au niveau « K-i » (**formule 4.20 RPA99**)

$H_e$  : hauteur de l'étage considéré.

➤ **Dans le sens longitudinal**

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes : **Display** → **show tables** Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :



**ANALYSIS RESULTS**→**Displacement Data**→table : **Diaphragm CM displacement**

Puis on définit la combinaison Ex en cliquant sur :

Select cases/combos...→2 fois sur **OK**

➤ **Dans le sens transversal :**

De même, pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey en cliquant sur :

Select cases/combos...→2 fois sur **OK**

**-Tableau récapitulatif des résultats trouvés suivant les deux directions :**

Story	Diaphragm	$\delta_{K\xi}$ [m]	$\delta_{K\psi}$ [m]	$\Delta Kx$	$\Delta Ky$	1%He	conclusion
<b>TERRASSE</b>	D9	0.07945	0.10185	0.0119	0.0154	0.0306	cv
<b>ET6</b>	D8	0.06755	0.08645	0.0119	0.0154	0.0306	cv
<b>ET5</b>	D7	0.05565	0.07105	0.01155	0.0154	0.0306	cv
<b>ET4</b>	D6	0.0441	0.05565	0.0112	0.0147	0.0306	cv
<b>ET3</b>	D5	0.0329	0.04095	0.01015	0.01295	0.0306	cv
<b>ET2</b>	D4	0.02275	0.028	0.0091	0.01155	0.0306	cv
<b>ET1</b>	D3	0.01365	0.01645	0.007	0.0091	0.0306	cv
<b>RDC</b>	D2	0.00665	0.00735	0.00455	0.00595	0.0340	cv
<b>S-SOL</b>	D1	0.0021	0.0014	0.0021	0.0014	0.0378	cv

**Tableau IV.B.5 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant les deux sens**

## Conclusion :

D'après les valeurs trouvées sur le tableau ci-dessus, on admet que la condition du RPA vis-à-vis des déformations est vérifiée.

### IV.B.7.Vérification du déplacement maximal de la structure :

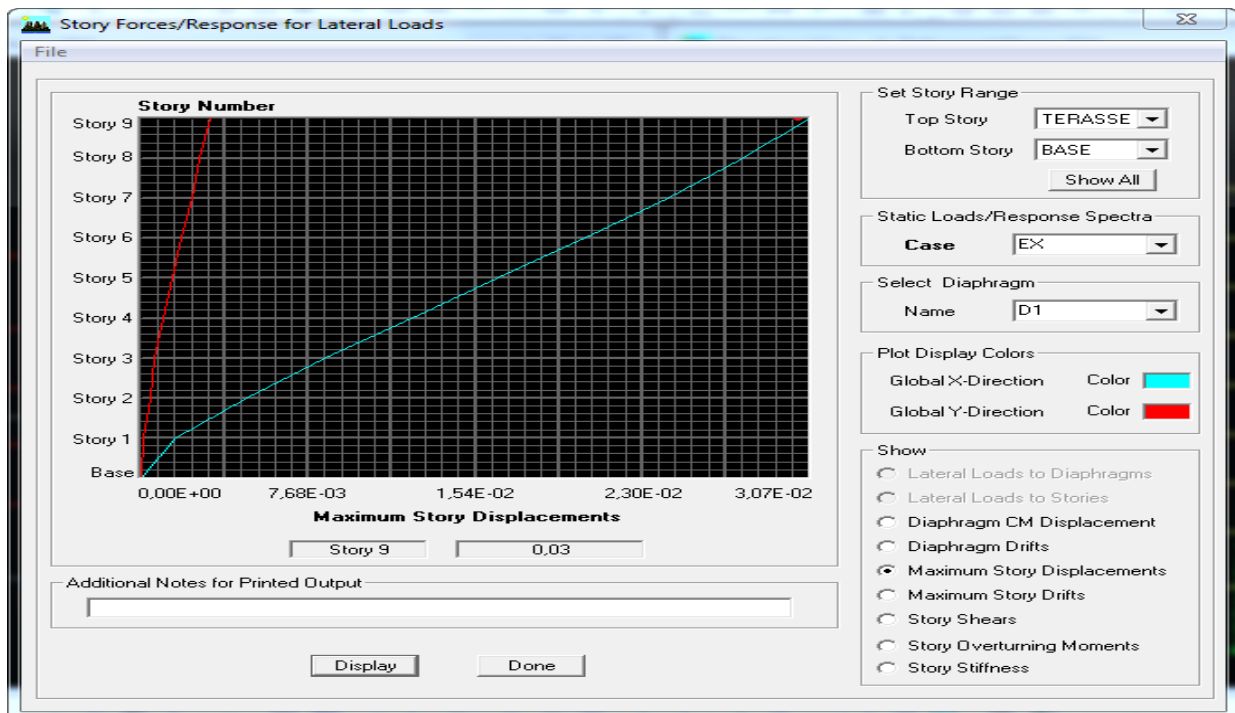
Dans cette étape on doit déterminer le déplacement maximal de la structure avec le logiciel ETABS et le comparer à la flèche admissible  $f_{adm}$

$$f_{adm} = \frac{H_t}{500} = \frac{28,6}{500} = 0,057 \text{ m (ART B.6.5,3 /BAEL91)}$$

#### ➤ Détermination du déplacement maximal avec ETABS

- **Dans le sens longitudinal**

On suit le cheminement suivant : **Display** → **Show Story Response Plots..** La fenêtre suivante s'affiche et doit être complétée comme indiquée sur l'image :

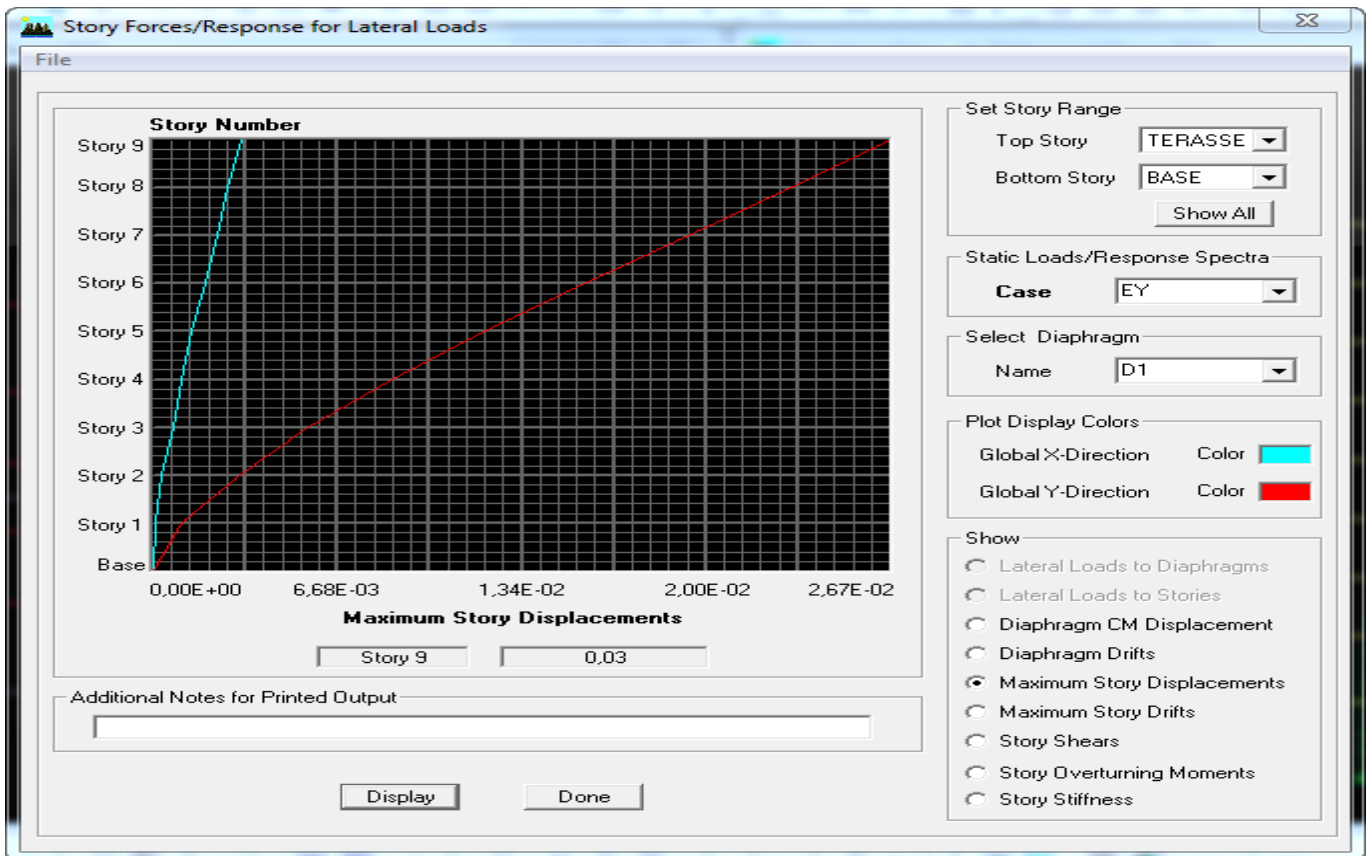


Puis, on clique sur **display**

Après on relève la valeur du déplacement maximal suivant la direction indiquée.

- **Dans le sens transversal :**

De même, on remplace la direction Ex par Ey, et on relève la valeur du déplacement suivant cette direction telle qu'elle est montrée sur la fenêtre suivante :



❖ Résultats trouvés :

- ✓ Déplacement maximal suivant (x-x) : 0.03m
- ✓ Fleche admissible :0.5m
- ✓ Déplacement maximal suivant (y-y) : 0.02m

**Conclusion:**

Les déplacements maximaux sont inférieurs à la flèche admissible, donc la condition vis-à-vis la flèche est vérifiée

**IV.B.7. Justification vis-à-vis de l'effetP-Delta :**

L'effet P-Delta ou effet de 2<sup>ème</sup> ordre peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous lesniveaux:

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \theta \leq 0,1$$

P<sub>k</sub>: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «k » V<sub>k</sub> : effort tranchant d'étage au niveau « k »

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau

«k-1 »  $h_k$  : hauteur de l'étage « k »

Niv	$P_k$	Sens x-x (sous $E_x$ )				Sens y-y (sous $E_y$ )			
		$\Delta_k$	$V_k$	$V_k \times h_k$	$\Theta$	$\Delta_k$	$V_k$	$V_k \times h_k$	$\Theta$
7	41728.67	0.0119	1846.48	4314.2328	0.08788	0.0154	1673.55	3974.5422	0.09548
6	42196.34	0.0119	2438.22	5659.7148	0.06730	0.0154	2178.81	5171.1552	0.08746
5	42664.01	0.01155	2915.61	6748.3098	0.05523	0.0154	2585.63	6133.7394	0.08304
4	43131.68	0.0112	3315.79	7659.0576	0.04761	0.0147	2932.34	6951.2796	0.07066
3	43599.35	0.01015	3663.97	8452.5156	0.03947	0.01295	3240.54	7673.3172	0.05693
2	44067.02	0.0091	3952.97	9110.7522	0.03315	0.01155	3505.15	8288.6832	0.04745
1	44534.69	0.007	4186.97	9643.4676	0.02433	0.0091	3720.9	8787.3714	0.03559
RDC	45002.36	0.00455	4378.19	10082.1186	0.01528	0.00595	3897.75	9194.3208	0.02245
S-SOL	46552.97	0.0021	4485.32	10329.5502	0.00712	0.0014	3970.86	9357.3882	0.00536

Tableau IV.6. : Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta

L'effet du second ordre peut être négligé dans notre cas car la condition est satisfaite à tous les niveaux :  $\theta \leq 0,1$

**Spécification pour les poteaux :**

$$\theta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,3 \quad \text{avec : } N_d : \text{Effort normal dans les poteaux}$$

$B_c$  : Section du poteau

- **Poteaux 50x50 :**

$$N_d = 1685 \text{ KN}$$

$$\theta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{1685 \cdot 10^3}{500 \cdot 500 \cdot 25} = 0,26 \leq 0,3 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Poteaux 45x45 :**

$$N_d = 750 \text{ KN}$$

$$\theta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{750 \cdot 10^3}{450 \cdot 450 \cdot 25} = 0,18 \leq 0,3 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Poteaux 40x40 :**

$$N_d = 461 \text{ KN}$$

**CHAPITRE V :**  
**Ferrailage de la structure**

**V.Ferrailage des poteaux :**

**Introduction :**

Les poteaux seront calculés en flexion composée sous l’effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens (longitudinal et transversal) puis vérifier a l’ELS pour les cas suivants :

	Fe (MPa)	fc <sub>28</sub> (MPa)	γ <sub>b</sub>	γ <sub>c</sub>	F <sub>bu</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)
Situation durable	400	25	1.5	1.15	14.2	348
Situation accidentelle	400	25	1.15	1	18.48	400

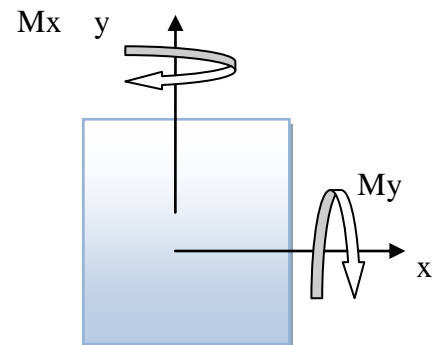
**Tableau V-1-1 :** caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

Les armatures seront calculées suivant les combinaisons les plus défavorables dans les deux sens et en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant : N<sub>max</sub> - M<sub>corr</sub>
- Effort normal minimal et le moment correspondant : N<sub>min</sub> - M<sub>corr</sub>
- Moment fléchissant maximal et l’effort normal correspondant : M<sub>max</sub> – N<sub>corr</sub>

**M<sub>x</sub>** : Moment du poteau dans le sens longitudinal

**M<sub>y</sub>** : Moment du poteau dans le sens transversal



**Figure V.A.1:** Les moments dans les poteaux.

**V.A. Combinaisons de calcul :**

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

**BAEL91/modifiée99 :**

**ELU :**  $1.35G + 1.5Q$

**ELS :**  $G + Q$

**RPA99/modifiée2003 :**

$G + Q \pm E$

$0.8G \pm E$

**V.A.1. Détermination des efforts internes :**

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

**V.A.2. Recommandation du RPA 99/Version 2003 :****A) Armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.

Leur pourcentage minimal sera de 0.8% (zone IIa).

Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.

Le diamètre minimum est de 12 mm.

La longueur minimale de recouvrement est  $L_R = 40\Phi$ .

La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est définie par  $L'$  et  $h'$ .

$L' = 2h$

$h' = \max \left( \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right)$

**( $h_1$  ;  $b_1$ ) :** section du poteau

**$h_e$  :** hauteur d'étage

- **Ferraillage minimal d’après RPA99 (7.4.2.1) :**

**Le pourcentage minimal d’armatures sera 0.8%  $b \times h$  en zone IIa :**

Poteau (50× 50) :  $A_{\min} = 0.008 \times 50 \times 50 = 20\text{cm}^2$

Poteau (45 × 45) :  $A_{\min} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16,2\text{cm}^2$

Poteau (40×40) :  $A_{\min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12,8\text{cm}^2$

- **Ferraillage maximal d’après RPA99 (7.4.2.1) :**

**Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera 6%  $b \times h$  :**

Poteau (50× 50) :  $A_{\max} = 0.06 \times 50 \times 50 = 150\text{cm}^2$

Poteau (45 × 45) :  $A_{\max} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121,5\text{cm}^2$

Poteau (40×40) :  $A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96\text{cm}^2$

**Le pourcentage maximal en zone courante sera 4%  $b \times h$  :**

Poteau (50 × 50) :  $A_{\max} = 0.04 \times 50 \times 50 = 100\text{cm}^2$

Poteau (45 × 45) :  $A_{\max} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81\text{cm}^2$

Poteau (40 × 40) :  $A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64\text{cm}^2$

Section des poteaux ( $\text{cm}^2$ )	Pourcentage minimal : $A_{\min} = 0.008 b \times h$ ( $\text{cm}^2$ )	Pourcentage maximal	
		Zone de recouvrement : $A_{\max} = 0.06 b \times h$ ( $\text{cm}^2$ )	Zone courante : $A_{\max} = 0.04 b \times h$ ( $\text{cm}^2$ )
Poteau (50 ×50) :	20	150	100
Poteau (45 ×45) :	16,2	121,5	81
Poteau (40 ×40) :	12,8	96	64

**Tableau V.A.2 :** Récapitulatif des sections d’acier recommandées par RPA

**B) Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales.

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

**A<sub>t</sub>**: section d'armature transversale.

**V<sub>u</sub>**: effort tranchant de calcul.

**h<sub>1</sub>** : hauteur totale de la section brute.

**f<sub>e</sub>**: contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale **f<sub>e</sub> = 400Mpa**.

**ρ<sub>a</sub>**: est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant : **ρ<sub>a</sub> = 2.5 sil'élancementgéométrique: λ<sub>g</sub> ≥ 5**

**ρ<sub>a</sub> = 3.75 sil'élancementgéométrique: λ<sub>g</sub> < 5.**

**λ<sub>g</sub>** : L'élancement géométrique du poteau.

**S<sub>t</sub>** : espacement des armatures transversales.

$$S_t \leq \min(10\phi_1; 15cm) \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq 15\phi_1 \text{ en zone courante.}$$

**φ<sub>1</sub>**: Est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- **La quantité d'armatures transversales minimale : a**

$\frac{A_t}{b \times S_t}$  en %, elle est donnée comme suit :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \quad \longrightarrow \quad 0.3\%$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \quad \longrightarrow \quad 0.8\%$$

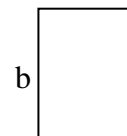
*Si 3 < λ<sub>g</sub> < 5 : Par interpolation entre les valeurs précédentes*

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$

**a** et **b** : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée

**l<sub>f</sub>** : longueur de flambement du poteau.

L'expression de la longueur de flambement **l<sub>f</sub>** est donnée suivant l'article **B.8.3, 3** du **BAEL91/99**



Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\phi_L$  minimum.

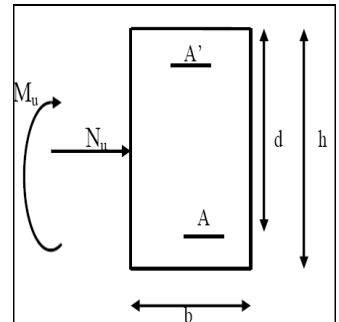
**V.A.1. Calcul des armatures à l'ELU :**

**A) Exposé de la méthode de calcul à l'ELU :**

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M, ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants pour la détermination des armatures longitudinales :

Section partiellement comprimée (SPC).

Section entièrement comprimée (SEC).



**B) Ferrailage d'une section rectangulaire à la flexion composée :**

Calcul du centre de pression :  $e = \frac{M_u}{N_u}$

Deux cas peuvent se présenter :

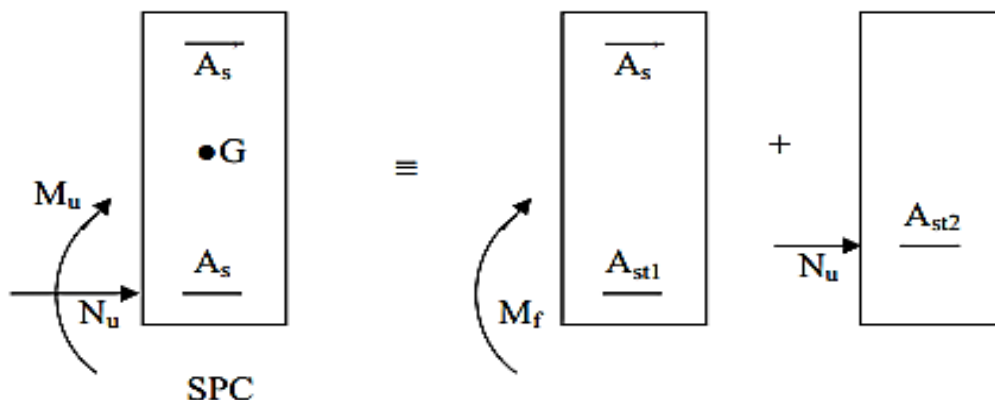
**a) Section partiellement comprimée (SPC) :**

$$e = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$(d - c')Nu - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right)bh^2 f_{bc}$$

Avec :

$M_f$  : Moment fictif et  $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$



**Figure V.A.3:** Section d'un poteau SPC.

• Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec :  $f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPA}$

Si :  $\mu \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  la section est simplement armée (SSA).

$$\mu \xrightarrow{\text{tableau}} \beta$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} ; A' = 0$$

D'où la section réelle d'armatures est  $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$  si l'effort est négatif.

Si :  $\mu > \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  la section est doublement armée (SDA).

On Calcule

$$M_r = \mu_l b d^2 f_{bc}$$

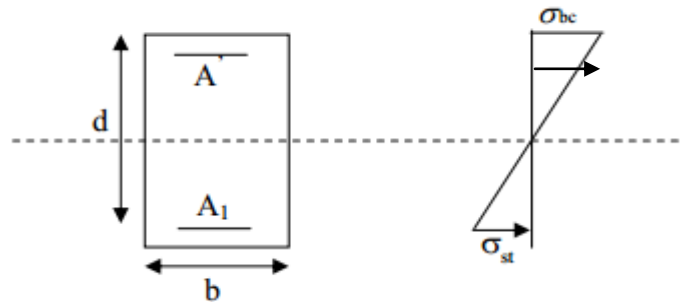
$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$



$M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée.

D'où La section réelle d'armatures est  $A_s' = A' ; A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

**b) Section entièrement comprimée (SEC) :**

$$e = \frac{Mu}{Nu} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$(d - c')Nu - Mf > (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h})bh^2 f_{bc}$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$\text{Si : } (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h})bh^2 f_{bc} < (d - c')Nu - Mf < (0.5 - \frac{c'}{h})bh^2 f_{bc}$$

- Les sections d'armatures sont :

$$A_1 = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \sigma_s} ; A_2 = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - 100 \cdot M_u}{100 \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}} f_{bc} \text{ en (Mpa) et } M \text{ en (N.m)}$$

$$\text{Si : } (d - c')Nu - Mf \geq (0.5 - \frac{c'}{h})bh^2 f_{bc}$$

- Les sections d'armatures sont :

$$A_1 = \frac{M_u - (d - 0.5h) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d - c') \sigma_s} ; A_2 = \frac{N - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_1$$

Si :  $e = \frac{M_u}{N_u} = 0$  (excentricité est nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera :  $A = \frac{N_u - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec :

**B** : Aire de la section du béton seul.

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier.

**Remarque** : Nous allons ferrailer par zone ; car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau :

- **Zone I** : S/S, RDC
- **Zone II** : Du 1<sup>er</sup> au 2<sup>ème</sup> au 3<sup>ème</sup> étage.
- **Zone III** : Du 4<sup>ème</sup> au 7<sup>ème</sup> étage.

### V.A.2. Calcul du ferrailage des poteaux :

Les résultats des efforts internes des poteaux pour toutes les combinaisons sont donnés par le logiciel ETABS et leurs ferrailage se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel SOCOTEC.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Section (cm <sup>2</sup> )	Effort normal (KN)	Moments (KN.m)	e	(h/2-c)	Obs	Asc (sup) (cm <sup>2</sup> )	Ast (inf) (cm <sup>2</sup> )
<b>Zone I (50x50)</b>	N <sub>max</sub> = -2464,51	M <sub>corr</sub> = -70,715	0,0286	0,225	SEC	0	0
	N <sub>min</sub> = 1736,09	M <sub>corr</sub> = 9,624	0,0055	0,225	SEC	0	0
	N <sub>corr</sub> = -1032,6	M <sub>max</sub> = -79,048	0,0765	0,225	SEC	0	0
<b>Zone II (45x45)</b>	N <sub>max</sub> = -1328,09	M <sub>corr</sub> = -30,978	0,0233	0,2	SEC	0	0
	N <sub>min</sub> = 801,65	M <sub>corr</sub> = 0,923	0,0011	0,2	SEC	0	0
	N <sub>corr</sub> = -275,58	M <sub>max</sub> = 89,669	0,3253	0,2	SPC	0	2,6
<b>Zone III (40x40)</b>	N <sub>max</sub> = -521,74	M <sub>corr</sub> = 10,599	0,0203	0,175	SEC	0	0
	N <sub>min</sub> = 168,37	M <sub>corr</sub> = 6,612	0,0392	0,175	SEC	0	0
	N <sub>corr</sub> = -60,82	M <sub>max</sub> = 83,84	1,3784	0,175	SPC	0	6

**Tableau V.A.5:** Ferraillage des poteaux

Les sections d'armatures trouvées sont inférieures à celles exigées par le RPA donc les poteaux seront ferrailés avec les sections minimales réglementaires.

Sections des poteaux (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferraillage
<b>(50x50)</b>	20	24,12	<b>12HA16</b>
<b>(45x45)</b>	16,2	20,35	<b>4HA16+8HA14</b>
<b>(40x40)</b>	12,8	14,2	<b>4HA16+4HA14</b>

**Tableau V.A.6. :** Ferraillage des poteaux suivant les deux sens

**V.A.2.1. Les vérifications à l'ELU :**

**A) Vérification au cisaillement : (RPA/ Art7.4.3.2) :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison

sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = \rho_b \times f_{c28}$$

Avec :

$\tau_{bu}$  : Contrainte de cisaillement

$V_u$  : effort tranchant de la section étudiée

$b$  : la largeur de la section étudiée

$d$  : la hauteur utile ( $d = h - c$ )

$$\lambda_g \geq 5 \quad \rho_b = 0.075 \rightarrow$$

$$\lambda_g < 5 \quad \rho_b = 0.040 \rightarrow$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \text{ Ou } \lambda_g = \frac{L_f}{b}$$

$L_f$ : La longueur de flambement du poteau.

$$L_f = 0.707 L_0$$

$L_0$ : La hauteur libre du poteau

Niveau	$V_u$ (KN)	$b$ (cm)	$d$ (cm)	$\Lambda_g$	$\rho_d$	$\tau_{bu}$ (M Pa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	Vérification
S-SOL	77,88	50	47,5	5,344	0,075	0,327	1,875	OK
RDC	77,88	50	47,5	4,807	0,040	0,327	1	OK
1 ; 2,3	65,49	45	42,5	4,807	0,040	0,342	1	OK
4 ; 5,6,7	79,75	40	37,5	5,408	0,075	0,531	1,875	OK

Tableau V.A.7. : Vérification au cisaillement

**B) Longueur d'ancrage :**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} ; \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} ; f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

$\Psi_s = 1.5$  Pour les aciers à haute adhérence.

$$HA16 : L_S = \frac{\phi_{fe}}{4 \cdot \tau_{su}} = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.44 \text{ cm}$$

$$HA14 : L_S = \frac{\phi_{fe}}{4 \cdot \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.39 \text{ cm}$$

C) La longueur minimale de recouvrement selon le RPA est :  $L = 40\phi$

Pour les HA14 :

$$L_r = 40 \times \phi = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

Pour les HA16 :

$$L_r = 40 \times \phi = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

D) Détermination des armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce ; elles ont un rôle principal qui est le maintien des armatures longitudinales en évitant ainsi leur flambement.

a) Diamètre des armatures : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99) :

Le diamètre des armatures transversales «  $\theta_t$  » sont au moins égal à la valeur normalisée de la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_L^{\max} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm. Soit : } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$\theta_L^{\max}$  : est le plus grand diamètre des armatures longitudinales (16 mm)

b) Calcul des espacements des armatures transversales : (Art 7.4.2.2 RPA99/ 2003).

• En zone nodale :

$$S_t \leq \text{Min} (10\phi_l^{\min}, 15 \text{ cm}) = \text{Min} (10 \times 1.2 ; 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm}$$

Nous adoptons :  $S_t = 10 \text{ cm}$

• En zone courante :

$$S_t \leq 15 \phi_l^{\min} = 18 \text{ cm}$$

Nous adoptons :  $S_t = 15 \text{ cm}$

Avec :  $\phi_l^{\min}$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales (12 mm)

**c) Armatures transversales et vérification au cisaillement: (Art 7.4.2.2 RPA99/2003)**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_1 \times T_u}{h_1 \times f_e} A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \cdot S_t$$

$$\begin{aligned} \rho_1 &= 2.5 \text{ sil'élancement géométrique: } \lambda g \geq 5 \\ \rho_1 &= 3.75 \text{ sil'élancement géométrique: } \lambda g < 5 \end{aligned}$$

**d) Elancement géométrique du poteau :**

L'élancement géométrique ( $\lambda_g$ ) est donné par la relation :

$$\lambda g = \frac{L_f}{a} = \frac{L_f}{b} ; \text{ avec : } a = b$$

Tel que :  $L_f = 0.707 l_0$

$L_f$  : longueur de flambement du poteau

$l_0$  : longueur libre du poteau

Avec :  $l_0 = 306$  pour les étages

$$l_0 = 378 \text{ cm pour les } - \text{SOL} \quad l_0 = 340 \text{ cm pour RDC}$$

La quantité minimale d'armatures transversales  $\frac{A_t}{b \times S_t}$  en % est donnée comme suit :

$$\text{Si } \lambda g \geq 5: \quad 0.3\%$$

$$\text{Si } \lambda g \leq 3: \quad 0.8\%$$

*Si  $3 < \lambda g < 5$  : Par interpolation entre les valeurs précédentes*

**Poteau (40×40) :**

$$\lambda g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.707 l_0}{a} = \frac{0.707 \times 306}{40} = 5,408 ; \lambda g > 5 \Rightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0.3\% ; \rho_a = 2.5$$

$$\text{Zone nodale : } A_t^{\min} = 0.003 \times 40 \times 10 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0.003 \times 40 \times 15 = 1,8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone nodale : } A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \cdot S_t = \frac{2.5 \times 79,75}{40 \times 40} \times 10 = 1,25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \cdot S_t = \frac{2.5 \times 79,75}{40 \times 40} \times 15 = 1,87 \text{ cm}^2$$

**Poteau (45×45) :**

$$\lambda g = \frac{Lf}{a} = \frac{0.707l_0}{a} = \frac{0.707 \times 306}{45} = 4,807 ; \text{ par interpolation } \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0.35\% ; \rho_1 = 3.75$$

$$\text{Zone nodale : } A_t^{\min} = 0,0035 \times 45 \times 10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0,0035 \times 45 \times 15 = 2,36 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone nodale : } A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \cdot S_t = \frac{3,75 \times 65,49}{45 \times 40} \times 10 = 1,36 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \cdot S_t = \frac{3,75 \times 65,49}{45 \times 40} \times 15 = 2,05 \text{ cm}^2$$

**Poteau (50×50) :(S-Sol)**

$$\lambda g = \frac{Lf}{a} = \frac{0.707l_0}{a} = \frac{0.707 \times 378}{50} = 5,34 ; \lambda g > 5 \Rightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0.3\% ; \rho_a = 2.5$$

$$\text{Zone nodale : } A_t^{\min} = 0,003 \times 50 \times 10 = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0,003 \times 50 \times 15 = 2,25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone nodale : } A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \cdot S_t = \frac{2,5 \times 77,88}{50 \times 40} \times 10 = 0,97 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \cdot S_t = \frac{2,5 \times 77,88}{50 \times 40} \times 15 = 1,46 \text{ cm}^2$$

**Poteau (50 × 50) :(RDC)**

$$\lambda g = \frac{Lf}{a} = \frac{0.707l_0}{a} = \frac{0.707 \times 340}{50} = 4,807 \Rightarrow \text{ par interpolation } \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0.35\% ; \rho_1 = 3.75$$

$$\text{Zone nodale : } A_t^{\min} = 0,0035 \times 50 \times 10 = 1,75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0,0035 \times 50 \times 15 = 2,62 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone nodale : } A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \cdot S_t = \frac{3,75 \times 77,88}{50 \times 40} \times 10 = 1,46 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \cdot S_t = \frac{3,75 \times 77,88}{50 \times 40} \times 15 = 2,19 \text{ cm}^2$$

**Sections des armatures transversale:**

	50×50		45×45	40×40
	S-Sol	RDC	1 ;2 ;3	4 ;5 ;6 ;7
Efforts tranchants (KN)	77,88		65,49	79,75
Elancement géométrique $\lambda_g$	5,34	4,807	4,807	5,408
Coefficient correcteur $\rho_1$	2,5	3,75	3,75	2,50
$A_t$ zone nodale ( $S_t = 10\text{cm}$ )	0,97	1,46	1,36	1,25
$A_t$ zone courante ( $S_t = 15\text{cm}$ )	1,46	2,19	2,05	1,87
$A_t^{\min}$ zone nodale ( $S_t = 10\text{cm}$ )	1,5	1,75	1,57	1,2
$A_t^{\min}$ zone courante ( $S_t=15\text{cm}$ )	2,25	2,62	2,36	1,8
$A_{ad}$	3.14	3.14	3.14	3.14

**Tableau V.A.8:** Sections des armatures transversales..

### V.A.2.2. Vérifications à l'ELS :

#### A) Etat limites d'ouvertures des fissures :

La fissuration est considéré comme peut nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifié les contraintes dans les aciers.

#### B) Condition de non fragilité :

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \left[ \frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \right]$$

**C) Vérification des contraintes à l'ELS :**

Pour le cas des poteaux, nous vérifions l'état limite de compression de béton :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa (BAEL91/A.4.5.2)}$$

$$\text{Si : } e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \rightarrow \text{section entièrement comprimée.}$$

$$\text{Si : } e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

**• Vérification d'une section partiellement comprimée :**

Pour calculer la contrainte du béton nous déterminons la position de l'axe neutre :  $y_1 = y_2 + l_c$

$y_1$  : La distance entre l'axe neutre a l'ELS et la fibre la plus comprimée.

$y_2$  : La distance entre l'axe neutre a l'ELS et le centre de pression  $C_p$ .

$l_c$  : La distance entre le centre de pression  $C_p$  et la fibre la plus comprimée.

$y_2$  : est obtenu avec la résolution de l'équation suivante :  $y_2^3 + p.y_2 + q = 0$

Avec :

$$l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3 \times l_c^2 - 90.A_s' \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 90A_s \cdot \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 90.A_s' \cdot \frac{(l_c - c')^2}{b} + 90A_s \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcule  $\Delta$  :  $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

$$\text{Si : } \Delta \geq 0 : t = 0.5 (\sqrt{\Delta} - q) ; u = \sqrt[3]{t} ; y_2 = u - \frac{p}{4.u}$$

Si :  $\Delta < 0 \rightarrow$  l'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right); y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right); y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3.q}{2.p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right); a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

Nous tiendrons pour  $y_2$  la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_1 = y_2 + l_c < h$$

$$\text{Donc : } y_1 = y_2 + l_c$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times [A_s \cdot (d - y_1)^2 + A'_s \cdot (y_1 - d')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \cdot y_1 \leq \sigma_{bc}$$

- **Vérification d'une section entièrement comprimée :**

Nous calculons l'aire de la section homogène totale :

$$S = b \cdot h + 15 \times (A_s + A'_s)$$

Nous déterminons la position du centre de gravité qui est situé à une distance  $X_G$  au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \times \frac{A'_s \times (0.5h - d') - A_s \times (d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

Nous calculons l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + b \cdot h \times X_G^2 + 15 \times [A'_s \times (0.5h - d' - X_G)^2 + A_s \times (d - 0.5h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e_s - X_G) \times (\frac{h}{2} - X_G)}{I} \text{ sur la fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e_s - X_G) \times (\frac{h}{2} - X_G)}{I} \text{ sur la fibre inférieure.}$$

Nous vérifions que :  $\max(\sigma_{sup}; \sigma_{inf}) \leq \sigma_b$

Les résultats des vérifications sont résumés dans les tableaux suivant :

Section (cm <sup>2</sup> )	Combinaison	Ns (KN)	Ms (KN.m)	es (m)	h/6 (m)	Nature	Amin (cm <sup>2</sup> )	Aadoptée (cm <sup>2</sup> )	OBS
<b>Zone I</b> <b>(50x50)</b>	Nmax-Mcor	- 1052,75	2,034	0,0019	0,083	SEC	5.61	24,12	OK
	Nmin-Mcor	-85,69	-34,36	0,400		SPC	5.51		OK
	Ncor-Mmax	-85,7	-34,384	0,4012		SEC	5.62		OK
<b>Zone II</b> <b>(45x45)</b>	Nmax-Mcor	-703,85	4,954	0,0070	0,075	SEC	4.40	20,35	OK
	Nmin-Mcor	-167,12	-0,87	0,0052		SEC	4.40		OK
	Ncor-Mmax	-325,81	-22,739	0,0697		SPC	4.42		OK
<b>Zone III</b> <b>(40x40)</b>	Nmax-Mcor	-380,71	7,673	0,0201	0,067	SEC	3.33	14,2	OK
	Nmin-Mcor	-16,25	-1,391	0,0856		SPC	3.37		OK
	Ncor-Mmax	-155,81	18,81	0,1207		SPC	3.48		OK

**Tableau V.A.8:** Vérification de la condition de non fragilité.

Section (cm <sup>2</sup> )	Combinaison	N <sub>s</sub> (KN)	M <sub>s</sub> (KN.m)	Nature	Béton				Acier			
					σ <sub>sup</sub> (MPA)	σ <sub>inf</sub> (MPA)	σ <sub>b</sub> (MPA)	OBS	σ <sub>sup</sub> (MPA)	σ <sub>inf</sub> (MPA)	σ <sub>a</sub> (MPA)	OBS
<b>Zone I</b> <b>(50x50)</b>	Nmax-Mcor	-1052,75	2,034	SEC	7.05	5.04	15	CV	76.50	75.70	348	CV
	Nmin-Mcor	-85,69	-34,36	SPC	1.53	0		CV	18.70	-35.30		CV
	Ncor-Mmax	-85,7	-34,384	SEC	4.69	2.42		CV	68.00	38.50		CV
<b>Zone II</b> <b>(45x45)</b>	Nmax-Mcor	-703,85	4,954	SEC	4.21	3.23	15	CV	62.10	49.50	348	CV
	Nmin-Mcor	-167,12	-0,87	SEC	0.77	0.64		CV	11.30	9.70		CV
	Ncor-Mmax	-325,81	-22,739	SPC	3.70	0		CV	51.10	0.97		CV
<b>Zone III</b> <b>(40x40)</b>	Nmax-Mcor	-380,71	7,673	SEC	3.34	1.98	15	CV	48.40	31.50	348	CV
	Nmin-Mcor	-16,25	-1,391	SPC	0.26	0		CV	3.33	-1.85		CV
	Ncor-Mmax	-155,81	18,81	SPC	6.10	0		CV	64.80	-193.5		CV

Tableau V.A.9: Vérification des contraintes a l'ELS.

**Conclusion:**

Le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures  $A_s$  (min) correspondante recommandée par le règlement (**RPA.99-V 2003**) en zone II.

Zones	Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Armatures longitudinales
Zone I	S-Sol ; RDC	50×50	12HA16
Zone II	1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> au 3 <sup>ème</sup> étage	45×45	4HA16+8HA14
Zone III	4 <sup>ème</sup> au 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étage, terrasse	40×40	4HA16+4HA14

**Tableau V.A.10** : Ferrailage final des poteaux.

## V.B.Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments linéaires sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

### V.B.1.Les combinaisons de calcul :

Ils seront ferrailés en flexion simple sous les combinaisons les plu défavorables, et vérifiées à L'ELS. Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- |    |                      |                   |
|----|----------------------|-------------------|
| a- | $1.35 G + 1.5 Q$     | ELU               |
|    | $G + Q$              | ELS               |
| b- | $G + Q + E_{x, y}$   | (5.1 RPA 99/2003) |
|    | $0.8 G \pm E_{x, y}$ | (5.2 RPA 99/2003) |

- **Recommandation du RPA version 2003 :**

➤ **Armatures longitudinales :**

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : 0.5 % de la section du béton :

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

En zone courante : 4 % En zone de recouvrement : 6 %

La longueur de recouvrement est de :  $40 \Phi$  (zone IIa)

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et l'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

➤ **Armatures transversales :**

La quantité d'armatures transversales minimales est données par :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

L'espace maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$S_t = \min \left( \frac{h}{4}, 12 \Phi_t \right) \quad \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \rightarrow \text{En dehors de la zone nodale.}$$

$\Phi_1$  : Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Etapes de calcul des armatures longitudinales :

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Pour les FeE400

Si  $\mu_b \leq \mu_l \Rightarrow$  Section simplement armée

Si  $\mu_b > \mu_l \Rightarrow$  section doublement armée

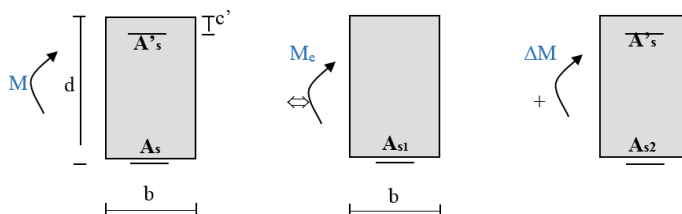
Section sans armatures comprimées ( $A'_s = 0$ ) :

$$\text{Si } \mu_b < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Section avec armatures comprimées ( $A'_s \neq 0$ ) :

$$\mu_b > \mu_l = 0.392$$

La section réelle est considérée comme équivalente a la somme de deux sections fictives.



$A_s$  : La section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

$A'_s$  : La section supérieur la plus comprimée.

$$M = M_e + \Delta M$$

$$M_e = \mu_e \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} \text{ et } \Delta M = M - M_e$$

Finalement :

$$A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \quad \left\{ \begin{array}{l} A_s = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_e}{\beta_e \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \end{array} \right.$$

- **Exemple de calcul**

On propose de calculer la section d'armature de la Poutre Principale Sur appuis et en travée du plancher:

**V.B.2.Extraction des Moment Fléchissant et l'effort Tranchant:**

Pour pouvoir Procéder aux ferraillages des poutres en 'a besoin des Moment de flexion 'M<sub>y</sub>' effort Tranchant 'T' extrait de (R.S.A).

Etape Extraire « My » et « T » :

1. Sélectionner les poutres Principales des plancher.
2. aller 'Résultats ' puis 'efforts ' une fenêtre s'affiche puis vers 'Extrêmes globaux'.
3. sélectionner 'les combinaisons' suivant le cas de charge.

- **Afficher les diagrammes :**

1. Sélectionner les poutres Principales des plancher puis les isoler.
2. afficher vue 2D par rapport aux poutres
3. puis cocher « Moment My » pour le Moment fléchissant et « Force Fz » pour l'effort tranchant.

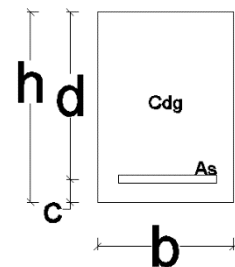
**V.B.3.Calcul du ferraillage :**

**V.B.3.1.Poutres principales :**

**En Travée:**

Données :

$M_t = 44,28 [KN.m]$      $h=40 [cm]$   
 $b= 25 [cm]$     $c=2,5 [cm]$     $d=h-c=37,5 [cm]$



**Calcul :**

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{44,28 \cdot 10^3}{25 \cdot 37,5^2 \cdot 14.2} \quad \mu_b = 0.086 \quad \beta = 0.955$$

$\mu_b = 0.086 < \mu_l = 0.392$      $\longrightarrow$  Section Simplement Armée (S.S.A)

$$A_u = \frac{M_A}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{44,28 \cdot 10^3}{0.955 \cdot 37,5 \cdot 34.8} \quad \mathbf{A_u = 3,05 [cm^2]}$$

$A_{min} = 5\% b \cdot h = 0,05 \cdot 0,25 \cdot 0,4 = 5cm^2$

Soit en Prend 3HA16 (fil) = 6,03 [cm<sup>2</sup>]

**Au Appuis :**

Données :

$$M_A = 128,32 [KN.m] \quad h=40 [cm] \quad b=25 [cm] \quad c=2,5 [cm] \quad d=h-c=37,5 [cm]$$

**Calcule :**

$$\mu_b = \frac{M_A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{128,32 \cdot 10^3}{25 \cdot 37,5^2 \cdot 14.2} \quad \mu_b = 0.25 \quad \beta = 0.853$$

$$\mu_b = 0.25 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{Section Simplement Armée (S.S.A)}$$

$$A_u = \frac{M_A}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{128,32 \cdot 10^3}{0.853 \cdot 37,5 \cdot 34.8} \quad \mathbf{A_u = 9,89 [cm^2]}$$

Soit en Prend 3HA16 (fil) et 3HA14(Chap) = 10,64 [cm<sup>2</sup>]

Récapitulatifs du ferraillage des poutres Principale (25x40) et secondaires(25\*35) :

choix des aciers adoptés sont résumés dans le tableau ci-dessus :

	Poutre	Zone	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ	obs	β	A <sub>min</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>max</sub> <sup>Ap</sup> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>max</sub> <sup>Trav</sup> [cm <sup>2</sup> ]	Ah Cal [cm <sup>2</sup> ]	Ah Adpt [cm <sup>2</sup> ]
Plaque Per Corp Creux	Poutre Principale (25x40)	Travée	44,28	0,086	S.S.A	0,955	5,00	/	40,00	3,05	3 HA 16 (fil)=6,03
		Appuis	128,32	0,250	S.S.A	0,853	5,00	60,00	/	9,89	3 HA 16 (fil)+ 3 HA 14 (Chap) 10,64
	Poutre Secondaire (25x35)	Travée	13,32	0,034	S.S.A	0,982	4,38	/	35,00	1,03	3 HA 14 (fil)=4,62
		Appuis	78,66	0,203	S.S.A	0,885	4,38	52,50	/	6,73	3 HA 14 (fil)+ 2 HA 14 (Chap) 7,69

• **Armature transversales:**

		Poutre	$S_t$ (cm)			$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	Ferraillage	
								0
Plancher Corbeaux	Poutre Principale (25x40)	Zone nodale $S_t \leq \min(h/4; 12\phi)$	$S_t \leq \min(10; 19,2)$	10	0,75	4 HA 8 2,01		16
		Zone courante $S_t \leq h/2$	$S_t \leq 20$	15	1,125			
	Poutre Secondaire (25x35)	Zone nodale $S_t \leq \min(h/4; 12\phi)$	$S_t \leq \min(8,75; 16,8)$	10	0,75	4 HA 8 2,01		14
		Zone courante $S_t \leq h/2$	$S_t \leq 17,5$	15	1,125			

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

**Remarque :** les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

➤ **Armature de peau :**

Les armatures de peau sont pas nécessaire car la hauteur h des poutres ne dépasse pas 70cm.

➤ **Délimitation de la zone Nodale et Courante :**

• **Zone Nodale**

$L' = 2x h$  Avec : h : hauteur de la poutre

On aura :

$L' = 2x40 = 80$  cm. Poutres principales de (25 X 40)

$L' = 2x35 = 70$  cm. Poutres secondaires de (25 X 35)

• **Zone Courante :**

$L_{Courante} = L_{nue \text{ d'appui}} - 2L'$

• **Dispositions constructives :**

Les chapeaux sur appuis doivent débordés du nus de l'appui d'au moins :

$\frac{L}{4}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appuis intermédiaire voisin d'un appui de rive.

$\frac{L}{5}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appuis n'appartenant pas à une travée de rive.

Les barres inférieures du second lit arrêtées à une distance des nus des appuis  $\leq \frac{L}{10}$  .

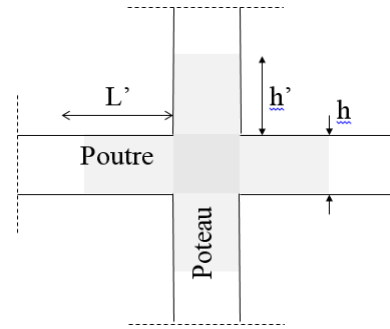


Figure 1\_Zone Nodale

**V.B.4.Vérification a l'ELU :**

**a)Vérification de la condition de non fragilité :**

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

- Poutres principales de (25x40):  $A_{\min} = 0,23 \times 25 \times 37,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,13 \text{ cm}^2$ .

La condition de non fragilité est vérifiée

**b)Vérification au cisaillement:**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } \tau_u : \text{l'effort tranchant max a l'ELU.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right) = \min \left( 0,2 \frac{25}{1,5}; 5 \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{114,74 \times 10^3}{250 \times 375} = 1,22 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Condition Vérifier}$$

**c)Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales (BAEL91.Art A.5.1.32) :**

Lorsqu'au droit d'un appuis :  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0$ . On doit prolonger au-delà de l'appareil d'appui,

une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à  $T_u - \frac{M_u}{0,9d}$

$$D'ou A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left( V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

**Poutre Principale (25x40) :**  $114,74 - \frac{128,32}{0,9 \times 37,5} = -110,93 < 0$ .

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires. (A.Sup.N.N)

- **Influence de l'effort tranchant sur béton au niveau des appuis :**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40x \frac{0,9x d x b x f_{c28}}{\gamma_b} \text{ (BAEL91.art A.5.1.32)}$$

**Poutre Principale (25x40) :**

$$T_u = 111,94KN < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,37,5 \times 0,25 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 570KN$$

**d)Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :**

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

avec :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0,9d \sum U_i} \quad \sum U_i : \text{Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.}$$

$$3HA16 \Rightarrow \sum U_i = 3 \times 3,14 \times 16 = 150,72mm^2$$

$$\tau_{se}^{max} = \frac{114,94 \times 10^3}{0,9 \times 37,5 \times 10 \times 150,72} = 2,25 < \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**e)Calcul de longueur de scellement droit des barres :**

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6x \psi_s^2 x f_{t28} = 2,835$$

Pour les Φ16 :  $l_s = 56,43$  cm.

Pour les Φ14 :  $l_s = 49,38$  cm.

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « 0,4.l<sub>s</sub> » Pour les barres à haute adhérence.

Pour les  $\Phi 16$  :  $l_s = 22,57$  cm.

Pour les  $\Phi 14$  :  $l_s = 19,75$  cm

	Poutre	$A_{min}^{CNF} [cm^2]$	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$		$T_u^{max} + M_u^{Ap} / 0.9d$		$T_u \leq \bar{T}_u$		$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$	
			T max [KN]	obs	obs	$\bar{T}_u [KN]$	obs	$\tau_{se} [MPa]$	obs	
Plancher Corp Creux	Poutre Principale (25x40)	1,15	114,940	C.V	-260,265	A.Sup.N.N	570,000	C.V	2,230	C.V
	Poutre Secondaire (25x35)	1,00	65,100	C.V	-199,748	A.Sup.N.N	495,000	C.V	1,662	C.V

Figure 2\_Verification a l'ELU

**V.B.5.Vérification à l'ELS :**

**a)Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

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

La contrainte de compression du béton et de l'acier ne doit pas dépasser la contrainte admissible

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 [MPa] \qquad \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 MPa$$

Poutre Principale (25x40) :

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 6,03}{25 \times 37,5} = 0,647 \quad \text{Puis en déduit les valeurs de } \beta_1 = 0,882 \text{ et } K1 = 27,37$$

-les contraintes valent alors :  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K1} = \frac{154,67}{27,37} = 5,65 MPa$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 d A_s} = \frac{31,26}{0,882 \times 37,5 \times 6,03} = 154,67 MPa$$

Donc les contraintes du béton et de l'acier sont vérifiées.

	Poutre	Zone	Ah Adpt [cm <sup>2</sup> ]	Ms [KN.m]	ρ	β1	K1	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub>		σ <sub>st</sub> ≤ σ̄ <sub>st</sub>	
								σbc [Mpa]	obs	σs [Mpa]	obs
								Plancher Corp Creux	Poutre Principale (25x40)	Travée	6,03
Appuis	10,64	45,110	1,138	0,854	19,250	6,787	C.V			130,644	C.V
Poutre Secondaire (25x35)	Travée	4,62	9,630	0,567	0,888	29,640	2,400		C.V	71,131	C.V
	Appuis	7,69	12,480	0,937	0,864	21,760	2,616		C.V	56,919	C.V

Figure 3\_Verrification a l'ELS

Le reste des vérifications se trouve dans le tableau suivant

**c)Etat limite de déformation (la flèche) BAEL [art B.6.5] :**

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logiciel ETABS

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{Avec } \bar{f} : \text{la flèche admissible.}$$

L : la plus grande portée des poutres dans chacun des deux sens.

**Poutre Principale (25x40) :**

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{440}{500} = 0,88 \text{ cm}$$

$$f_{ETABS} = 0,06 \text{ cm} < \bar{f} = 0,88 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

	Poutre	f (ETABS)	f̄		Obs
			L [cm]	L/500	
			Plancher Corp Creux	Poutre Principale (25x40)	
Poutre Secondaire (25x35)	0,050	395		0,79	C.V

Figure 4\_Vérification de la flèche Pour les poutres

La flèche est vérifiée pour tous les poutres dans les deux sens (poutres principales et poutres secondaires).

**V.C.Ferraillage des Voiles :**

**Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales.

Donc le calcul du ferraillage se fera en flexion composée, sous l’action des sollicitations verticales (charges permanente G et surcharges d’exploitation Q), ainsi que sous l’action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d’armatures :

- Armatures verticales. A
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Pour faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose la structure en (05) zones :

- Zone 1 : S/Sol.
- Zone 2 : RDC.
- Zone 3 : 1er niveau, 2ème niveau et 3<sup>ème</sup> niveau.
- Zone 4 : 4<sup>ème</sup> ,5<sup>ème</sup> ,6<sup>ème</sup> niveau et Terrasse .

**Combinaisons d’action :**

Les combinaisons d’actions sismiques et d’actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données comme suit :

{	1.35 G + 1.5 Q	ELU
	G + Q	ELS
	G + Q + E <sub>x/y</sub>	RPA 2003
	0.8G ± E <sub>x/y</sub>	RPA 2003

**V.C.1.La méthode des bandes (MDB )**

C’est une méthode qui vient de la résistance des matériaux (RDM), Les effort sont résumés en une résultante verticale équivalente à la situation la plus défavorable (M, N)qui est censé être reprise par les armatures verticales. Le calcul se fera pour des bandes de largeur d.

- **Exposé de la méthode :**

La méthode consiste à déterminer les contraintes  $\sigma_{max}$  et  $\sigma_{min}$  que en extrait du programme ETABS

-Calcule de la longueur tendue et comprimer

$$L_t = L - L_c \quad \text{et} \quad L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} \times L$$

-Découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right) \dots [1] \text{Art7.7.4}$$

Avec :  $h_e$  : hauteur entre nus du plancher du voile considéré.

$L_c$  : la longueur de la zone comprimée.

$L_t$  : longueur tendue

**Remarque :** Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

V.C.2. Les différent cas de section :

<p>a. Section entièrement comprimée</p>	<p><b>Les efforts normaux :</b></p> $N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$ $N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$ <p>Détermination des armatures :</p> <p><b>Armatures verticales :</b></p> $A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$ <p>Avec : <math>B = d \times e</math>  <math>f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}</math> <math>\sigma_s = 348 \text{ MPa}</math></p> <p><b>Armatures minimales : (BAEL 91)</b></p> $A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 5\%$
<p>b. Section partiellement comprimée</p>	<p><b>Les efforts normaux</b></p> $N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$ $N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$ <p>Détermination des armatures :</p> <p><b>Armatures verticales :</b></p> $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{st}}$ <p><b>Armatures minimales : (BAEL 91)</b></p> $A_{\min} \geq \max \left( \frac{0.23 \times B \cdot f_{t28}}{f_e} ; 0.005 \cdot B \right)$
<p>c. Section entièrement tendue</p>	<p><b>Les efforts normaux</b></p> $N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$ <p>Détermination des armatures :</p> <p><b>Armatures verticales :</b></p> $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$ <p>Avec : <math>\sigma_s = 348 \text{ MPa}</math></p> <p><b>Armatures minimales : (BAEL 91)</b></p> $A_{\min} \geq \max \left( \frac{0.23 \times B \times f_{t28}}{f_e} ; 0.005 \times B \right)$

**V.C.3.Exigences du RPA99 (version 2003) :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :

-Globalement dans la section du voile 0.15 %

- En zones courantes 0.10 %

-Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets. La jonction des armatures entre les différents niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochet).

**a)Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur égale à 10  $\Phi$ .

- D'après le BAEL 91 :  $A_H = \frac{A_v}{4}$

- D'après le RPA99 (version 2003) :  $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doivent pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile

**b)Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après ([1] Art7.7.4.3)

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

**c)Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_c} \quad \text{Avec :} \quad T = 1.4 V_u$$

$V_u$  : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

**d)Potelet :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$ .

**V.C.4.Disposition constructive :**

**a)Espacement :**

D'après le R.P.A.99 version 2003 (Art 7.7.4.3), l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S_t \leq 1.5e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{cases}$$

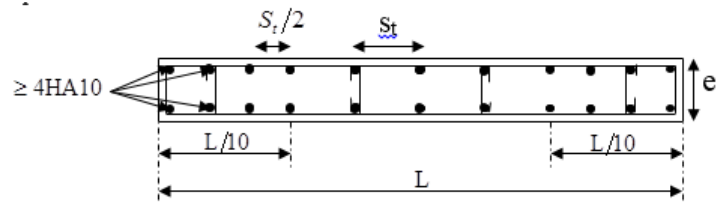


Figure 1\_Disposition des Armature verticale dans un voile

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0,1 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

**b)Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

- $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

**c)Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10 de l'épaisseur du voile.

**V.C.5.Les vérifications :**

**a)Vérification à L'ELS :**

Pour ce cas: on vérifie que :  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \text{ et } \bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : **Ns**: Effort normal appliqué ; **B**: Section du béton ; **A**: Section d'armatures adoptée.

**a.1.Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} \quad \tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

Avec :  $b_0$  : Epaisseur du linteau ou du voile ;  $\mathbf{d}$  : Hauteur utile ( $d = 0.9 h$ )

$\mathbf{h}$  : Hauteur totale de la section brute ;  $\mathbf{V}=1,4xV_{calculé}$

D'après le BAEL 91 :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad ; \quad \tau_u : \text{Contrainte de cisaillement ; Pour la fissuration préjudiciable.}$$

**a.2)Exemple de calcul :**

Ferrailage d'un Voile Transversale  $L=3,7$  m en Zone I (VTA.ZI 3,7m)

- **Caractéristiques géométriques :**

$$L_{\text{Voile.ZI}}=3,7\text{m} \quad e=0,20\text{m} \quad I=0,684 \text{ m}^4 \quad B=0,690 \text{ m}^2 \quad V=V'=1,725 \text{ m}$$

- **Calcul de Sollicitation :**

-Les contraintes  $\sigma_{\max}$  et  $\sigma_{\min}$  que en extrait du programme (RSA) :

$$\sigma_{\max} = 4323 \text{ KN/m}^2 \quad \sigma_{\min} = -5224 \text{ KN/m}^2$$

-Calcul des Longueurs comprimées et tendues :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} \times L = \frac{4323}{4323 + 5224} \times 3,7 = 01,56\text{m} \quad L_t = L - L_c = 1,89\text{m}$$

- Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

$$\text{Avec : } d \leq \min \left( \frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3} \right) \quad d \leq 1,04\text{m}$$

- **Bande 1 :**  $d_1 = \min (L_t/2 ; d) = 0,94\text{m}$

$$\text{A partir du Triangle Semblable en 'a } \sigma_1 = \sigma_{\min} \times \frac{d_1}{L_t} \quad \sigma_1 = 2612 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d_1 \times e \quad N_1 = 739.64 \text{ KN}$$

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} \quad A_{v1} = 18,49 \text{ cm}^2$$

- **Bande 2 :**  $d_2 = L_t - d_1 = 0.92\text{m}$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e \quad N_2 = 246,55 \text{ KN}$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} \quad A_{v2} = 6,16 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{\bar{V}}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times T}{f_e} \quad A_{vj} = 19.67 \text{ cm}^2$$

**a.3)Détermination de la section d'armatures verticale totale par Bande :**

$$A_{vt1} = A_{v1} + A_{vj}/4 = 18,49 + 19.67/4 = 23,41 \text{ cm}^2$$

$$A_{vt2} = A_{v2} + A_{vj}/4 = 6,16 + 19.67/4 = 11,08 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures:**

$A_{vt1}=12HA16= 24.12 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Espacement  $d1/(6-1)= 18 \text{ cm}$  en prend  $St=11 \text{ cm}$ .

**(i) Armatures horizontales :**

**D'après le BAEL 91 :**  $A_h = A_{vt1}/4 = 4,62 \text{ cm}^2$

**D'après le RPA Mod 2003 :**  $A_h = 0.15 \% B = 10,35 \text{ cm}^2$

Soit  $8HA12 = 9.04 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  en prend  $St=10 \text{ cm}$ .

**(ii) Armatures transversales:**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit 4HA8 (4 épingles HA8 /m<sup>2</sup>).

**a.4)Vérification des contraintes :**

**RPA 2003 :**  $\tau_b = \frac{T}{e \cdot d} = \frac{1.4 \times 511 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3450} = 1,52 \text{ MPa}$

$\tau_b = 1,52 \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$

**BAEL 91 :**  $\tau_u = \frac{V_u}{e \cdot d} = \frac{511 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3450} = 0,823 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0.823 \leq \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 3.26 \text{ Mpa}$

**a.5)Vérification à l'ELS :**

$\sigma_b = \frac{N_s}{d \times e + 15 \cdot A_v} \Rightarrow \sigma_b = \frac{6000 \times 10^3}{0.345 \times 10^6 + 15 \times 24.12 \times 10^2} = 8,26 \text{ MPa}$

$\sigma_b = 8,26 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

**V.C.6.Ferraillages et Vérifications de tous les Voiles :**

Le calcul du ferraillage des autres voiles ainsi que les vérifications des contraintes sont faite a'partir des tableaux Excel présenter ci-dessous

Ferraillage des Voiles Longitudinaux :

Voile longitudinal ( VL1 1m) :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	hpoutre [m]		0,35	0,35	0,35	0,35
	hauteur etage [m]		3,78	3,4	3,06	3,06
	L' [m]		0,75	0,75	0,78	0,78
	e [m]		0,20	0,20	0,20	0,20
	B [m <sup>2</sup> ]		0,150	0,150	0,155	0,155
	H [m]		3,78	3,40	3,06	3,06
he [m]		3,43	3,05	2,71	2,71	
Solicitation de calcul	T [KN]		400,000	320,000	250,000	190,000
	N <sub>ser</sub> [KN]		2200,00	1800,00	1500,00	1300,00
	Vu [KN]		560,000	448,000	350,000	266,000
	σ <sub>max</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		5000	4500	3900	3000
	σ <sub>min</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		-8000	-7500	-6800	-5900
	σ <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		400	400	400	400
	Lc [m]		0,29	0,28	0,28	0,26
	Lt [m]		0,46	0,47	0,49	0,51
	d<=min(he/2;2Lc/3) [m]		0,19	0,19	0,19	0,17
	d1 = d <sub>adopté</sub> [m]		0,19	0,19	0,19	0,17
	d2 = Lt - d <sub>adopté</sub> [m]		0,27	0,28	0,30	0,34
	σ <sub>1</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		3333,333	3000,000	2600,000	2000,000
	N1 [KN]		217,95	196,88	177,02	137,58
	N2 [KN]		89,74	84,38	79,09	67,92
armatures verticales	AV calculer (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	5,45	4,92	4,43	3,44
		Bande 2	2,24	2,11	1,98	1,70
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		15,40	12,32	9,63	7,32
	AV+(Avj/4) (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	9,30	8,00	6,83	5,27
Bande 2		6,09	5,19	4,38	3,53	
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		1,9	1,9	1,9	1,7
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	Choix de Av (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	6 HA 16 12,06	6 HA 14 9,23	6 HA 12 6,78	6 HA 12 6,78
		Bande 2	6 HA 12 6,78	6 HA 12 6,78	6 HA 10 4,71	6 HA 10 4,71
	ST<=min(1,5e;30cm)		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	8	8	8	8
Bande 2		8	8	9	9	
Armatures horizontales	AH (cm <sup>2</sup> )		3,01	2,31	2,33	2,33
	choix de la section /ml		4 HA 12 4,52	4 HA 12 4,52	4 HA 12 4,52	4 HA 12 4,52
	Espacement st(cm)		25	25	25	25
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>			
Véification	τ <sub>b</sub> = 5 MPA	τ <sub>b</sub>	4,148	3,319	2,509	1,907
	τ <sub>u</sub> = 3.26 MPA	τ <sub>u</sub>	2,963	2,370	1,792	1,362
	τ <sub>bc</sub> = 15 MPA	σ <sub>bc</sub>	13,09	10,99	9,08	7,87

Figure 1\_Voile longitudinale (VL1 1m)

Voile longitudinal ( VL2 2m ) :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	hpoutre [m]		0,35	0,35	0,35	0,35
	hauteur etage [m]		3,78	3,4	3,06	3,06
	L' [m]		1,75	1,75	1,78	1,80
	e [m]		0,20	0,20	0,20	0,20
	B [m²]		0,350	0,350	0,355	0,360
	H [m]		3,78	3,40	3,06	3,06
he [m]		3,43	3,05	2,71	2,71	
Solicitation de calcul	T [KN]		430,000	401,000	347,000	282,000
	N <sub>ser</sub> [KN]		5300,00	4900,00	3987,00	2879,00
	Vu [KN]		602,000	561,400	485,800	394,800
	σ <sub>max</sub> [KN/m²]		4701	4102	3500	2400
	σ <sub>min</sub> [KN/m²]		-6890	-6003	-4850	-3500
	σ <sub>s</sub> (kN/m²)		400	400	400	400
	Lc [m]		0,71	0,71	0,74	0,73
	Lt [m]		1,04	1,04	1,03	1,07
	d<=min(he/2;2Lc/3) [m]		0,47	0,47	0,50	0,49
	d1 = d <sub>adopté</sub> [m]		0,47	0,47	0,50	0,49
	d2 = Lt - d <sub>adopté</sub> [m]		0,57	0,57	0,53	0,58
	σ1 [KN/m²]		3134,000	2734,667	2333,333	1600,000
	N1 [KN]		474,30	413,81	356,30	248,95
N2 [KN]		177,72	154,79	124,83	92,75	
armatures verticales	AV calculer (cm2)	Bande 1	11,86	10,35	8,91	6,22
		Bande 2	4,44	3,87	3,12	2,32
	A <sub>vj</sub> (cm²)		16,56	15,44	13,36	10,86
	AV+(Avj/4) (cm2)	Bande 1	16,00	14,20	12,25	8,94
		Bande 2	8,58	7,73	6,46	5,03
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande (cm²)		4,7	4,7	5,0	4,9
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	Choix de Av (cm²)	Bande 1	8 HA 16 16,08	8 HA 16 16,08	8 HA 14 12,31	8 HA 12 9,04
		Bande 2	8 HA 12 9,04	8 HA 12 9,04	8 HA 12 9,04	8 HA 10 6,28
	ST<=min(1,5e;30cm)		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	16	16	16	16
		Bande 2	12	12	10	9
Amatures horizontales	AH (cm2)		5,25	5,25	5,33	5,40
	choix de la section /ml		5 HA 12 5,65	5 HA 12 5,65	5 HA 12 5,65	5 HA 12 5,65
	Espacement st(cm)		20	20	20	20
Amatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m²			
Véfication	τ <sub>u</sub> = 5 MPA	τ <sub>b</sub>	1,911	1,782	1,521	1,219
	τ <sub>u</sub> = 3.26 MPA	τ <sub>u</sub>	1,365	1,273	1,086	0,870
	τ <sub>bc</sub> = 15 MPA	σ <sub>bc</sub>	14,17	13,10	10,68	7,71

Figure 2\_Voile Longitudinal (VL2 2m)

Ferrailage des Voiles Transversaux :

Voile Transversal (VT1 3,70m) :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	hpoutre [m]		0,40	0,40	0,40	0,40
	hauteur etage [m]		3,78	3,4	3,06	3,06
	L' [m]		3,45	3,45	3,48	3,50
	e [m]		0,20	0,20	0,20	0,20
	B [m <sup>2</sup> ]		0,690	0,690	0,695	0,700
	H [m]		3,78	3,40	3,06	3,06
	he [m]		3,38	3,00	2,66	2,66
Solicitation de calcul	T [KN]		511,000	413,000	348,000	226,000
	N <sub>ser</sub> [KN]		6000,00	5100,00	4000,00	3300,00
	Vu [KN]		715,400	578,200	487,200	316,400
	σ <sub>max</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		4323	3901	3021	2534
	σ <sub>min</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		-5224	-4826	-3907	-2989
	σ <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		400	400	400	400
	L <sub>c</sub> [m]		1,56	1,54	1,52	1,61
	L <sub>t</sub> [m]		1,89	1,91	1,96	1,89
	d<=min(he/2;2Lc/3) [m]		1,04	1,03	1,01	1,07
	d1 = d <sub>adopté</sub> [m]		0,94	0,95	0,98	0,95
	d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub> [m]		0,94	0,95	0,98	0,95
	σ1 [KN/m <sup>2</sup> ]		2612,000	2413,000	1953,500	1494,500
	N1 [KN]		739,64	690,54	574,24	424,63
	N2 [KN]		246,55	230,18	191,41	141,54
armatures verticales	AV calculer (cm2)	Bande 1	18,49	17,26	14,36	10,62
		Bande 2	6,16	5,75	4,79	3,54
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		19,67	15,90	13,40	8,70
	AV+(Avj/4) (cm2)	Bande 1	23,41	21,24	17,71	12,79
		Bande 2	11,08	9,73	8,13	5,71
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		10,4	10,3	10,1	10,7
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Choix de Av (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	12 HA 16 24,12	12 HA 14 18,46	12 HA 14 18,46	12 HA 12 13,56
		Bande 2	8 HA 14 12,31	8 HA 14 12,31	8 HA 12 9,04	8 HA 10 6,28
	ST<=min(1,5e;30cm)		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	18	19	19	19
		Bande 2	22	22	22	22
Armatures horizontales	AH (cm2)		10,35	10,35	10,43	10,50
	choix de la section/ml		10 HA 12 11,30	10 HA 12 11,30	10 HA 12 11,30	10 HA 12 11,30
	Espacement st(cm)		10	10	10	10
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>			
Véfication	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$	T <sub>b</sub>	1,152	0,931	0,779	0,502
	$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPA}$	T <sub>u</sub>	0,823	0,665	0,556	0,359
	$\bar{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPA}$	σ <sub>bc</sub>	8,26	7,11	5,53	4,58

Figure 3\_Voile Transversal (VT1 3,7m)

Voile Transversal (VT2 2m)

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	hpoutre [m]		0,40	0,40	0,40	0,40
	hauteur etage [m]		3,78	3,4	3,06	3,06
	L' [m]		1,75	1,75	1,78	1,80
	e [m]		0,20	0,20	0,20	0,20
	B [m <sup>2</sup> ]		0,350	0,350	0,355	0,360
	H [m]		3,78	3,40	3,06	3,06
	he [m]		3,38	3,00	2,66	2,66
Solicitation de calcul	T [KN]		420,000	311,000	287,000	250,000
	N <sub>ser</sub> [KN]		5500,00	4678,00	3897,00	259,58
	Vu [KN]		588,000	435,400	401,800	350,000
	σ <sub>max</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		4589	4317	2900	2500
	σ <sub>min</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		-7870	-6750	-4890	-3323
	σ <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		400	400	400	400
	L <sub>c</sub> [m]		0,64	0,68	0,66	0,77
	L <sub>t</sub> [m]		1,11	1,07	1,11	1,03
	d<=min(he/2;2Lc/3) [m]		0,43	0,46	0,44	0,52
	d1 = d <sub>adopté</sub> [m]		0,43	0,46	0,44	0,51
	d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub> [m]		0,68	0,61	0,67	0,51
	σ1 [KN/m <sup>2</sup> ]		3059,333	2878,000	1933,333	1661,500
	N1 [KN]		469,65	438,16	300,58	256,00
	N2 [KN]		206,72	176,21	130,25	85,33
armatures verticales	AV calculer (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	11,74	10,95	7,51	6,40
		Bande 2	5,17	4,41	3,26	2,13
	A <sub>v1</sub> (cm <sup>2</sup> )		16,17	11,97	11,05	9,63
	AV+(Avj/4) (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	15,78	13,95	10,28	8,81
Bande 2		9,21	7,40	6,02	4,54	
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		4,3	4,6	4,4	5,2
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	Choix de Av (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	8 HA 16 16,08	8 HA 14 12,31	8 HA 14 12,31	8 HA 12 9,04
		Bande 2	6 HA 14 9,23	6 HA 14 9,23	6 HA 12 6,78	6 HA 10 4,71
	ST<=min(1,5e;30cm)		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	14	15	14	17
		Bande 2	11	10	11	8,5
Armatures horizontales	AH (cm <sup>2</sup> )		5,25	5,25	5,33	5,40
	choix de la section/ml		5 HA 12 5,65	5 HA 12 5,65	5 HA 12 5,65	5 HA 12 5,65
	Espacement st(cm)		20	20	20	20
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>			
Véification	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$	$\tau_b$	1,867	1,382	1,258	1,080
	$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPA}$	$\tau_u$	1,333	0,987	0,898	0,772
	$\bar{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPA}$	$\sigma_{bc}$	14,70	12,70	10,43	0,69

Figure 4\_Voile Transversale (VT2 2m)

**CHAPITRE VI :**  
**Etude du voile périphérique**

## VI. Etude VOILE PÉRIPHÉRIQUE :

### Introduction :

Le voile de béton est une paroi verticale en béton armé

- **Les exigences du RPA99/2003 :**

D'après l'article (7.7/ RPA99version 2003) l'épaisseur minimale du voile périphérique est de 15cm. On opte pour une épaisseur de **20 cm**

### VI.1. Méthode de calcul :

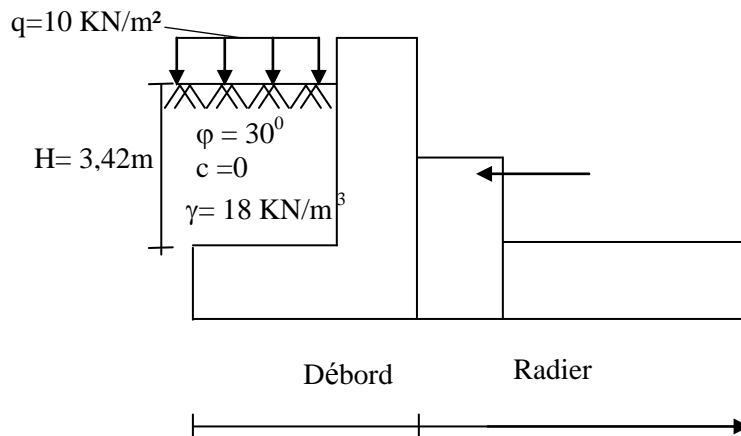
Le voile sera calculé comme un panneau vertical encastré au niveau de la semelle (débord) et simplement appuyé au plancher du RDC.

Un joint de 2,5 cm d'épaisseur, qui sera occupé par une feuille de polyane, est pris en compte entre le voile et le verso des poteaux.

En effectuera le calcul en flexion simple pour une bande de longueur de 1m et 20cm et de largeur à l'état d'équilibre au repos.

#### VI.1.1. Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :

- Surcharge éventuelle :  $q = 10 \text{ KN/m}^2$ .
- Poids volumique des terres :  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ .
- Angle de frottement interne :  $\varphi = 30^\circ$ .
- Cohésion :  $c = 0$
- La contrainte admissible de Sol :  $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$ .
- $\beta = 0$  : angle de la surface du remblai horizontal.
- $\lambda = 0$  : le voile est vertical.
- $\delta = 0$  : obliquité nulle de la force de poussé



#### VI.1.2. Détermination des sollicitations :

D'après les caractéristiques du sol, la méthode de RANKINE est applicable pour la détermination des contraintes qui exercent sur la face du mur au repos qui sont :

$\sigma_H$  : contrainte horizontale.

$\sigma_V$  : contrainte verticale.

Tel que :

- $\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V$
- $\sigma_V = (q + \gamma \cdot h)$  Avec  $0 < h < H = 3,42m$

Notre Sol est pulvérulent donc la Relation de Jacky est applicable:  $K_0 = 1 - \sin \varphi$

$K_0 = 1 - \sin 30^\circ = 0,50$   $K_0$  : coefficient de poussée des terres au repos.

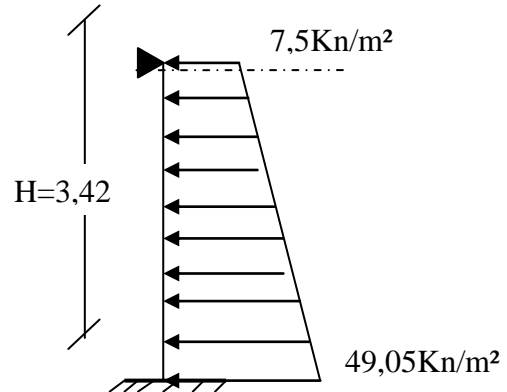
$\varphi$  : Angle de frottement interne.

**VI.2. Calcul des contraintes Horizontales et Verticales**

- Calcul a l'ELU :

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V = K_0 (1,5q + 1,35\gamma \cdot h)$$

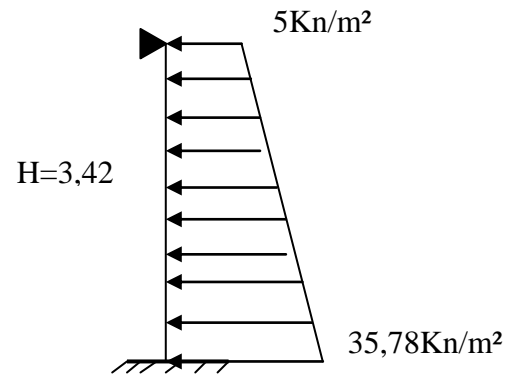
- $h=0 \rightarrow \sigma_{h1} = 7,5 \text{ KN/m}^2$
- $h=3,42m \rightarrow \sigma_{h2} = 49,05 \text{ KN/m}^2$



- Calcul a l'ELU

$$\sigma_h = K_0 (q + \gamma \cdot h)$$

- $h=0 \rightarrow \sigma_{h1} = 5 \text{ KN/m}^2$
- $h=3,42m \rightarrow \sigma_{h2} = 35,78 \text{ KN/m}^2$



- Charge Moyenne :

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bonde de 1 mètre est :

$$ELU : q_u = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \times 1 m = \frac{3 \times 49,05 + 7,5}{4} = 38,66 \text{ KN/ml}$$

$$ELS : q_s = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \times 1 m = \frac{3 \times 35,78 + 5}{4} = 28,08 \text{ KN/ml}$$

**VI.3. Ferrailage du mur de soutènement :**

- Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0,75
- Moment d'encastrement sur les grands cotés :
  - 0,30 → appui de rive
  - 0,50 → autre appui

Panneaux 3,95\*3,42

Panneau		ELU	ELS	
Longueur	Lx (m)	3,42		
	Ly(m)	3,95		
Moment Isostatique	$\alpha=l_x/l_y$	0,86		
	$\mu_x$	0,0498	0,0569	
	$\mu_y$	0,693	0,791	
	q [KN/m <sup>2</sup> ]	38 ,66	28,08	
	$M_{ox}=\mu_x*q*l^2$ [KN.m]	22,52	18,69	
	$M_{oy}=\mu_y*M_{ox}$ [KN.m]	15,60	14,78	
Correction Moments Isostatique	Petit Portée (XX)			
	Travée	$M_{tx}=0,75M_{ox}$	16,89	14,02
	Appuis	$M_{abx}=-0,5M_{ox}$	-11,26	-9,34
		$M_{anx}=-0,5M_{ox}$	-11,26	-9,34
	Grande Portée (YY)			
	Travée	$M_{ty}=0,85M_{oy}$	13,26	12,56
	Appuis	$M_{ady}=-0,5M_{oy}$	-7,8	-7,39
$M_{agy}=-0,3M_{oy}$		-4,68	- 4,43	

$$l_x = 3,42 \text{ m}$$

$$l_y = 3,95 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,42}{3,95} = 0,86 > 0,4 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

Sachant que :

Moment Isostatique :  $M_{0x} = \mu_x ql_x^2$   
 $M_{0y} = \mu_y M_{0x}$

Correction Moments Isostatique  $\left\{ \begin{aligned} M_a &= \text{Coefficient Forfaitaire} \times M_{0x} \\ M_t &= \text{Coefficient Forfaitaire} \times M_{0x} \end{aligned} \right.$

**VI.3.1.Ferraillage :**

**Détermination des armatures Verticale:**

h = 20 cm  
 d = 17,5cm  
 b=100cm

Sens	Zone	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ	obs	β	Amin [cm <sup>2</sup> ]		Av Cal [cm <sup>2</sup> ]	Av Adpt [cm <sup>2</sup> ]	Esp [cm]
						BAEL	RPA			
XX	Travée	16,89	0,039	S.S.A	0,980	2,1	3	2,829	7 HA 12 7,91	16
	Appuis d	11,26	0,026	S.S.A	0,987	2,1	3	1,874	7 HA 12 7,91	16
	Appuis g	11,26	0,026	S.S.A	0,987	2,1	3	1,874	7 HA 12 7,91	16
YY	Travée	13,26	0,030	S.S.A	0,985	2,1	3	2,212	7 HA 12 7,91	16
	Appuis d	7,8	0,018	S.S.A	0,991	2,1	3	1,292	7 HA 12 7,91	16
	Appuis g	4,68	0,031	S.S.A	0,984	2,1	3	2,233	7 HA 12 7,91	16

$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$        $A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \sigma_{st}}$

**(a) Armature Horizontales :**

$A_H = \frac{A_V}{4} = \frac{7,91}{4} = 1,98 \text{ cm}^2$  ; Soit : 6HA10/mL= 4,71 cm<sup>2</sup> avec Esp= 18cm

• **Recommandations pour le ferraillage :**

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Les deux nappes sont reliées par quatre épingles/m<sup>2</sup> de HA8.
- Section minimale :

Selon BAEL [artA.4.2], condition de non fragilité :

$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{ft_{28}}{fe} = 0.23 \times 100 \times 17,5 \times \frac{2.1}{400} = 2,11 \text{ cm}^2$

Selon RPA99/2003 : la section minimale d'armature Verticale et horizontale est de 0,15%B

$A_{min} = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 100 \times 20 = 3 \text{ cm}^2$

**VI.4.Vérification à l'ELS :**

**a) vérification de la contrainte dans le béton et l'acier:**

On doit vérifier que :

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times fc_{28} = 15 \text{ MPa}$

$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} fe; 110 \sqrt{n \cdot ft_{28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$

Avec : n = 1.6

Sens	Zone	Av Adpt [cm²]	Ms [KN.m]	ρ	β	K1	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub>		σ <sub>st</sub> ≤ σ̄ <sub>st</sub>	
							obc [Mpa]	obs	os [Mpa]	obs
XX	Travée	7,91	14,020	0,452	0,905	37,630	2,974	C.V	111,914	C.V
	Appuis d	7,91	9,340	0,452	0,905	37,630	1,981	C.V	74,556	C.V
	Appuis g	7,91	9,340	0,452	0,905	37,630	1,981	C.V	74,556	C.V
YY	Travée	7,91	12,560	0,452	0,905	37,630	2,664	C.V	100,260	C.V
	Appuis d	7,91	7,390	0,452	0,905	37,630	1,568	C.V	58,990	C.V
	Appuis g	7,91	4,430	0,452	0,905	37,630	0,940	C.V	35,362	C.V

**b) Vérification de la flèche :(Art B.7.5 BAEL 91 modifiée 99)**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{\square}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \frac{\square}{l} \geq \frac{M_{ts}^{max} A}{10M_0 bd} \leq \frac{2}{fe}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\square}{l} = \frac{20}{100} = 0,2 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{Condition Vérifier} \\ \frac{\square}{l} = \frac{20}{100} = 0,2 \geq \frac{M_{ts}^{max}}{10M_0} = \frac{14,02}{10 \times 41,05} = 0,034 \quad \text{Condition Vérifier} \\ \frac{A}{bd} = \frac{7,91}{100 \times 17,5} = 0,00452 \leq \frac{2}{fe} = \frac{2}{400} = 0,005 \quad \text{Condition Vérifier} \end{array} \right.$$

Avec : h =20cm : épaisseur du voile.

L=b=100cm : largeur de la section étudié.

M<sub>ts</sub><sup>max</sup> = 0.85 × M<sub>0x</sub> = 0,75 × 18,69 = 14,02 [KN.m] : Moment max a l'ELS.

M<sub>0</sub> = q<sub>s</sub> ×  $\frac{l^2}{8}$  = 28,08 ×  $\frac{3,42^2}{8}$  = 41,05 [KN.m]

M<sub>0</sub>:Moment max de la travée isostatique a l'ELS.

A=7.91 cm² : Section d'armature.

D=17,5cm : hauteur utile de la section étudié.

Les conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

**CHAPITRE VII :**

**Etude de l'infrastructure**

**Introduction :**

La fondation est de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportées par la structure .Dans le cas le plus générale, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- ✓ Un effort normal : charge verticale centrée
- ✓ Une force horizontale résultante : action de vent ou de séisme
- ✓ Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents

On peut classer les fondations, selon le mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures, en :

**1) Fondations superficielles :**

- Semelle continue sous mur
- Semelle sous points d'appui isolés
- Radier général

**2) Fondations profondes :**

- Semelles sur pieux
- Système spéciaux de fondations

**3) Fondation massives :**

- Semelle sous puits
- Fondation pour réservoirs, château d'eau

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- ✓ Les semelles continues sous murs ou voiles
- ✓ Les semelles continues sous poteaux
- ✓ Les semelles isolées
- ✓ Les radiers.

**VII.1. Choix du type de fondations :**

Le choix du type de fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol ( $\bar{\sigma}_{sol}$ ).
- ✓ La stabilité de l'ouvrage
- ✓ L'importance de la superstructure,
- ✓ Profondeur du bon sol.

Les combinaisons de charges à prendre en considération pour le calcul des fondations sont les suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \text{ (ELU).} \\ G + Q \quad \text{(ELS)} \end{array} \right\}$$
  

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right\}$$

**VII.2. Semelles isolées :**

Les semelles isolées sont dimensionnées en utilisant la relation suivante :

$$\frac{N_{s.max}}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Où :

$N_{s,max}$  : Effort normal à la base du poteau le plus sollicité à l'ELS (Déduit du logiciel ETABS).

$S$  : Surface d'appui de la semelle ( $S=A \times B$ ).

$\bar{\sigma}_{sol}$  : est la contrainte admissible du sol donnée par le rapport géotechnique de ce dernier. N'ayant pas ce document à disposition, la contrainte admissible du sol est prise arbitrairement égale à 2 bars.

➤ **Homothétie des dimensions**

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{50}{50} = 1 \text{ Donc : } A = B.$$

D'où :

$$B^2 \geq \frac{N_{s.max}}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N_{s.max}}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{105275}{200}} = 2,3m$$

$$\text{Surface des semelles isolées} = S_p \times n_p = 5,3 \times 42 = 222,6m^2$$

$$\text{Surface totale du bâtiment} = 368,87m^2$$

$S_i=222,6\text{m}^2 = 60\%$  de la surface totale ( énorme ) donc Ce type de fondation n'est donc pas approprié a notre l'ouvrage

### VII.3.Semelles filantes :

#### 1) Semelles filantes sous voiles $S_1$ :

Les semelles filantes sous les voiles sont dimensionnées en utilisant la relation suivante :

$$\frac{N_{s,max}}{S} \leq \sigma_{sol} \quad B \geq \frac{N_{s,max}}{\sigma_{sol} \times L}$$

**D'où :**

**L :** étant la longueur des semelles filantes sous voiles (qui est aussi la longueur des voiles).

**B :** largeur de la semelle filante

**$N_S$  :** effort normal a ELS

Voile	Ns [KN]	L [m]	B [m]	S [m <sup>2</sup> ]
Vx1-1	608,81	0,75	4,1	3,04
Vx1-2	699,85	0,75	4,7	3,50
Vx1-3	699,74	0,75	4,7	3,50
Vx1-4	625,76	0,75	4,2	3,13
Vx1-5	790,88	0,75	5,3	3,95
Vx1-6	776,84	0,75	5,2	3,88
Vx1-7	528,58	0,75	3,5	2,64
Vx1-8	542,73	0,75	3,6	2,71
Vx1-9	544,5	0,75	3,6	2,72
Vx1-10	486,87	0,75	3,2	2,43
Vx2-1	751,64	1,75	2,1	3,76
Vx2-2	630,97	1,75	1,8	3,15
Vx2-3	632,26	1,75	1,8	3,16
Vx2-4	661,13	1,75	1,9	3,31
Vx2-5	663,61	1,75	1,9	3,32
Vx2-6	687,42	1,75	2,0	3,44
Vy1-1	608,81	3,2	1,0	3,04
Vy1-2	625,76	3,2	1,0	3,13
Vy1-3	528,58	3,2	0,8	2,64
Vy1-4	550,38	3,2	0,9	2,75
Vy2-1	790,98	1,75	2,3	3,95
Vy2-2	776,84	1,75	2,2	3,88
<b>Semelles sous voiles</b>				<b>71,06</b>

**Tableau VII.1** : Détermination de la surface totale des semelles sous voiles

2) Semelles sous poteaux  $S_2$  :

✓ Etapes de calcul :

- Déterminer la résultante des charges  $R = \sum N_i$
- Détermination des coordonnées de cette résultante

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R},$$

Avec  $e_i$  est la distance entre le CDG de la structure et le point d'application de la charge  $N_i$ ),

- Enfin, déduire la répartition (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle filante tel que :

. Si  $e \leq \frac{L}{6}$  Répartition trapézoïdale.

. Si  $e > \frac{L}{6}$  Répartition triangulaire.

Le calcul se fait pour la file la plus sollicitées tel que :

poteaux	Ns	Ns total	Ms	Ms total	ei	Ni ei
1	608,81	6716,51	-6,93	-23,476	-0,01138286	-6,93
2	1051,41		2,17		0,002063895	2,17
3	988,49		-2,83		-0,00286295	-2,83
4	699,85		-3,9		-0,00557262	-3,9
5	699,74		-3,92		-0,00560208	-3,92
6	989,7		-2,91		-0,00294028	-2,91
7	1052,75		2,034		0,001932083	2,034
8	625,76		-7,19		-0,03751598	-23,476

Tableau VII.2 : Résultante des charges pour les semelles sous poteaux.

D'où :

$$e = \frac{-39,76 - 23,476}{6716,51} = 1\text{m} < \frac{L}{6} = \frac{24,65}{6} = 6,19\text{ m.}$$

La répartition des charges est donc trapézoïdale, d'où :

$$B \geq \frac{Q(L/4)}{\sigma_{sol}} = \frac{N_s \cdot (1 + \frac{3 \cdot e}{L})}{\sigma_{sol} \cdot L} ;$$

Avec :

$$N_s = \sum N_{si}.$$

D'où :

$$B \geq \frac{(1 + \frac{3 \cdot 1}{24,65}) \cdot 6716,52}{24,65 \times 200} = 1,52\text{ m.}$$

$$B = 1,6\text{ m}$$

Donc :

La surface totale des semelles filantes sous poteaux est égale à :

$$S_{2\text{total}} = (B \times L) = (1,6 \times 24,65 \times 4) + (1,6 \times 16,4) = 184\text{ m}^2.$$

### 3) Surface totale des semelles filantes :

$$S_{\text{totale}} = S_1 + S_2 = 71,01 + 184 = 255,01\text{m}^2$$

### 4) Surface totale de la structure :

$$S_{\text{Bat}} = 368,87\text{ m}^2$$

$$\frac{S_t}{S_{\text{Bat}}} = \frac{255,01}{368,87} = 0,693$$

La surface totale des semelles représente 69% de la surface du bâtiment.

**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.

**VII.4.Calcul d'un 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.

**VII.4.1.Pré-dimensionnement du radier :**

Selon la condition d'épaisseur minimale, la hauteur du radier doit avoir au moins

$$h_{\min} \geq 25\text{cm}$$

**1) Dalle de radier :**

La dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{550}{20} = 27,5\text{cm} \quad h_d = 40\text{cm}.$$

**2) Nervure****✓ La hauteur de la nervure :**

La hauteur de la nervure doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{440}{10} = 44\text{cm} \quad h_n = 45\text{cm}.$$

**✓ Condition de longueur d'élasticité :**

$$✓ \quad L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \text{ Ce qui nous conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3 \times K}{E}}$$

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  $1\text{m}$ ).

$E$  : Module de déformation longitudinale déferée.  $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$ .

$L_{\max}$ : Distance maximale entre nus des nervures.

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,4\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,88\text{m},$$

On adopte pour :  $h = 100 \text{ cm} = 1\text{m}$ .

✓ **La largeur de la nervure :**

$$0,4 \times h_n \leq b_n \leq 0,7 \times h_n \quad 0,4 \times 100 \leq b_n \leq 0,7 \times 100$$

$$40 \leq b_n \leq 70$$

On opte pour :  $b_n = 50\text{cm}$

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant:

- Hauteur des nervures:  $h_n = 100\text{cm}$ .
- Largeur de la nervure :  $b_n = 50\text{cm}$ .
- Hauteur de la dalle :  $h_d = 40\text{cm}$ .

**VII.4.2. Calcul des charges nécessaires au radier :**

**Charge permanente :**  $G_{bt} = 36668,1\text{KN}$

**Charge d'exploitation :**  $Q_{bt} = 7724,94\text{KN}$

## ✓ Combinaison d'action :

$$ELU : N_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 36668,1 + 1,5 \times 7724,94 = 61089,35KN.$$

$$ELS : N_s = G + Q = 36668,1 + 7724,94 = 44393,05KN$$

## ✓ Détermination de la surface du radier :

$$- ELU : S_{radier} \geq \frac{N_u}{1.35\sigma_{sol}} = \frac{61089,35}{1.35 \times 2} = 226,25m^2$$

$$- LS: S_{radier} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{44393,05}{2} = 221,96m^2$$

$$- S_{radier} = \max(S_{radier}^{ELU}; S_{radier}^{ELS}) = \max(226,25; 221,96) = 226,25 m^2$$

La surface totale du bâtiment  $S_{bat} = 368,87 m^2$

**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 imposent les règles du **BAEL**, et il sera calculé comme suit :

$$L_{déb} \geq \max\left(\frac{h_{ner}}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \left(\frac{100}{2}; 30\right) = 60 \text{ cm.}$$

On opte pour :  $L_{déb} = 60 \text{ cm.}$

$$S_{déb} = [(24,65 \times 0,6) + (2 \times 19,5 \times 0,6) + (6,7 \times 2 \times 0,6) + (3,7 \times 2 \times 0,6) + (10,9 \times 0,6)] = 53,61 m^2$$

La surface totale du radier devient :

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{déb} = 368,87 + 53,61 = 422,50 m^2$$

## ✓ Détermination des efforts à la base du radier :

## ➤ Poids du radier :

$$P_{radier} = P_{dalle} + P_{nérvure} + P_{TVO} + P_{dalleflottante}$$

- Poids de la dalle

$$P_{dalle} = S_{rad} \times h_d \times \varphi_b = 422,5 \times 0,4 \times 25 = 4225 \text{ KN}$$

- Poids de la nervure:

$$P_{\text{ner}} = b_n (h_n - h_d) \rho_b \sum(Lx.n+Ly \times m)$$

$$= [ 24,65 \times 6 + 19,5 \times 6 + 16 \times 2 ] \times 0,5 \times 0,6 \times 25 = 2226,75 \text{ KN}$$

- Poids de remblais :

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho_{\text{TVO}}$$

$$S_{\text{ner}} = b_n \sum(Lx.n+Ly \times m)$$

$$S_{\text{ner}} = 0,5 (24,65 \times 6 + 19,5 \times 6 + 3,7 \times 4 + 16 \times 2) = 312,1 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{TVO}} = (422,5 - 312,1) \times 0,6 \times 20 = 1324,8 \text{ Kn}$$

- Poids du débord:

$$P_{\text{deb}} = 25 \times 53,61 \times 0,4 = 536,1 \text{ KN}$$

- Poids de la dalle flottante :

$$P_{\text{dalle flottante}} = 25 \times 0,1 \times 422,5 = 1056,25 \text{ KN}$$

- le poids total du radier est :

$$P_{\text{rad}} = 4225 + 2226,75 + 1324,8 + 536,1 + 1056,25 = 9368,9 \text{ Kn}$$

- ✓ charge permanente apportée sur le radier  $G_{\text{tot}}$  :

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{super}} + G_{\text{infra}} = 21683,42 + 9788,25 = 31471,67 \text{ KN.}$$

- ✓ Surcharge d'exploitation  $Q_{\text{tot}}$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{super}} + Q_{\text{infra}}$$

$$Q_{\text{infra}} = 356,025 \times 2,5 = 890,06 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{super}} = 4373,24 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{super}} + Q_{\text{infra}} = 4373,24 + 890,06 = 6153,36 \text{ KN}$$

- Les combinaisons d'actions :

$$\text{ELU : } N_u = 1,35G_{\text{tot}} + 1,5Q_{\text{tot}} = 1,35 \times 31471,67 + 1,5 \times 6153,36 = 75955,485 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } N^s = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 46037 + 9203,69 = 55240,69 \text{ KN}$$

### VII.5. Vérifications:

a) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\text{Il faut vérifier que } \tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec :

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 0,9 \times h_d = 0,9 \times 40 = 36 \text{ cm}$$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{75955,485 \times 4,40}{422,5 \times 2} = 395,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} = \frac{395,5 \times 10^3}{1000 \times 360} = 1,09 \text{ MPa}$$

**Finalemment:**  $\tau_u = 1,09 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$  ..... Condition vérifiée

#### VII.5.1. Vérification de la stabilité du radier :

La vérification de la stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Un effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Un effort de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 h$$

Avec :  $M_0$ : Moment sismique à la base de la structure

$h$  : profondeur de l'infrastructure

$T_0$ : Effort tranchant à la base de la structure

- Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \quad \sigma_2 = \sigma_{\min} \quad \text{et} \quad \sigma_1 = \sigma_{\max}$$

- Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = \frac{368,87 \times \frac{24,65}{2}}{368,87} - 5,25 = 7,07 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = \frac{368,87 \times \frac{19,5}{2}}{368,87} - 1,85 = 8,1 \text{ m}$$

Avec :  $S_i$  : Aire du panneau considéré

$X_i$  ;  $Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré

- Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{24,65 \times 19,5^3}{12} - \frac{10,5 \times 3,7^3}{12} = 15187,06 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{19,5 \times 24,65^3}{12} - \frac{3,7 \times 10,5^3}{12} = 23982,14 \text{ m}^4$$

- Calcul des moments :

$$M_{0x} = 74491,058 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad T_{0x} = 52884,351 \text{ KN} \quad ; (\text{ETABS})$$

$$M_{0y} = 66756,195 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad T_{0y} = 32529,117 \text{ KN} \quad ; (\text{ETABS})$$

$$M_{xx} = M_{0x} + T_{0x} h_n = 74491,058 + (52884,351 \times 1) = 127374,409 \text{ KN.m}$$

$$M_{yy} = M_{0y} + T_{0y} h_n = 66756,195 + (32529,117 \times 1) = 99285,312 \text{ KN.m}$$

➤ Dans le sens x-x

- ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_U}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{x-x}} X_G = \frac{75955,485}{422,5} + \frac{127374,409}{15187,06} \times 7,07 = 239,07 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_U}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{x-x}} X_G = \frac{75955,485}{422,5} - \frac{127374,409}{15187,06} \times 7,07 = 120,47 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'où :} \quad \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 239,07 + 120,47}{4} = 209,42 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow 209,42 \text{ KN/m}^2 < 1,33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN-m}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{x-x}} X_G = \frac{55240,69}{422,5} + \frac{127374,409}{15187,06} \times 7,07 = 190,04 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{x-x}} X_G = \frac{55240,69}{422,5} - \frac{127374,409}{15187,06} \times 7,07 = 130,75 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 190,04 + 130,75}{4} = 160,39 \text{ KN/m}^2$$

→  $160,39 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN-m}^2$  Condition vérifiée.

➤ Dans le sens y-y :

- ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_U}{S_{rad}} + \frac{M_Y}{I_{y-y}} Y_G = \frac{75955,485}{422,5} + \frac{99285,312}{23982,14} \times 8,1 = 213,31 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_U}{S_{rad}} - \frac{M_Y}{I_{y-y}} Y_G = \frac{75955,485}{422,5} - \frac{99285,312}{23982,14} \times 8,1 = 146,24 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 213,31 + 146,24}{4} = 196,54 < 1,33\sigma_{sol} = 266$$

→  $196,54 \text{ KN/m}^2 < 1,33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN-m}^2$  Condition vérifiée

- ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_Y}{I_{y-y}} Y_G = \frac{55240,69}{422,5} + \frac{99285,312}{23982,14} \times 8,1 = 164,28 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_Y}{I_{y-y}} Y_G = \frac{55240,69}{422,5} - \frac{99285,312}{23982,14} \times 8,1 = 97,21 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 164,28 + 97,21}{4} = 147,51 < \sigma_{sol} = 200$$

→  $147,51 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN / m}^2$  Condition vérifiée.

En remarque que dans tous les cas la condition de résistance est vérifiée  $\sigma_m < \bar{\sigma}_{sol}$

VII.5.2. Vérification au poinçonnement : (Art.A.5.2.42 /BAEL91 modifié 99) :

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :  $N_u \leq N'_u$

$$N'_u = \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$N_u$  : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile le plus sollicité.

$\mu_c$  : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

$a$  : Epaisseur du voile ou du poteau.

$b$  : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de **1 m**).

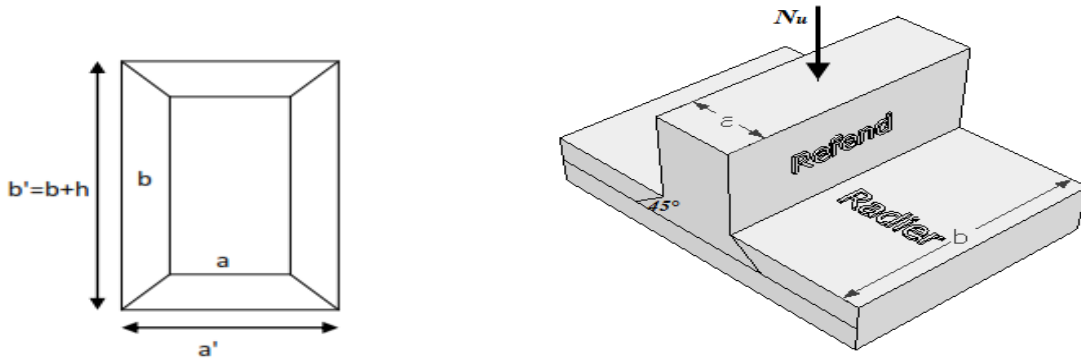


Figure VII.1 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

✓ Calcul du périmètre utile :

1) Poteaux :

$$\mu_c = 2 \times (a' + b' + 2h) = 2 \times (0,5 + 0,5 + 2 \times 1) = 6m.$$

$$N'_u = \frac{0,045 \times 6 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 4500 \text{ MPa}$$

$$N_u = 1052,75 \text{ KN} < N'_u = 4500 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2) Voile :

$$\mu_c = 2 \times (a' + b' + 2 \square) = 2 \times (0,2 + 0,75 + 2 \times 1) = 4,3m^3.$$

$$N'_u = \frac{0,045 \times 4,3 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 3225 \text{ KN.}$$

$$N_u = 790,98 \text{ KN} < N'_u = 3225 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il y'a pas risque de poinçonnement

**VII.5.3. Vérification de l'effort de sous pression :**

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P > P' \quad \text{Avec :} \quad P' = \alpha \times \gamma_w \times S_{radier} \times z$$

**P** : Poids total du bâtiment à la base du radier.

**$\alpha = 1,5$**  : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement.

**$\gamma_w$**  : Poids volumique de l'eau ( **$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$** ).

**z** : profondeur de l'infrastructure ( **$h = 1 \text{ m}$** ).

$$P' = 1,5 \times 10 \times 422,5 \times 1 = 6337,5 \text{ KN.}$$

$$P = 36668,1 \text{ KN} > P' = 6337,5 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc y'pas de risque de soulèvement de la structure.

**VII.5.4. Vérification de la stabilité au renversement : (Art A.10.1.5 RPA99 version 2003).**

Quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement

$$\left( e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \right)$$

$$e_x = \frac{M_x}{N_s} = \frac{127374,409}{55240,69} = 2,3 \text{ m} < \frac{19,35}{4} = 4,84 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$e_y = \frac{M_y}{N_s} = \frac{99285,312}{55240,69} = 1,8 \text{ m} < \frac{17,9}{4} = 4,48 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a donc pas de risque de renversement

## VII.6. Ferrailage du radier :

### VII.6.1. Ferrailage de la dalle du radier

Le radier est calculé comme un plancher en dalle pleine renversé et sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Le ferrailage est déterminé pour le panneau de dalle le plus sollicité. Ce ferrailage est ensuite généralisé pour tout le reste du radier (Tout les panneaux).

#### ➤ Dimensions du panneau le plus sollicité

$$L_x = 3,7\text{m} \quad L_y = 3,95 \text{ m}$$

D'où :  $0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} = 0,93 \leq 1$ . Le panneau travail dans les deux sens.

#### ➤ Moments $M_x$ et $M_y$ agissant sur le panneau

Au centre du panneau et pour une bande de largeur unitaire (1 m) la valeur des moments est :

$$M_{0-x} = \mu_x \times qu \times L_x^2$$

$$M_{0-y} = \mu_y \times M_{0-x}$$

Où :

$\mu_x$  et  $\mu_y$  : Coefficients données par le tableau de l'annexe E.3 du BAEL 91 en fonction du

rapport  $\alpha = \rho = \frac{L_x}{L_y}$ , donc :

$$\text{A ELU : } \frac{L_x}{L_y} = 0,93 \quad \mu_x = 0.0428 \quad \text{et} \quad \mu_y = 0.841.$$

$$\text{A ELS : } \frac{L_x}{L_y} = 0,93 \quad \mu_x = 0.05 \quad \text{et} \quad \mu_y = 0.891.$$

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale  $\sigma_m^{\max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

✓ La contrainte moyenne max à l'ELU :

$$\sigma_m(ELU) = (\sigma_m^x, \sigma_m^y) = (209,42; 196,54) = 209,42 \text{ KN/m}^2$$

✓ La contrainte moyenne max à l'ELS :

$$\sigma_m(ELS) = (\sigma_m^x, \sigma_m^y) = (160,39; 147,51) = 160,39 \text{ KN/m}^2$$

A l'ELU:  $q_u = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 209,42 - \frac{9368,9}{422,5} = 187,24 \text{ KN/m}$

A l'ELS:  $q_s = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 160,39 - \frac{9368,9}{422,5} = 138,21 \text{ KN/ml}$

✓ Les moments de flexion :

ELU : $q_u = 187,24 \text{ KN/ml}$		ELS : $q_s = 138,21 \text{ KN/ml}$	
$M_{0x} = 109,70$	$M_{0y} = 92,26$	$M_{0x} = 94,6$	$M_{0y} = 84,3$

➤ La Correction des moments :

Afin de tenir compte des semi encastrement du panneau au niveau de son pourtour, les moments obtenus sont affectés d'un coefficient de (0,85) en travée, de (-0,5) aux appuis intermédiaires et de (-0,3) aux appuis de rives. Donc :

➤ À l'ELU

❖ En travée

$$M_x^t = 0,85 \times 109,70 = 93,25 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^t = 0,85 \times 92,26 = 78,42 \text{ KN.m.}$$

❖ Aux appuis

$$M_{1x}^a = 0,3 \times 109,70 = 32,9 \text{ KN.m.}$$

$$M_{2x}^a = 0,5 \times 109,70 = 54,85 \text{ KN.m.}$$

$$M_{1y}^a = 0,5 \times 92,26 = 46,13 \text{ KN.m.}$$

$$M_2^a = 0,3 \times 92,26 = 27,67 \text{KN.m.}$$

➤ À l'ELS

❖ En travée

$$M_x^t = 0,85 \times 94,6 = 80,41 \text{KN.m.}$$

$$M_y^t = 0,85 \times 84,3 = 71,65 \text{KN.m.}$$

❖ Aux appuis

$$M_1^a = 0,3 \times 94,6 = 28,38 \text{KN.m.}$$

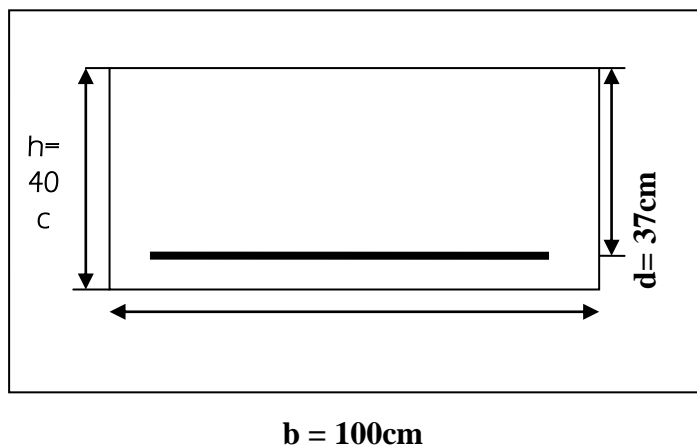
$$M_2^a = 0,5 \times 94,6 = 47,3 \text{KN.m.}$$

$$M_1^a = 0,5 \times 84,3 = 42,15 \text{KN.m.}$$

$$M_2^a = 0,3 \times 84,3 = 25,3 \text{KN.m.}$$

✓ Calcul des armatures

Le calcul se fait en flexion simple pour une bonde de longueur unité (1m), les résultats sont résumés dans le tableau suivant :



**FigVI.3:** Dimension de la section de calcul.

Zone	Sens	M(KN.m)	M	$\beta$	$A_u$ (cm <sup>2</sup> )	ferraillage	$A_{u\text{ adop}}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)
Travée	X-X	93,25	0,048	0,975	7,42	6HA16	12,06	15
Appui	X-X	47,3	0,024	0,988	3,71	6HA16	12,06	15
Travée	Y-Y	78,42	0,04	0,98	6,21	6HA16	12,06	15
Appui	Y-Y	46,13	0,024	0,988	3,62	6HA16	12,06	15

Tableau VI.3 :ferraillage de la dalle de radier

**VII.7. Vérification à l'état limite ultime :**

**1) Condition de non fragilité (Art 4.2.1/BEAL 91 modifié 2003):**

$$W_x = \frac{A_{tx}}{bd} \geq W_0 \frac{3-\rho}{2}$$

Avec :

$W_x$ : Taux d'acier qui est égal au rapport de la section d'armature dans une direction donnée à la section totale de béton.

$\omega_0 = 0.08 \%$  (Aciers Fe E400).

$\omega_0 = \%$  d'acier minimal réglementaire.

$A_{min}$  : Section minimale d'armatures.

$$A_{min} \geq w_0 \frac{1}{2} \left( 3 - \frac{lx}{ly} \right) \times b \times h$$

$$A_{min} \geq w_0 \frac{1}{2} \left( 3 - \frac{3,7}{3,05} \right) \times 100 \times 40 = 3,3 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 3,3 \text{ cm}^2 < A_t = 12,06 \text{ cm}^2$$

Sens	Zone	A (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Observation
x-x	Travée	12,06	3,3	Condition Vérifiée
	Appui	12,06		Condition Vérifiée
y-y	Travée	12,06	3,3	Condition Vérifiée
	Appui	12,06		Condition Vérifiée

**Tableau VII.4 :** Vérification de la condition de non fragilité

**2) Diamètre minimaux des barres : (Art A.7.2.1/BAEL91 modifié 99)**

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

$$\phi_{\max} \leq \frac{400}{10} = 40 \text{ mm}$$

$$\phi = 16 < \phi_{\max} = 40 \text{ mm}$$

**3) Espacements des barres : (Art. A.8.2. 42/BAEL 91 modifié 99)**

Pour des charges réparties seulement :

**Direction (x-x) :**  $S_t = 15 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ .

Condition vérifiée.

**Direction (y-y) :**  $S_t = 15 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ .

Condition vérifiée.

**VII.8. Vérification à l'état limite de service :**

**1) Vérification de la contrainte dans les aciers et dans le béton :**

✓ **Dans les aciers :**

La fissuration est considéré comme préjudiciable donc :

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \leq \min \left( \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) \leq \min (266,66; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ mpa} \geq \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

✓ **Dans le béton :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \geq \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Où :  $K_1$  et  $\beta_1$  sont déterminés à l'aide d'abaques en fonction de  $\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d}$ .

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Zone	$M_s$ (kN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	P	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
x-x	Travée	80,41	12,06	0,324	0,911	41,18	197,80	4,8	201,63	15
	Appui	47,3	12,06	0,324	0,911	41,18	116,35	2,82	201,63	15
y-y	Travée	71,65	12,06	0,324	0,911	41,18	176,25	4,27	201,63	15
	Appui	42,15	12,06	0,324	0,911	41,18	103,68	2,51	201,63	15

**Tableau VII.5 :** Vérification des contraintes dans les aciers et dans le béton

Donc toutes les conditions sont vérifiées.

✓ **Vérification de la flèche: (Art B.7.5 / BAEL 91 modifié 99)**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \quad ; \quad \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L_x} = \frac{30}{405} = 0,108 \geq \frac{M_t}{20M_x} = \frac{80,41}{20 \times 93,25} = 0,043 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{9,23}{100 \times 27} = 0,0032 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### VII.8.1 Ferrailage du débord :

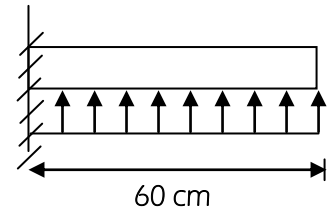
Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le

calcul se fera pour une bande de 1mètre de longueur.  $M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{187 \times 0,6^2}{2} = 33,7 \text{ KN.m}$

➤ **Sollicitations de calculs :**

➤ **A l'ELU:**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{187 \times 0,6^2}{2} = 33,7 \text{ KN.m}$$



➤ **A l'ELS: Fig.VI.4:Schéma statique de débord**

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} = \frac{138,21 \times 0,6^2}{2} = 24,87 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des armatures :**

**Armatures principales :**

$$b = 100 \text{ cm} ; \quad d = 37 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$u_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{33,7 \times 10^6}{1000 \times 370^2 \times 14,2} = 0,018$$

$$\mu_u = 0,018 \quad \beta_u = 0,991$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \times d \times 100 \times f_{bu}} = \frac{33,7 \times 10^6}{100 \times 370 \times 348 \times 0,991} = 2,6$$

$A_{\text{radier}} > A_{\text{débord}}$  alors le ferrailage du débord est la continuité de celui du radier (prolongement des barres)

0

### VII.8.2. Ferrailage des nervures :

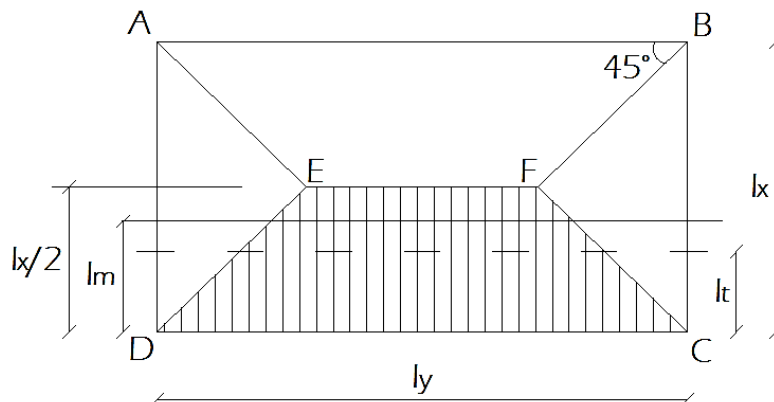
- ✓ Les nervures sont considérées comme étant des poutres continues sur plusieurs appuis.
- ✓ Tous les panneaux de dalle du radier travaillent dans les deux sens ( $0,4 \leq \frac{l_x}{l_y} \leq 1$ ), donc, les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires tel que :
- ✓ Les nervures suivant le sens de la petite portée sont soumises à des charges triangulaires.
- ✓ Les nervures suivant le sens de la grande portée sont soumises à des charges trapézoïdales.
- ✓ Pour le calcul des efforts internes (Moments fléchissant et efforts tranchants), **M. BELAZOUGUI** propose dans son manuscrit « **CALCUL des OUVRAGES en BETON ARME** » [25] en **page 174** une méthode simple qui permet de ramener ce type de charges (Trapézoïdales et triangulaires) à des charges simplifiées (Uniformément réparties). Pour ce faire, il y a lieu de déterminer la largeur du panneau de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donne le même moment (Largeur  $l_m$ ) et le même effort tranchant (Largeur  $l_t$ ) que le diagramme trapézoïdal tel que :  $q_m = q \times l_m$  et  $q_t = q \times l_t$

**Avec :**

$q_m$  : Charges permettant le calcul des moments fléchissant.

$q_t$  : Charges permettant le calcul des efforts tranchants.

$q$  : Charges agissant sur les panneaux de dalle des radier.



**Fig.VII.2:** La répartition des charges dans le panneau

Les largeurs  $l_m$  et  $l_t$  sont déterminées comme suit :

✓ Cas des charges trapézoïdales

- **Moment fléchissant** :  $l_m = l_x(0,5 - \rho_x^2 / 6) = 3,7 (0,5 - \frac{0,93^2}{6}) = 1,31 \text{ m}$
- **Effort tranchant** :  $l_t = l_x(0,5 - \rho_x / 4) = 3,7 (0,5 - \frac{0,93}{4}) = 1 \text{ m}$

✓ Cas des charges triangulaires :

- **Moment fléchissant** :  $l_m = 0,333 \times l_x = 0,333 \times 3,7 = 1,23 \text{ m}$
- **Effort tranchant** :  $l_t = 0,25 \times l_x = 0,25 \times 3,7 = 0,93 \text{ m}$

Le calcul se fait pour les nervures les plus sollicitées suivant les deux sens.

VII.8.3. Détermination des chargements simplifiés :

1) Charges trapézoïdales :

Travée	Panneau	$L_x$	$L_y$	$\rho$	Charge	$l_m$	$l_t$	$q_u$	$q_s$	Moment fléchissant			Effort tranchant			
										$Q_{um}$	$Q_{sm}$		$Q_{ut}$		$Q_{st}$	
A-B	1	3,5	3,7	0,94	Trapézoïdal	1,23	0,98	215,5	144	266,10		177,79		210,55		140,68
	2	3,5	4,4	0,79	Trapézoïdal	1,39	1,20	215,5	144	298,73	564,82	199,59	377,38	259,49	470,04	173,38
B-C	1	3,2	3,7	0,86	Trapézoïdal	1,21	1,01	215,5	144	259,84		173,61		217,33		145,21
	2	3,2	4,4	0,72	Trapézoïdal	1,32	1,19	215,5	144	285,27	545,12	190,60	364,21	255,48	472,81	170,69
C-D	1	4	3,7	0,93	triangulaire	1,32	0,99	215,5	144	283,51		189,42		212,85		142,21
	2	4	4,4	0,90	Trapézoïdal	1,44	1,18	215,5	144	310,75	594,27	207,63	397,05	253,29	466,13	169,23
D-E	1	3	3,7	0,81	Trapézoïdal	1,17	1,01	215,5	144	252,60		168,77		217,25		145,15
	2	3	4,4	0,68	Trapézoïdal	1,27	1,15	215,5	144	273,48	526,08	182,72	351,49	248,56	465,81	166,07

Tableau VI.6 : les chargements uniformes (simplifiées)

2) Charges triangulaires:

Travée	Panneau	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	ρ	Charge	l <sub>m</sub>	l <sub>t</sub>	q <sub>u</sub>	q <sub>s</sub>	Moment fléchissant			Effort tranchant			
										Q <sub>um</sub>	Q <sub>sm</sub>	Q <sub>ut</sub>	Q <sub>st</sub>			
A-B	1	3,5	3,7	0,94	triangulaire	1,17	0,88	215,5	144	251,21	167,84	188,60	126,01			
	2	3,2	3,7	0,86	triangulaire	1,07	0,80	215,5	144	229,68	480,89	153,46	321,30	172,43	361,03	115,21
B-C	1	4	3,7	0,93	Trapezoidal	1,41	1,12	215,5	144	302,96	202,42	241,60	161,42			
	2	3	3,7	0,81	triangulaire	1,00	0,75	215,5	144	215,32	518,29	143,87	346,29	161,66	403,26	108,01
C-D	1	3,5	4,4	0,79	triangulaire	1,17	0,88	215,5	144	251,21	167,84	188,60	126,01			
	2	3,2	4,4	0,72	triangulaire	1,07	0,80	215,5	144	229,68	480,89	153,46	321,30	172,43	361,03	115,21
D-E	1	4	4,4	0,89	triangulaire	1,32	0,99	215,5	144	283,51	189,42	212,85	142,21			
	2	3	4,4	0,68	triangulaire	1,00	0,75	215,5	144	215,32	498,83	143,87	333,29	161,66	374,50	108,01

Tableau VI.7 : les chargements uniformes (simplifiées) dans le cas des charges triangulaires

Le chargement total a pris en considérations :

Sens transversale				Sens longitudinal			
q <sub>mu</sub>	q <sub>ms</sub>	q <sub>tu</sub>	q <sub>ts</sub>	q <sub>mu</sub>	q <sub>ms</sub>	q <sub>tu</sub>	q <sub>ts</sub>
518,29	346,29	403,26	269,43	594,27	397,05	238,59	315,9

Tableau VI.8 : Tableau récapitulatif des chargements simplifié total à considérer

VII.8.4.Détermination des efforts interne :

1) Sens transversal :

✓ À l'ELU :

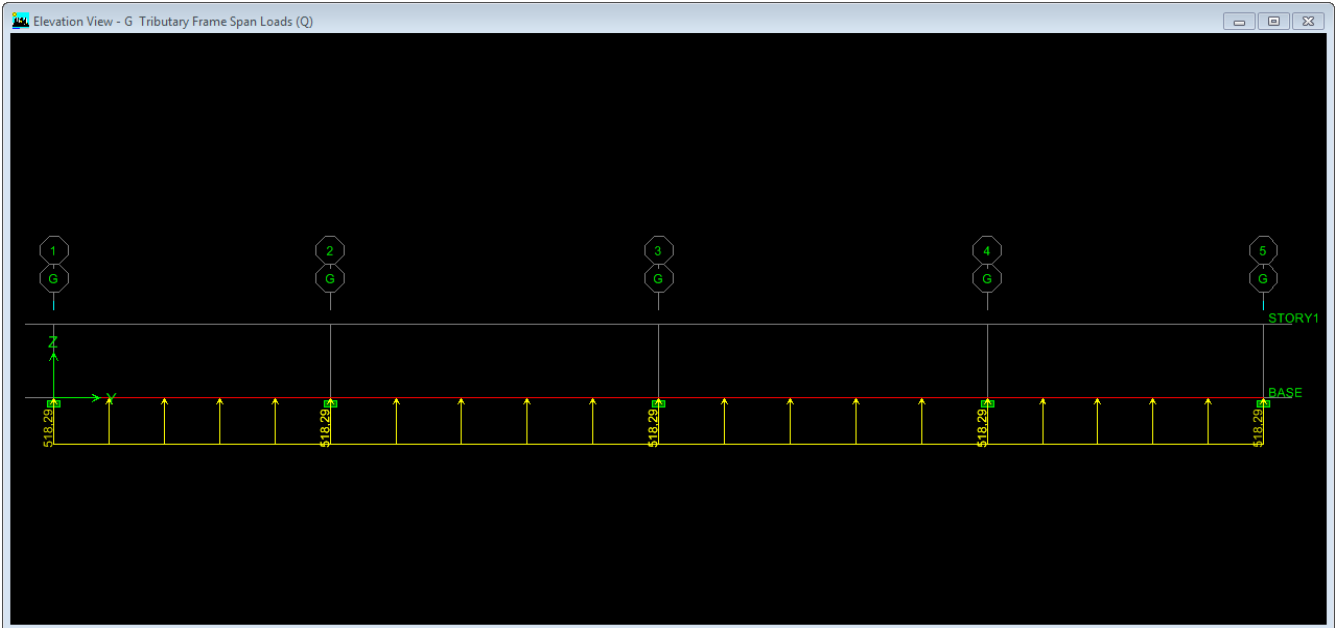


Fig VI.6 : Schéma statique pour le calcul des moments fléchissants à l'ELU

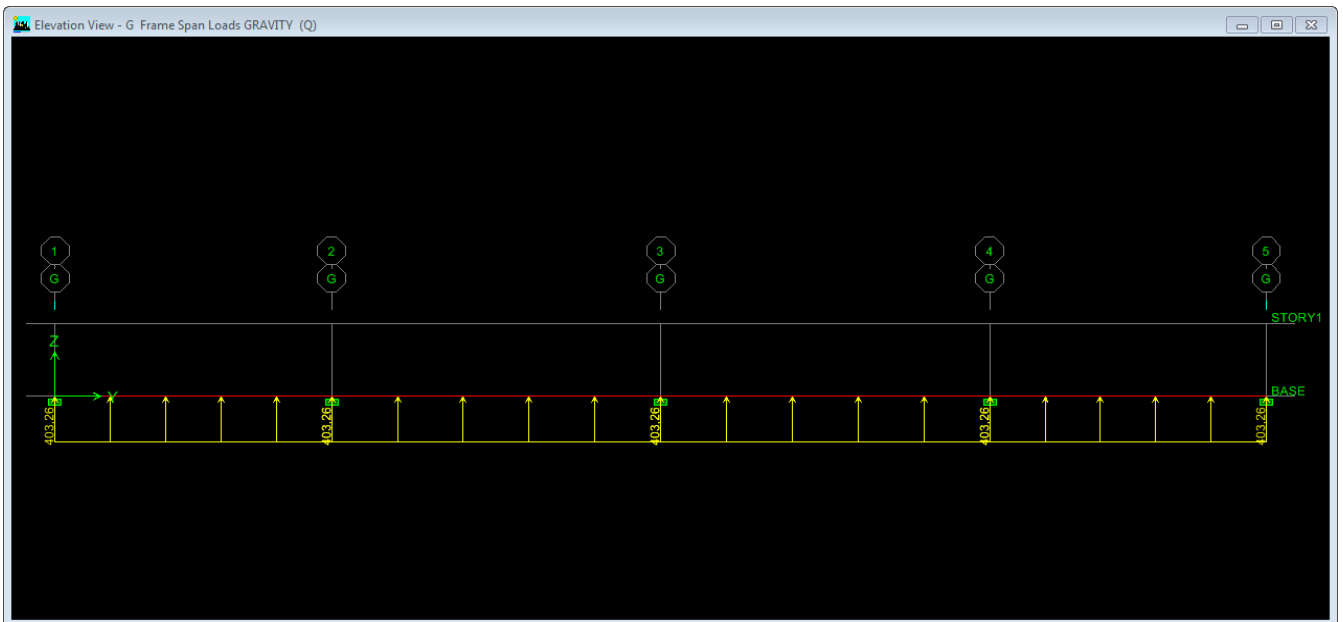


Fig VII.7: Schéma statique pour le calcul des efforts tranchants à l'ELU

À l'ELS :

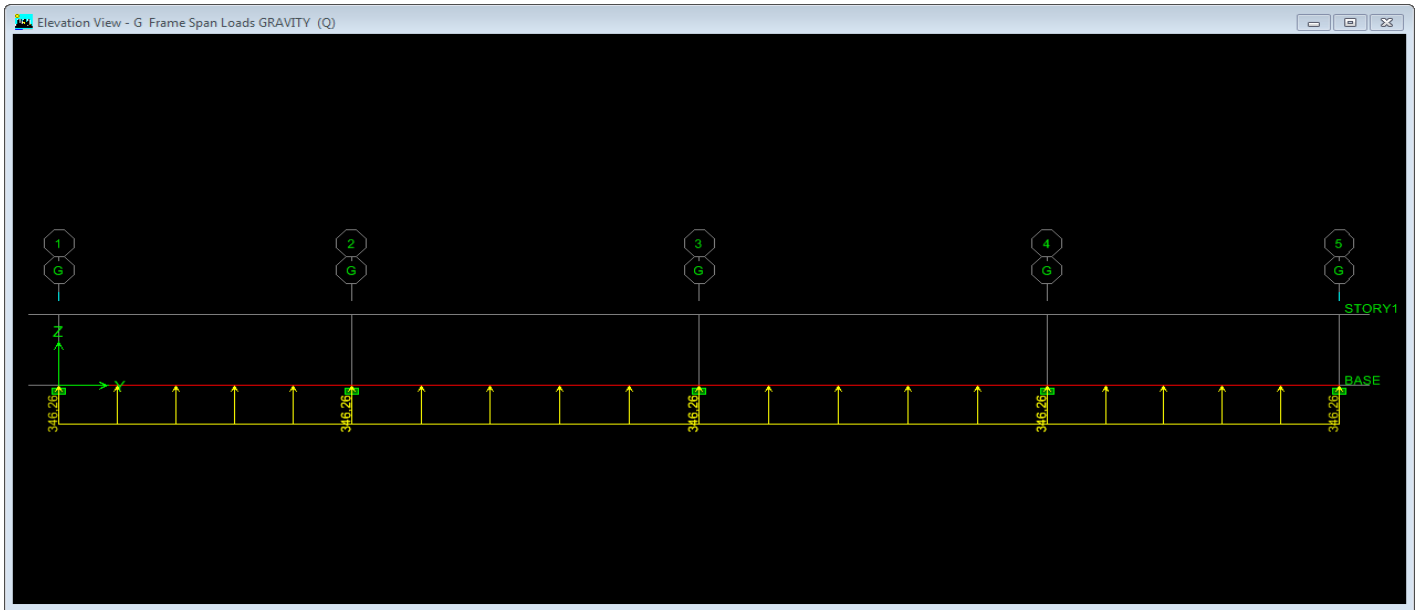
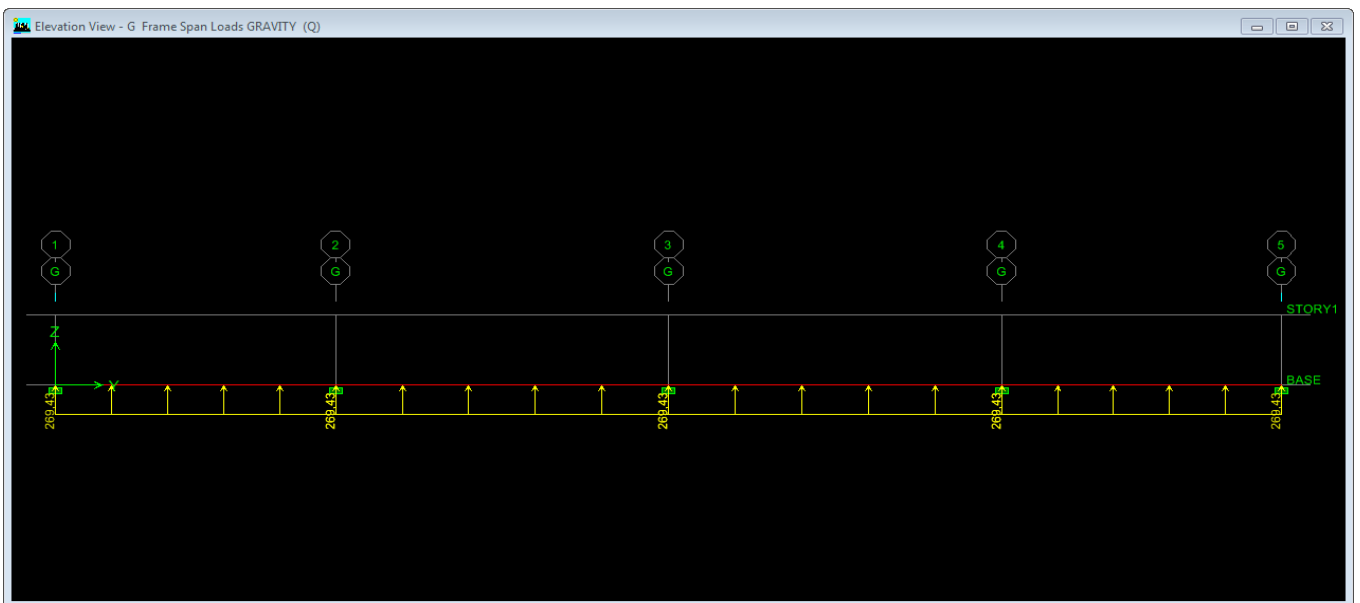


Fig VII.8 : Schéma statique pour le calcul des moments fléchissants à l'ELS



VII.7: Schéma statique pour le calcul des efforts tranchants à l'ELS

2) Sens longitudinal :

✓ À PELU :

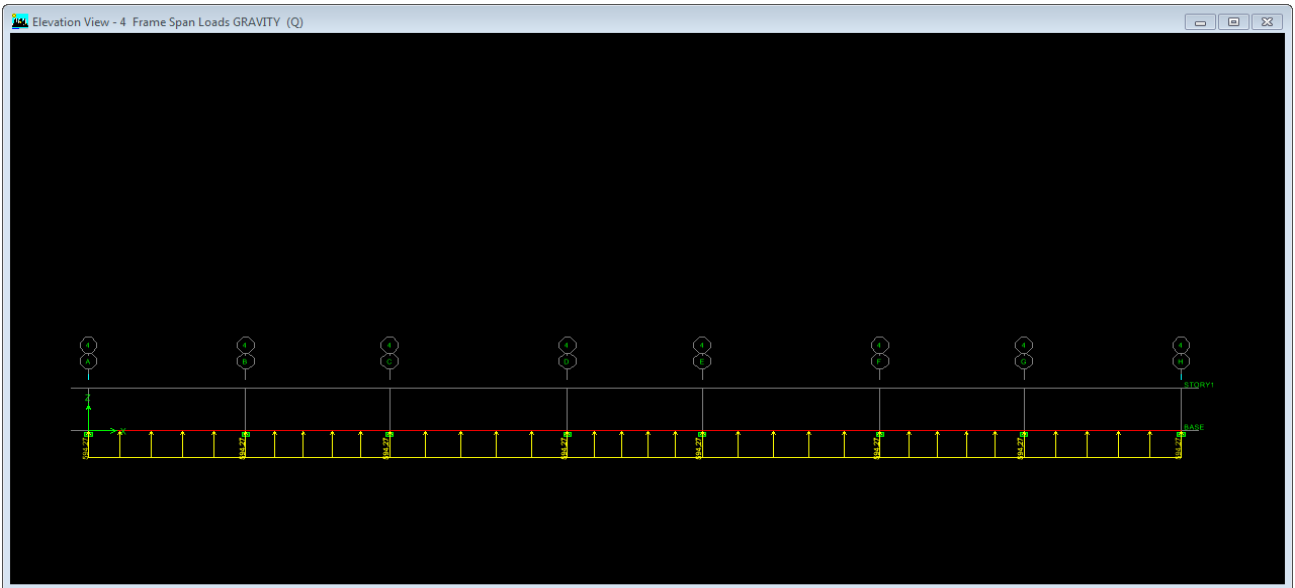


Fig VII.9 : Schéma statique pour le calcul des moments fléchissants à l'ELU

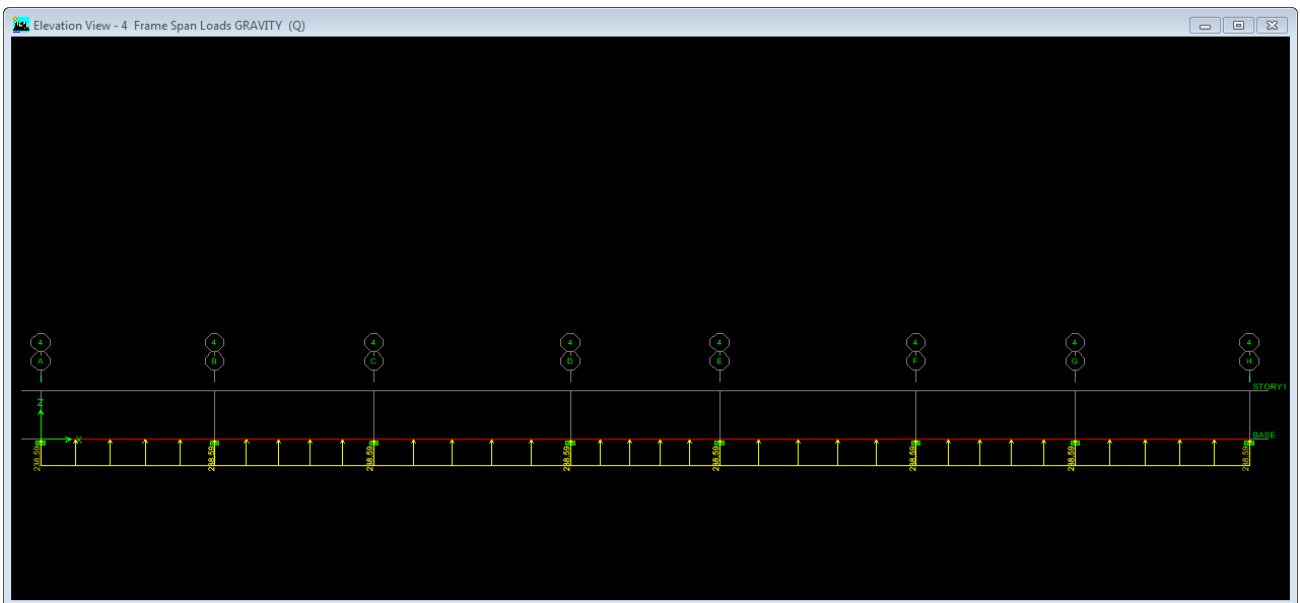


Fig VII.10: Schéma statique pour le calcul des efforts tranchants à l' ELU



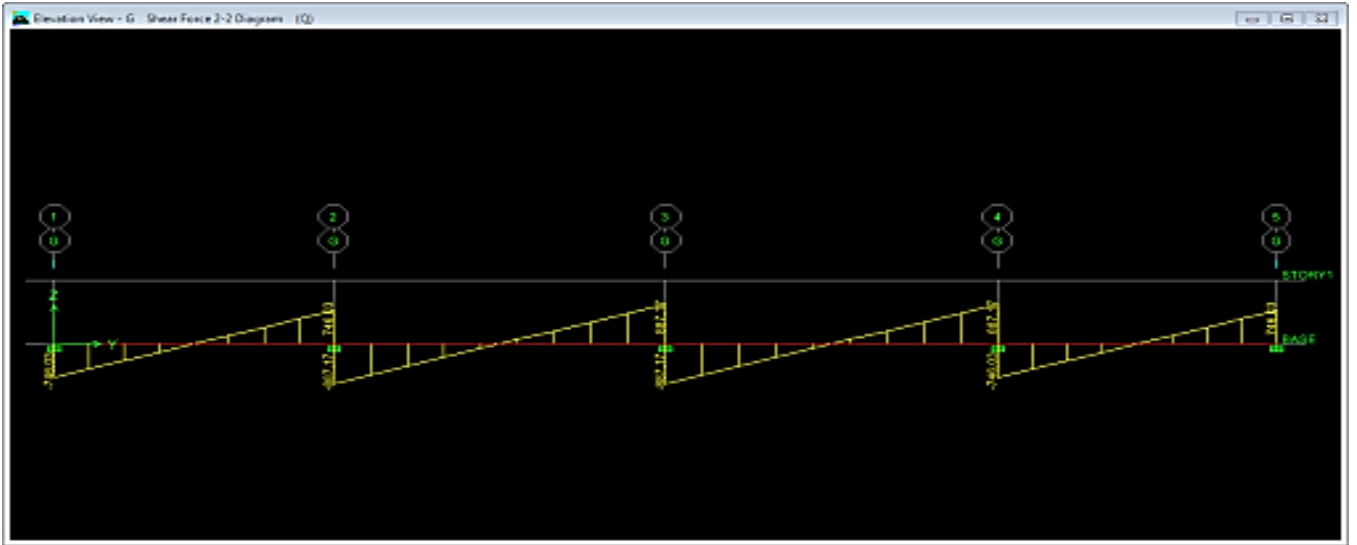


Fig VII.13: Diagramme des efforts tranchants a ELU

✓ À l'ELS

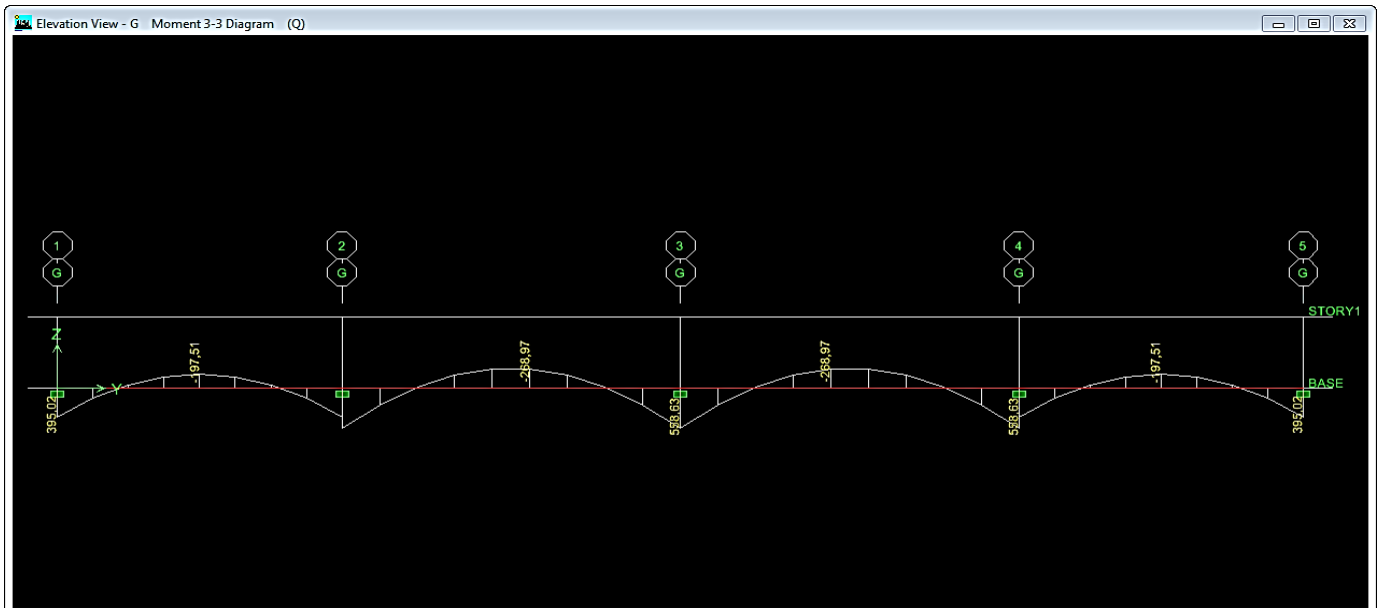


Fig VII.14 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELS

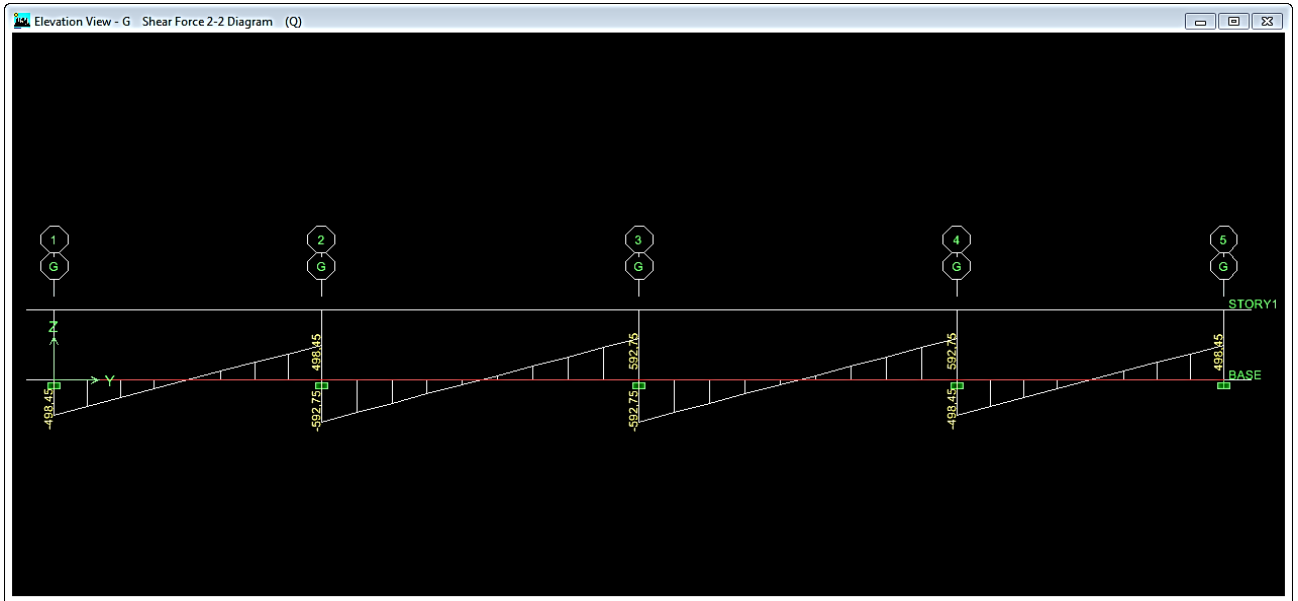


Fig VII.13: Diagramme des efforts tranchants a l'ELS

2) Sens longitudinal :

✓ À l'ELU :

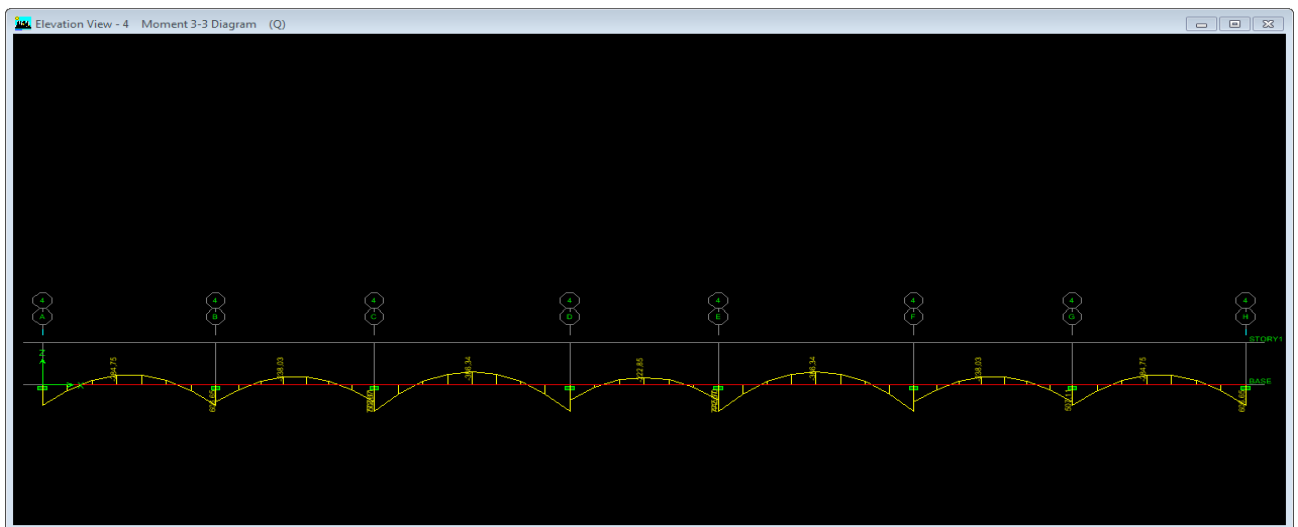


Fig VII.15 : Diagramme des moments fléchissants a l'ELU

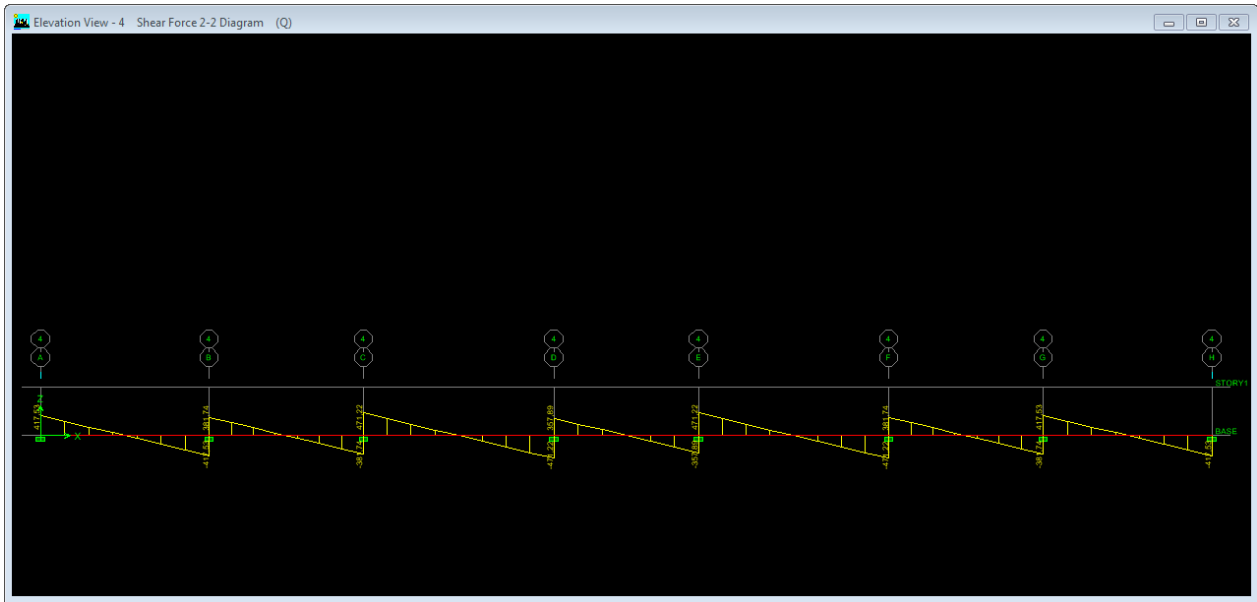


Fig VII.16: Diagramme des efforts tranchants a l'ELU

✓ À l'ELS

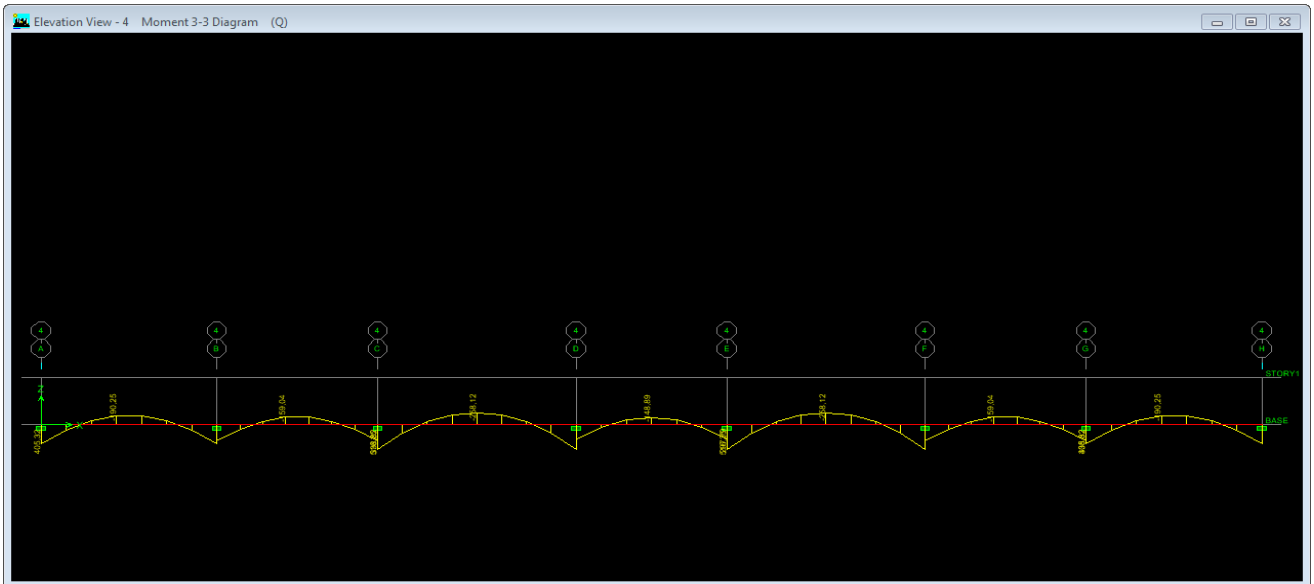


Fig VII.17 : Diagramme des moments fléchissants a l'ELS



**VII.8.5. Calcul des Armatures :**

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Sens	zone	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ	B	A <sub>calculé</sub> cm <sup>2</sup>	choix des barres	A <sub>adopté</sub> cm <sup>2</sup>
Sens transversale	Travée	402,6	0,060	0,969	12,30	5HA20 (fil)	15,7
	Appuis	836,17	0,126	0,932	26,58	5HA20 (fil) +5HA20 (chap)	31,4
Sens longitudinal	Travée	386,34	0,058	0,97	11,8	5HA20(fil)	15,7
	Appuis	772,67	0,116	0,938	24,4	5HA20 (fil) +5HA20 (chap)	31,4

**Tableau VI.10.** Résultats du calcul des armatures

**VI.8.6. Vérification à l'ELU :**

**1) Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1/ BAEL 91 modifié 99)**

$$A_{adopté} \geq A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 50 \times 97 \times 2.1}{400} = 5,85 \text{ cm}^2/ml$$

Toutes les sections d'armatures adoptées que ce soit en travée ou en appui dans les deux sens sont supérieures à A<sub>min</sub>. Donc la condition est vérifiée.

**2) Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.1.211 / BAEL 91 modifié 99)**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

✓ **Sens transversal :**

$$T_{u \max} = 887,17 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{ux}^{max}}{b \cdot d} = \frac{887,17 \cdot 10^3}{500 \cdot 970} = 1,82 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,82 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Sens longitudinal :**

$$T_{u \max} = 471,7 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{ux}^{\max}}{b.d} = \frac{471,7 \cdot 10^3}{500 \cdot 970} = 1,52 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,52 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

### 3) Vérification d'adhérence des barres :(Art 6.1.3 /BAEL 91 modifiée 99).

L'adhérence des barres doit vérifier la relation :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{sc}$

Avec :

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U_i}$$

$\psi_s = 1,5$  : Coefficient scellement (haute adhérence).

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des barres.

✓ **Sens transversal :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 10 \times 3,14 \times 20 = 628 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{887,17 \times 10^3}{0,9 \times 970 \times 628} = 1,61 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,61 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Sens longitudinal :**

$$U_i = n \times \pi \times \phi = 10 \times 3,14 \times 20 = 628 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{471,7 \times 10^3}{0,9 \times 970 \times 628} = 0,86 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,86 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa} \text{ Contrainte vérifiée}$$

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

#### 4) Diamètre des armatures transversales : (Art A.7.2.2/BAEL91 modifié 99)

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = \min(2,85; 2; 5) = 2 \text{ cm}$$

On opte un cadre + un étrier en  $\phi 10$ , ( $A_t = 3,14 \text{ cm}^2$ ).

#### 5) Espacement des armatures transversales (Art A.5.1.22 / BAEL 91 modifié 99)

$$S_t^{max} \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \leq \min(103,5; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}.$$

#### 6) Armatures de peau : (Art. A.8.3/BAEL 91 modifiée 99)

Des armatures dénommées "armatures de peau" sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins  $3 \text{ cm}^2$  par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. ».

D'où :  $A_{\text{peau}} = 2 \text{ HA } 14 = 3,08 \text{ cm}^2$ .

### VII.8.7. Vérification les conditions RPA 99 version 2003 :

#### 1) Espacement des armatures transversales (Art 7.5.2.2 / RPA 99 modifiée 2003)

✓ **Zone nodale**

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_1\right\} = \min\{50; 24\} = 24 \text{ cm}$$

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

✓ **Zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 50 \text{ cm.}$$

Soit  $S_t = 20 \text{ cm.}$

**2) Armatures transversales minimales :(Art. 7.5.2.2 du RPA 99 modifiée 2003)**

$$A_{t_{\min}} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 20 \times 50 = 3 \text{ cm}^2$$

$$A_{t_{\min}} = 3 \text{ cm}^2 < A_{t_{\text{adoptée}}} = 3,14 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**3) Délimitation de la zone nodale :**

$$l' = 2 \times h$$

Avec :

$l'$  : Longueur de la zone nodale.

$h$  : Hauteur de la poutre.

D'où :

$$l' = 2 \times 100 = 200 \text{ cm.}$$

**VII.8.5. Vérification à l'ELS :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable ou très préjudiciable.

**1) Contraintes dans les aciers :**

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_{st} &\leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} \\ &= \{266,66 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}\} \end{aligned}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \geq \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A}$$

**2) Contraintes dans le béton :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \geq \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Où :  $K_1$  et  $\beta_1$  sont déterminés à l'aide d'abaques en fonction de :  $\rho = \frac{100 \times A}{b \times d}$

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	zone	$M_s$ (kN.m)	(cm <sup>2</sup> )	$\rho$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
Sens transversale	T ravée	268,99	15,7	0,324	0,911	41,18	193,88	4,7	201,63	15	CV
	Appui	558,29	31,4	0,647	0,882	27,37	198,7	7,26	201,63	15	CV
Sens ongitudinal	Travée	258,12	15,7	0,324	0,911	41,18	186,05	4,51	201,63	15	CV
	Appui	516,25	31,4	0,647	0,882	27,37	192,07	7,01	201,63	15	CV

**Tableau VI.11.** Résultats des vérifications des contraintes

# CONCLUSION

Arrivés au terme de notre travail, ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation en nous basant sur les documents techniques et même d'application des règlements et de certaines méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures en béton armé.

D'après l'étude que nous avons faite, il convient de souligner les points suivants :

- Dans la conception parasismique, il est important que l'ingénieur aboutisse à une conception plus adéquate - dans la mesure du possible - vis-à-vis de l'architecture et une sécurité parasismique sans surcoût important ;
- La forme régulière de la structure étudiée a été un facteur très important qui nous a aidés dans la disposition optimale des voiles ;
- Il est indéniable que l'étude dynamique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures ;
- Le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et calcul des structures ;

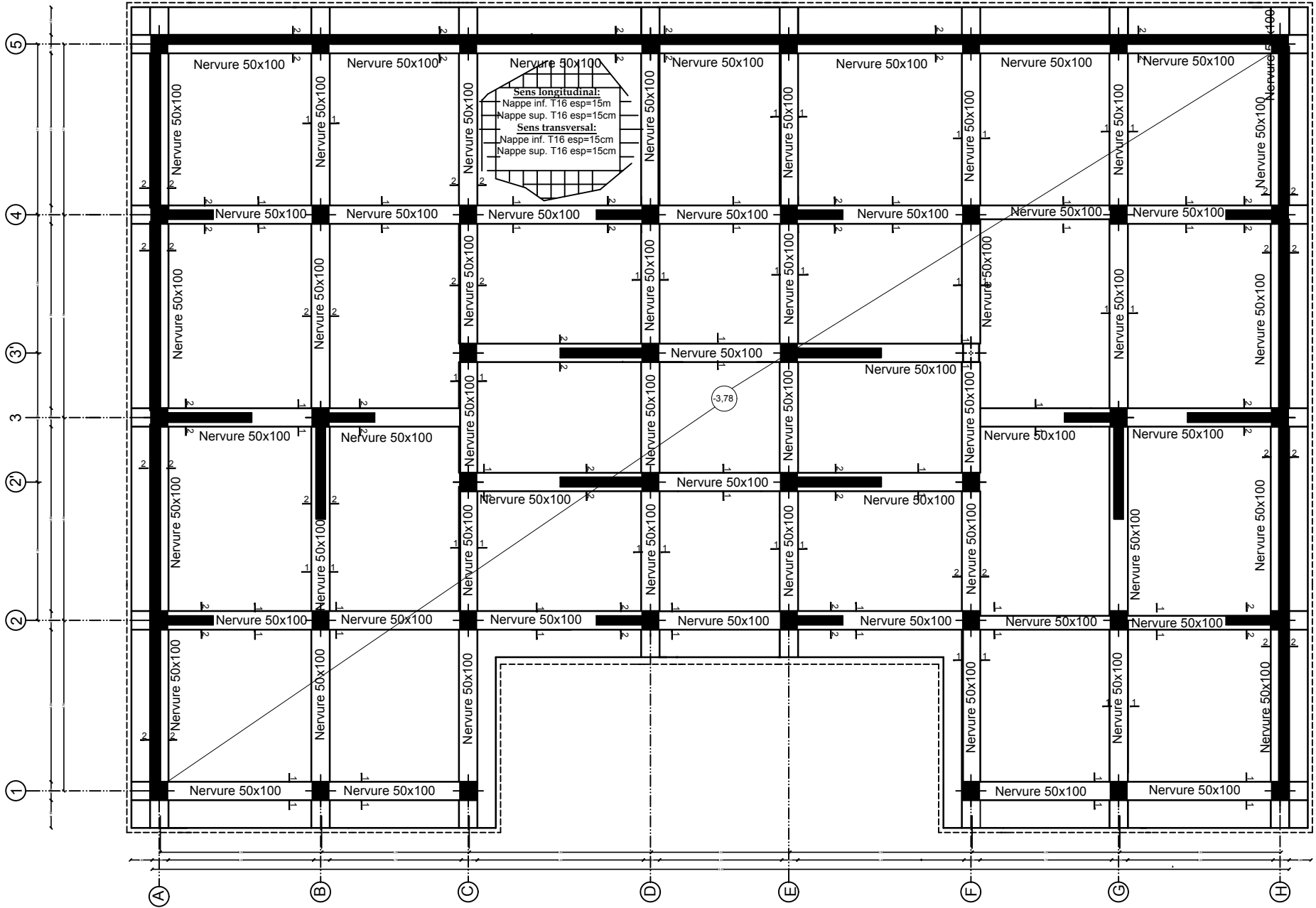
Toutefois, en prenant conscience de l'évolution considérable qu'a connue le domaine du génie civil ainsi que les exigences technologiques et économiques (délai et coût de réalisation) de notre époque, il serait préférable de faire appel à des logiciels de calcul tridimensionnel de structures et d'architecture en même temps pour faciliter la conception de la structure ainsi être proches de la réalité pratique.

Et pendant notre travail on a pu voir un aperçu de quelques logiciels exemple (ETABS , SOCOTEC, AUTOCAD,...) qui a été très instructives.

# **BIBLIOGRAPHIE**

- Jean-Pierre MOUGIN, Béton armé, BAEL 91 modifié 99 et DTU associés, 2<sup>ème</sup> édition 2000
- Règles technique de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armée suivant la méthode des états limites BAEL91 mod99
- (DTR B-C2-2) charges permanentes et charges d'exploitations
- Règles parasismiques Algériennes (RPA 99/ Version 2003)
- Règles de conception et de calcul des structure en béton armée CBA93 (DTR-BC 2.41)
- VICTOR DAVIDOVICI, Formulaire du béton armé, Volume 1 et 2.
- Cours et TD des années précédentes.
- Consultation différents projet des années précédentes
- Internet
- Aides Fournie avec le ETABS.

COFFRAGE ET FERRAILLAGE RADIER NIV: -3.78.



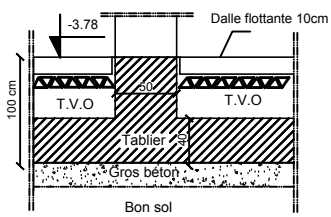
ferrillage tablier + nervure sens y-y



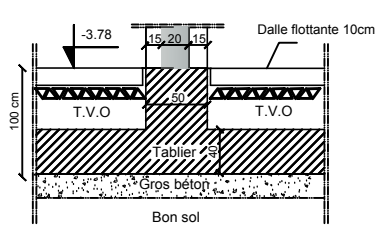
ferrillage tablier + nervure sens x-x



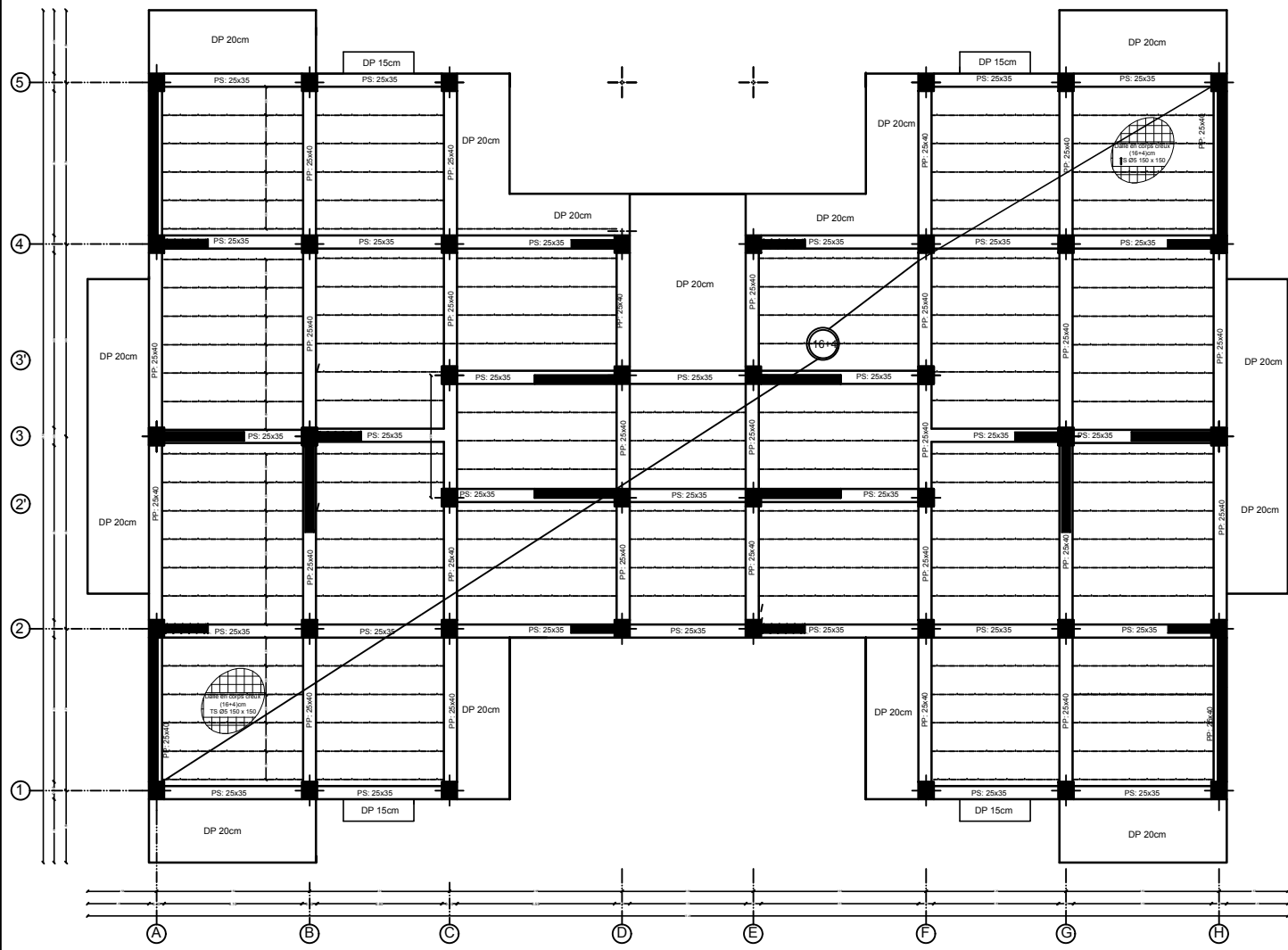
Coupe 1-1



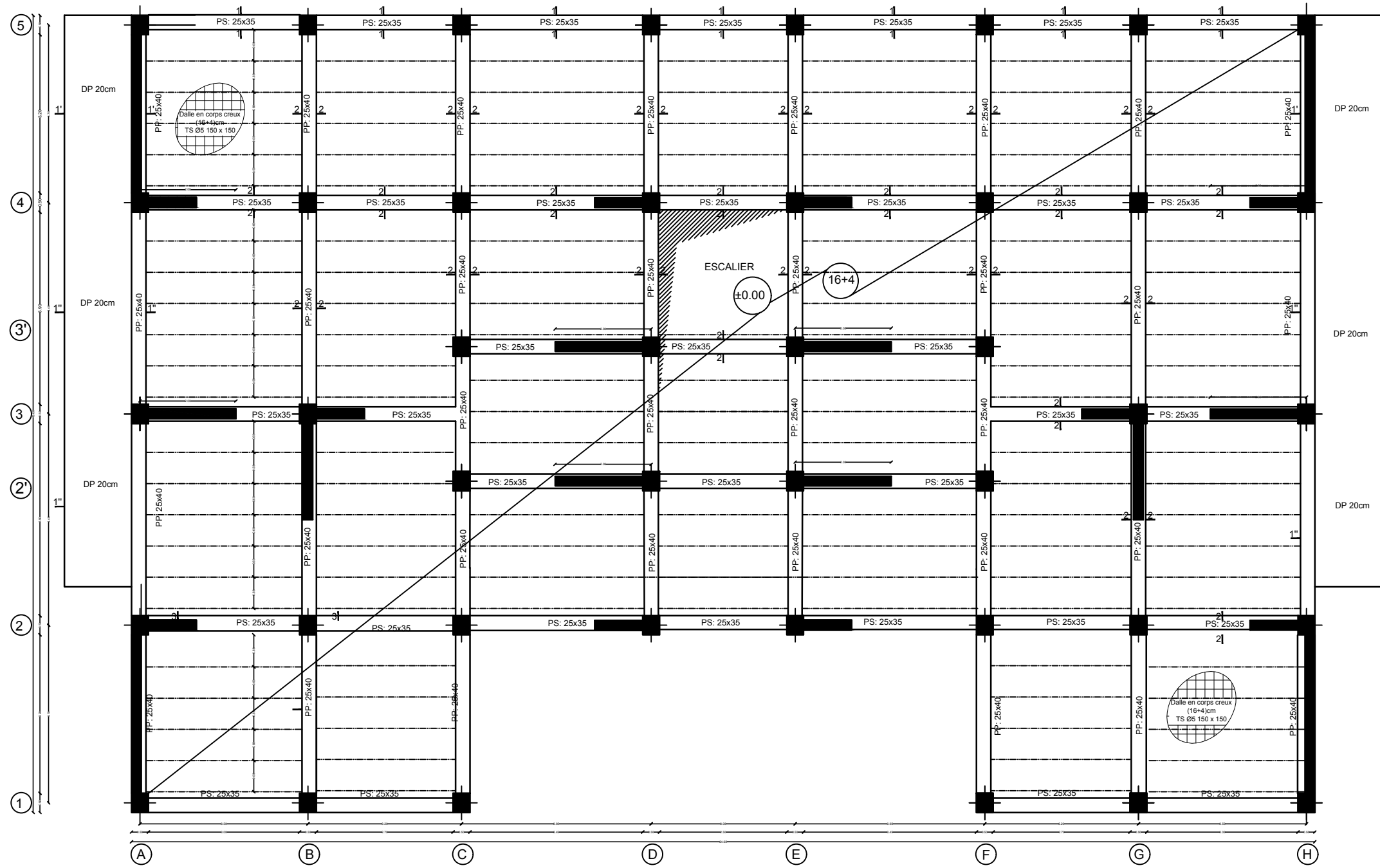
Coupe 2-2



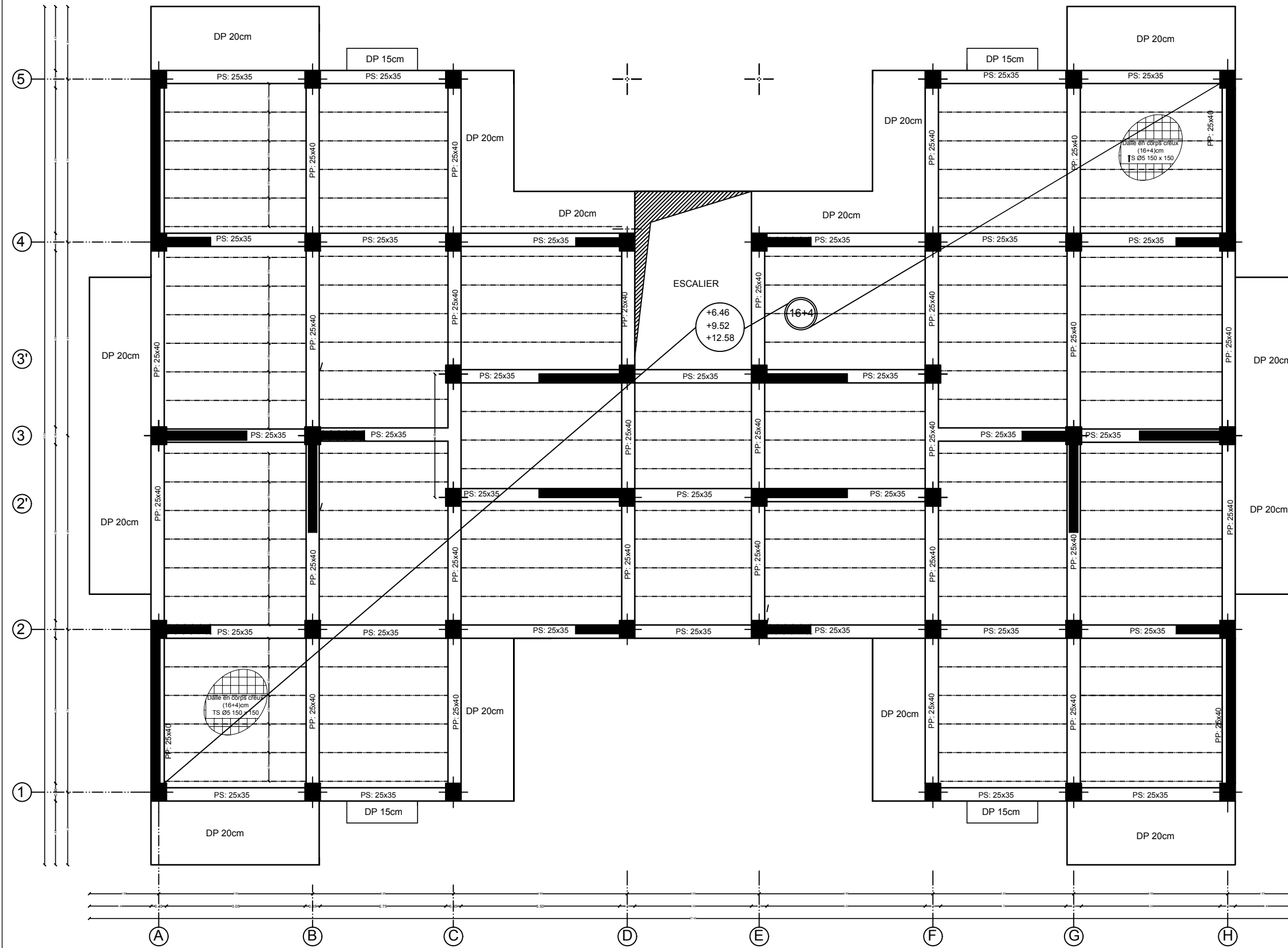
COFFRAGE PLANCHERS NIV.24.65.



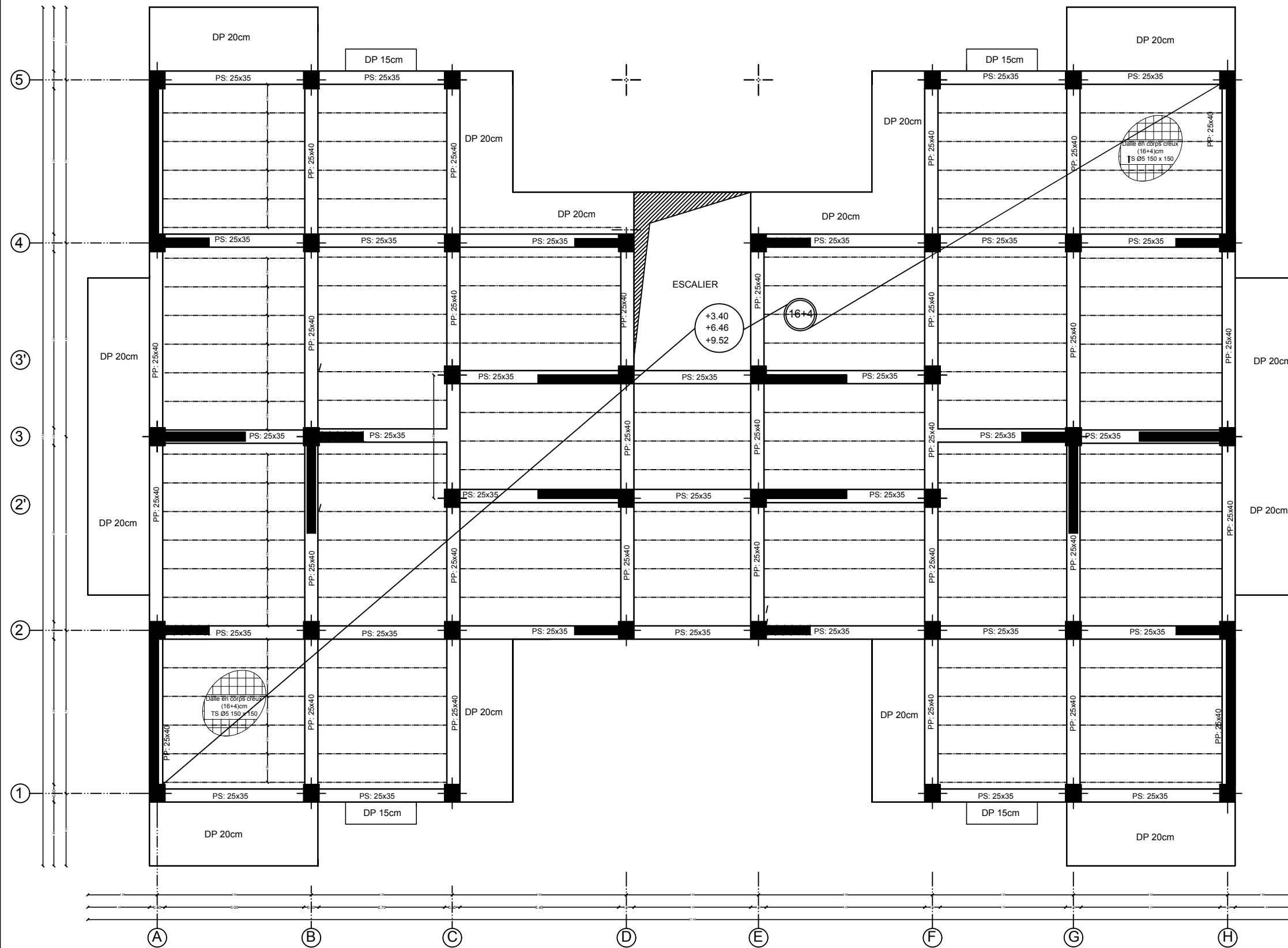
COFFRAGE PLANCHER NIV ±0.00

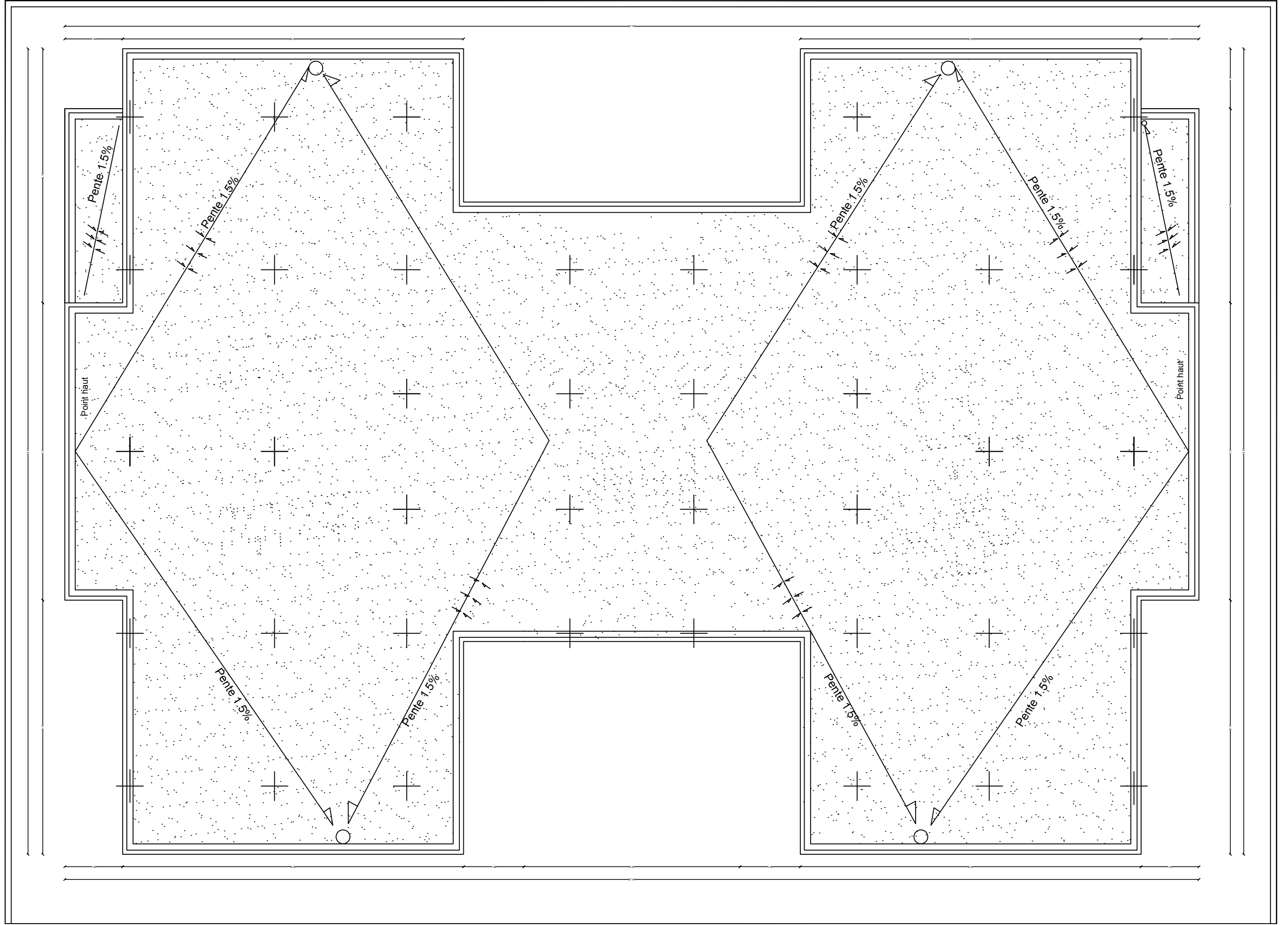


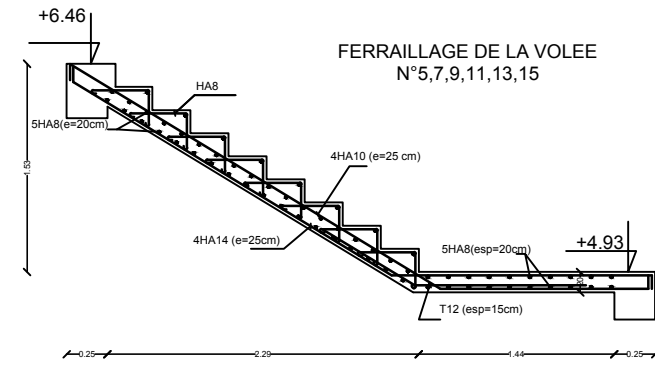
COFFRAGE PLANCHERS NIV: +6.46, +9.52, 12.58, 15.65, 18.7, 21.76



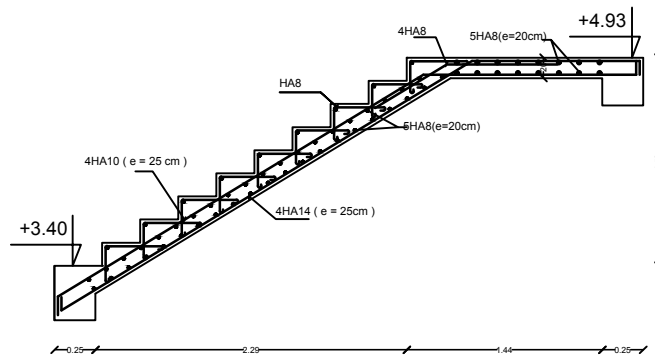
COFFRAGE PLANCHER NIV;3.40.



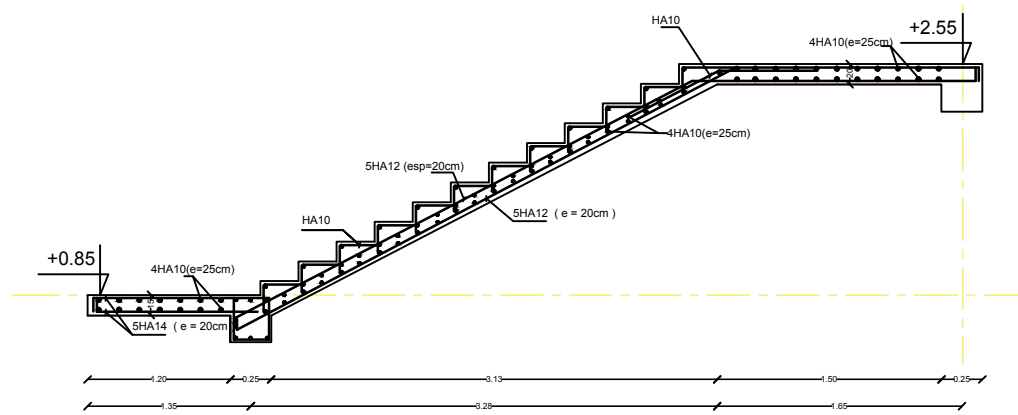




**FERRAILLAGE DES VOLEES  
N°4,6,8,10,12,14**



**FERRAILLAGE ESCALIERS ETAGE  
COURANT**

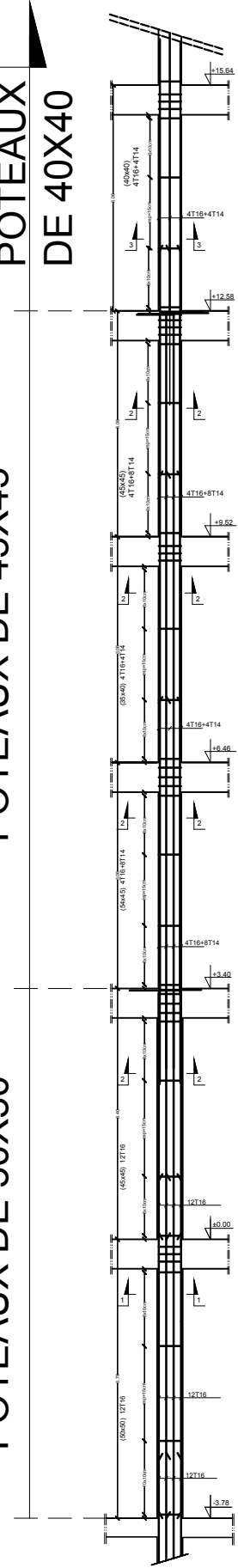


**FERRAILLAGE ESCALIER RDC**

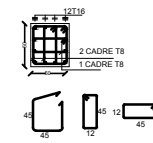
POTEAUX DE 50X50

POTEAUX DE 45X45

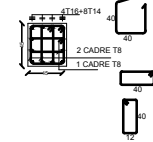
POTEAUX DE 40X40



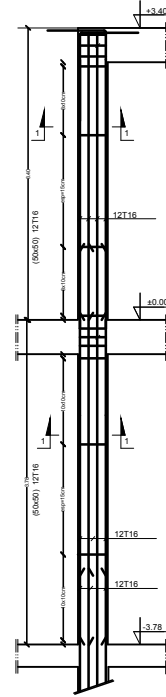
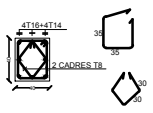
FERRAILLAGE DES POTEAUX : (50x50)



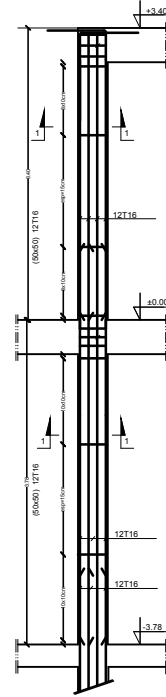
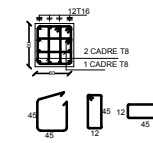
FERRAILLAGE DES POTEAUX : (45x45)



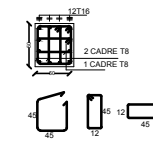
FERRAILLAGE DES POTEAUX : (40x40)



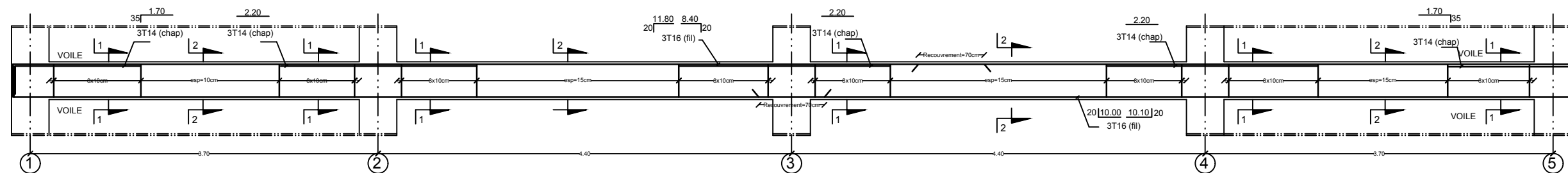
FERRAILLAGE DES POTEAUX : (50x50)



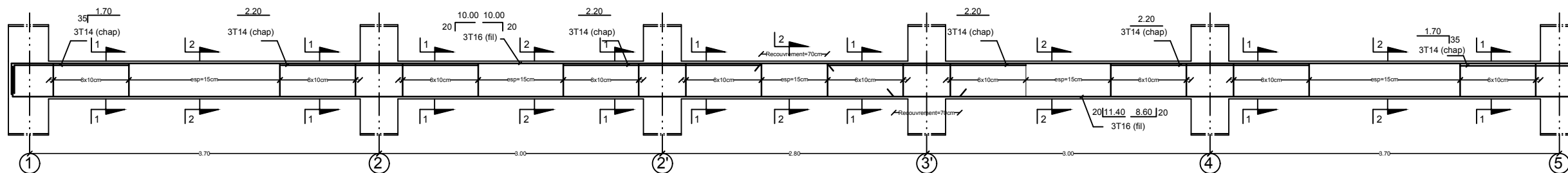
FERRAILLAGE DES POTEAUX : (40x40)



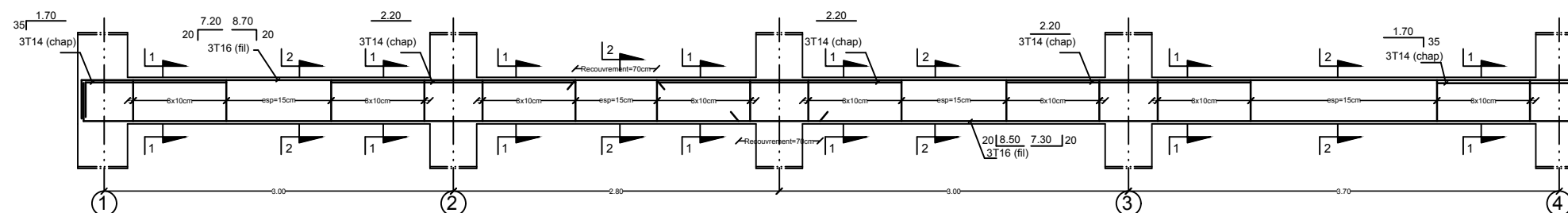
### Ferrailage des Poutres Principales 25x40



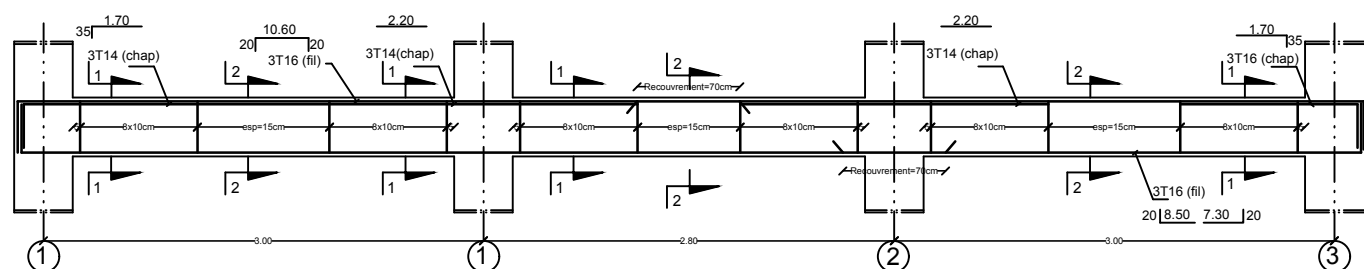
### Ferrailage des Poutres Principales 25x40



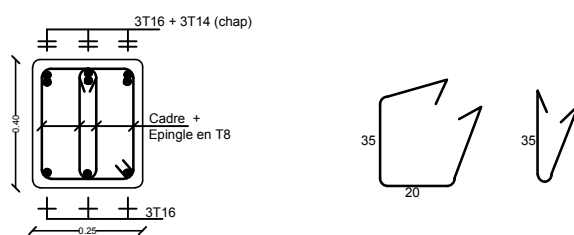
### Ferrailage des Poutres Principales 25x40



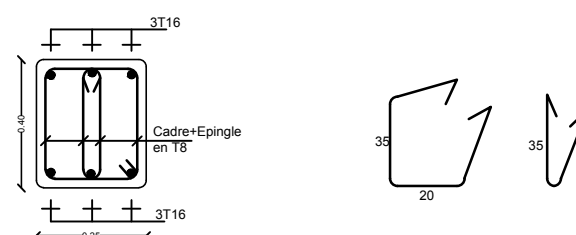
### Ferrailage des Poutres Principales 25x40



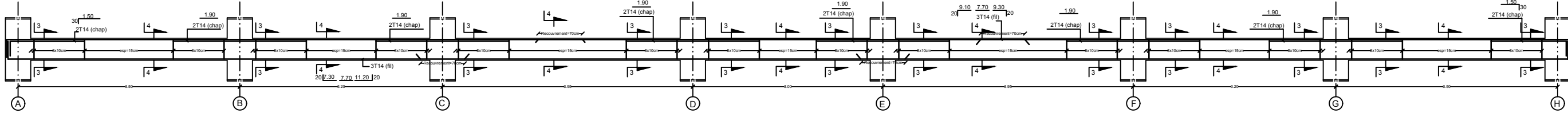
#### Coupe 1-1



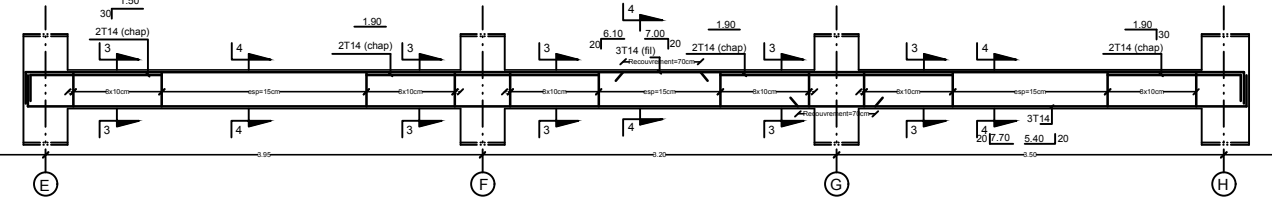
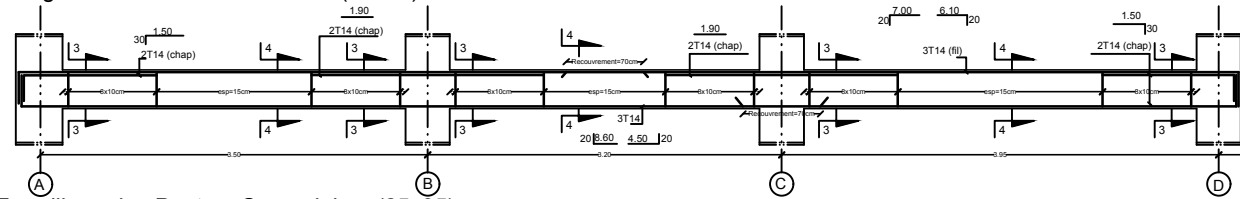
#### Coupe 2-2



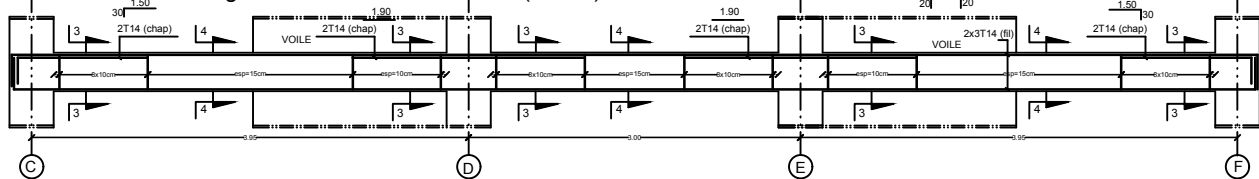
Ferrillage des Poutres Secondaires (25x35)



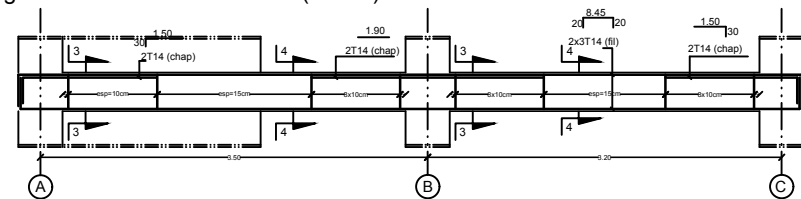
Ferrillage des Poutres Secondaires (25x35)



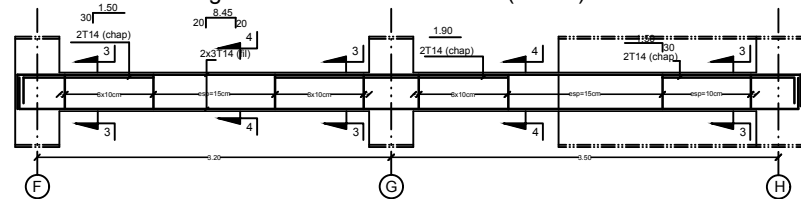
Ferrillage des Poutres Secondaires (25x35)



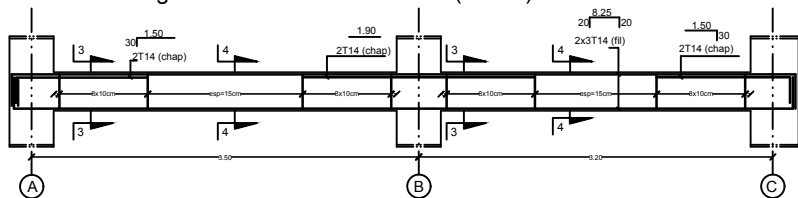
Ferrillage des Poutres Secondaires (25x35)



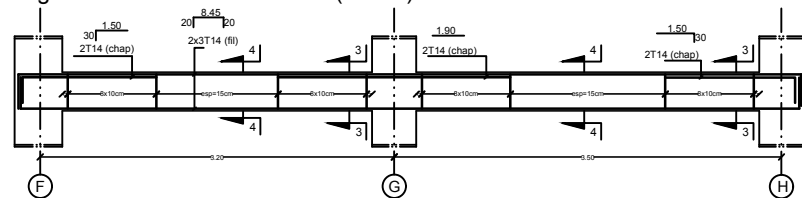
Ferrillage des Poutres Secondaires (25x35)



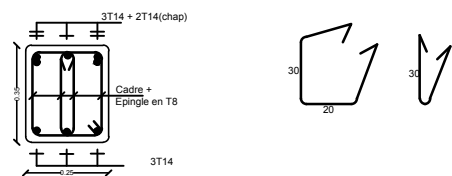
Ferrillage des Poutres Secondaires (25x35)



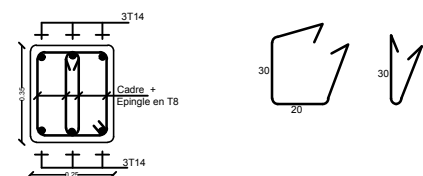
Ferrillage des Poutres Secondaires (25x35)



Coupe 3-3



Coupe 4-4



0.00

