

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique  
Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou  
Faculté du génie de la construction  
Département de génie civil



# Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme de master en génie civil.  
Option : construction civile et industrielle.

## THEME

Etude d'un bâtiment (R+9+E-sol) à usage d'habitation et commerce  
Contreventé par voiles.



Dirigé par:  
M<sup>me</sup> : MOBAREK.

Etudié par :  
M<sup>r</sup> : TIDMIMT LOUNIS.  
M<sup>r</sup> : GUERCHOUH HOCINE.

*Année 2013/2014*

# REMERCIEMENTS

- Tous d'abord nous remercions le bon dieu qui nous a aidé à finir notre travail.
- Nous tenons à remercier profondément notre promotrice M<sup>me</sup> :MOBAREK pour son bon encadrement, pour sa modestie, sa patience, et ses précieux conseils.
- Nous tenons à remercier tous les enseignants de GENIE CIVIL qui ont contribué à notre formation.
- Nous tenons à remercier aussi le personnel de la bibliothèque de Génie Civil pour leur disponibilité.
- Nos remerciements à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire en particuliers HAKIMA et SAMIA
- Nos remerciements à nos familles et à tous les amis(es)

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

# *Dédicaces à :*

*Toute ma famille, en particulier :*

*Mes très chers parents à qui je dois tous mes succès et que je ne  
remercierai jamais assez,*

*Mes adorables frères et sœurs :*

*YOUCEF; FERHAT; REBEH; SALAH; DJEDJIGA; FAZIA;*

*DJAMILA ; RAZIKA et SALOUA.*

*MES BELLES SŒURS : GHENIMA ; FATIHA ; DJEDJIGA et CHAFIA.*

*MES BEAUX FRÈRES : ABDSLEME ; HAMID ; GHANI et MOURAD.*

*MON binôme HOCINE*

*Tous mes camarades: DJAMEL, MEZIANE, SMAIL, MOULOUD , FERHAT  
MEBAREK, YOUVA, FATMA, SOUMAYA, DYHIA.*

*LYDIA en particulier.*

*A tous ceux qui me connaissent*

*Toute la promotion 2013 -2014*

*LOUNES*

# Dédicaces

- A mes très chers parents, pour qui je dois beaucoup
- A mon cher frère : Karim
- A ma grand- mère .
- A la mémoire de mon grand père
- A mon oncle Hassene et sa femme et ses fils Amine et Yanis
- A mon oncle Smail
- A mes tantes et leur fils
- A la plus chère personne
- A mes amis (Meziane, Smail , Djamel, et mouloud )
- A mes amies (Fatma, Dihia ,soumaya,)
- A toute la promotion 2014

Hocine

# SOMMAIRE

❖ INTRODUCTION GENERALE.

<b><u>CHAPITRE I</u> : Présentation de l'ouvrage.....</b>	<b>1</b>
<b><u>CHAPITRE II</u> : pré dimensionnement des éléments.....</b>	<b>7</b>
<b><u>CHAPITRE III</u> : Calcul des éléments :</b>	
- Calcul de l'acrotère.....	20
- Calcul des planchers.....	28
- Calcul de la salle machine.....	58
- Calcul de la poutre de chainage.....	67
- Calcul des escaliers.....	77
- Calcul de la poutre palière .....	97
<b><u>CHAPITRE IV</u> : Etude de contreventement.....</b>	<b>105</b>
<b><u>CHAPITRE V</u> : modélisation et vérification.....</b>	<b>121</b>
<b><u>CHAPITRE VI</u> : ferrailage des poutres.....</b>	<b>151</b>
<b><u>CHAPITRE VII</u> : ferrailage des poteaux.....</b>	<b>164</b>
<b><u>CHAPITRE VIII</u> : ferrailage des voiles.....</b>	<b>180</b>
<b><u>CHAPITRE IX</u> : Calcul de mur soutènement .....</b>	<b>194</b>
<b><u>CHAPITRE X</u> : Etude de l'infrastructure.....</b>	<b>200</b>

- ❖ NOTE DE CALCUL.
- ❖ CONCLUSION GENERALE.
- ❖ BIBLIOGRAPHIE.
- ❖ ANNEXE.

# intrOduction générale

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

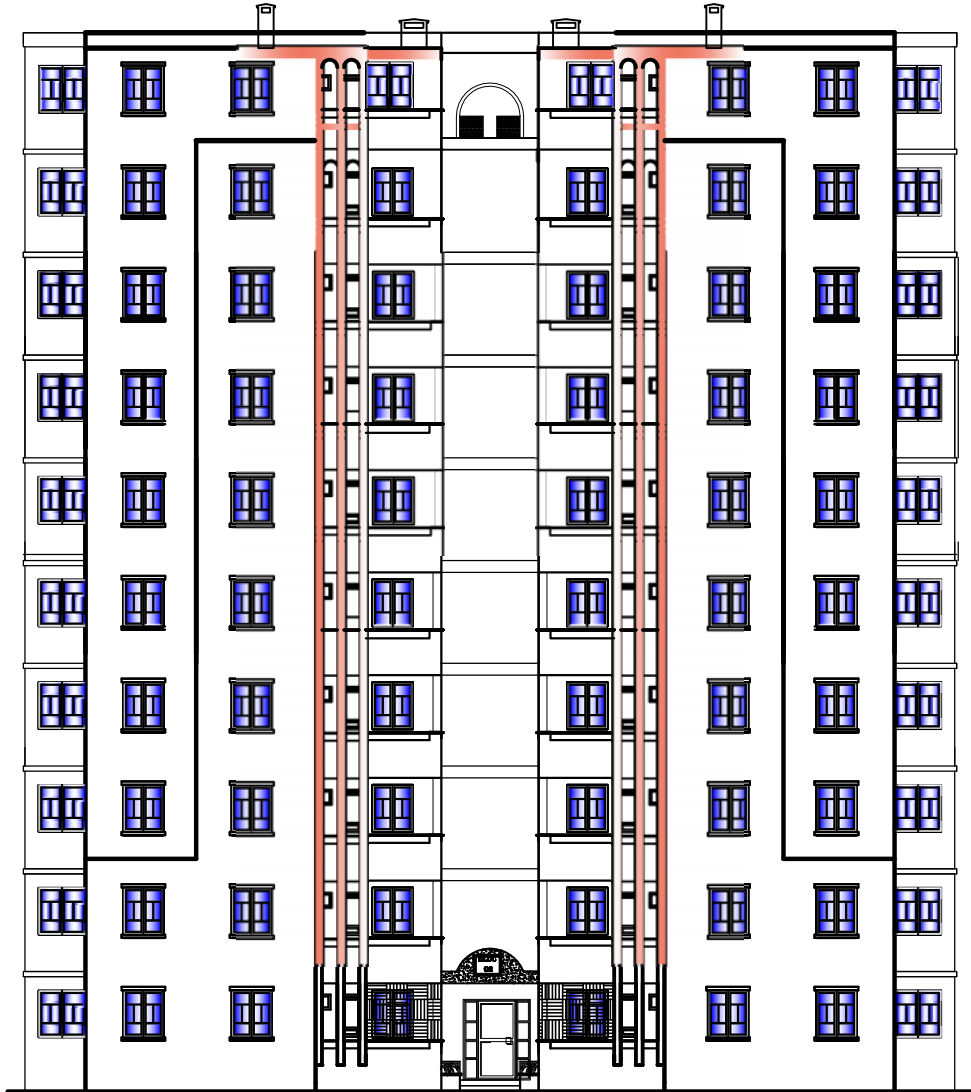
Pour cela nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA99 (version 2003) et les règlements du béton aux états limites(BAEL). C'est dans cette voie qu'on a essayé de mener notre travail, en mettant l'accent sur les différentes étapes qui caractérisent cette étude.

En premier lieu, on a présenté notre ouvrage et les différents matériaux utilisés. Par la suite on a calculé les différents éléments (acrotère, escaliers, planchers, ...), après avoir défini leurs différentes sections, charges et surcharges.

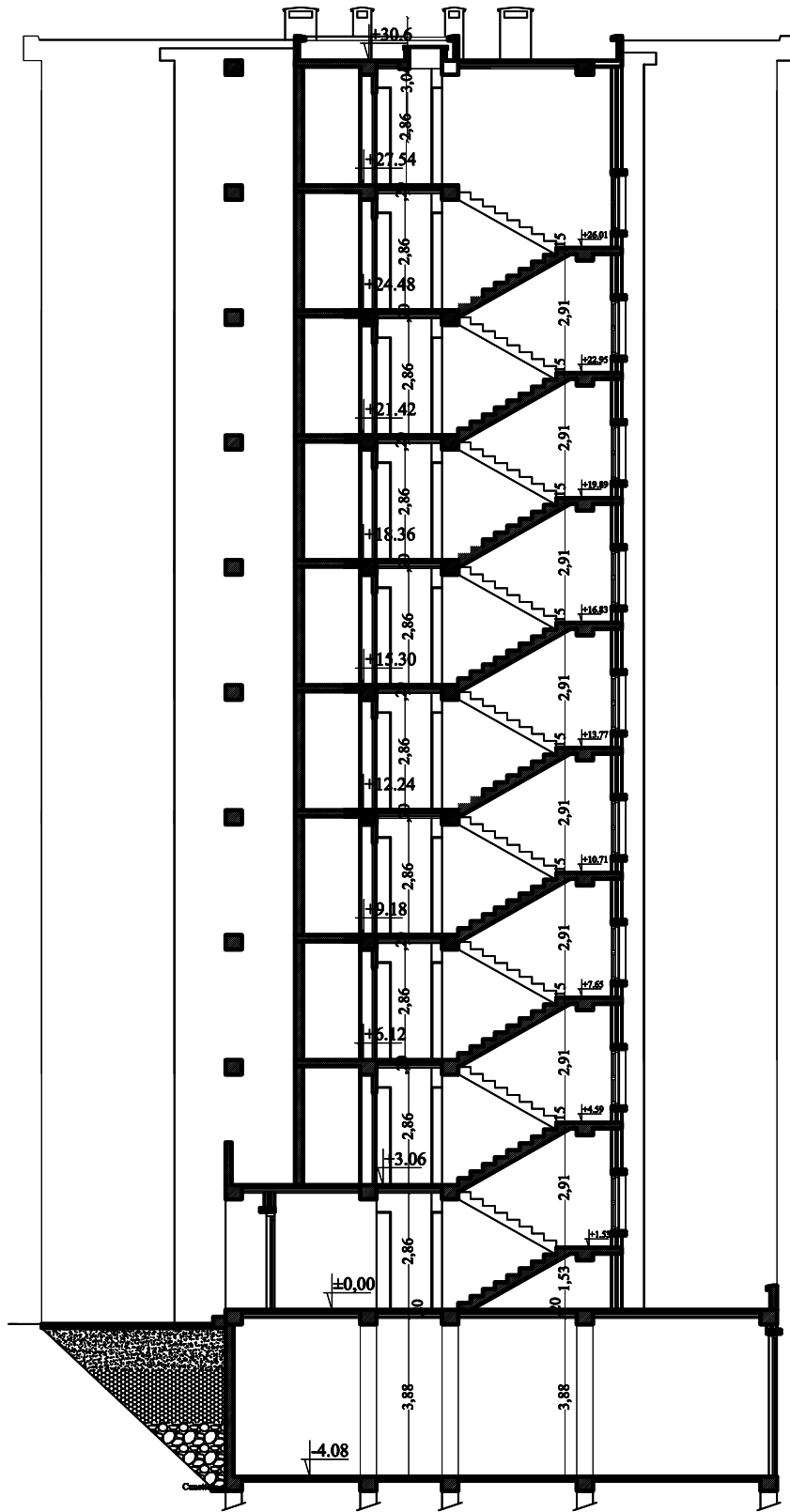
Un intérêt particulier a été porté sur le logiciel ETABS qui est un outil de haute performance pour la modélisation, l'analyse et le dimensionnement de diverse structures.

Après avoir terminé toutes les étapes de modélisation et lancé les calculs, nous passerons à l'exploitation des résultats qui nous permis de procéder au ferrailage et leurs vérification.

Dans le dernier chapitre, on a intéressé à l'étude de l'infrastructure. En fin, on se termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.



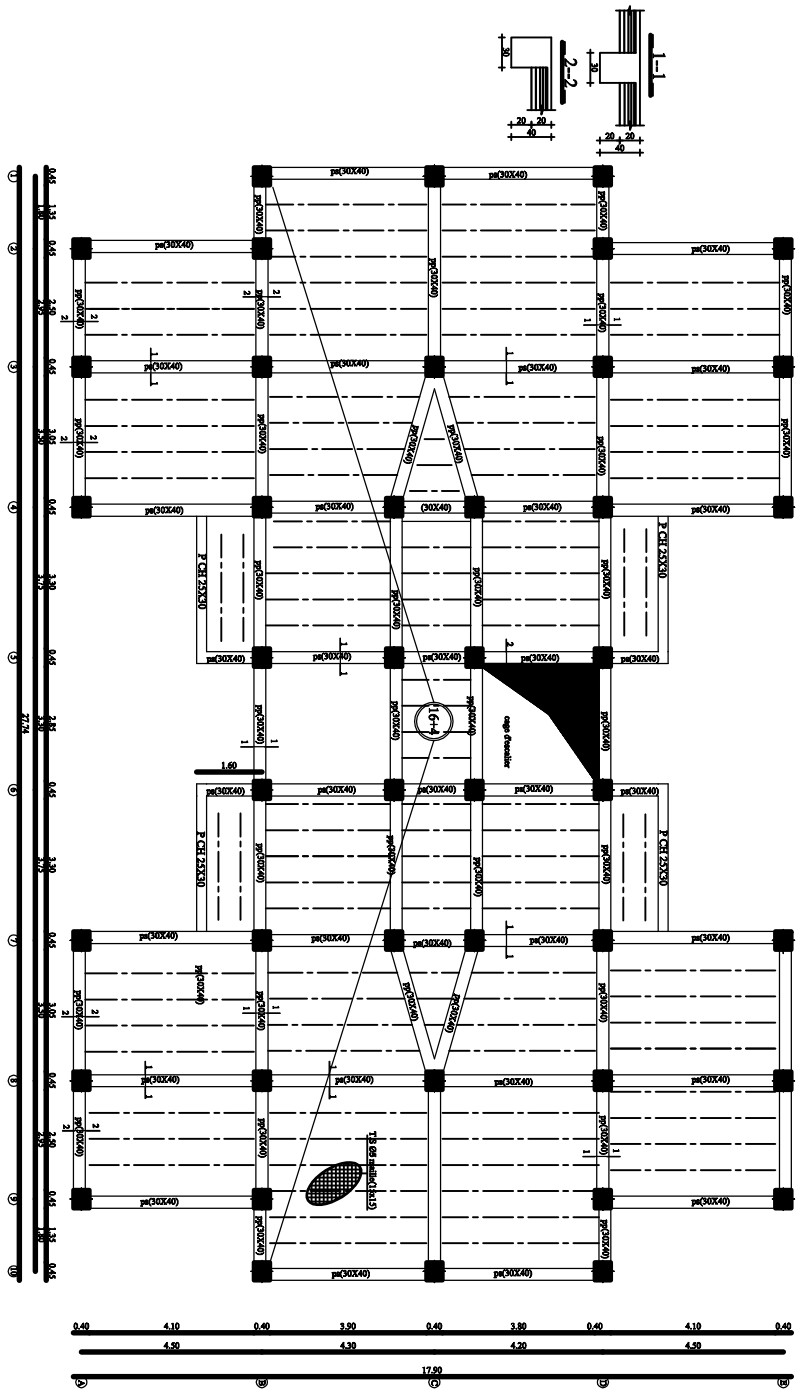
Façade principale



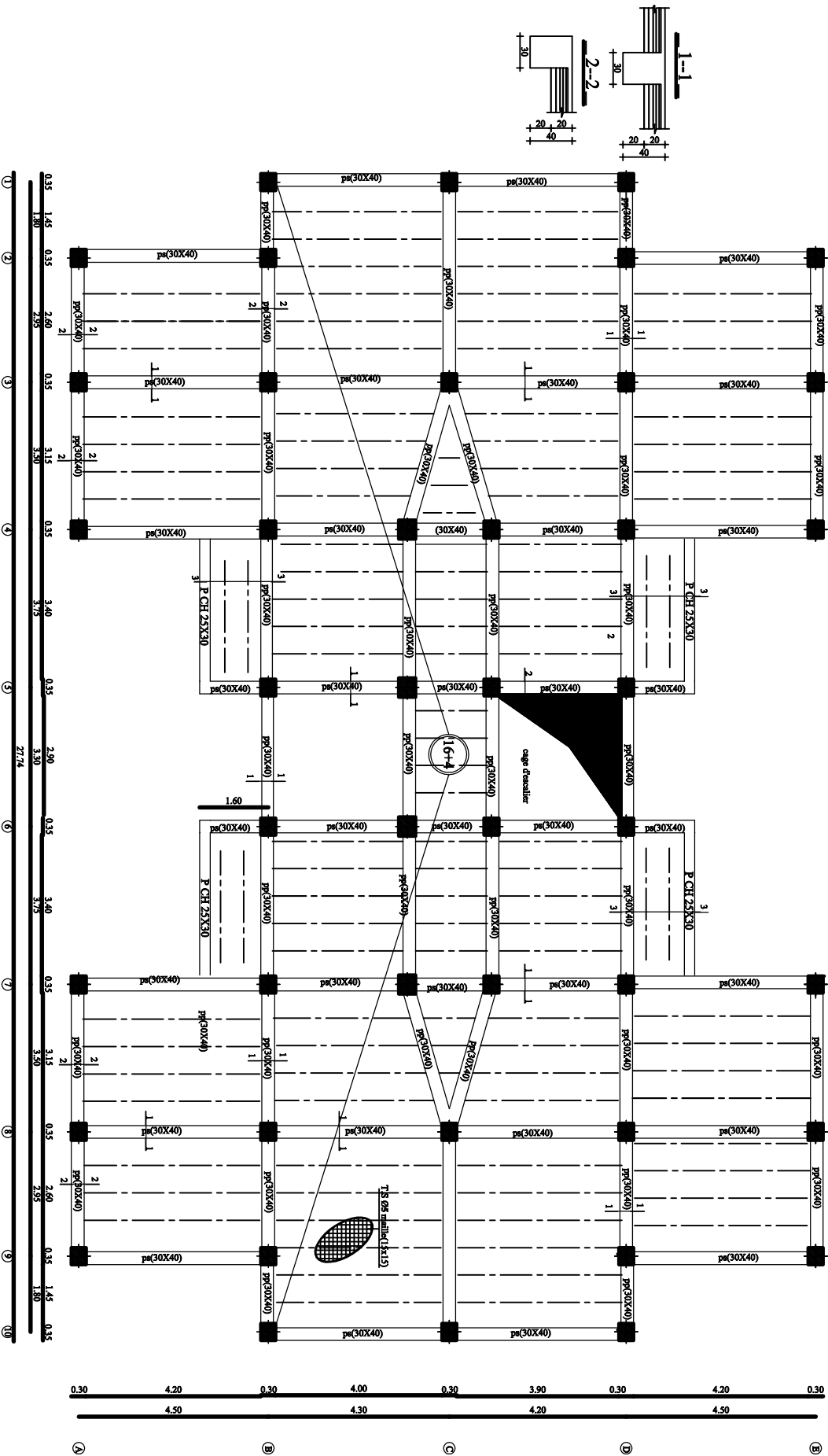
COUPE ECHELLE : 1/100

COUPE A-A

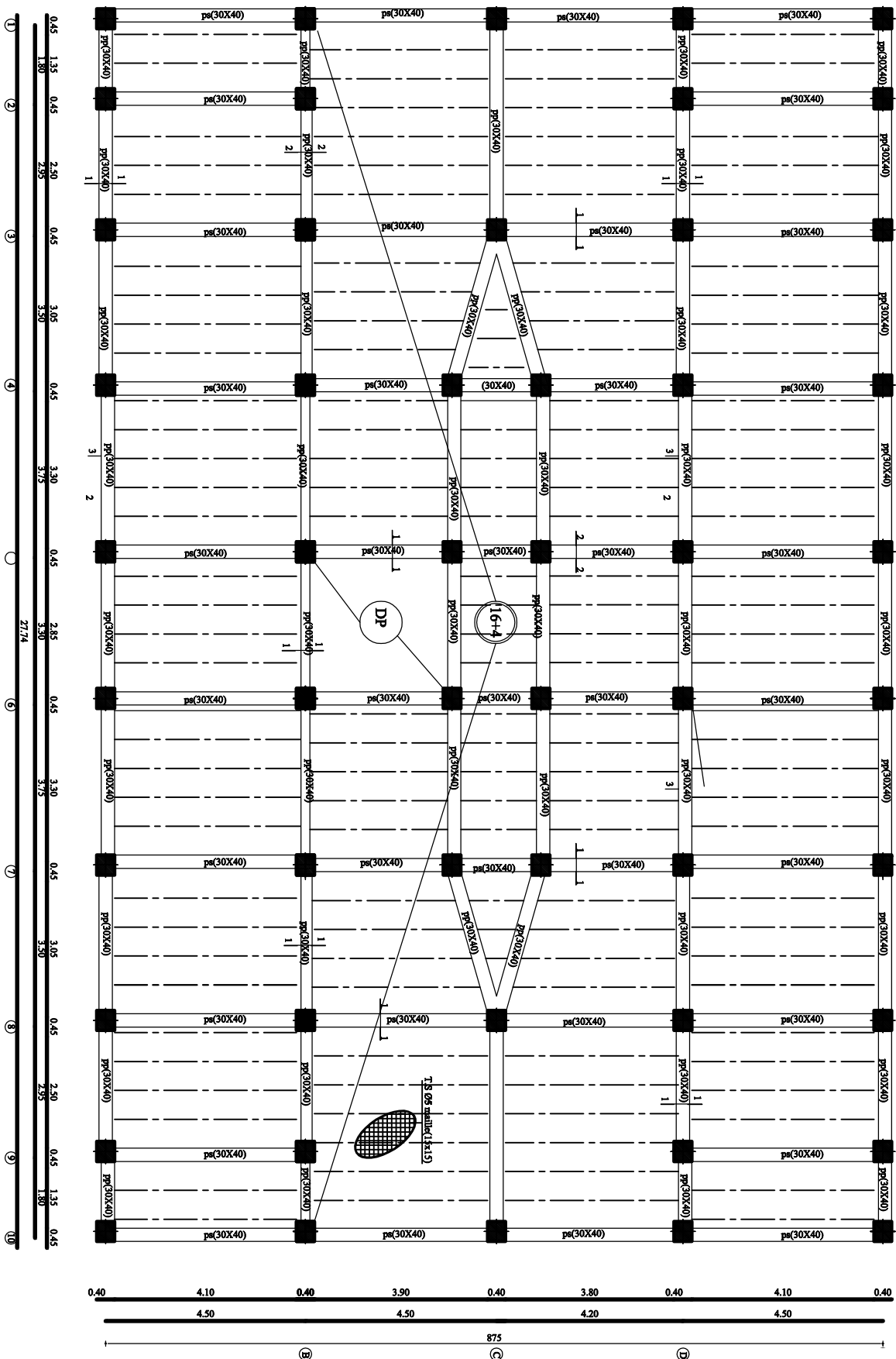
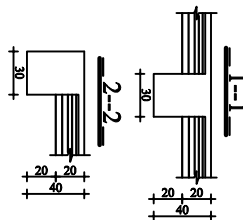
# PLAN ETAGE COURANT NIV: 3.06m



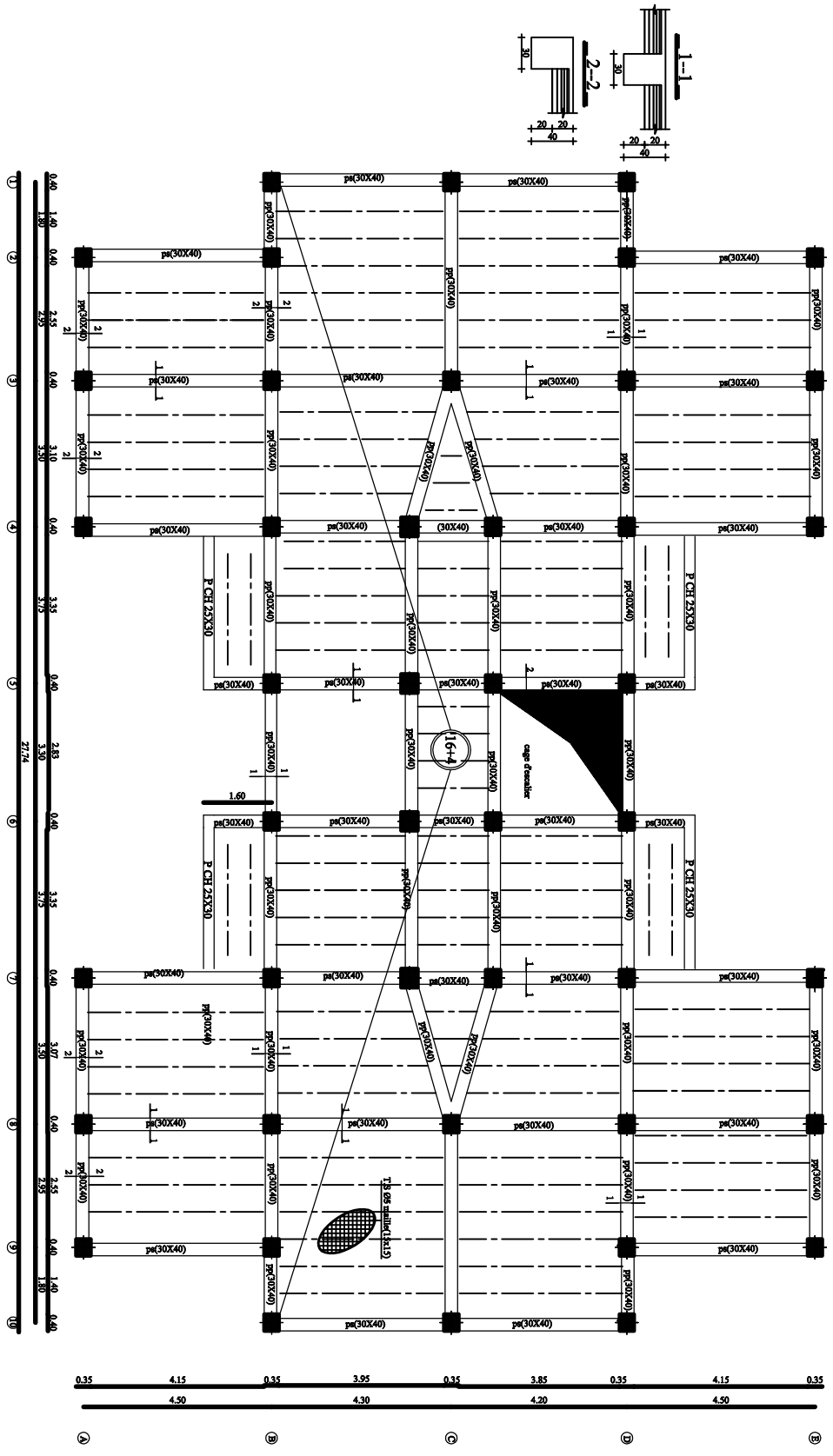
# PLAN ETAGE COURANT NIV: 18.36;21.42;24.48;27.54m

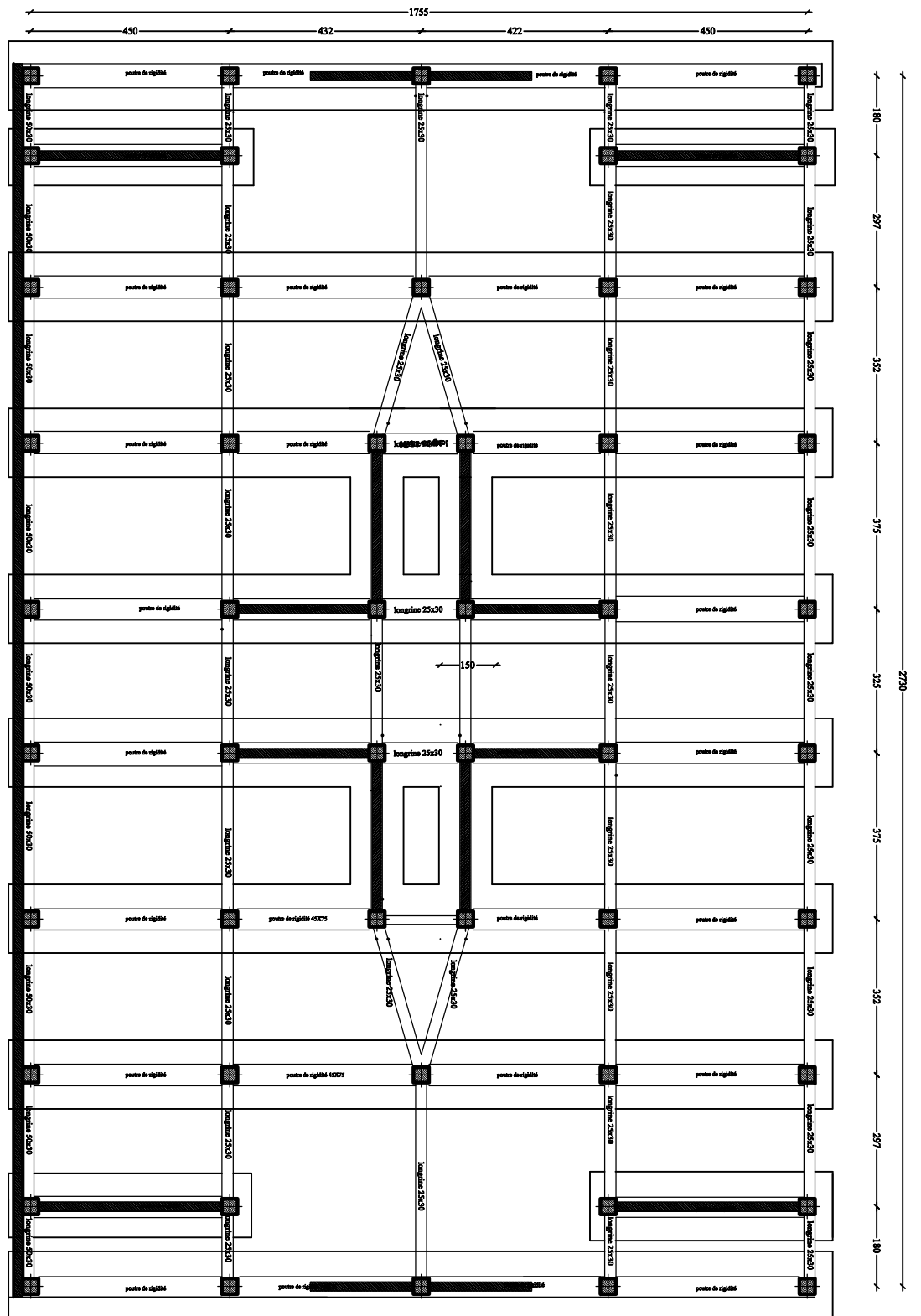


# PLAN DE COUVRAGE DU PLANCHER ENTRE SOL

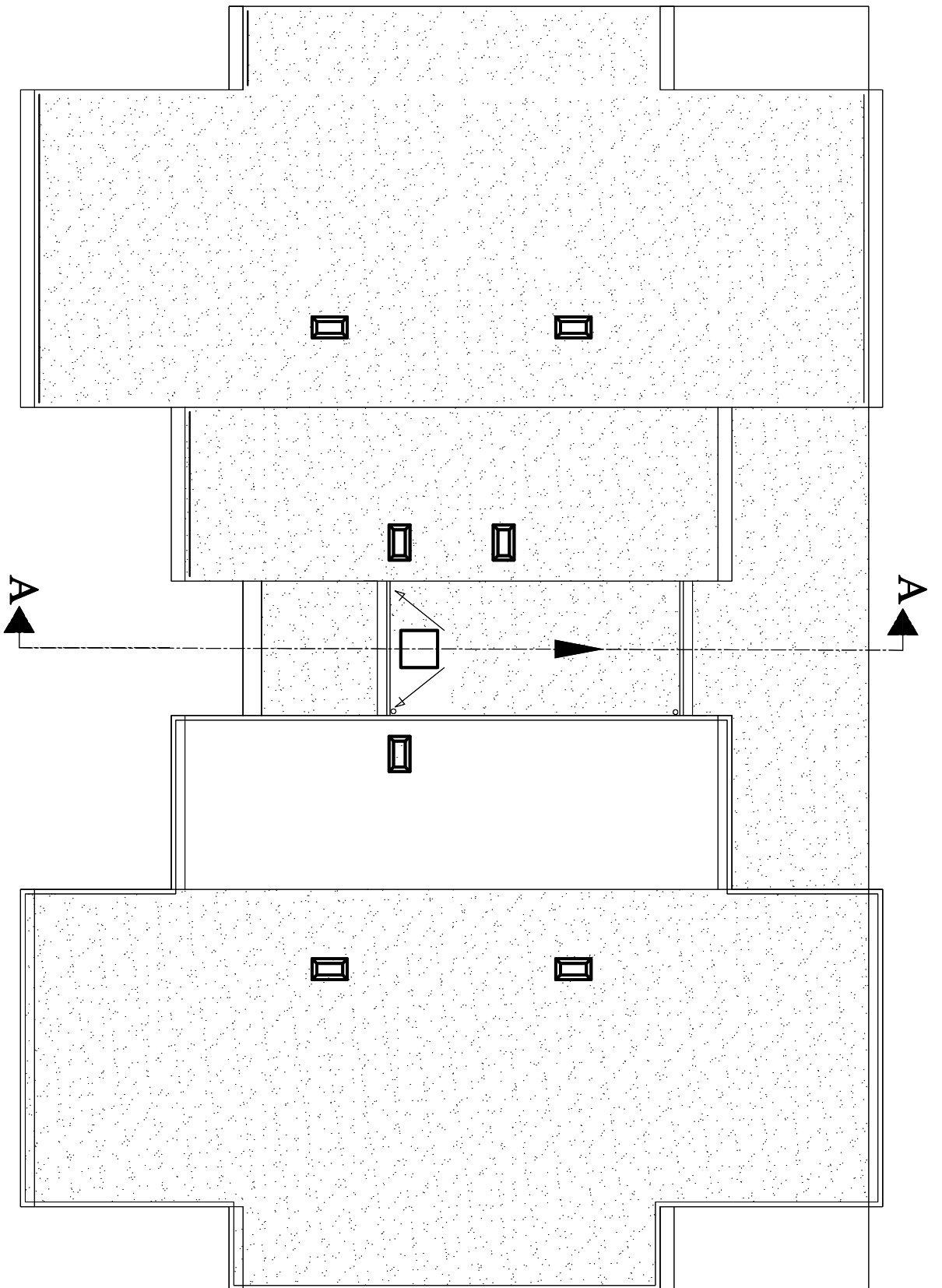


# PLAN ETAGE COURANT NIV: 6.12;9.18;12.24;15.3m



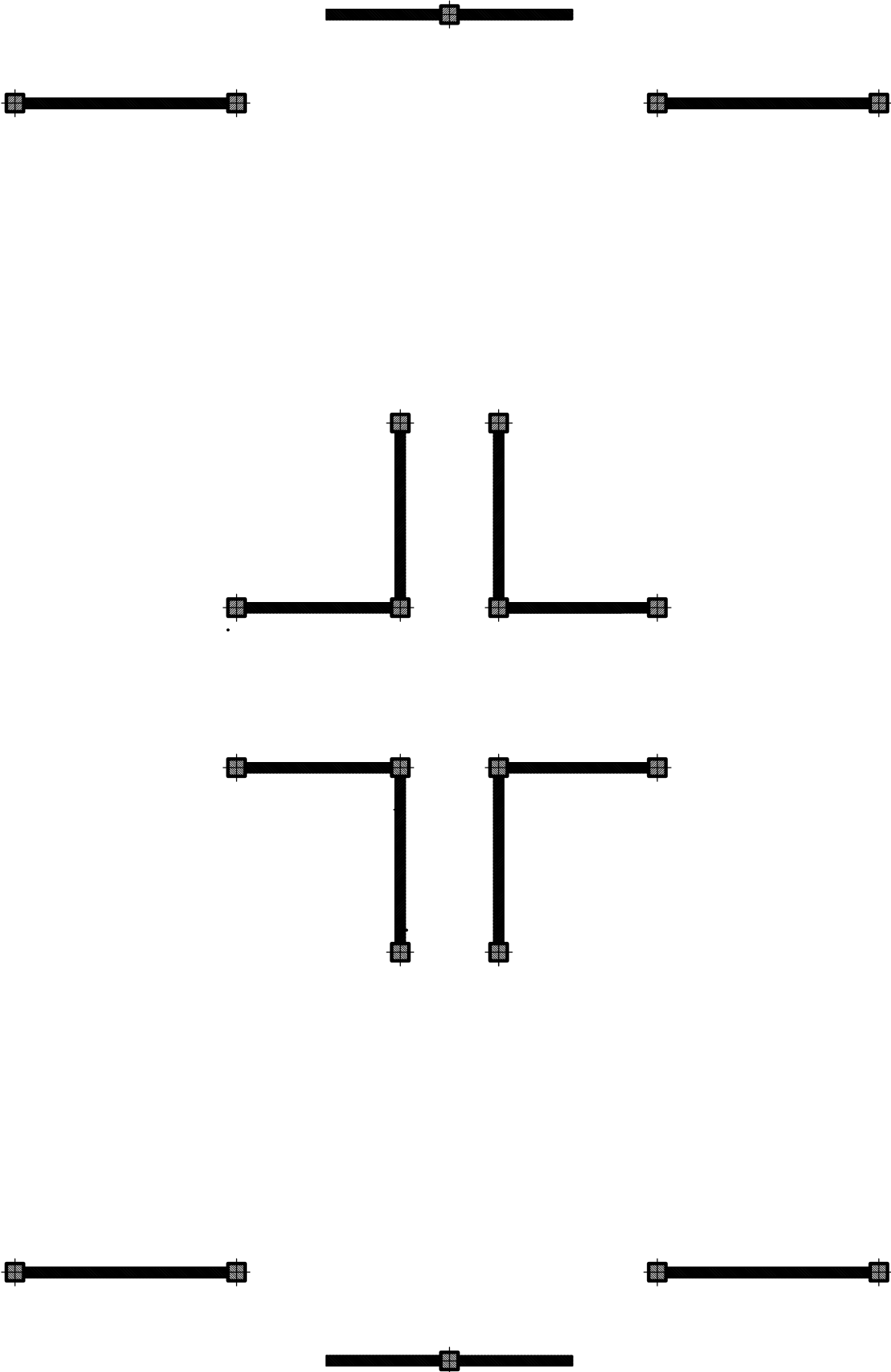


PLAN DE COUVRAGE DES FONDATIONS ech 1/100



PLAN DE TERRASSE ; ECH 1/100

DISPOSITION DES VOILES ech 1/100



*Chapitre*

*I*

***PRESENTATION DE  
L'OUVRAGE***

## I.1. Présentation de l'ouvrage, caractéristiques géométriques et mécaniques :

### I.1.1. Introduction:

Le projet en cours d'étude, s'agit d'un bâtiment constitué d'un entre sol, un R.D.C et 09 étages, à usage multiple ; commerce et habitation à ossature mixte. Cet ouvrage est implanté dans la commune AGHRIBS W-Tizi-Ouzou classée selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA) 99, modifié en 2003 comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Le bâtiment comporte :

- Une cage d'escalier.
- Une cage d'ascenseur.
- Un entre-sol à usage commercial.
- Un R.D.C à usage d'habitation.
- 09 étage à usage d'habitation.

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

Ce bâtiment a pour dimensions :

- Longueur totale  $L = 27.70$  m ;
- Largeur totale  $18.10$  m ;
- Hauteur du R.D.C :  $3.06$  m ;
- Hauteur de l'entre-sol :  $4.08$  m ;
- Hauteur d'étage courant :  $3.06$  m ;
- Hauteur de l'acrotère :  $0.6$  m ;
- Hauteur totale du bâtiment :  $35.68$  m.

### I.1.3. Les éléments de l'ouvrage :

a) **L'ossature** : Le contreventement de l'ouvrage est assuré par :

- **Contreventement par portique** : c'est une ossature constituée uniquement de poteaux-poutres, capable de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et au moins 20% de l'effort tranchant.
- **Contreventement par voiles** :
- composé par des éléments verticaux « voiles » en béton armé, disposés dans les deux sens, assurant la stabilité sous l'action des charges horizontales et reprendre les charges verticales et les transmettre aux fondations.

b) **Les planchers** : Ce sont des aires planes limitant les étages et assurant deux fonctions principales :

- **Fonction de résistance mécanique** : les planchers leur poids propre et les surcharges et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.
- **Fonction d'isolation** : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

**Plancher en corps creux** : dalle de compression coulée sur place, à l'exception de la salle machine qui sera réalisée en dalle pleine.

**Plancher terrasse** : est inaccessible, il comportera un système d'étanchéité multicouches en forme de pente à 1,5% pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

**c) Remplissage** : on distingue deux types :

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

- Murs de séparation intérieures seront réalisés en simple cloisons en maçonnerie de briques de 10 cm.

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

- Carrelage scelle pour les planchers 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 intérieures et les plafonds.

**e)- 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 coulées sur place. Avec un ascenseur.

**g) Les balcons** : Ils seront réalisés en corps creux

**h) L'acrotère**: Est un élément en béton armé dont la hauteur est de 60cm.

## I.2. Les caractéristiques mécanique et massique des matériaux

### A) Le béton :

#### I.2.1 caractéristiques physiques et mécaniques :

##### 1) Résistance à la compression : (art A.2.1,11 BAEL 91)

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 à la traction : (art A.2.1,12 BAEL 91)

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

#### I.2.2. Contraintes limites :

##### 1) Contrainte limites de compression :

$$f_{cb} = \frac{0,85 \times f_{c_{28}}}{\theta \gamma_b} \text{ [MPa]} \quad \gamma_b : \text{Coefficient de sécurité}$$

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

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

$\theta = 0,85 - 1$  : selon la durée d'adaptation de la combinaison d'action considérée.

### 2) Contrainte limite de cisaillement : (art A.5.1,21 BAEL 91)

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

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

### 3) Contrainte de service à la compression : (art A-4.5,2BAEL 91)

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} \text{ [MPa]} \quad \sigma_{bc} = 15 \text{ [MPa]}$$

**I.2.3 Module d'élasticité :** Le module d'élasticité est le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée.

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

#### a) Module d'élasticité instantané : (art A-2.1,21 BAEL 91)

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures il résulte un module égal à  $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$ .

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

#### b) 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 :

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

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

#### c) 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.2.1,3 BAEL).

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales.

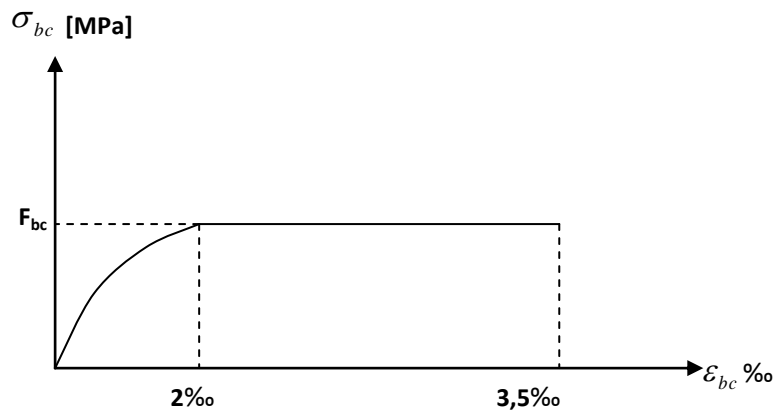
$$\left( \nu = \frac{\Delta d / d}{\Delta l / l} \right), \quad \text{Il sera pris égal à :}$$

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

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

### I.2.3 Diagramme contrainte déformation du béton :

$$F_{bc} = \frac{0,85 F_{c28}}{\gamma_b}$$



### 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 MPa.

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

- $\epsilon_s$  A ELU :

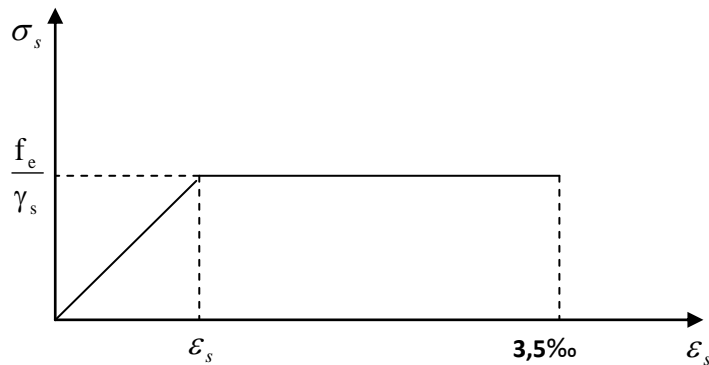
$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Avec } \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,5 \quad \text{pour le cas courant.} \end{array} \right.$$

$$\gamma_s = 1 \quad \text{pour le cas accidentel (Art A.4.3,2/BAEL 91)}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{pour les aciers à haute adhérence FeE40}$$

$\sigma_s = 204 \text{ MPa}$  pour les aciers doux FeE24



**A l'ELS :**

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

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

$$\sigma_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right\} \quad (\text{Art A.4.5,33/BAEL 91})$$

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

$$\sigma_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{ij}} \right\} \quad (\text{Art A.4.5,34/BAEL 91})$$

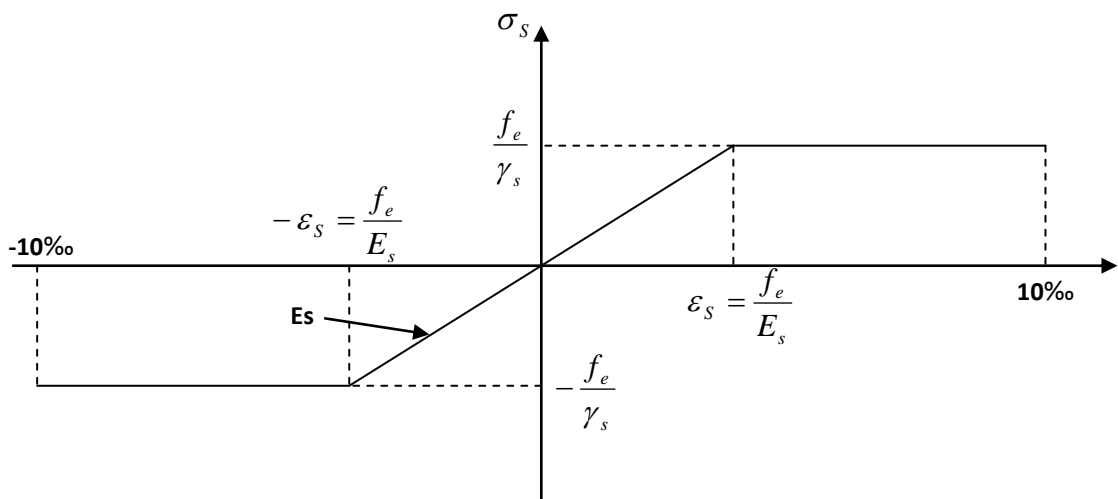
Avec :

$\eta$  : 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*

***PREDIMENSIONNEMENT DES  
ELEMENTS***

## II. Pré dimensionnement et descente de charge

### II.1. Les planchers

Les fonctions essentielles des planchers sont :

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

Dans notre projet, on distingue un seul type de planchers. Ces derniers sont constitués d'un corps creux d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens parallèle à la petite portée.

La hauteur du plancher est obtenue par la formule suivante :

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

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

$$L = 450 - 30 = 420 \text{ cm}$$

$$h_t \geq (420/22.5) = 18.66 \text{ cm.}$$

On adopte  $h_t = 20 \text{ cm.}$        $\longrightarrow$  Corps creux (16cm)+dalle de compression(4cm)

#### 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.

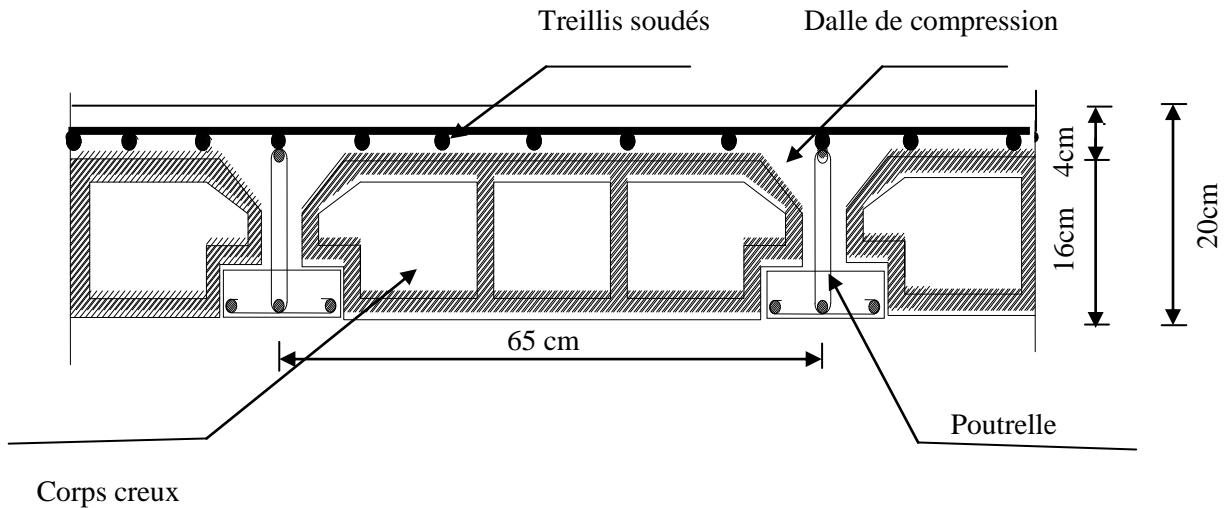


Fig. 1 : Coupe verticale du plancher.

## II. 2. Les poutres :

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

1. Largeur:  $b \geq 20\text{cm}$ .
  2. Hauteur:  $h \geq 30\text{cm}$ .
  3. Le rapport :  $\frac{h}{b} \leq 4$ .
  4.  $b_{\max} \leq 1.5 + b_1$ .
- (RPA99. Art 7.5.1)

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

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

Avec : L : portée entre nus d'appuis

$$L = 475 - 30 = 445 \text{ cm}$$

Donc :  $(445/15) \leq h \leq (445/10) \rightarrow 29.66 \text{ cm} \leq h \leq 44.5 \text{ cm}$ . On adopte :  $h = 40\text{cm}$ .

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

$\Rightarrow b = 30 \text{ cm}$

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

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

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \text{Avec : } L = 450 - 30 = 420 \text{ cm.}$$

Donc :  $(420/15) \leq h \leq (420/10) \longrightarrow 28 \text{ cm} \leq h \leq 42 \text{ cm}$ . On opte pour  $h = 40$  La largeur de la poutre est déterminée par :  $0.4h \leq b \leq 0.7h$

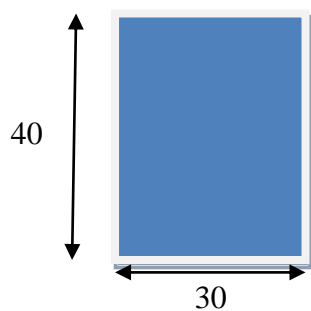
$$16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm} \quad \text{on prend : } b = 30 \text{ cm.}$$

**c. Vérification des conditions exigées par le RPA :**

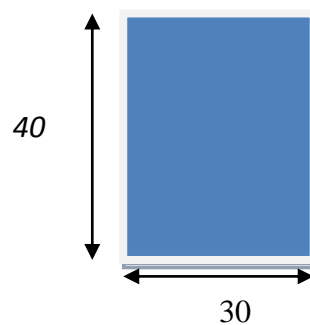
Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	40 cm	40cm	OK
$b \geq 20 \text{ cm}$	30cm	30cm	OK
$h/b \leq 4$	1.33	1.33	OK

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

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



POUTRE PRINCIPALE



POUTRE SECONDAIRE

**II.3. Poteaux :**

Les poteaux sont pré dimensionnés à l’ELS ; en compression simple ; avec un effort normal de compression  $N_s = (G+Q)$ .

On suppose que le béton seul reprend l’effort normal; on effectuera le calcul de la section pour le poteau le plus sollicité.

La section du poteau est obtenue par la formule suivante :  $A \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$ .

$\bar{\sigma}_{bc}$  : La contrainte admissible à la compression du béton égal 15 MPa.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} = 1,5 \text{ KN/cm}^2.$$

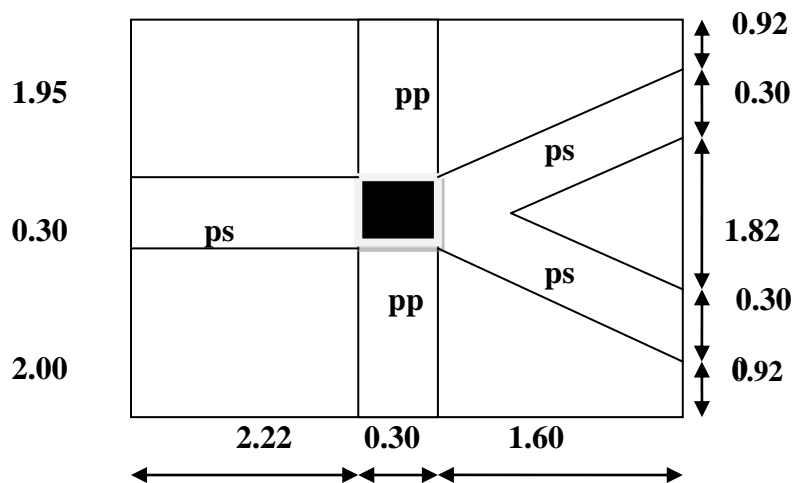
**II.3.1. Localisation des charges et des surcharges:**

Pour déterminer les charges permanentes G (KN/m²); et les surcharges d’exploitation Q (KN/m²); nous allons nous référer au DTR B.C 2.2 ;

**II.3.2) Descente de charge :**

**II.3.2.1) Surface d’influence: (poteau C6 )**

$$S = (2.00 \times 2.22) + (1.95 \times 2.22) + [(4.25 \times 1.60) - 2(1.82 \times 0.3)] = 14.47 \text{ m}^2$$



**Figure 2 :** Localisation du poteau le plus sollicité.

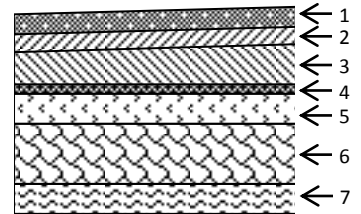
II.3.2.2. Détermination des charges et surcharges :

1 - Charges permanentes:

a) Plancher-terrasse (c

orps creux): (fig. 3)

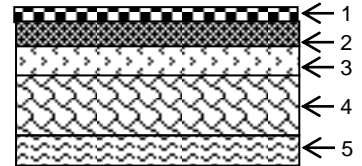
1- Protection lourde (ep = 5cm).....	0,90 KN/m <sup>2</sup>
2- Etanchéité multiple (ep = 2cm).....	0,12 KN/m <sup>2</sup>
3- Forme de pente (ep = 9cm).....	1,80 KN/m <sup>2</sup>
4- Pare vapeur (feuille polyane).....	0,01 KN/m <sup>2</sup>
5- Isolation thermique en liège (ep = 4cm).....	0,16 KN/m <sup>2</sup>
6- Plancher corps creux (16+4cm).....	2,80 KN/m <sup>2</sup>
7- Enduit de plâtre (ep= 2cm).....	0,20 KN/m <sup>2</sup>
<b>G= 5,99 KN/m<sup>2</sup></b>	



(fig.3)

b) Planchers étages courants (corps creux): (fig. 4)

1- Revêtement en carrelage (ep = 2cm).....	0,40 KN/m <sup>2</sup>
2- Mortier de pose ( ep = 2cm).....	0,44 KN/m <sup>2</sup>
3- Couche de sable (ep = 2cm).....	0,36 KN/m <sup>2</sup>
4- Plancher corps creux (16+4cm).....	2,80 KN/m <sup>2</sup>
5- Enduit de plâtre (ep= 2cm).....	0,20 KN/m <sup>2</sup>
6- Maçonnerie en briques creuses (ep = 10cm)...	1.00 KN/m <sup>2</sup>
<b>G=5,20 KN/m<sup>2</sup></b>	



(fig. 4)

c) Planchers étages courants (dalle pleine): (fig.5)

1- Revêtement en carrelage (ep = 2cm).....	0,40 KN/m <sup>2</sup>
2- Mortier de pose ( ep = 2cm).....	0,44 KN/m <sup>2</sup>
3- Couche de sable (ep = 2cm).....	0,36 KN/m <sup>2</sup>
4- Dalle pleine en béton armé (ep = 15cm).....	3,75 KN/m <sup>2</sup>
5- Enduit de plâtre (ep= 2cm).....	0,20 KN/m <sup>2</sup>
6- Maçonnerie en brique creuse (ep = 10cm).....	1.00 KN/m <sup>2</sup>
<b>G=6,15 KN/m<sup>2</sup></b>	



(fig.5)

d) Balcons:

1- Revêtement en carrelage (ep = 2cm).....	0,40 KN/m <sup>2</sup>
2- Mortier de pose ( ep = 2cm).....	0,44 KN/m <sup>2</sup>
3- Couche de sable (ep = 2cm).....	0,36 KN/m <sup>2</sup>
4- Plancher corps creux (16+4cm).....	2,80 KN/m <sup>2</sup>
5- Enduit de ciment (ep= 2cm).....	0,20 KN/m <sup>2</sup>
<b>G=4,20 KN/m<sup>2</sup></b>	

2 - Surcharges d'exploitation:

Plancher terrasse.....	1,00 KN/m <sup>2</sup>
Plancher étages courants et RDC.....	1,50 KN/m <sup>2</sup>
Balcons.....	3,50 KN/m <sup>2</sup>
plancher entresol.....	2.50 KN/m <sup>2</sup>
Escalier.....	2,50 KN/m <sup>2</sup>

**II.3.2.3. Poids propre des éléments :**

✓ **Plancher terrasse :**

$G_t = 5.99 \times 14.47 = 86.67 \text{ KN.}$

✓ **Plancher d'étage courant :**

$G_c = 5.20 \times 14.47 = 75.24 \text{ KN}$

✓ **Poutres**

➤ **Poutres principales :**

$G_{PP} = (0.30 \times 0.40) \times (4.75 - 0.30) \times 25 = 13.35 \text{ KN.}$

➤ **Poutres secondaires :**

$G_{Ps} = (0.30 \times 0.40) \times (4.50 - 0.30) \times 25 = 12.60 \text{ KN.}$

**Poids total ( $G_{PP} + G_{Ps}$ ):**

**$G_{pt} = 25.95 \text{ KN}$**

✓ **Surcharge d'exploitation :**

- Plancher terrasse inaccessible :  $1.00 \times 14.47 = 14.47 \text{ KN.}$
- Planche du RDC à usage d'habitation :  $1.50 \times 14.47 = 21.70 \text{ KN.}$
- Plancher étage à usage commercial :  $2.50 \times 14.47 = 36.17 \text{ KN.}$

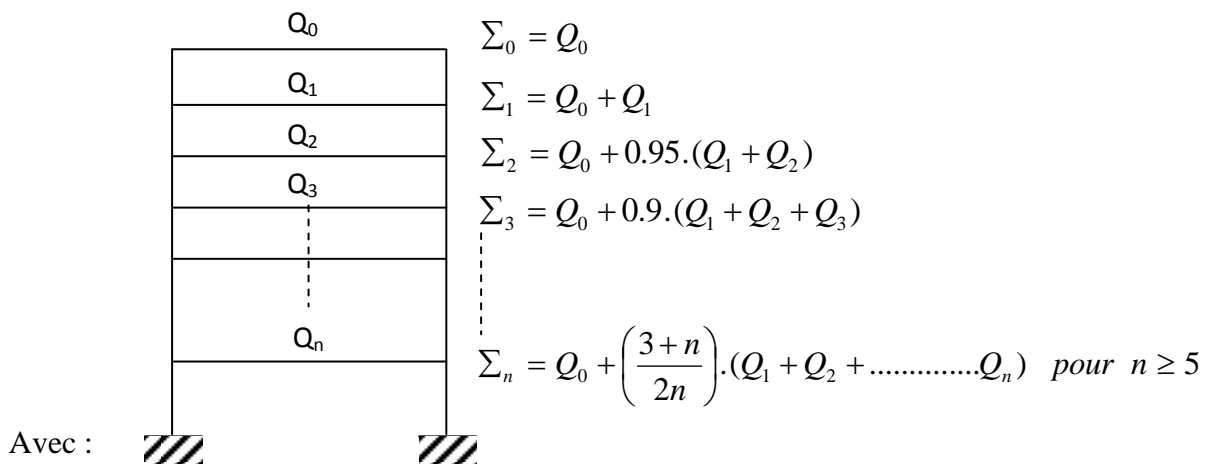
**II.3.2.4. Dégression verticale des surcharges d'exploitation :**

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

La loi de dégression est

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

La loi de dégression est donc définit comme suit :



**Figure 6:** Loi de dégression des surcharges d'exploitation

$Q_0$  : surcharge d'exploitation à la terrasse,

$Q_i$  : surcharge d'exploitation de l'étage (i),

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

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

\*Coefficients de dégression de surcharges :

Niveau	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	entresol
coef	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71	0.68	0.66	0.65

Les surcharges cumulées  $Q_n$  :

**Tableau N° 2** : les valeurs de la relation  $(3+n)/(2n)$ .

Niveaux	Opérations	Résultats
Terrasse	$Q_0=1 \times 14.47$	14.47KN
Niveau8	$Q_0+ Q_1=14.47+21.70$	36.17 KN
Niveau 7	$Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)= 14.47+34.10$	55.70 KN
Niveau6	$Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3) = 14.47+58.59$	73.06 KN
Niveau5	$Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)= 14.47+73.78$	88.25 KN
Niveau 4	$Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)= 14.47+86.80$	101.27 KN
Niveau 3	$Q_0+0.75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)= 14.47+97.65$	112.12 KN
Niveau 2	$Q_0+0.71 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)= 14.47+107.85$	122.32 KN
Niveau 1	$Q_0+0.68 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)= 14.47+118.05$	132.52 KN
RDC	$Q_0+0.66 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)= 14.47+128.89$	143.37 KN
Entresol	$Q_0+0.65 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+ Q_{10})= 14.47+150.45$	164.92 KN

$Q_0$  : surcharge d'exploitation à la terrasse.

$Q_i$  : surcharge d'exploitation de l'étage i.

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

Tableau N°3 : Récapitulatif de la descente de charge

NIVEAU	Charges permanentes [kN]					Surcharges d'exploitation [kN]		Efforts normaux N=G <sub>c</sub> +Q <sub>c</sub> [kN]	Section du poteau [cm <sup>2</sup> ]		
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G <sub>totale</sub>	G <sub>cumulée</sub>	Q <sub>i</sub>	Q <sub>c</sub>		Section trouvée	La racine de la section	Section adoptée
9	86.67	25.95	6.88	119.50	119.50	14.47	14.47	133.97	89.31	9.45	30×35
8	75.24	25.95	6.88	108.07	227.57	21.70	36.17	263.14	175.82	13.25	30×35
7	75.24	25.95	6.88	108.07	335.64	21.70	57.87	393.51	262.64	16.20	30×35
6	75.24	25.95	6.88	108.07	443.71	21.70	79.57	523.28	348.85	18.67	30×35
5	75.24	25.95	6.88	108.07	551.78	21.70	101.27	653.05	435.36	20.86	35×40
4	75.24	25.95	6.88	108.07	659.85	21.70	122.97	782.72	521.81	22.84	35×40
3	75.24	25.95	6.88	108.07	767.92	21.70	144.67	912.59	608.39	24.66	35×40
2	75.24	25.95	6.88	108.07	875.99	21.70	166.37	1042.36	694.90	26.36	35×40
1	75.24	25.95	6.88	108.07	984.06	21.70	188.07	1172.13	781.42	27.95	40×45
RDC	75.24	25.95	6.88	108.07	1092.13	21.70	209.77	1301.90	867.93	29.46	40×45
E/Sol	75.24	25.95	9.18	110.37	1202.50	36.17	245.94	1448.44	965.62	31.07	40×45

**Conclusion :**

Les sections des poteaux adoptées sont :

Entre- sol, RDC et 1<sup>er</sup> niveau ⇒ (40 × 45) cm<sup>2</sup>

Niveaux 2, 3, 4 et 5 ⇒ (35 × 40) cm<sup>2</sup>

Niveaux 6, 7, 8 et 9 ⇒ (30 × 35) cm<sup>2</sup>

**2.4.3 Vérification des conditions du RPA (article 7.4.1) :**

✓ Min (b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>) ≥ 25 cm en zone IIa :

Min (b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>)=30cm ≥ 25 cm en zone IIa (OK) ;

✓ Min (b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>) ≥  $\frac{h_e}{20}$  ( h<sub>e</sub>: hauteur libre du poteau de l'entresol) :

$$\text{Min } (b_1, h_1) = 30 \text{ cm} \geq \frac{3.68}{20} = 18.4 \text{ cm} \quad (\text{OK})$$

$$\checkmark \text{ Min } \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$$

Poteaux Entre sol, RDC et 1er niveau :  $1/4 < (b/h = 40/45 = 0.88) < 4$  (OK) ;

Poteaux Niveau 2, 3, 4 et 5 :  $1/4 < (b/h = 35/40 = 0.875) < 4$  (OK) ;

Poteaux Niveau 6, 7, 8 et 9 :  $1/4 < (b/h = 30/35 = 0.857) < 4$  (OK) ;

#### 2.4.4. Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

Le calcul du poteau au flambement consiste à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \quad (\text{BAEL 99 B.8.4.1})$$

Avec :  $\lambda$  : élancement du poteau.

$L_f$  : longueur de flambement  $L_f = 0.7 L_0$  (poteaux encasturé-encasturé)

$L_0$  : La hauteur libre de poteaux ;

$i$  : rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad ; \quad I = \frac{ab^3}{12} \quad \text{Avec : } I : \text{Moment d'inertie.}$$

$B = ab =$  Section transversale du poteau.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{ab^3}{12}}} = \frac{0.7 L_0 \sqrt{12}}{b}$$

-Poteau du l'entre sol ( $40 \times 45$ )  $\text{cm}^2$ ,  $L_0 = 4.08 - 0.30 = 3.78 \text{ m} \Rightarrow \lambda = 22.91 < 35$   
vérifiée.

-poteau du RDC et 1<sup>er</sup> étage ( $40 \times 45$ )  $\text{cm}^2$   $L_0 = 3.06 - 0.30 = 2.76 \text{ m} \Rightarrow \lambda = 16.69 < 35$   
vérifiée.

-Poteaux du 2, 3, 4 et 5<sup>eme</sup> étage ( $35 \times 40$ )  $\text{cm}^2$ ,  $L_0 = 3.06 - 0.30 = 2.76 \text{ m} \Rightarrow \lambda = 19.08 < 35$   
vérifiée.

-Poteau du 6, 7,8 et 9<sup>eme</sup> ( $30 \times 35$ ) cm<sup>2</sup>,  $L_0 = 3.06 - 0.30 = 2.76$  m  $\Rightarrow \lambda = 22.26 < 35$  vérifiée.

**Conclusion :**

La condition de non flambement étant vérifiée, tous les poteaux de l'ossature sont prémunis contre le flambement.

**II.4. les voiles :**

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à [art 7-7-1/RPA99] :

- $L \geq 4a$
- $a_{min} \geq 15$ cm (pour une zone IIa)

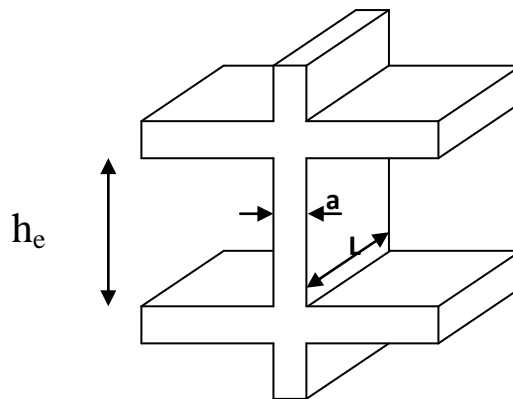


Figure 7 : Coupe de voile en élévation.

L'épaisseur « a » doit être déterminé en fonction de la hauteur libre de l'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué à la figure (8)

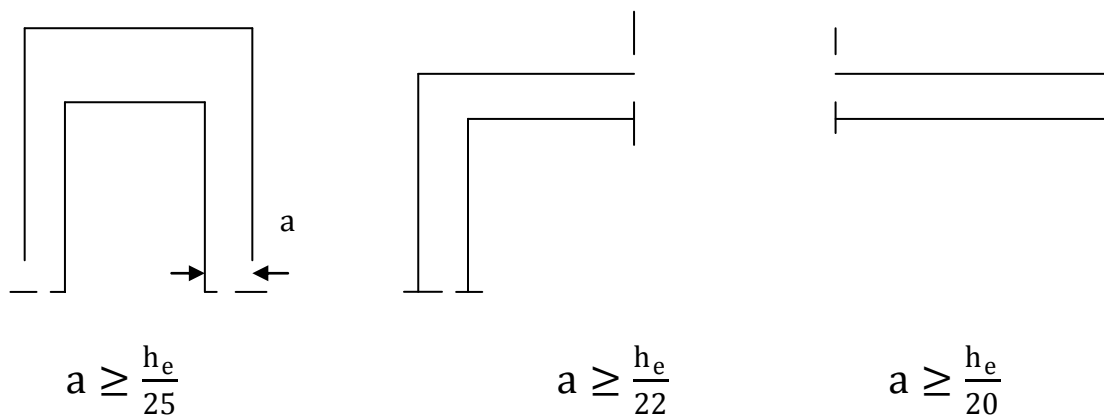


Figure 8: Coupes de voiles en plan.

➤ Dans notre ouvrage on prévoit des voiles linéaires.

a) L'épaisseur (a) :

- Pour l'entresol :  $h = 408 - 30 = 378 \text{ cm}$

$a \geq \frac{378}{20} = 18,9 \text{ cm}$       On opte pour : **a = 20 cm**

-Pour le RDC et les étages courants :  $h = 306 - 30 = 276 \text{ cm}$ .

$a \geq \frac{276}{20} = 13,8 \text{ cm}$       On opte : **a = 20 cm**.

b)- Vérification selon les exigences de RPA 99 :

-pour l'entresol :

$L_{\min} \geq 4 \times 20\text{cm} \dots\dots\dots$ Vérfiée

$a = 20 \text{ cm} \geq 18.9 \text{ cm} \dots\dots\dots$  Verifiée.

-pour le RDC et les étages courants :

$L_{\min} \geq 4 \times 20\text{cm} \dots\dots\dots$ Vérfiée

$a = 20 \text{ cm} \geq 13.8 \text{ cm} \dots\dots\dots$  Verifiée.

**Conclusion :**

Nous adoptons des voiles de 20 cm d'épaisseur pour l'entre sol, le RDC et les étages courants.

**II.5. Acrotère**

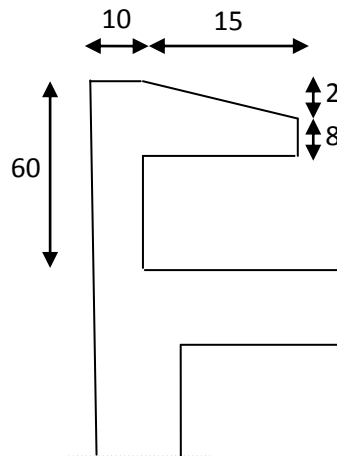


Figure 9 :l'acrotère

➤ **Charge permanente :**

$$G_{acr} = S_{acr} \cdot \rho_{bet}$$

$$S_{acr} = 60 \times 10 + 15 \times 10 - \left( \frac{2 \times 15}{2} \right)$$

$$\Rightarrow S_{acr} = 735 \text{ cm}^2 = 0,0735 \text{ m}^2$$

$$G_{acr} = 0,0735 \times 25$$

$$\Rightarrow G_{acr} = 1.83 \text{ Kn/ml}$$

➤ **surcharge d'exploitation :**

$$Q_{acr} = 1.00 \text{ Kn/ml}$$

**II.6) Escalier**

**1- Etage courant**

**Palier :** la dalle du palier à 20cm d'épaisseur.

Carrelage scellé (2cm).....	0,02.22 = 0.44 kn/m <sup>2</sup>
Mortier du ciment (2cm).....	0,02.22 = 0.44 kn/m <sup>2</sup>
Lit de sable (2cm).....	0,02.18 = 0.36 kn/m <sup>2</sup>
Dalle en beton (20cm).....	0,20 . 25 = 5 kn/m <sup>2</sup>

$$\mathbf{G = 6.24 \text{ kn/m}^2}$$

$$G = 6.24 \text{ kn/m}^2$$

$$Q = 2.50 \text{ kn/m}^2$$

**Combinaison de charges**

ELU :  $N_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 6.24 + 1,5 \times 2.50 = 12.17 \text{ kn/m}^2$

ELS :  $N_s = G + Q = 6.24 + 2.50 = 8.74 \text{ kn/m}^2$

**Voleé:(paillasse) (voir chapitre calcul des elements)**

$\alpha = 29,53^\circ$

- Poids propre de la paillasse : .....  $\frac{0,13 \times 25}{\cos 29,53} = 3.73 \text{ Kn/m}^2$
- Poids propre des marches .....  $\frac{0,17 \times 25}{2} = 2.12 \text{ kn/m}^2$
- Revêtement :
  - Carrelage(2cm) .....  $22 \times 0,02 = 0.44 \text{ Kn/m}^2$
  - mortier de pose(2cm) .....  $22 \times 0,02 = 0.44 \text{ Kn/m}^2$
  - lit de sable(1cm) .....  $18 \times 0,01 = 0.18 \text{ Kn/m}^2$
- Poids de garde corps .....  $0.20 \text{ kn/m}^2$

**$G_t = 7.11 \text{ kn/m}^2$**

$G = 7.11 \text{ Kn/m}^2$

$Q = 2.50 \text{ kn/m}^2$

**Combinaison de charge :**

ELU :  $P_u = 1,35G + 1,5 Q = 13.34 \text{ kn/m}^2$

ELS :  $P_s = G + Q = 9.62 \text{ kn/m}^2$

*Chapitre*

*III*

*CALCUL DES ELEMENTS*

### III. Calcul des éléments secondaires:

- **Introduction :**

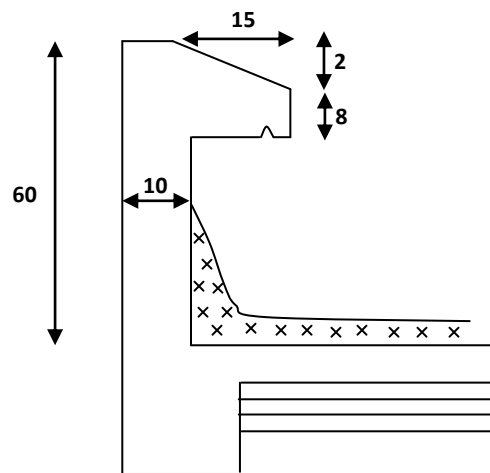
Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments de la structure qui peuvent être étudiés isolément sous l'effet des seules charges qu'ils leurs reviennent.

Le calcul se fera conformément aux règles (BAEL 99)

#### III.1. Acrotère:

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

➤ **Dimension de l'acrotère :**



**Fig. 3.1 :** Coupe transversale de l'acrotère

➤ Schéma statique :

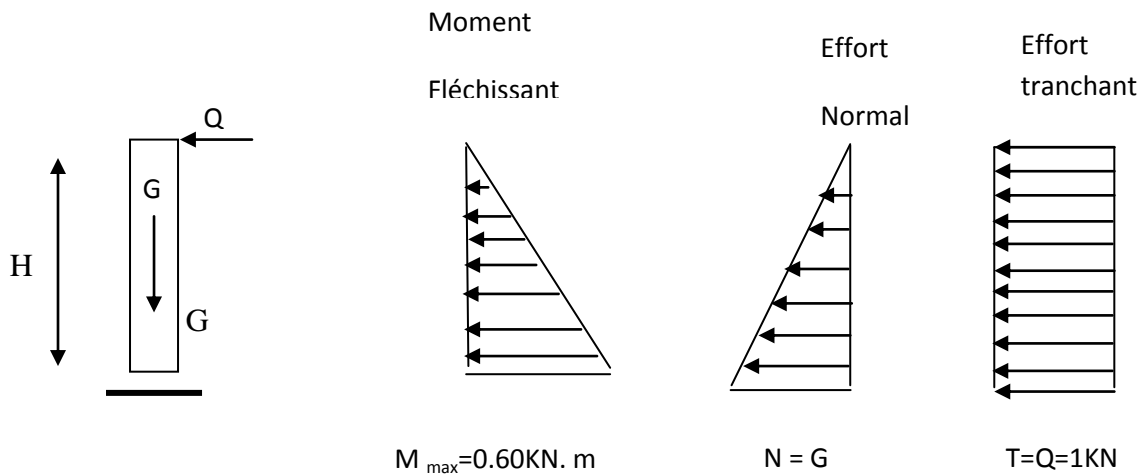


Fig. 3.2: Diagrammes des efforts internes.

III.1.1) Détermination des sollicitations :

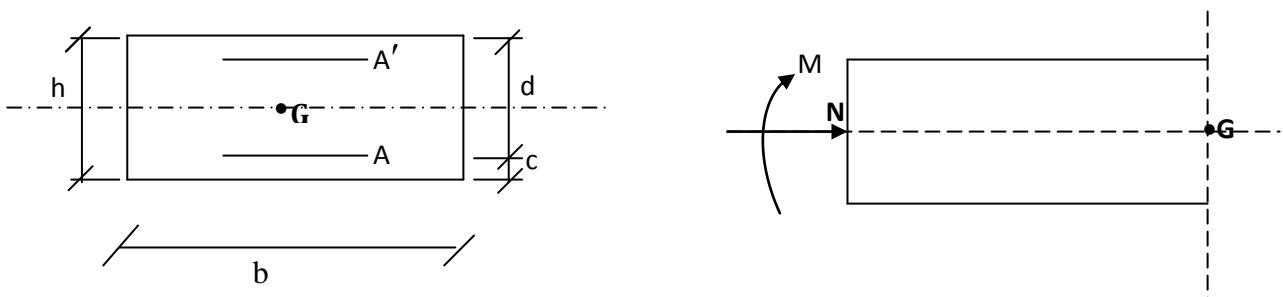


Fig.3.3 : Schéma de calcul de l'acrotère

$$G = 25 [(0.60 \times 0.1) + (0.15 \times 0.1) - (0.02 \times 0.15) / 2] = 1.83 \text{ kN/ml}$$

Poids propre de l'acrotère :  $G = 1.83 \text{ kN/ml}$

Surcharge d'exploitation :  $Q = 1.00 \text{ kN/ml}$

Effort normal dû au poids propre  $G$  :  $N = G \times 1 \text{ ml} = 1.83 \text{ kN}$

Effort tranchant :  $T = Q \times 1 \text{ ml} = 1.00 \text{ kN}$

Moment fléchissant max dû à la surcharge  $Q$  :  $M = T \times H = Q \times 1 \text{ ml} \times H = 0.60 \text{ kN.m}$

**III.1.2. Combinaison de charges:**

➤ **ELU** : la combinaison de charges est:

- Effort normal de compression dû à G :  $N_u = 1,35 G = 1,35 \times 1,83 = 2,47 \text{ KN}$

- Moment de renversement dû à Q :  $M_u = 1,50 M_Q = 1,50 \times 0,60 = 0,9 \text{ KN.m}$

➤ **ELS** : la combinaison de charges est:

- Effort normal de compression :  $N_s = G = 1,83 \text{ KN}$

- Moment de renversement :  $M_s = 0,60 \text{ KN.m}$

**III.1.3. Ferrailage de l'acrotère:**

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire ; pour le calcul on considère une section ( $b \times h$ )  $\text{cm}^2$  soumise à la flexion composée

h : Epaisseur de la section : 10cm

b : Largeur de la section : 100cm

c et c' : Enrobage : 3cm

d : Hauteur utile ( $h - c$ ) : 7cm

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

**❖ Calcul des armatures à L'ELU:**

➤ **Position du centre de pression à l'ELU :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,90 \times 10^2}{2,47} = 36,43 \text{ cm} = 37 \text{ cm}$$

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

$\frac{h}{2} - c < e_u \Rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif  $M_f$ , puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

**a. Calcul en flexion simple:****➤ Moment fictif:**

$$M_f = N_u \times (e_u + \frac{h}{2} - c) = 2.47 \times (0.37 + 0.02) = 0.9633 \text{ KN.m} = 0.96 \text{ KN.m}$$

**➤ Moment réduit :**

$$U_f = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.96 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.014 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta_\gamma} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$\mu_u < \mu_l = 0.392$  La section est simplement armée

$$U_f = 0.014 \Rightarrow \beta = 0.993$$

**➤ Armatures fictives:**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0.96 \times 10^3}{0.993 \times 7 \times 348} = 0.396 \text{ cm}^2 = 0.40 \text{ cm}^2$$

**b) Calcul en flexion composée :**

La section réelle des armatures:

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.40 - \frac{2.47 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.33 \text{ cm}^2$$

$A = 0.33 \text{ cm}^2 \rightarrow A' = 0$  (pas d'armatures comprimées).

**III.1.4. Vérification a l'ELU :****a. Vérification de la condition de non fragilité : [BAEL 99/Art .A.2.4.1]**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \left[ \frac{e_S - (0.455 \times d)}{e_S - (0.185 \times d)} \right]$$

Avec :

$$e_S = \frac{M_S}{N_S} = \frac{0.60}{1.83} = 0.327 \text{ m} = 33 \text{ cm}$$

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

$$D'où : A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 7 \times 2,1}{400} \times \left[ \frac{33 - (0,455 \times 7)}{33 - (0,185 \times 7)} \right] = 0,795 \text{ cm}^2$$

$A < A_{\min} \rightarrow$  la condition n'est pas vérifiée, donc on adopte la section donnée par

$$A_{\min} = 0,795 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A = A_{\min} = 0,795 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow$  soit 4 HA8/ml = 2,01 cm<sup>2</sup>

$$\text{soit : } A_s = 2,01 \text{ cm}^2$$

Soit: 4HA8=2.01cm<sup>2</sup> avec un espacement  $S_t=25\text{cm}$

➤ **Armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

3 Ø8 = 0,85 cm<sup>2</sup> avec un espacement  $S_t = 28 \text{ cm}$

**b. Vérification au cisaillement : [BAEL91 art 5.1.1]**

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

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

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,021 \text{ MPa} \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

**c. Vérification de l'adhérence des barres: [BAEL99/art A.6.1.1, 3]**

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

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

Utiles des barres

$$\sum u_i = n \times \Phi \times \pi = 4 \times 0,8 \times 3,14 = 10,05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0.9 \times 55 \times 100.5} = 0.329 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad (\text{Condition vérifié}).$$

#### d. Ancrages des barres verticales :

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit « Ls »

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \quad ; \quad \tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm}$$

Soit : Ls = 30cm.

#### III.1.5. Vérification à l'ELS:

- Dans l'acier :

Les contraintes limites dans le béton et les aciers doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{aligned} \Rightarrow \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s &= \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e ; \max \left\{ 0.5 f_e, 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} \right\} \\ &= \min \{ 266,66 ; 201,633 \} = 201,633 \text{ Mpa.} \end{aligned}$$

$\eta = 1,6$  : Fissuration préjudiciable, (acier HA),  $\phi \geq 6 \text{ mm}$

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0,287 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0.916 \quad \longrightarrow \quad k_1 = 44.52$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{0,60 \times 10^3}{0,916 \times 7 \times 2.01} = 46.55 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s \quad (\text{vérifiée})$$

- Dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{46.55}{44.52} = 1.04 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{vérifiée})$$

**III.1.6. Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA99. Art 6.2.3) :**

L'acrotère est calculé sous l'action des forces sismiques suivant la formule suivante :

$$F_p = 4.A.C_p.W_p \quad \text{Avec :}$$

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone IIa, groupe d'usage 2)  $\Rightarrow A=0.15$

**(RPA99, art 4.2.3 tableau 4-1)**

$C_p$  : Facteur de force horizontale ( $C_p = 0.3$ )

$W_p$  : Poids de l'acrotère = 1.83 KN/ml

D'où :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.3 \times 1.83 = 0.329 \text{ KN/ml} = 0.329 < Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

**Conclusion :**

La condition étant vérifiée, donc l'acrotère sera calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile. On adopte pour le ferrailage celui calculé précédemment .

III.1.7. Schéma de ferrailage

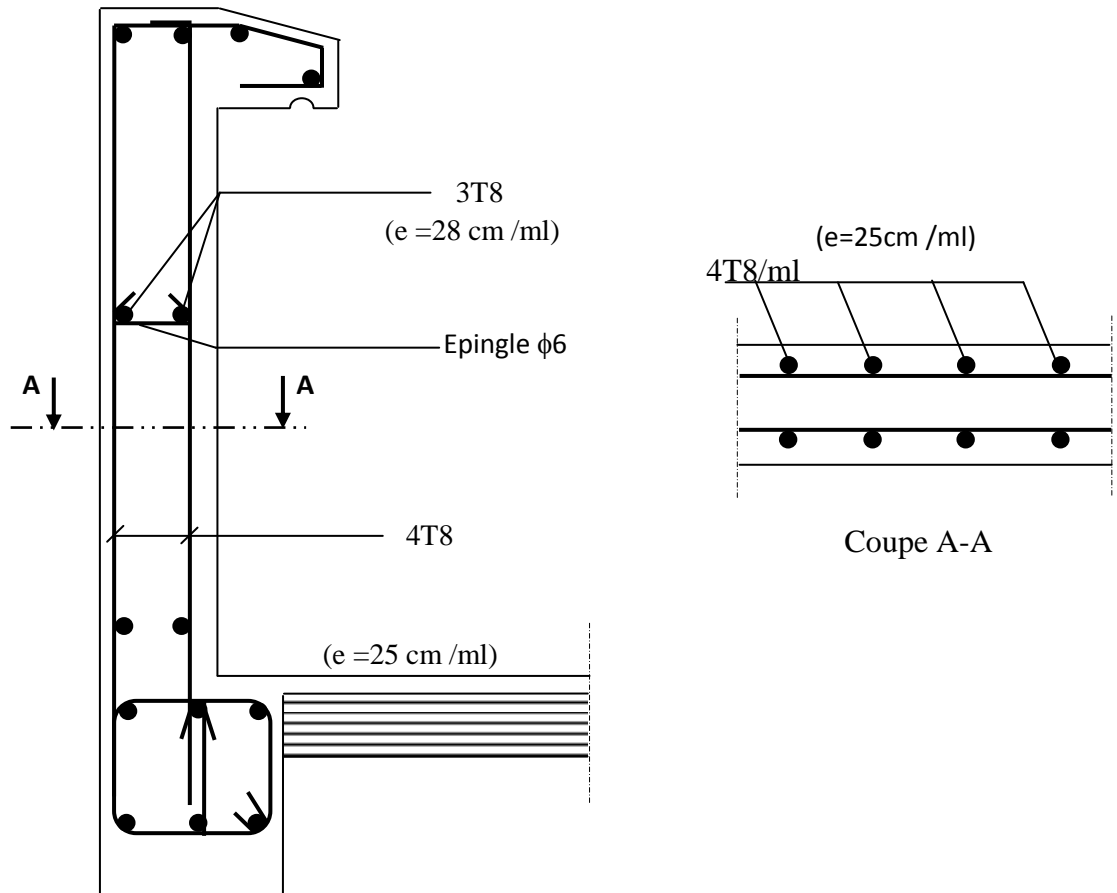


Fig. 3.4 : Ferrailage de l'acrotère

**III.2. Plancher :****III.2.1. Introduction :**

Le plancher est constitué de corps creux et de la dalle de compression (16+4) ; reposant sur des poutrelles préfabriquées espacées de 65cm. Elles sont disposées dans le sens de la petite portée. Ces derniers possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.

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

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 04 cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage de barres (treillis soudés nuance TS 520).

L'espacement ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- 20 cm (5p.m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 30 cm (4p.m) pour les armatures parallèles aux poutrelles. BAEL (Art B.6.8.423).

**III.2.3. Calcul des armatures :****III.2.3.1. Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

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

L:Distance entre axes des poutrelles (L = 65cm)

Nous adoptons :

$$6\Phi6 / \text{ml} \quad , \quad A = 1.7 \text{ cm}^2 \quad , \quad S_t = 15\text{cm}$$

Avec :  $S_t$  : distance entre les armatures.

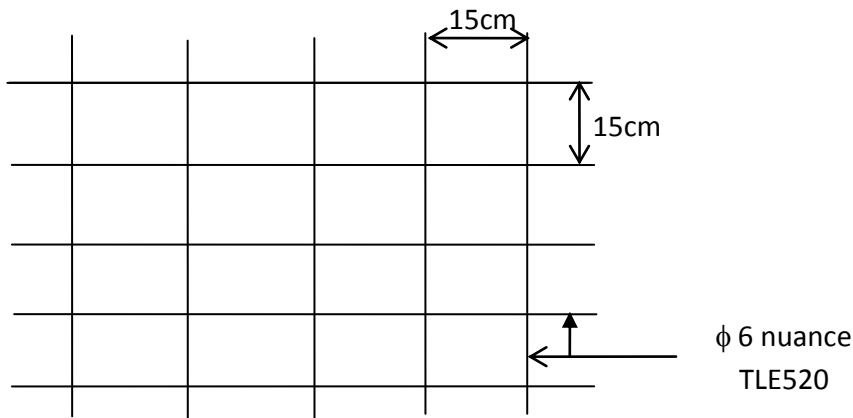
**III.2.3.2. Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 1.7 / 2 = 0.85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6\Phi6 / \text{ml} \quad , \quad A = 1.7 \text{ cm}^2 \quad , \quad S_t = 15\text{cm}$$

**Finalement :**

Nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression par treillis soudé (**TLE520**) de dimension (6x6x150x150) mm<sup>2</sup>.



**Fig. 3.2.1:** Treillis soudé de 15x15cm

**III.2.3.3. Calcul des poutrelles :**

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

**a. Dimensionnement de la poutrelle :**

$$b_1 \leq \min (L / 2, L_1 / 10, 8h_0) \quad \text{Avec :}$$

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

L<sub>1</sub> : longueur de la plus grande travée. (L<sub>1</sub> = 420cm)

b<sub>0</sub> : largeur de la nervure. (b<sub>0</sub> = 12 cm)

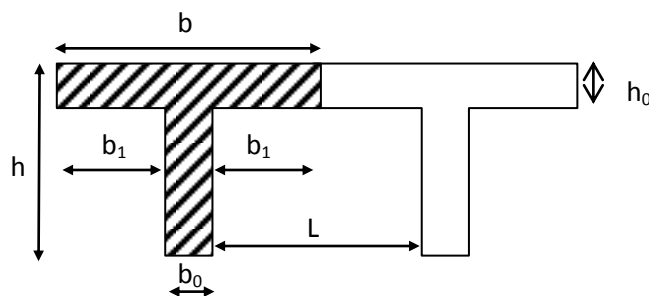
h<sub>0</sub> : épaisseur de la dalle de compression (h<sub>0</sub> = 4cm).

**b. Application :**

$$b_1 \leq \min (26,5 ; 420; 32 )$$

$$b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

$$b = 2.b_1 + b_0 = 65 \text{ cm}$$



**Fig. 3.2.2:** construction de la section en T

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes

**1<sup>ère</sup> étape : Avant coulage de la dalle de compression**

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

**1. Chargements**

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

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

$$G = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml}$$

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

La hauteur de la poutrelle est de .....  $h = 20 \text{ cm}$

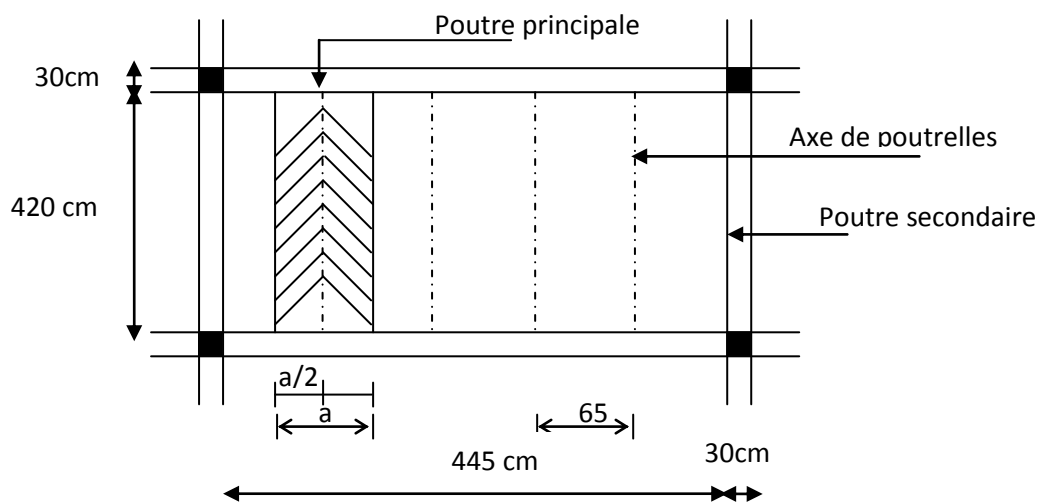
La hauteur de la dalle de compression...  $h_0 = 4 \text{ cm}$

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

Enrobage .....  $c = 2 \text{ cm}$

La hauteur utile .....  $d = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$

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



**Fig.3.2.3:** surface revenant aux poutrelles

**2. Ferrailage à L'ELU :**

La combinaison de charges à considérer :

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

$$q_u = 1,35 \times 0,74 + 1,5 \times 1 = 2,50 \text{ KN/ml}$$

Le moment en travée :

$$M_t = q L^2 / 8 = 2,50 \times (4,20)^2 / 8 = 5,51 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant :

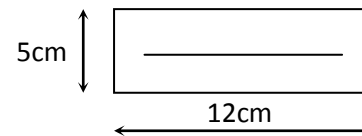
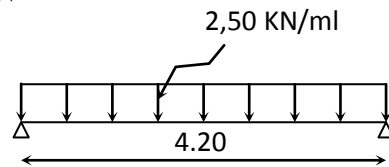
$$T = q L / 2 = 2,50 \times 4,20 / 2 = 5,25 \text{ KN}$$

**3). Ferrailage de la poutrelle :**

$$d = h - c = 5 - 2 = 3 \text{ cm}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{b_u}} = \frac{5,51 \cdot 10^3}{12 \cdot 3^2 \cdot 14,2} = 3,59 > 0,394$$

$$\mu_b > \mu_c = 0,394 \Rightarrow \text{S.D.A}$$



**4. Conclusion :**

Comme la section de la poutrelle est très réduite on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

➤ **2<sup>eme</sup> étape : après coulage de la dalle de compression :**  
**a. plancher étage courant:**

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière elle sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis soumise aux charges suivantes

Poids propre du plancher :  $G = 5,20 \times 0,65 = 3,38 \text{ KN/ ml.}$

poids propre de la poutrelle :  $G = 0,12 \times 0,20 \times 25 = 0,60 \text{ KN/ ml.}$

$$G_t = 3,98 \text{ KN/ ml.}$$

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

Les combinaisons de charges :

- ELU :  $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 6.83 \text{ KN/ml}$

- ELS :  $q_s = G + Q = 4.95 \text{ KN/ml}$

**.Choix de la méthode de calcul:**

**Méthode forfaitaire:**

**1. Domaine d'application:**

Elle s'applique aux constructions dont :

- $Q \leq \max (2G, 5 \text{ KN}) \Rightarrow Q = 0.975 \text{ KN} < \max (2G, 5\text{KN})=7.96 \Rightarrow \text{OK}$
- La section transversale de la poutre est constante dans toutes les travées.  $\Rightarrow \text{OK}$
- la fissuration est non préjudiciable  $\Rightarrow \text{OK}$
- Les portées successives  $l_i$  et  $l_{i+1}$  doivent être vérifiées :
  - $0,8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1,25. \quad 4.50 / 4.30 = 1.04 \Rightarrow \text{OK}$
  - $4.30 / 4.20 = 1.02 \Rightarrow \text{OK}$
  - $4.20 / 4.50 = 0.93 \Rightarrow \text{OK}$

**Conclusion:** comme nous avons 4 types de poutrelles dans notre structure ,le 1<sup>er</sup>(2 travée) et le 2<sup>ème</sup> type (4 travée) on fait le calcul avec la méthode forfaitaire ,le 3<sup>ème</sup> (5 travée) et le 4<sup>ème</sup> type (3travées) avec la méthode des trois moment.

**2. Calcul d'efforts:**

Les efforts seront calculés pour les quatre types de poutrelles. Nous utiliserons les efforts maximaux pour leur ferrailage et leurs vérifications.

**-Poutrelle à 2 travées: (méthode forfaitaire)**

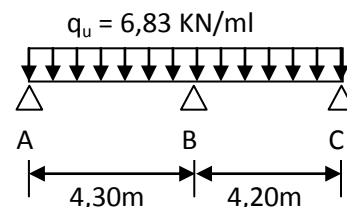
**1. Calcul des rapports de charges:**

$\alpha = Q / (G + Q) = 0.975 / (0.975 + 3.98) = 0.196.$

$1 + 0,3 \alpha = 1.058.$

$(1 + 0,3 \alpha) / 2 = 0,529.$

$(1,2 + 0,3 \alpha) / 2 = 0,629.$



- les valeurs  $M_t$ ,  $M_w$  et  $M_e$  doivent vérifier les coefficients suivants tel que :

- $M_0$  : moment Max dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée et soumise à une charge.
- $M_w$  et  $M_e$  : moments aux valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.
- $M_l$  : moment Max aux travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

$$1) M_t \geq \max [1.05 M_0 ; (1+0.3\alpha)M_0] - \frac{M_o + M_e}{2}$$

$$2) M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans une travée intermédiaire.}$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans une travée de rive.}$$

3) La valeur de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

- a.  $-0.6 M_0$  pour une poutre de deux travées.
- b.  $-0.5 M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- c.  $-0.4 M_0$  pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

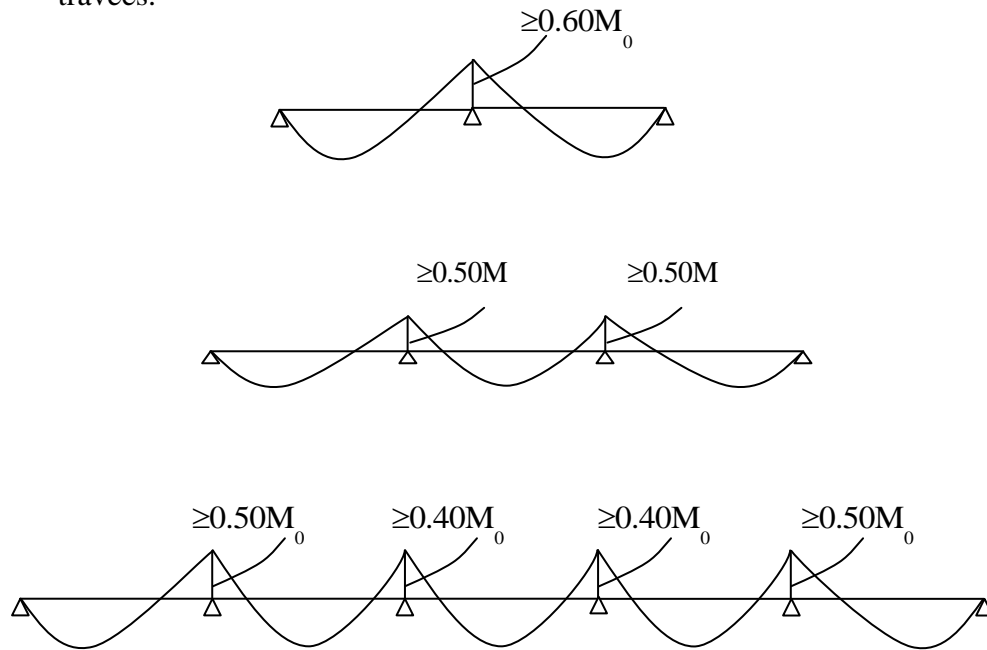


Fig. 3.2.4: diagramme des moments

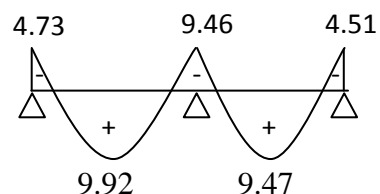
**2.Calcul des moments fléchissants:**

$$M_{01} = q_u (l_{AB})^2 / 8 = 6,83 \times (4,30)^2 / 8 = 15,78 \text{ KN.m.}$$

$$M_{02} = q_u (l_{BC})^2 / 8 = 6,83 \times (4,20)^2 / 8 = 15,06 \text{ KN.m.}$$

$$M_A = 0,3 M_{01} = 0,3 \times 15,78 = 4,73 \text{ KN.m.}$$

$$M_B = 0,6 M_{01} = 0,6 \times 15,78 = 9,46 \text{ KN.m.}$$



$$M_C = 0,3 M_{02} = 0,3 \times 15,06 = 4,51 \text{ KN.m.}$$

**a. Etude de la travée AB:**

$$M_{tAB} + (M_A + M_B)/2 \geq (1+0,3\alpha) M_{01} \quad \text{et} \quad (1+0,3\alpha) \geq 1,05.$$

$$(1+0,3\alpha) = 1,058 \geq 1,05 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$M_{tAB} + (4,73+9,46)/2 \geq 1,058 \times 15,78 = 16,70 \text{ KN.m} \quad \Rightarrow \quad M_{tAB} \geq 9,61 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tAB} \geq (1,2+0,3\alpha)/2 M_{01} = 0,629 \times 15,78 = 9,92 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tAB} = 9,92 \text{ KN.m.}$$

**b. Etude de la travée BC:**

$$M_{tBC} + (M_B + M_C)/2 \geq (1+0,3\alpha) M_{02} \quad \text{et} \quad (1+0,3\alpha) \geq 1,05.$$

$$M_{tBC} + (9,46+4,61)/2 \geq 1,058 \times 15,06 = 15,93 \text{ KN.m} \quad \Rightarrow \quad M_{tBC} \geq 8,89 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tBC} \geq (1,2+0,3\alpha)/2 M_{02} = 0,629 \times 15,06 = 9,47 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tBC} = 9,47 \text{ KN.m.}$$

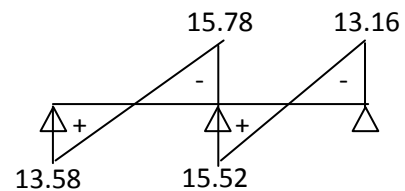
**3. Calcul des efforts tranchants:**

**a. Etude de la travée AB:**

$$V(x) = \theta(x) + (M_{i+1} - M_i) / l$$

$$V_A = 6,83 \times 4,30 / 2 + (-9,46 + 4,73) / 4,30 = 13,58 \text{ KN.}$$

$$V_B = -6,83 \times 4,30 / 2 + (-9,46 + 4,73) / 4,30 = -15,78 \text{ KN.}$$



**b. Etude de la travée BC:**

$$V_B = 6,83 \times 4,20 / 2 + (-4,51 + 9,46) / 4,20 = 15,52 \text{ KN.}$$

$$V_C = -6,83 \times 4,20 / 2 + (-4,51 + 9,46) / 4,20 = -13,16 \text{ KN.}$$

**. Poutrelle à 4 travées: (méthode forfaitaire)**

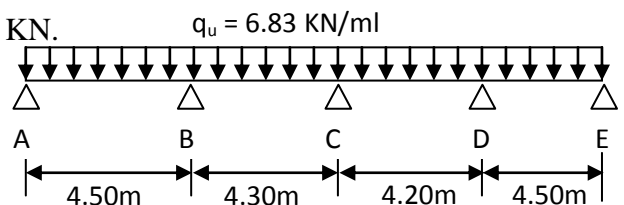
**1. Rapports de charges:**

$$\alpha = 0,196.$$

$$1 + 0,3 \alpha = 1,058.$$

$$(1 + 0,3 \alpha) / 2 = 0,529.$$

$$(1,2 + 0,3 \alpha) / 2 = 0,629.$$



**2. Calcul des moments fléchissants:**

$M_{01} = 17.288 \text{ KN.m.}$

$M_{02} = 15.785 \text{ KN.m.}$

$M_{03} = 15.06 \text{ KN.m.}$

$M_{04} = q_u (l_{DE})^2 / 8 = 6,83 \times (4.50)^2 / 8 = 17.288 \text{ KN.m.}$

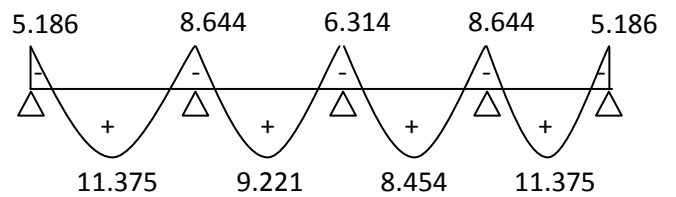
$M_A = 5.186 \text{ KN.m.}$

$M_B = 8.644 \text{ KN.m.}$

$M_C = 0,4 M_{02} = 0,4 \times 15.785 = 6.314 \text{ KN.m.}$

$M_D = 0,5 M_{04} = 0,5 \times 17.288 = 8.644 \text{ KN.m.}$

$M_E = 0,3 M_{04} = 0,3 \times 17.288 = 5.186 \text{ KN.m.}$



**a- Etude de la travée AB:**

$M_{tAB} = 11.375 \text{ KN.m.}$

**b- Etude de la travée BC:**

$M_{tBC} = 9.221 \text{ KN.m.}$

**c- Etude de la travée CD:**

$M_{tCD} = 8.454 \text{ KN.m.}$

**d- Etude de la travée DE:**

$M_{tDE} = 11.375 \text{ KN.m.}$

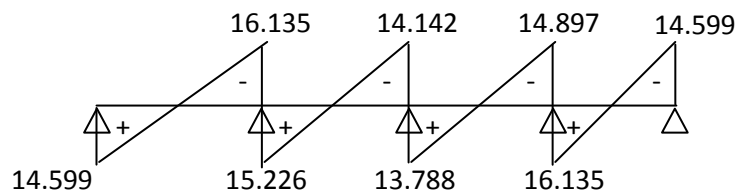
**3. Calcul des efforts tranchants:**

**a- Etude de la travée AB:**

$V(x) = \theta(x) + (M_{i+1} - M_i) / l$

$V_A = 14.599 \text{ KN.}$

$V_B = -16.135 \text{ KN.}$



**b. Etude de la travée BC:**

$V_B = 15.226 \text{ KN.}$

$V_C = -14.142 \text{ KN.}$

**c. Etude de la travée CD:**

$V_C = 13.788 \text{ KN.}$

$V_D = -14.897 \text{ KN.}$

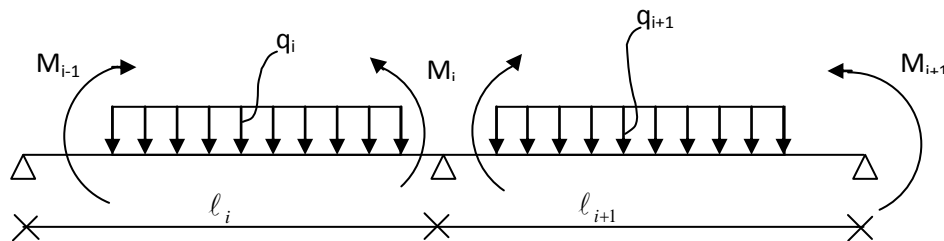
**d. Etude de la travée DE:**

$V_D = 16.135 \text{ KN.}$

$V_E = -14.599$

❖ **Rappel sur la méthode des trois moments**

• **Exposition de la méthode**



**fig. 3.2.5 :** Méthode des trois moments

Les équations des trois moments donnés par les expressions suivantes :

• **Aux appuis :**

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

• **En travée :**

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left( 1 - \frac{x}{l_i} \right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i} \dots\dots\dots (1)$$

$$\mu(x) = \frac{ql}{2} x - \frac{q}{2} x^2 \dots\dots\dots (2)$$

Avec :

$M_{i-1}$ ,  $M_i$  et  $M_{i+1}$  : Sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis « i-1 », « i » et « 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+1'.

$q_i$  : Charge répartie à gauche de l'appui 'i'.

$q_{i+1}$  : Charge répartie à droite de l'appui 'i+1'.

**III.2.4 . Application**

- Schéma statique de calcul (type 3 a 5 travée)
- Calcul des efforts :

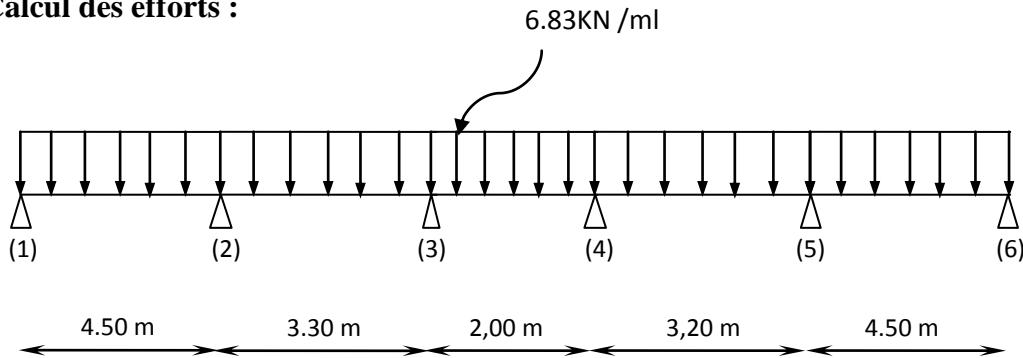


fig. 3.2.6 : Schéma statique de la poutrelle

- Calcul des moments aux appuis :

L'appui 1 :  $9M_1 + 4.5M_2 = -155.59$  ----- (1)

L'appui 2 :  $4.5M_1 + 15.6M_2 + 3.3M_3 = -216.95$  -----(2)

L'appui 3 :  $3.3M_2 + 10.6M_3 + 2M_4 = -75.02$  -----(3)

L'appui 4 :  $2M_3 + 10.4M_4 + 3.2M_5 = -69.61$  -----(4)

L'appui 5 :  $3.2M_4 + 15.4M_5 + 4.5M_6 = -211.54$  -----(5)

L'appui 6 :  $4.5M_5 + 9M_6 = -155.59$  -----(6)

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

$M_1 = -12.51$  KN.m       $M_2 = -9.55$  KN.m       $M_3 = -3.51$  KN.m

$M_4 = -3.12$  KN.m       $M_5 = -9.41$  KN.m       $M_6 = -12.58$  KN.m

- Calcul des moments en travée

Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

Xi : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation suivante :

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \rightarrow x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q.l_i}$$

Appliquant les formules précédentes pour toutes les travées :

Travée (1-2) → x = 2.34 m → M1 max (2.34) = 06.29 KN.m

Travée (2-3) → x = 1.91 m → M2 max (1.91) = 03.02 KN.m

Travée (3-4) → x = 1.03m → M3 max (1.03) = 0.11 KN.m

Travée (4-5) → x = 1.31 m → M4 max (1.31) = 2.76 KN.m

Travée (5-6) → x = 2.14 m → M5 max (2.14) = 6.34 KN.m

-Les moments calculés par la méthode des trois moments sont faits pour un matériau homogène, à cause de 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 :

$$M_1 = - 8.34 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = - 6.36 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -2.34 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = - 3.00 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = - 6.27 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = - 8.38 \text{ KN.m}$$

On recalcule les moments en travées avec les valeurs des moments réduits aux appuis

Travée (1-2) → x = 2.18 m → M1 max (2.18) = 9.89 KN.m

Travée (2-3) → x = 1.47 m → M2 max (1.47) = 4.66 KN.m

Travée (3-4) → x = 1.04m → M3 max (1.04) = 0.73 KN.m

Travée (4-5) → x = 1.74m → M4 max (1.74) = 3.92 KN.m

Travée (5-6) → x = 2.31 m → M5 max (2.31) = 9.92 KN.m

• **Calcul des efforts tranchant**

- Au niveau d'un appui « i »,  $V(x) = \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$
  - seront après
  - Au niveau d'un appui « i+1 »,  $V(x) = -\frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$
- } les moments en valeur absolu

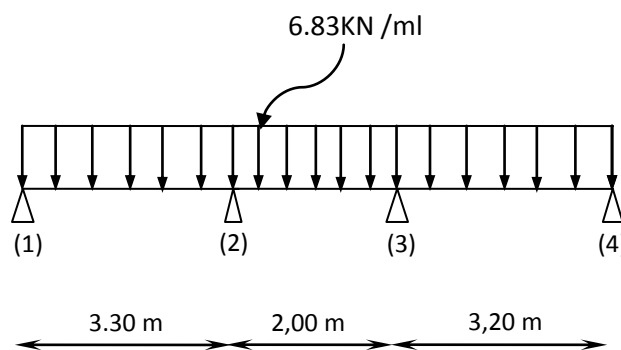
➤ Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-après :

**Tableau III.2.1 : Calcul des efforts tranchants**

Travée	longueur	$T_i(x=0)$ KN	$T_{i+1}(x=l_i)$	X(m)	$M_{max}$ [KN.m]
Travée 1-2	4.5	14.92	-15.80	2.18	9.89
Travée 2-3	3.3	12.46	-10.80	1.47	4.66
Travée 3-4	2.0	7.16	-6.50	1.04	0.73
Travée 4-5	3.2	11.94	-9.90	1.74	3.92
Travée 5-6	4.5	15.82	-14.90	2.31	9.92

• **Schéma statique de calcul (type 4 a 3 travée)**

• **Calcul des efforts :**



**fig. 3.2.7 : Schéma statique de la poutrelle**

• **Calcul des moments aux appuis**

L'appui 1 :  $6.6M_1 + 3.3M_2 = -61.36$  -----(1)

L'appui 2 :  $3.3M_1 + 10.6M_2 + 2M_3 = -75.02$  -----(2)

L'appui 3 :  $2M_2 + 10.4M_3 + 3.2M_4 = -69.61$  -----(3)

L'appui 4 :  $3.2M_3 + 6.4M_4 = -55.95$  ----- (4)

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

$$M1 = -7.24 \text{ KN.m}$$

$$M2 = -4.10 \text{ KN.m}$$

$$M3 = -3.79 \text{ KN.m}$$

$$M4 = -6.84 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des moments en travée**

Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

Xi : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation suivante :

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \rightarrow x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l_i}$$

Appliquant les formules précédentes pour toutes les travées :

$$\text{Travée (1-2)} \rightarrow x = 1.78 \text{ m} \rightarrow M1 \text{ max (1.78)} = 3.70 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (2-3)} \rightarrow x = 1.02 \text{ m} \rightarrow M2 \text{ max (1.02)} = -0.52 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (3-4)} \rightarrow x = 1.46 \text{ m} \rightarrow M3 \text{ max (1.46)} = 3.50 \text{ KN.m}$$

-Les moments calculés par la méthode des trois moments sont faits pour un matériau homogène, à cause de 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 :

$$M_1 = - 4.82 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = - 2.73 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -2.52 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = - 4.56 \text{ KN.m}$$

On recalcule les moments en travées avec les valeurs des moments réduits aux appuis

$$\text{Travée (1-2)} \rightarrow x = 1.74 \text{ m} \rightarrow M1 \text{ max (1.74)} = 5.57 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (2-3)} \rightarrow x = 1.01 \text{ m} \rightarrow M2 \text{ max (1.01)} = 0.79 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (3-4)} \rightarrow x = 1.5 \text{ m} \rightarrow M3 \text{ max (1.5)} = 5.25 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des efforts tranchant**

- Au niveau d'un appui « i »,  $V(x) = \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$
  - seront après
  - Au niveau d'un appui « i+1 »,  $V(x) = -\frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$
- } les moments en valeur absolu

➤ Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-après :

**Tableau 3.2.1 : Calcul des efforts tranchants**

Travée	longueur	T <sub>i</sub> (x=0) KN	T <sub>i+1</sub> (x=l <sub>i</sub> )	X(m)	M <sub>max</sub> [KN.m]
Travée 1-2	3.3	10.64	-11.90	1.74	5.57
Travée 2-3	2	6.72	-6.93	1.01	0.79
Travée 3-4	3.2	11.55	-10.29	1.50	5.25

**3. Ferrailage:**

Le ferrailage se fera à l'ELU avec les moments **Max** en **travées** et sur **appuis** .

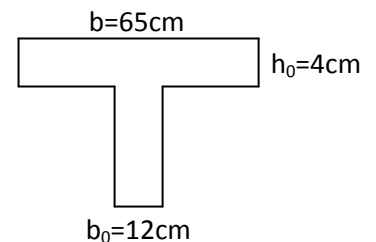
**a. En travée :**

Le moment équilibré par la table est:

$$M_{table} = f_{bc} \cdot b \cdot h_0 (d - 0,5 h_0) = 14,2 \times 10^3 \times 0,65 \times 0,04 [0,18 - (0,5 \times 0,04)]$$

$$M_{table} = 59,072 \text{ KN.m.}$$

$$M_{table} > M_0 = 17,288 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{l'axe neutre tombe dans la table de compression.}$$



Donc, nous aurons à calculer une section rectangulaire de section (**b x h**).

$$\mu_b = M_t / b d^2 f_{bc} = 11,375 / (0,65 \times 0,18^2 \times 14,2 \times 1000) = 0,038$$

$$\mu_b = 0,038 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu_b = 0,038 \Rightarrow \beta = 0,981.$$

$$A_t = M_t / (\beta d f_e / \gamma_s) = 11,375 / (0,981 \times 0,18 \times 348 \times 1000) = 0,000185 \text{ m}^2 \Rightarrow A_t = 1,85 \text{ cm}^2$$

**Nous adopterons 2HA12+1HA10 = 3,04 cm<sup>2</sup>**

**b. Sur appuis:**

$$\mu_b = M_a / b d^2 f_{bc} = 9,46 / (0,65 \times 0,18^2 \times 14,2 \times 1000) = 0,031.$$

$$\mu_b = 0,031 \Rightarrow \beta = 0,984.$$

$$A_a = M_a / (\beta d f_e / \gamma_s) = 9,46 / (0,984 \times 0,18 \times 348 \times 1000) = 0,000153 \text{ m}^2 \Rightarrow A_a = 1,53 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons  $1HA12+1HA10 = 1,91 \text{ cm}^2$

#### 4. Vérification à L'ELU:

##### 1. Condition de non fragilité:

-**Sur appuis:**  $A_{\min} = 0,23 b d f_{c28} / f_e = 0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1 / 400 = 1,413 \text{ cm}^2$   
 $A_a = 1,91 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  condition vérifiée.

-**En travée:**  $A_t = 3,04 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  condition vérifiée.

##### 2. vérification de l'effort tranchant ( art. A.5,1.1 / BAEL 91 ):

$\tau_u = V_u / (b_0 \cdot d) = 16.135 \times 1000 / (120 \times 180) = 0,747 \text{ Mpa}$ .

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

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

##### Calcul des armatures transversales ( art. A.7,2.2 / BAEL 91 ):

Le diamètre des armatures transversales est donné par:  $\Phi_t = \min \{ h/35 , b_0/10 , \Phi_l \}$ .

$h$  : hauteur totale de la pièce ( $h=20\text{cm}$ ).

$\Phi_l$ : diamètre maximal des armatures longitudinales.

$b_0$  : Largeur d'âme ( $b_0=12\text{cm}$ ).

$\Phi_t = \min \{ 5,7\text{mm} , 12\text{mm} , 12\text{mm} \} = 5,7\text{mm}$ .

Donc, nous choisirons le  $\Phi 6$ .

Nous adopterons  $A_t = 2\Phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2$

##### Calcul d'espacements:

-Les espacements entre les plans successifs des armatures transversales doivent satisfaire la condition:  $St = \min \{ 0,9d , 40\text{cm} \} = \min \{ 16,2\text{cm} , 40\text{cm} \} = 16,2\text{cm}$ .

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

-La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante:

$A_t \cdot f_e / b_0 \cdot St \geq 0,5 \text{ Mpa}$ .

$0,56 \times 100 \times 400 / 120 \times 150 = 1,24 \text{ Mpa} > 0,5 \text{ Mpa} \Rightarrow$  condition vérifiée .

##### Remarque:

Le premier plan d'armatures transversales est placé à une distance de l'appui égal à  $St / 2 = 7,5 \text{ cm}$ .

**3. Vérification de la contrainte d'adhérence:**

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{se} = V_u / 0,9 d \sum u_i \quad \text{avec } \sum u_i: \text{ somme des périmètres utiles des armatures: } n.\pi.\phi.$$

$$\tau_{se} = 16.135 \times 1000 / 0,9 \times 180 \times 69,1 = 1.44 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**4. Ancrage des barres:**

$$\tau_s = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa.}$$

-La longueur de scellement droit:  $L_s = \Phi f_e / 4 \tau_s = 1,2 \times 400 / 4 \times 2,835 = 42,33 \text{ cm.}$

-La longueur d'ancrage mesurée hors crochets:  $L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 42,33 = 16,93 \text{ cm.}$

**5. Vérification à L'ELS:**

$$Q_s/Q_u = 4.95/6.83 = 0.72 \text{ d'ou } M_s = 0.72 M_u \quad V_s = 0.72 V_u$$

Après application de la méthode forfaitaire, nous obtenons les valeurs suivantes:

**- Moments fléchissants:**

**-Sur appuis:**  $M_{a \max} = 0.72 \times 9.46 = 6.81 \text{ KN.m.}$

**-En travées:**  $M_{t \max} = 0.72 \times 11.375 = 8.19 \text{ KN.m.}$

**- Efforts tranchants:**

$$V_s \max = 0.72 \times 16.135 = 11.61 \text{ KN.}$$

**a. Vérification de la résistance à la compression de béton:**

1-Contraintes dans les aciers :

**\*En travée :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est :  $A_{st} = 3.04 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{d \times b_0} = \frac{100 \times 3.04}{18 \times 12} = 1.407 \rightarrow \beta_1 = 0.843, K_1 = 16.78 \text{ (par interpolation)}$$

$$\text{La contrainte dans les aciers est : } \sigma_{st} = \frac{M_t^{\max}}{d \times \beta_1 \times A_{st}} = \frac{8.19 \times 10^3}{18 \times 0.843 \times 3.04} = 177.54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 177.54 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

**\*En appuis :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en appuis est :  $A_{st} = 1.91 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{d \times b_0} = \frac{100 \times 1.91}{18 \times 12} = 0.884 \rightarrow \beta_1 = 0.867, K_1 = 22.57 \text{ (par interpolation)}$$

La contrainte dans les aciers est :  $\sigma_{st} = \frac{M_a^{\max}}{d \times \beta_1 \times A_{st}} = \frac{6.81 \times 10^3}{18 \times 0.867 \times 1.91} = 228.46 \text{ MPa}$

$\sigma_{st} = 228.46 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow$  La condition est vérifiée

**2- Contraintes dans le béton :**

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

**\*En travée :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{16.78} \times 177.54 = 10.58 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow$  La condition est vérifiée

**\*En appuis :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{22.57} \times 228.46 = 10.12 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow$  La condition est vérifiée

**b. Vérification à l'état limite d'ouverture de fissures :**

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

**c. Vérification à l'état limite de déformations :**

On peut se dispenser du calcul des déformations, si la poutre est associée à un hourdis, et si les conditions suivantes sont réunies :

- 1)  $\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16}$
- 2)  $\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$
- 3)  $\frac{A_s}{d \times b_0} \leq \frac{4,2}{f_e}$

Avec :  $h_t$  : hauteur totale de la section droite

$L$  : portée de la travée entre nus d'appuis

$M_t$  : moment fléchissant maximal de service en travée

$M_0$  : moment isostatique de service

$A_s$  : section d'armatures tendues en travée

$$\frac{h_t}{L} = \frac{20}{420} = 0.047 < \frac{1}{16}$$

= 0.0625 → Condition non vérifiée

Donc : le calcul de la flèche s'impose.

**d- Calcul de la flèche :**

$$f_v = \frac{M_t^{ser}}{10 E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4500}{500} = 9 \text{ mm}$$

$\bar{f}$  : La flèche admissible

$E_v$  : Module de déformation différée

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

$$E_v = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 10818,865 \text{ MPa}$$

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

$I_0$  : Moment d'inertie totale de la section homogène :

$$\mu = \max \left( 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \rho \gamma_s + f_{t28}} ; 0 \right)$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 b_0}{b}\right) \rho}$$

Avec :  $\rho$  : le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure.

❖ Calcul des paramètres :

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = b_0 (h - h_0) + b h_0 + 15 A_t$$

$$B_0 = 12 \times (20 - 4) + 65 \times 4 + (15 \times 3.04) = 497.60 \text{ cm}^2$$

Moment statique de la section homogénéisée par rapport à  $\bar{X}\bar{X}$  :

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

$$S_{\bar{X}\bar{X}} = 12 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + (15 \times 3.04 \times 18) = 3644.8 \text{ cm}^3$$

$$y_1 = \frac{S_{\bar{X}\bar{X}}}{B_0} = \frac{3644.8}{497.6} = 7.32 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.32 = 12.68 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{B_0}{3} (y_1^3 + y_2^3) + (b - b_0) \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) h_0 \left(y_1 - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15 A_t (y_2 - c)^2$$

$$\frac{12}{3} (7.32^3 + 12.68^3) + (65 - 12) \frac{4^3}{12} + (65 - 12) 4 \left(7.32 - \frac{4}{2}\right)^2 + 15 \times 3.04 (12.68 - 2)^2$$

$$I_0 = 21207.8 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{d b_0} = \frac{3.04}{18 \times 12} = 0.014$$

$$\rho = 0.014 \rightarrow \beta = 0.979$$

La contrainte dans les aciers tendus est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times A_t} = \frac{8.19 \times 10^3}{0.979 \times 18 \times 3.04} = 152.88 \text{ MPa}$$

❖ Calcul des coefficients :

$$\mu = \max \left( 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.014 \times 152.88 + 2.1}; 0 \right) = 0.344$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{\left( 2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) 0.014} = 1.17$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 21207.8}{1 + 0.344 \times 1.17} = 16633.80 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{8.19 \times 10^6 \times 4500^2}{10 \times 10818.865 \times 16633.80 \times 10^4} = 9.21 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{4500}{500} = 9 \text{ mm}$$

→  $f_v = 9.21 \text{ mm} > 9 \text{ mm}$  → condition non vérifiée.

donc on augmente la section d'acier et on revérifier la flèche

$$\text{soit : } 2\text{HA14} + \text{HA12} = 4.21 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = 12 \times (20 - 4) + 65 \times 4 + (15 \times 4.21) = 515.15 \text{ cm}^2$$

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

$$S_{xx} = 12 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + (15 \times 4.21 \times 18) = 3960.7 \text{ cm}^3$$

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{3960.7}{515.15} = 7.68 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.68 = 12.32 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{B_0}{3} (y_1^3 + y_2^3) + (b - b_0) \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) h_0 \left( y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 A_t (y_2 - c)^2$$

$$\frac{12}{3} (7.68^3 + 12.32^3) + (65 - 12) \frac{4^3}{12} + (65 - 12) 4 \left( 7.68 - \frac{4}{2} \right)^2 + 15 \times 4.21 (12.32 - 2)^2$$

$$I_0 = 23239.69 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{d b_0} = \frac{4.21}{18 \times 12} = 0.019$$

$$\rho = 0.019 \rightarrow \beta = 0.976$$

La contrainte dans les aciers tendus est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times A_t} = \frac{8.19 \times 10^3}{0.976 \times 18 \times 4.21} = 110.73 \text{ MPa}$$

❖ Calcul des coefficients :

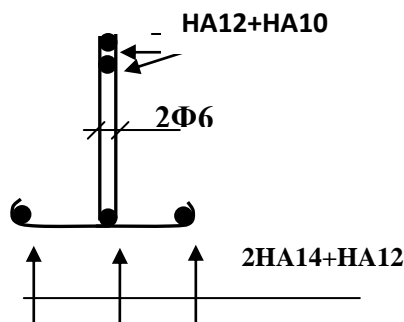
$$\mu = \max \left( 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.019 \times 110.73 + 2.1} ; 0 \right) = 0.349$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{\left( 2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) 0.019} = 1.42$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 23239.69}{1 + 0.349 \times 1.42} = 17092.8 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{8.19 \times 10^6 \times 4500^2}{10 \times 10818.865 \times 17092.8 \times 10^4} = 8.96 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{4500}{500} = 9 \text{ mm} \quad \rightarrow f_v = 8.96 \text{ mm} < 9 \text{ mm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$



**Fig. 3.2.8 :** ferrailage de poutrelle

**b.plancher terrasse :**

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière elle sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis soumise aux charges suivantes

Poids propre du plancher :  $G = 5,99 \times 0,65 = 3,89 \text{ KN/ ml.}$

poids propre de la poutrelle :  $G = 0.12 \times 0.20 \times 25 = 0.60 \text{ KN/ ml.}$

$G_t = 4.49 \text{ KN/ ml.}$

Surcharge d'exploitation :  $Q = 1 \times 0,65 = 0.65 \text{ KN/ ml.}$

Les combinaisons des charges :

- ELU :  $q_u = 1,35 G_t + 1,5 Q = 7.03 \text{ KN/ml}$

- ELS :  $q_s = G_t + Q = 5.14 \text{ KN/ml}$

comme au plancher d'étage courant nous avons trouvé que c'est le premier et le deuxième type de poutrelle qui sont les plus défavorables donc même au plancher terrasse on fait notre calcul avec la méthode forfaitaire

**Méthode forfaitaire:**

**2. Calcul d'efforts:**

Les efforts seront calculés pour les deux types de poutrelles. Nous utiliserons les efforts maximaux pour leur ferrailage et leurs vérifications.

**-Poutrelle à 2 travées:**

**1. Calcul des rapports de charges:**

$\alpha = Q / (G + Q) = 0.65 / (0.65 + 4.49) = 0.126.$

$1 + 0,3 \alpha = 1.037.$

$(1 + 0,3 \alpha) / 2 = 0,518.$

$(1,2 + 0,3 \alpha) / 2 = 0,618.$

**2. Calcul des moments fléchissants:**

$M_{01} = q_u (l_{AB})^2 / 8 = 7.03 \times (4,30)^2 / 8 = 16.24 \text{ KN.m.}$

$M_{02} = q_u (l_{BC})^2 / 8 = 7.03 \times (4,20)^2 / 8 = 15.50 \text{ KN.m.}$

$M_A = 0,3 M_{01} = 0,3 \times 16.24 = 4.87 \text{ KN.m.}$

$M_B = 0,6 M_{01} = 0,6 \times 16.24 = 9.74 \text{ KN.m.}$

$M_C = 0,3 M_{02} = 0,3 \times 15.50 = 4.65 \text{ KN.m.}$

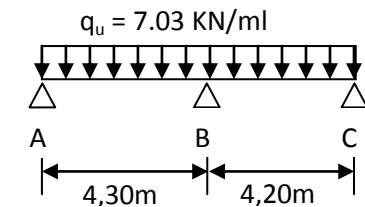


schéma statique de la poutrelle

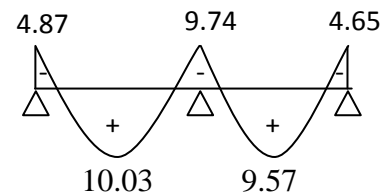


diagramme des moments fléchissant

**a. Etude de la travée AB:**

$M_{tAB} + (M_A + M_B) / 2 \geq (1 + 0,3\alpha) M_{01}$  et  $(1 + 0,3\alpha) \geq 1,05.$

$(1 + 0,3\alpha) = 1,037 \geq 1,05 \Rightarrow$  condition vérifiée.

$M_{tAB} + (4.87 + 9.74) / 2 \geq 1,037 \times 16.24 = 16.70 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{tAB} \geq 9.53 \text{ KN.m.}$

$M_{tAB} \geq (1,2 + 0,3\alpha) / 2 M_{01} = 0,618 \times 16.24 = 10.03 \text{ KN.m.}$

$M_{tAB} = 10.03 \text{ KN.m.}$

**b. Etude de la travée BC:**

$$M_{tBC} + (M_B + M_C)/2 \geq (1+0,3\alpha) M_{02} \quad \text{et} \quad (1+0,3\alpha) \geq 1,05.$$

$$M_{tBC} + (9.74+4.65)/2 \geq 1,037 \times 15.50 = 16.07 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{tBC} \geq 8.87 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tBC} \geq (1,2+0,3\alpha)/2 M_{02} = 0,618 \times 15.50 = 9.57 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tBC} = 9.57 \text{ KN.m.}$$

**3. Calcul des efforts tranchants:**

**a. Etude de la travée AB:**

$$V(x) = \theta(x) + (M_{i+1} - M_i) / l$$

$$V_A = 7.03 \times 4.30 / 2 + (-9.74 + 4.87) / 4.30 = 13.98 \text{ KN.}$$

$$V_B = -7.03 \times 4.30 / 2 + (-9.74 + 4.87) / 4.30 = -16.24 \text{ KN.}$$

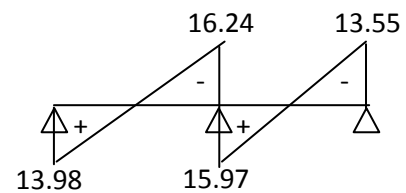


diagramme des efforts tranchant

**b. Etude de la travée BC:**

$$V_B = 7.03 \times 4.20 / 2 + (-4.65 + 9.74) / 4.20 = 15.97 \text{ KN.}$$

$$V_C = -7.03 \times 4.20 / 2 + (-4.65 + 9.74) / 4.20 = -13.55 \text{ KN.}$$

**.Poutrelle à 4 travées: (méthode forfaitaire)**

**1. Rapports de charges:**

$$\alpha = 0,126.$$

$$1 + 0,3 \alpha = 1,037.$$

$$(1 + 0,3 \alpha) / 2 = 0,518.$$

$$(1,2 + 0,3 \alpha) / 2 = 0,618.$$

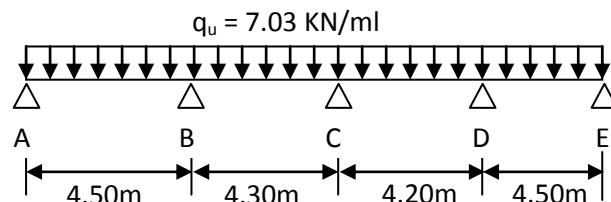


schéma statique de la poutrelle

**2. Calcul des moments fléchissants:**

$$M_{01} = 17.79 \text{ KN.m.}$$

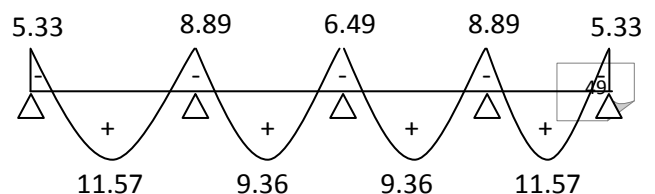
$$M_{02} = 16.24 \text{ KN.m.}$$

$$M_{03} = 15.50 \text{ KN.m.}$$

$$M_{04} = q_u (l_{DE})^2 / 8 = 7.03 \times (4.50)^2 / 8 = 17.79 \text{ KN.m.}$$

$$M_A = 5.33 \text{ KN.m.}$$

$$M_B = 8.89 \text{ KN.m.}$$



$$M_C = 0,4 M_{02} = 0,4 \times 16.24 = 6.49 \text{ KN.m.}$$

$$M_D = 0,5 M_{04} = 0,5 \times 17.288 = 8.89 \text{ KN.m.}$$

$$M_E = 0,3 M_{04} = 0,3 \times 17.288 = 5.33 \text{ KN.m.}$$

**a. Etude de la travée AB:**

diagramme des moments fléchissant

$$M_{tAB} = 11.57 \text{ KN.m.}$$

**b. Etude de la travée BC:**

$$M_{tBC} = 9.36 \text{ KN.m.}$$

**c. Etude de la travée CD:**

$$M_{tCD} = 9.36 \text{ KN.m.}$$

**d. Etude de la travée DE:**

$$M_{tDE} = 11.57 \text{ KN.m.}$$

**3. Calcul des efforts tranchants:**

**a. Etude de la travée AB:**

$$V(x) = \theta(x) + (M_{i+1} - M_i) / l$$

$$V_A = 15.01 \text{ KN.} \quad V_B = -16.60 \text{ KN.}$$

**b. Etude de la travée BC:**

$$V_B = 15.66 \text{ KN.} \quad V_C = -14.55 \text{ KN.}$$

**c. Etude de la travée CD:**

$$V_C = 14.18 \text{ KN.} \quad V_D = -15.33 \text{ KN.}$$

**d. Etude de la travée DE:**

$$V_D = 16.60 \text{ KN.} \quad V_E = -15.01 \text{ KN.}$$

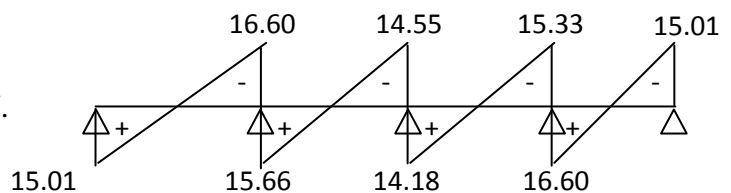


diagramme des efforts tranchant

**3. Ferrailage:**

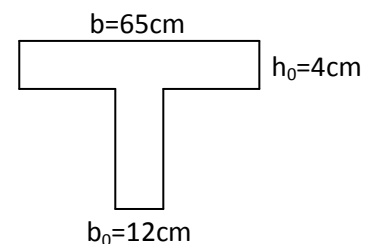
Le ferrailage se fera à l'ELU avec les moments **Max** en **travées** et sur **appuis** .

**a. En travée :**

Le moment équilibré par la table est:

$$M_{table} = f_{bc} \cdot b \cdot h_0 (d - 0,5 h_0) = 14,2 \times 10^3 \times 0,65 \times 0,04 [0,18 - (0,5 \times 0,04)]$$

$$M_{table} = 59,072 \text{ KN.m.}$$



$M_{table} > M_0 = 17.79 \text{ KN.m} \Rightarrow$  l'axe neutre tombe dans la table de compression.

Donc, nous aurons à calculer une section rectangulaire de section (**b x h**).

$$\mu_b = M_t / b d^2 f_{bc} = 11.57 / (0.65 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 1000) = 0.038$$

$$\mu_b = 0.038 < \mu_\ell = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu_b = 0.038 \Rightarrow \beta = 0.981.$$

$$A_t = M_t / (\beta d f_e / \gamma_s) = 11.57 / (0.981 \times 0.18 \times 348 \times 1000) = 0.000188 \text{ m}^2 \Rightarrow A_t = 1.88 \text{ cm}^2$$

**Nous adopterons 3HA14 = 4.62 cm<sup>2</sup>**

**b. Sur appuis:**

$$\mu_b = M_a / b d^2 f_{bc} = 9.74 / (0.65 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 1000) = 0.032.$$

$$\mu_b = 0.032 \Rightarrow \beta = 0.984.$$

$$A_a = M_a / (\beta d f_e / \gamma_s) = 9.74 / (0.984 \times 0.18 \times 348 \times 1000) = 0.000158 \text{ m}^2 \Rightarrow A_a = 1.58 \text{ cm}^2$$

**Nous adopterons 1HA12+1HA10 = 1,91 cm<sup>2</sup>**

**4. Vérification à L'ELU:**

**1. Condition de non fragilité:**

**-Sur appuis:**  $A_{min} = 0.23 b d f_{t28} / f_e = 0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1 / 400 = 1.413 \text{ cm}^2$   
 $A_a = 1.91 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  condition vérifiée.

**-En travée:**  $A_t = 4.62 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  condition vérifiée.

**2. vérification de l'effort tranchant ( art. A.5,1.1 / BAEL 91 ):**

$$\tau_u = V_u / (b_0 \cdot d) = 16.60 \times 1000 / (120 \times 180) = 0.768 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0.13 f_{c28} , 5 \text{ Mpa}) = 3.25 \text{ Mpa.}$$

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

**Calcul des armatures transversales ( art. A.7,2.2 / BAEL 91 ):**

Le diamètre des armatures transversales est donné par:  $\Phi_t = \min \{ h/35 , b_0/10 , \Phi_l \}.$

h : hauteur totale de la pièce (h=20cm).

$\Phi_l$ : diamètre maximal des armatures longitudinales.

$b_0$  : Largeur d'âme ( $b_0=12\text{cm}$ ).

$$\Phi_t = \min \{ 5.7 \text{ mm} , 12 \text{ mm} , 12 \text{ mm} \} = 5.7 \text{ mm.}$$

Donc, nous choisirons le  $\Phi 6$ .

$$\text{Nous adopterons } A_t = 2\Phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2$$

**Calcul d'espacements:**

-Les espacements entre les plans successifs des armatures transversales doivent satisfaire la condition:  $St = \min \{ 0,9d , 40\text{cm} \} = \min \{ 16,2\text{cm} , 40\text{cm} \} = 16,2\text{cm}$ .

$$\text{Nous prendrons } St=15\text{cm}.$$

-La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante:

$$A_t \cdot f_e / b_0 \cdot St \geq 0,5 \text{ Mpa}.$$

$$0,56 \times 100 \times 400 / 120 \times 150 = 1,24 \text{ Mpa} > 0,5 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée} .$$

**Remarque:**

Le premier plan d'armatures transversales est placé à une distance de l'appui égal à  $St / 2 = 7,5 \text{ cm}$ .

**3. Vérification de la contrainte d'adhérence:**

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}.$$

$$\tau_{se} = V_u / 0,9 d \sum u_i \quad \text{avec } \sum u_i: \text{ somme des périmètres utiles des armatures: } n \cdot \pi \cdot \phi .$$

$$\tau_{se} = 16.60 \times 1000 / 0,9 \times 180 \times 131.88 = 0.776 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{condition vérifiée}.$$

**4. Ancrage des barres:**

$$\tau_s = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}.$$

$$\text{-La longueur de scellement droit: } L_s = \Phi f_e / 4 \tau_s = 1,4 \times 400 / 4 \times 2,835 = 49,38 \text{ cm}.$$

$$\text{-La longueur d'ancrage mesurée hors crochets: } L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 49,38 = 19,75 \text{ cm}.$$

**5. Vérification à L'ELS:**

$$Q_s / Q_u = 5.14 / 7.03 = 0.73 \text{ d'ou } M_s = 0.73 M_u \quad V_s = 0.73 V_u$$

Après application de la méthode forfaitaire, nous obtenons les valeurs suivantes:

**- Moments fléchissants:**

$$\text{-Sur appuis: } M_{a \max} = 0.73 \times 9.74 = 7.11 \text{ KN.m}.$$

$$\text{-En travées: } M_{t \max} = 0.73 \times 11.57 = 8.44 \text{ KN.m}.$$

**- Efforts tranchants:**

$$V_s \text{ max} = 0.73 \times 16.60 = 12.11 \text{ KN.}$$

**a. Vérification de la résistance à la compression de béton:**

1-Contraintes dans les aciers :

**\*En travée :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est :  $A_{st} = 4.62 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{d \times b_0} = \frac{100 \times 4.62}{18 \times 12} = 2.138 \rightarrow \beta_1 = 0.780, K_1 = 7.65 \text{ (par interpolation)}$$

$$\text{La contrainte dans les aciers est : } \sigma_{st} = \frac{M_t^{max}}{d \times \beta_1 \times A_{st}} = \frac{8.44 \times 10^3}{18 \times 0.780 \times 4.62} = 130.11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 130.11 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

**\*En appuis :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en appuis est :  $A_{st} = 1.91 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{d \times b_0} = \frac{100 \times 1.91}{18 \times 12} = 0.884 \rightarrow \beta_1 = 0.867, K_1 = 22.57 \text{ (par interpolation)}$$

$$\text{La contrainte dans les aciers est : } \sigma_{st} = \frac{M_a^{max}}{d \times \beta_1 \times A_{st}} = \frac{7.11 \times 10^3}{18 \times 0.867 \times 1.91} = 238.53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 238.53 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

2. Contraintes dans le béton :

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

**\*En travée :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{7.65} \times 130.11 = 17.00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

**\*En appuis :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{22.57} \times 238.53 = 10.56 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$  → La condition est vérifiée

**b. Vérification à l'état limite d'ouverture de fissures :**

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

**c. Vérification à l'état limite de déformations :**

On peut se dispenser du calcul des déformations, si la poutre est associée à un hourdis, et si les conditions suivantes sont réunies :

$$4) \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$5) \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$6) \frac{A_s}{d \times b_0} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :  $h_t$  : hauteur totale de la section droite

$L$  : portée de la travée entre nus d'appuis

$M_t$  : moment fléchissant maximal de service en travée

$M_0$  : moment isostatique de service

$A_s$  : section d'armatures tendues en travée

$$\frac{h_t}{L} = \frac{20}{420} = 0.047 < \frac{1}{16}$$

= 0.0625 → Condition non vérifiée

Donc : le calcul de la flèche s'impose.

**d. Calcul de la flèche :**

$$f_v = \frac{M_t^{ser}}{10 E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4500}{500} = 9 \text{ mm}$$

$\bar{f}$  : La flèche admissible

$E_v$  : Module de déformation différée

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

$$E_v = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 10818,865 \text{ MPa}$$

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

$I_0$  : Moment d'inertie totale de la section homogène :

$$\mu = \max \left( 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \rho \gamma_s + f_{t28}} ; 0 \right)$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\left( 2 + \frac{3 b_0}{b} \right) \rho}$$

Avec :  $\rho$  : le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure.

❖ Calcul des paramètres :

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = b_0 (h - h_0) + b h_0 + 15 A_t$$

$$B_0 = 12 \times (20 - 4) + 65 \times 4 + (15 \times 4.62) = 521.3 \text{ cm}^2$$

Moment statique de la section homogénéisée par rapport à  $\bar{X}\bar{X}$  :

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

$$S_{\bar{X}\bar{X}} = 12 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + (15 \times 4.62 \times 18) = 4071.4 \text{ cm}^3$$

$$y_1 = \frac{S_{\bar{X}\bar{X}}}{B_0} = \frac{4071.4}{521.3} = 7.81 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.81 = 12.19 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{B_0}{3} (y_1^3 + y_2^3) + (b - b_0) \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) h_0 \left( y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 A_t (y_2 - c)^2$$

$$\frac{12}{3} (7.81^3 + 12.19^3) + (65 - 12) \frac{4^3}{12} + (65 - 12) 4 \left( 7.81 - \frac{4}{2} \right)^2 + 15 \times 4.62 (12.19 - 2)^2$$

$$I_0 = 23801.85 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{d b_0} = \frac{4.62}{18 \times 12} = 0.022$$

$$\rho = 0.021 \rightarrow \beta = 0.974$$

La contrainte dans les aciers tendus est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times A_t} = \frac{8.44 \times 10^3}{0.974 \times 18 \times 4.62} = 104.20 \text{ MPa}$$

❖ Calcul des coefficients :

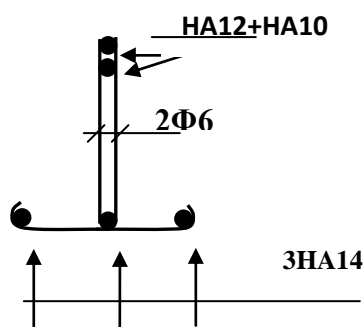
$$\mu = \max \left( 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.021 \times 104.20 + 2.1} ; 0 \right) = 0.661$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{\left( 2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) 0.022} = 0.647$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 23801.85}{1 + 0.661 \times 0.647} = 18339.03 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{8.44 \times 10^6 \times 4500^2}{10 \times 10818.865 \times 18339.03 \times 10^4} = 8.61 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{4500}{500} = 9 \text{ mm} \rightarrow f_v = 8.61 \text{ mm} < 9 \text{ mm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$



**Fig. 3.2.8 :** ferrailage de la poutrelle du plancher terrasse.

III.3. Calcul de la salle machine :

III.3.1. Introduction :

Vu le nombre important de niveaux que comporte notre structure (9 niveaux) ,un ascenseur a été prévu . La surface de sa cabine est  $(1.20 \times 1.50 = 1.80 \text{ m}^2)$  pouvant chargé 8 personnes de 6,4KN ; la charge totale que le système de levage transmet est de 8 tonnes.

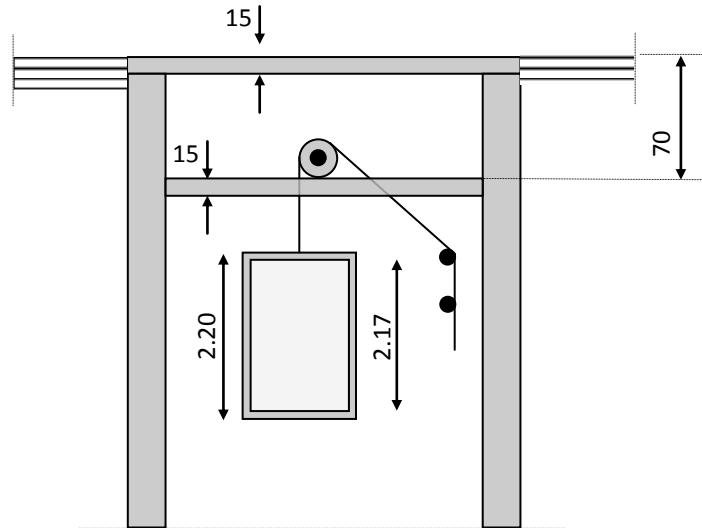


Fig. 3.3.1 : schéma de l'ascenseur.

III.3.2. Calcul de la dalle pleine :

a. épaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule :  $h_t = \frac{L_x}{30} = \frac{120}{30} = 4 \text{ cm}$

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

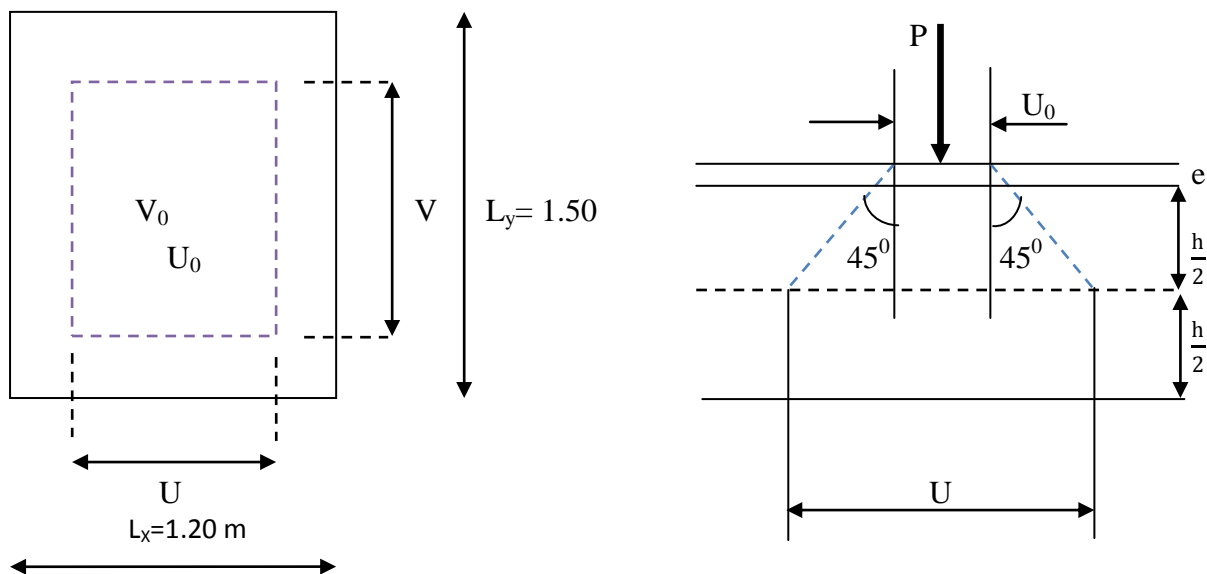


Fig.3.3.2 : schéma statique de la salle machine.

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

$$\text{On a : } \begin{cases} U = U_0 + 2e + h_t & \text{avec : } h_t = 15\text{cm} ; e : \text{revêtement de la dalle (} e = 5\text{cm)} \\ V = V_0 + 2e + h_t & U_0 = 80\text{cm}; V_0 = 110\text{cm} \end{cases}$$

$$\text{D'où : } U = 80 + 10 + 15 = 105\text{cm}$$

$$V = 110 + 10 + 15 = 135\text{cm}$$

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

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.20}{1.50} = 0.8 ; \rho = 0.8 \longrightarrow \text{ la dalle travaille dans les deux sens.}$$

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

Ils sont donnés par la formule :

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

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

$\nu$  : coefficient de poisson ; à l'ELU :  $\nu = 0$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1.05}{1.20} = 0.875 \qquad \frac{V}{L_y} = \frac{1.35}{1.50} = 0.90$$

Après interpolation :  $M_1 = 0.0554$  ;  $M_2 = 0.0337$

$$M_{x1} = 1.35P \times M_1 = 1.35 \times 80 \times 0.0554 = 9.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 1.35P \times M_2 = 1.35 \times 80 \times 0.0337 = 3.64 \text{ KN.m}$$

**c. Calcul des moments dûs au poids propre de la dalle :**

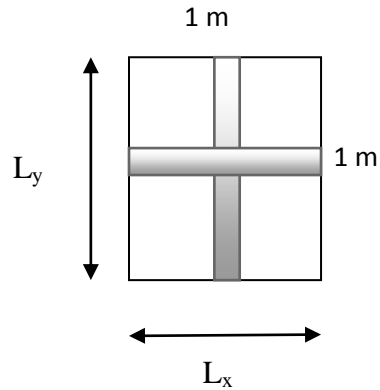
Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

Ils sont donnés par les formules :

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

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.20}{1.50} = 0.8 ; \rho = 0.8 \longrightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

Après interpolation :  $\mu_x = 0.0565$  ;  $\mu_y = 0.595$



Poids propre de la dalle :  $G = 0.15 \times 1 \times 25 = 3.75 \text{ KN/ml}$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = 6.5625 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0.0565 \times 6.5625 \times 1.20^2 = 0.534 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.595 \times 0.534 = 0.317 \text{ KN.m}$$

**d) Superposition des moments:**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.98 + 0.534 = 10.514 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3.64 + 0.317 = 3.957 \text{ KN.m}$$

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

**e) Ferrailage de la dalle :**

➤ **Dans le sens de la petite portée : x-x**

• **En travée :**

$$M_u = 0.85 \times 10.514 = 8.937 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{8.937 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0.043 < 0.392 \longrightarrow \text{SSA} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0.978$$

$$A_{st} = \frac{8.937 \times 10^5}{0.978 \times 12 \times 34800} = 2.18 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 4\Phi 10 \quad (A_s = 3.14 \text{ cm}^2)$$

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

• **Aux appuis :**

$$M_{u,x} = 0.3 \times -9.937 = -2.98 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{2.98 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0.014 < 0.392 \longrightarrow \text{SSA} \quad \text{d'où } \beta = 0.993$$

$$A_{st} = \frac{2.98 \times 10^5}{0.993 \times 12 \times 34800} = 0.71 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4\Phi 8 \text{ (} A_s = 2.01 \text{ cm}^2 \text{) avec un espacement}$$

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

➤ **Dans le sens de la grande portée : y-y**

• **En travée :**

$$M_{uy} = 0.85 \times 3.957 = 3.36 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{3.36 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0.016 < 0.392 \longrightarrow \text{SSA} \quad \text{d'où } \beta = 0.992$$

$$A_{st} = \frac{3.36 \times 10^5}{0.992 \times 12 \times 34800} = 0.81 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4\Phi 8 \text{ (} A_s = 2.01 \text{ cm}^2 \text{) avec un espacement}$$

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

• **Aux appuis :**

$$M_{uy} = 0.3 \times -3.957 = -1.18 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{1.18 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0.005 < 0.392 \longrightarrow \text{SSA} \quad \text{d'où } \beta = 0.997$$

$$A_{st} = \frac{1.18 \times 10^5}{0.997 \times 12 \times 34800} = 0.28 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4\Phi 8 \text{ (} A_s = 2.01 \text{ cm}^2 \text{) avec un espacement}$$

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

**III.3.3. Vérification à L'ELU :**

**a. Condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL99) :**

$$A_{st} \geq \rho_0 \times b \times \frac{h_t}{2} \left( 3 - \frac{L_x}{L_y} \right) \quad \text{avec } \rho_0 : \text{taux d'armatures dans chaque direction ; } \rho_0 = 0.8\%$$

$$A_{st} \geq 0.0008 \times 100 \times \frac{15}{2} \left( 3 - \frac{120}{150} \right) = 1.32 \text{ cm}^2 \text{ ----- condition vérifiée.}$$

**b. Ecartement des barres (Art A-8-2-42 du BAEL99) :**

L'écartement des armatures, dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser  $2h$  et  $25\text{cm}$  ;

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

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

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

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

$$q_u \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$q_u$  : charge de calcul à L'ELU

$h_t$  : épaisseur totale de la dalle

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

$$U_c = 2(U+V) = 2(1.05+1.35) = 4.8\text{m}$$

$$q_u = 80 \leq 0.045 \times 4.8 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 540 \text{ KN/ml} \text{ ----- condition vérifiée.}$$

**d. Vérification des contraintes tangentielles :**

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

$$\text{➤ Sens x-x : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{2V+U} = \frac{80}{2 \times 1.35 + 1.05} = 21.33 \text{ KN}$$

$$\text{➤ Sens y-y : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{3V} = \frac{80}{3 \times 1.35} = 19.75 \text{ KN}$$

$$\text{Ainsi on aura : } \tau = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{21.33 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.17 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left( \frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min(3.33 ; 5) = 3.33 \text{ MPa}$$

On remarque que  $\tau = 0.17 < \bar{\tau}$  ; la condition est vérifiée.

**III.3.4. Vérification à l'ELS :**

**a. Moments engendrés par le système de levage :**

À l'ELS  $v = 0.2$  ;  $M_1 = 0.0554$  ;  $M_2 = 0.0337$

$$M_{x1} = 80(0.0554 + 0.2 \times 0.0337) = 4.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 80(0.2 \times 0.0554 + 0.0337) = 3.58 \text{ KN.m}$$

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

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

Ils sont donnés par les formules :

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

$$\mu_x = 0.0632 \quad ; \quad \mu_y = 0.710$$

$$q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0.0632 \times 4.75 \times 1.2^2 = 0.432 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.710 \times 0.432 = 0.306 \text{ KN.m}$$

**b) Superposition des moments :**

$$M_x = 4.97 + 0.432 = 5.40 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 3.58 + 0.306 = 3.88 \text{ KN.}$$

**d) Ferrailage de la dalle :**

➤ **Dans le sens de la petite portée : x-x**

• **En travée :**

$$M_s = 0.85 \times 5.40 = 4.59 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{4.59 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 40000} = 0.00079 \quad \longrightarrow \quad \beta_s = 0.952$$

$$A_s = \frac{4.59 \times 10^5}{0.952 \times 12 \times 40000} = 1.004 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

$$M_s = 0.3 \times -5.40 = -1.62 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{1.62 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 40000} = 0.00028 \longrightarrow \beta_s = 0.970$$

$$A_s = \frac{1.62 \times 10^5}{0.970 \times 12 \times 40000} = 0.348 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ Dans le sens de la grande portée : y-y

- En travée :

$$M_s = 0.85 \times 3.88 = 3.298 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{3.298 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 40000} = 0.00057 \longrightarrow \beta_s = 0.958$$

$$A_s = \frac{3.298 \times 10^5}{0.958 \times 12 \times 40000} = 0.717 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Aux appuis :

$$M_s = 0.3 \times -3.88 = -1.64 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{1.64 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 40000} = 0.00028 \longrightarrow \beta_s = 0.970$$

$$A_s = \frac{1.64 \times 10^5}{0.970 \times 12 \times 40000} = 0.352 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**Conclusion :**

les armatures calculées à l'ELU sont justifiées.

### III.3.5. Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

a. Sens x-x :

- En travée :

$$M_s = 4.59 \text{ KN.m} ; A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 12} = 0.261 \rightarrow k_1 = 46.73 \quad \beta = 0.919$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{4.59 \times 10^6}{0.919 \times 120 \times 3.14 \times 100} = 132.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{132.55}{46.73} = 2.836 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \text{ -----condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

$$M_s = 1.62 \text{ KN.m} ; A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = 0.1675 \rightarrow k_1 = 60 \quad \beta = 0.934$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{1.62 \times 10^6}{0.934 \times 120 \times 2.01 \times 100} = 71.91 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{71.91}{60} = 1.198 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \text{ ----- condition vérifiée.}$$

**b.Sens y-y :**

• **En travée :**

$$M_s = 3.298 \text{ KN.m} ; A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0.1675 \rightarrow k_1 = 60 \quad \beta = 0.934$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{3.298 \times 10^6}{0.934 \times 120 \times 2.01 \times 100} = 146.39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{146.39}{60} = 2.44 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \text{ ----- condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

$$M_s = 1.64 \text{ KN.m} ; A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = 0.1675 \rightarrow k_1 = 60 \quad \beta = 0.934$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{1.64 \times 10^6}{0.934 \times 120 \times 2.01 \times 100} = 72.80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{72.80}{60} = 1.21 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \text{ ----- condition vérifiée.}$$

**III.3.6. Diamètre maximal des barres :**

$$\Phi_{\max} = \frac{h_t}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} ; \text{ nous avons ferrailé avec des HA10} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**III.3.7. Etat limite de fissuration :**

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

III.3.8. Plan de ferrailage de la dalle pleine de la salle machine :

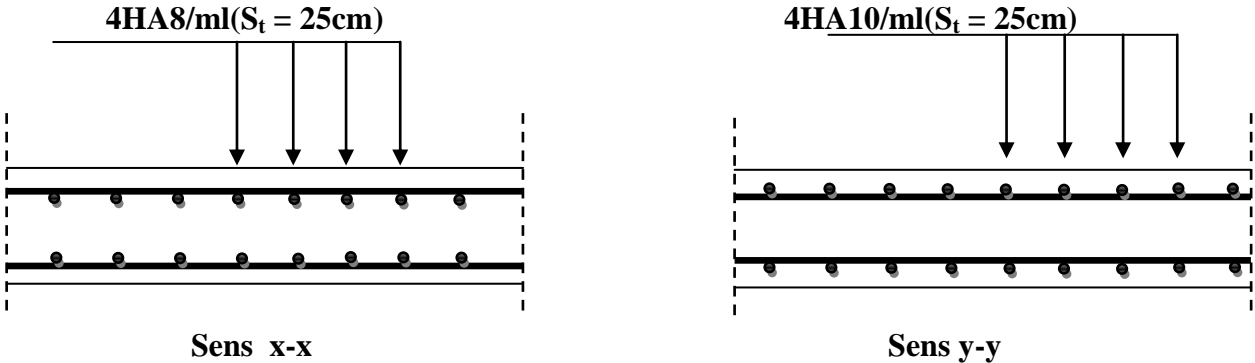


Fig.3.3.3 : Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine.

**III.4. Etude de la poutre de chaînage :**

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures et pour le ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans les deux sens (transversale, longitudinal).

**III.4.1. Prédimensionnement :**

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

- **La hauteur  $h_t$  :**

$$L / 15 \leq h_t \leq L / 10$$

Avec :  $L$  : la portée libre maximal entre nus d'appuis dans le sens considéré.

- **La largeur  $b$  :**

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

Sachant que  $L = 375 - 40 = 335 \text{ cm}$

$$\frac{L}{15} = \frac{335}{15} = 22,33 \text{ cm} \text{ et } \frac{L}{10} = \frac{335}{10} = 33,5 \text{ cm}$$

Ce qui donne  $22,33 \leq h_t \leq 33,5$

On prend  $h_t = 30 \text{ cm}$

Par conséquent la largeur  $b$  sera :

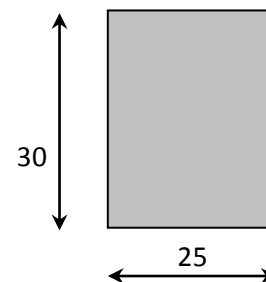
$$0,4 h_t = 12 \text{ cm}$$

$$0,7 h_t = 21 \text{ cm}$$

On prend  $b = 25 \text{ cm}$ .

**III.4.2. Vérification aux exigences du RPA (Art 7.4.1).**

$$\left. \begin{array}{l} b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h_t = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} = \frac{30}{25} = 1,2 \leq 4 \end{array} \right\} \text{Conditions vérifiées}$$



**Fig.3.4.1: Dimensions de la poutre chaînage**

**REMARQUE :**

- On remarque bien que les conditions imposées par le RPA99 (modifié 2003) sont toutes vérifiées, donc la section adoptée est  $(25 \times 30) \text{ cm}^2$

**III.4.3. Evaluation des charges et surcharges :**

❖ **Les charges permanentes :**

- Poids propre de la poutre :  $0,25 \times 0,3 \times 25 = 1,875 \text{ KN/ml}$
- Poids du garde-corps :  $1 \text{ KN/ml}$
- Poids du plancher:  $(5,20 \times 0,65/2) = 1,706 \text{ KN/ml}$
- Poids du mur :  $1,30 \times 25 \times 0,1 = 3,25 \text{ KN/ml}$

$$G_T = 7,831 \text{ KN/ml.}$$

❖ **La surcharge d'exploitation :**

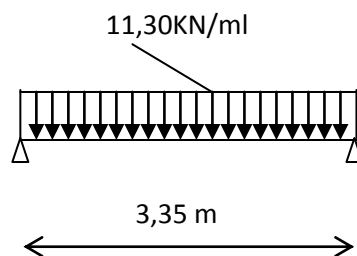
$$Q = 1,5 \times (0,65/2) = 0,487 \text{ KN/ml.}$$

**III.4.4). Combinaisons de charges :**

- **ELU :**  $q_u = 1,35 G + 1,5q = 1,35 \times 7,831 + 1,5 \times 0,487 = 11,30 \text{ KN/ml.}$
- **ELS :**  $q_s = G + Q = 7,831 + 0,487 = 8,32 \text{ KN/ml.}$

**III.4.5. Etude de la poutre à l'ELU :**

On considère la poutre comme étant simplement appuyée.



**Fig.3.4.2:** Schéma statique de calcul à l'ELU.

**a) Calcul des efforts :**

- **Calcul des moments :**

$$M_{\max} = \frac{qL^2}{8} = \frac{11,30 \times 3,35^2}{8} = 15,85 \text{ KN.m}$$

afin de tenir compte des semi-encastres aux appuis, on affectera les moments par des coefficients tel que :

**En travée :**

$$M_t = 0,85 \times 15,85 = 13,47 \text{ KN.m}$$

**Aux appuis :**

$$M_a = -0,30 \times 15,85 = -4,75 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des réactions d'appuis:**

$$R_A = R_B = q_u \times \frac{l}{2} = 11,30 \times \frac{3,35}{2} = 18,927 \text{ KN}$$

$$T_y = 18,927 \text{ KN}$$

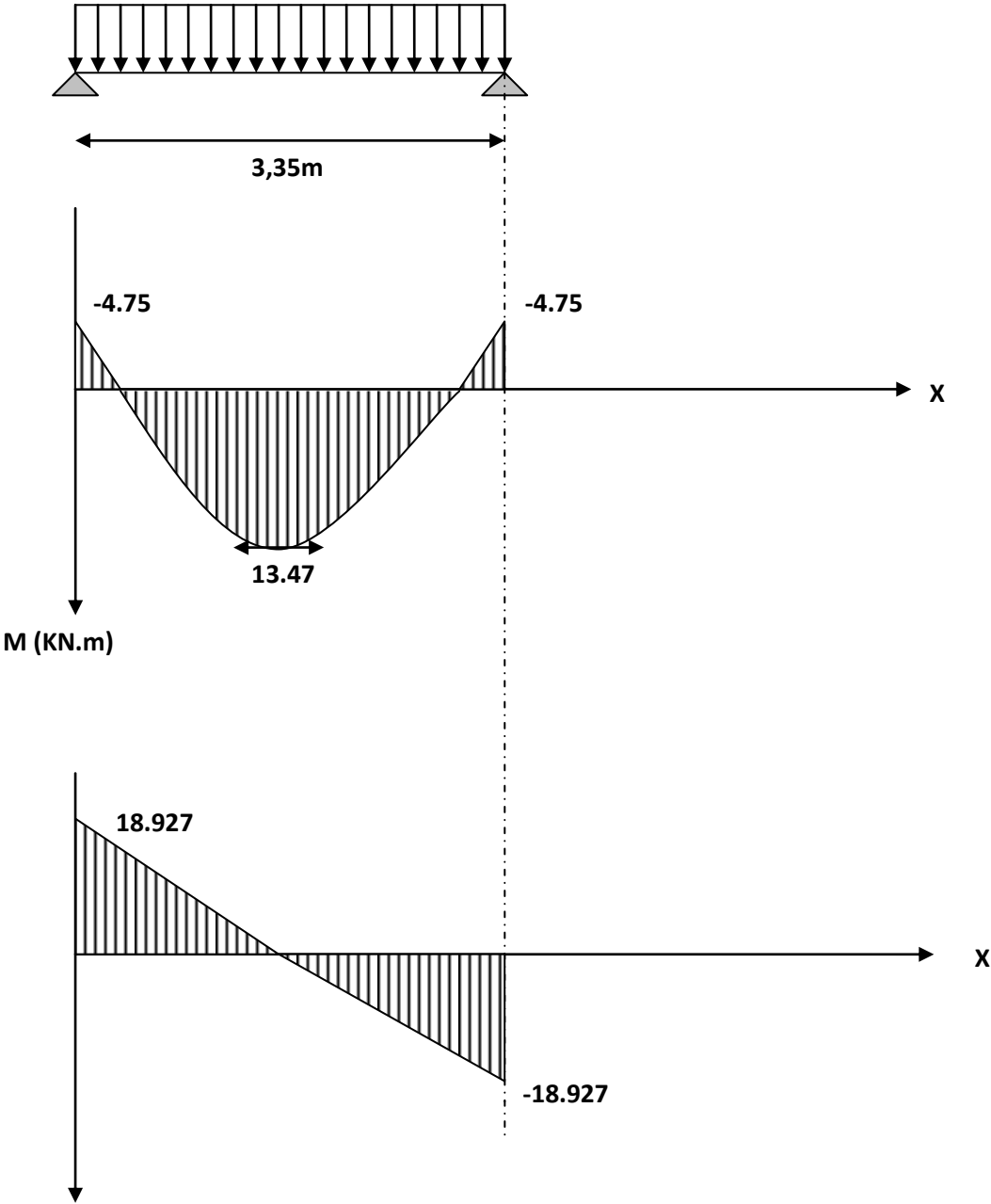


Fig.3.4.3: Diagramme des efforts internes à L'ELU.

**b) Calcul des armatures longitudinales :**

• **Entravée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{13.47 \times 10^3}{25 \times (27.5)^2 \times 14.2} = 0,050$$

$\mu < \mu_t = 0,392 \Rightarrow$  section simplement armée (SSA)

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

$$\mu = 0,050 \Rightarrow \beta = 0,974$$

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

$$A_t = \frac{13.47 \times 10^3}{0,974 \times 27.5 \times 348} = 1,44 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures :** on prendra **3HA12 = 3,39 cm<sup>2</sup>**

• **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{4.75 \times 10^3}{25 \times (27.5)^2 \times 14.2} = 0,0176$$

$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow$  section simplement armée (SSA)

$$\mu = 0,0176 \Rightarrow \beta = 0,991$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_a = \frac{4.75 \times 10^3}{0,991 \times 27.5 \times 348} = 0,50 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures :** on prendra **3HA10 = 2,36 cm<sup>2</sup>**

**III.4.6. Vérification à l'ELU: (BAEL 91 modifiées 99)**

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

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 0,23 \times 25 \times 27.5 \times \frac{2,1}{400} = 0,83 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,83cm^2$$

$$A_{\min} = 0,83cm^2 < (A_t = 3,39cm^2, A_a = 2,36cm^2) \longrightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

❖ **Vérification aux cisaillements (Art A.5.1, 1) :**

Il faut vérifier que  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{18.927}{0,25 \times 0,275} = 275,30KN / m^2 = 0,275MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} f_{t28}, 4MPa \right\} = \min \{ 2,5; 4MPa \} = 2,5MPa \text{ (Pour la fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 0,275MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (Art A.5.1, 313):**

**1) dans le béton (BAEL modifié 99 Art A.5.1.313) :**

$$V_u \leq 0,4 \times b \times 0,9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u = 18.927KN \leq 0,4 \times 25 \times 0,9 \times 27,5 \frac{2,5}{1,5} = 412.50KN \longrightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

**2) Sur les aciers :( BAEL91 modifié 99 Art A.5.1, 321)**

$$A_a = 2,36cm^2 \geq \frac{1,15}{f_e} \left( T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left( 18.927 + \frac{-4.75}{0,9 \times 0,275} \right) = -0,00076cm^2 \leq 0$$

$\longrightarrow$  (Condition vérifiée)

On constate que l'effort tranchant  $V_u$  n'a pas d'influence sur les armatures inférieures.

❖ **Vérification à l'entraînement des barres (BAEL modifié 99 Art A.6.1, 3) :**

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \sum U_i} = \frac{18.927 \times 10^3}{0,9 \times 275 \times 94,20} = 0,81MPa$$

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

$$\tau_{se} = 0,81MPa < \bar{\tau}_{se} = 3,15 MPa \longrightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

❖ Calcul des ancrages des barres (BAEL 91 modifié 99 Art A.6.1, 21)

$$\overline{\tau}_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4\tau_s} \phi = 35,27 \times 1 = 35,27 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante, la longueur d'ancrage mesurée hors crochets :

$$L_c = 0,4 \times 35,27 = 14,11 \text{ cm}$$

Soit :  $L_c = 15 \text{ cm}$

❖ Calcul des armatures transversales (BAEL 91 modifié 99 Art A.7.2, 2) :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1 \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35} = 0,857; \frac{25}{10} = 2,5; 1,2 \right\} = 0,857 \text{ cm}$$

Soit :

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \leq 8,57 \text{ mm.}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8 ;  $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Selon le (BAEL91 modifié 99 Art A.5.1, 21) L'espacement des plans successifs des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$s_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 27,5; 40 \text{ cm}) = \min(24,75; 40) = 24,75 \text{ cm}$$

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

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} > 0,40 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{2,01 \times 400}{25 \times 20} = 1,60 \text{ MPa} > 0,40 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ Exigence du RPA version 2003 (Art7.5.2.2) :

- En zone nodale (appuis) :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t\right) = \min(7,5 ; 12)$$

Soit  $S_t=7\text{cm}$

- En zone courante (travée) :

$$st \leq \frac{h}{2} = 15\text{cm}$$

Soit  $S_t=15\text{cm}$

- Quantité d'armatures transversales minimales (Art-7.5.2.2) :

$$A_t \geq A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \geq A_{\min} = 1,125 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{(condition vérifiée)}$$

III.4.7. Vérification à l'ELS :

Calcul à l'ELS :

$$q_s = 8,32 \text{ KN/m}$$

1) Calcul des efforts :

a) Réaction aux appuis :

$$R_A = R_B = q_s \times \frac{l}{2} = 8,32 \times \frac{3,35}{2} = 13,93 \text{ KN}$$

b) Les moments :

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 8,32 \times \frac{3,35^2}{8} = 11,67 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de semi encastrement :

- Aux appuis :

$$M_a = -0,3 \times 11,67 = -3,50 \text{ KN.m}$$

En travée:

$$M_t = 0,85 \times 11,67 = 9,91 \text{ KN.m}$$

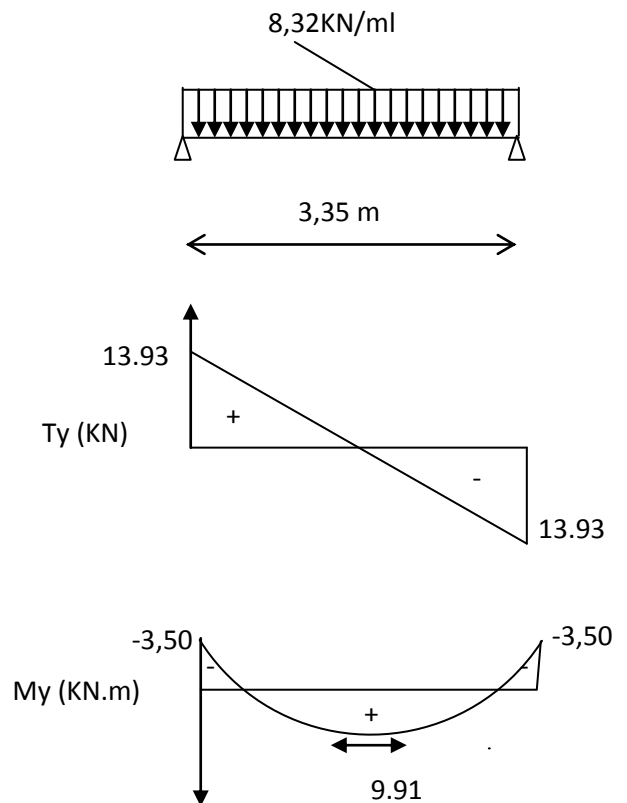


Fig.3.4.4: diagramme des efforts interne à l'ELS.

2) vérification de la résistance du béton à la compression :

(BAEL 91 modifiées 99 Art A.4.5 ,2)

On doit avoir  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s \quad ; \quad \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28}$$

- Aux appuis :

Ma = -3,50KN.m et Aa = 2,36 cm<sup>2</sup>

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,36}{25 \times 27,5} = 0,343$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,909 \Rightarrow K = \frac{1}{K_1} = 0,025$$

$$\sigma_s = \frac{Ms_a}{\beta_1 \times d \times Aa} = \frac{3,50 \times 10^6}{0,909 \times 27,5 \times 2360} = 59,32MPa$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0,025 \times 59,32 = 1,48 < 15 MPa \quad \longrightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

- En travée :

M<sub>s</sub> = 9.91KN.m

$$\rho_1 = \frac{100At}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 27,5} = 0,493$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,894 \Rightarrow K = \frac{1}{K_1} = 0,031$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times At} = \frac{9,91 \times 10^6}{0,894 \times 27,5 \times 3390} = 118,90 MPa$$

$$\overline{\sigma_b} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 MPa.$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0,031 \times 118,90 = 3,68 < 15 MPa. \quad \longrightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

3) Etat limite d'ouverture des fissurations [BAEL91 modifiée 99/Art A.4.5, 3] :

La fissuration est préjudiciable

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 10 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201,63MPa$$

Avec  $\eta$  c'est le coefficient de fissuration qui vaut 1,6 pour les aciers en HA

$$\sigma_{st} = 118.90MPa < \overline{\sigma_{st}} = 201,63MPa \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**4) Vérification de la flèche : [BAEL.99/Art B.6.5,2] :**

On peut dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

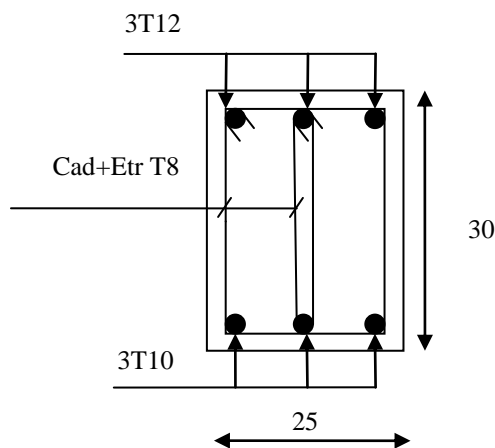
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_e}{10M_0} \\ \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{335} = 0,089 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,089 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{9.91}{10 \times 11.67} = 0,085 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{3,39}{25 \times 27.5} = 0,0049 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.



Ferrailage de la poutre de chaînage

**III.5. Escalier :**

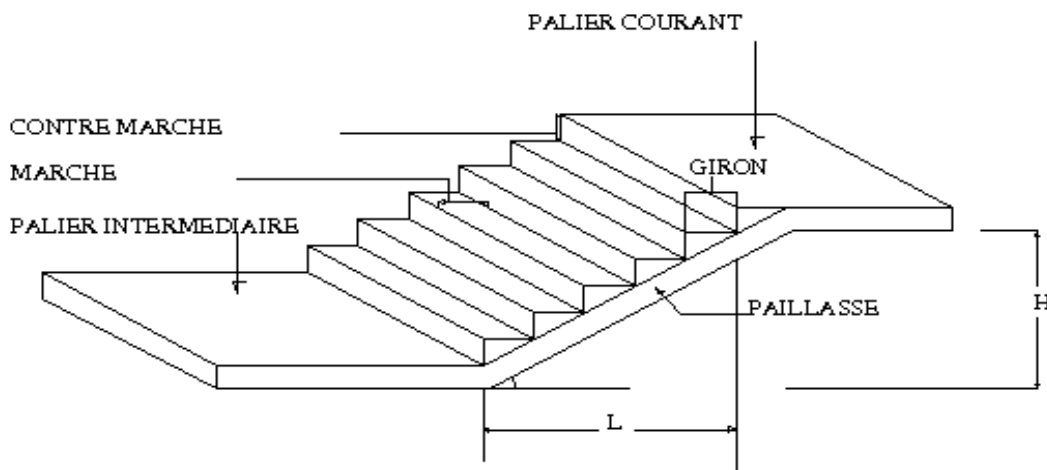
**III.5.1. Introduction :**

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

**III.5.2. Terminologie :**

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la fig. 3.2.1

- **Caractéristiques dimensionnelles :**
- **La marche :** est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.
- **La contre marche :** est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur  $h$  est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm.
- **Le giron ( $g$ ) :** est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contres marches.
- **La montée :** correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.
- **Une volée :** est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier :** est une plate forme constituant un repos entre deux volées.
- **L'embranchement ( $E$ ) :** représente la largeur de palier de repos.
- **La ligne de foulée :** représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier.
- **La paillasse :** est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.



**Schéma statique de l'escalier**

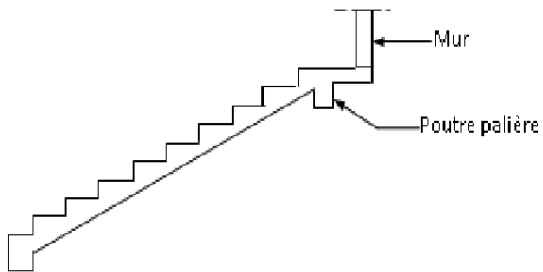


Fig III-10 : Coupe verticale de l'escalier

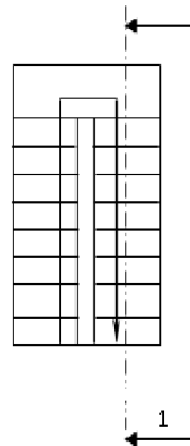
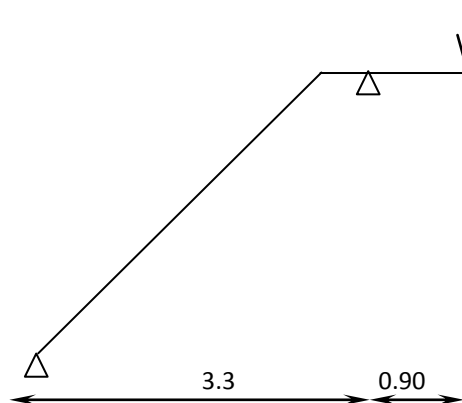


Fig III-11 : Vue en plan escalier



**Notations utilisées :**

- $g$  : giron,
- $h$  : hauteur de la contre marche,
- $ep$  : épaisseur de la paillasse,
- $H$  : hauteur de la volée,
- $L$  : longueur de la volée projetée

**Schéma statique**

**a) La hauteur des marches :**

$$\left\{ \begin{array}{l} h : \text{est le plus courant } (14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}) \\ g : \text{est le plus courant } (59 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 64 \text{ cm}) \end{array} \right.$$

On prend la hauteur des marches  $h = 17 \text{ cm}$

**b) Nombre de contre marches :**

Nombre de contre marches :  $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \Rightarrow n = 9$  contre marches.

Donc la nouvelle hauteur  $h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm}$

On opte pour  $h=17 \text{ cm}$

**c) Nombre de marches :**

Le nombre de marches est pris égale à  $m = n - 1 = 9 - 1 = 8$  marches.

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

On prend  $g= 30 \text{ cm}$ .

**Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h) on utilise généralement la formule de BLONDEL**

➤ **Loi de BLONDEL :**

Est une relation empirique qui lie h et g et qui permet de concevoir un escalier où l'on se déplace de façon confortable ; qui est la suivante :  $0.59 \leq g + 2h \leq 0.64$

- Vérification de la relation de **BLONDEL** :

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

$$59 \text{ cm} \leq 30+2 \times 17 \leq 64 \text{ cm} ; \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 64 \leq 64 \text{ cm} \Rightarrow \text{La relation est vérifiée ;}$$

**d) Emmarchement :**

La largeur des paliers de repos  $l=1.20 \text{ m}$

Avec l'embranchement :

$$E = 1.35 \text{ m.}$$

**e. Dimensionnement de la paillasse :**

$$\frac{L'}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20} ;$$

L = 240 cm.

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0.637 \rightarrow \alpha = 32.50^\circ ;$$

$$l_0 = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2.40}{\cos(32.50^\circ)} = 2.84 \text{ m}$$

Longueur réelle de la paillasse :

$$L' = l_0 + l_1 = 2.60 + 1.60 = 4.20 \text{ m}$$

D'où :

$$\frac{420}{30} \leq e_p \leq \frac{420}{20} \Rightarrow 14,00 \text{ cm} \leq e_p \leq 21,00 \text{ cm}$$

Dou On prend :

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

**Remarque :**

On adopte la même épaisseur que la paillasse pour le palier de repos.

Soit :

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

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

Le calcul se fera pour un mètre d'embranchement et une bande de 1mètre de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

**a- Le palier :**

Elément	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
- Poids propre de la dalle	3,75
- Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit	1.57
	G <sub>1</sub> = 5.32
	Q <sub>1</sub> = 2,5

**b.La paillasse :**

Elément	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
- Poids propre de la paillasse	$\frac{25 \times ep}{\cos \alpha} = 4,45$
- Poids propre des marches (17 cm)	$\frac{25 \times 0,17}{2} = 2,125$
- Revêtement de carrelage (2 cm)	$22 \times 0,02 = 0,44$
- Mortier de pose (2 cm)	$22 \times 0,02 = 0,44$
- Couche de sable (2 cm)	$18 \times 0,02 = 0,36$
- Enduit de ciment (1,5 cm)	$22 \times 0,015 = 0,33$
- Poids propre du garde corps	0,2
	$G_2 = 8,345$
	$Q_2 = 2,5$

**III.5.4. Combinaisons de charges :**

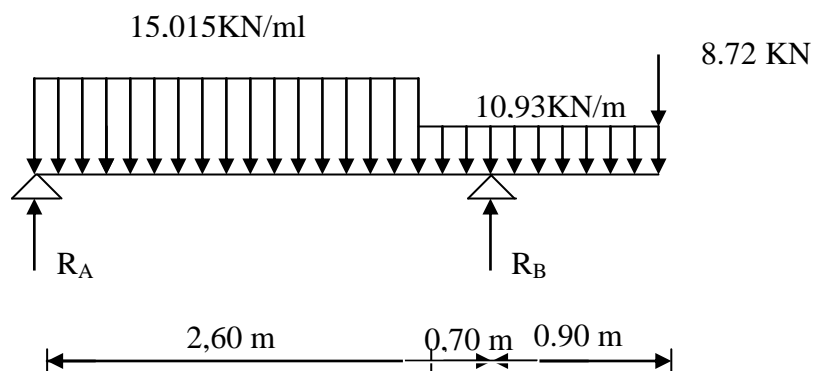
**a. Combinaison des charges :**  $qu = 1,35G + 1,5Q$

- **Paillasse :**  $qu_{ps} = 1,35(8,345) + 1,5(2,5) = 15,015 \text{ KN/ml.}$
- **Palier de repos :**  $qu_{pr} = 1,35(5,32) + 1,5(2,5) = 10,93 \text{ KN/ml}$
- **Charge concentrée due au poids propre du mur extérieur :**

$$q_m = 2,22(3,06 - 0,15) = 6,46 \text{ KN}$$

$$q_{mu} = 6,46 \times 1,35 = 8,72 \text{ KN.}$$

**b. Calcul des réactions d'appuis :**



$$R_b + R_a = (15,015 \times 2,60) + (10,93 \times 1,6) + 8,72$$

$$R_b + R_a = 65 \text{ KN}$$

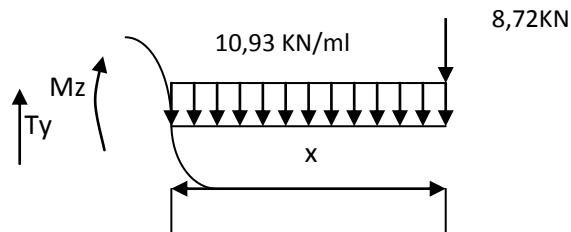
$$\sum M/b = R_a \times 3.30 - (15.015 \times 2.60) \times 2 - 10.93 \times (0.70 \times 0.35) + (10.93 \times 0.9) \times 0.45 + (8.72 \times 0.90)$$

$$R_a = 20.75 \text{ KN}$$

$$R_b = 65 - 20.75 = 44.29 \text{ KN}$$

**c. les efforts internes :**

- **Tronçon 1 :**  $0 \text{ m} \leq x \leq 0,9 \text{ m}$



Moment fléchissant :

$$M(x) = -8,72x - 10,93 \frac{x^2}{2}$$

pour :  $x = 0 \Rightarrow M(0) = 0$

$$x = 0,90 \Rightarrow M(0,90) = -12,27 \text{ KNm}$$

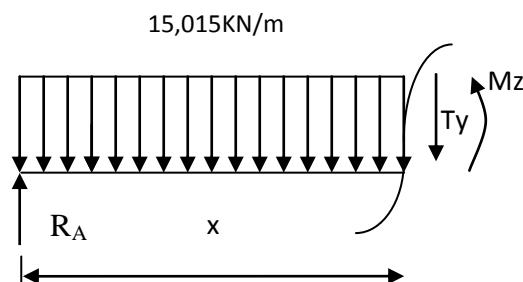
- L' effort tranchant :

$$T(x) = -8,72 - 10,93x$$

pour :  $x = 0 \Rightarrow T(0) = -8,70 \text{ KN}$

$$x = 0,90 \Rightarrow T(0,90) = -18,557 \text{ KN}$$

**Tronçon 2 :**  $0 \text{ m} \leq x \leq 2,60 \text{ m}$  (venant de gauche à droite)



- Moment fléchissant :

$$M(x)=20,75x-7,5x^2$$

pour :  $x = 0 \Rightarrow M(0) = 0$

$$x = 2,60 \Rightarrow M(2,60) = 3,25 \text{ KNm}$$

-L' effort tranchant :

$$T(x)=20,75-15,015x$$

pour :  $x \Rightarrow T(0) = 20,75 \text{ KN}$

$$x = 2,6 \Rightarrow T(2,60) = -18,29 \text{ KN}$$

**Le moment max :**

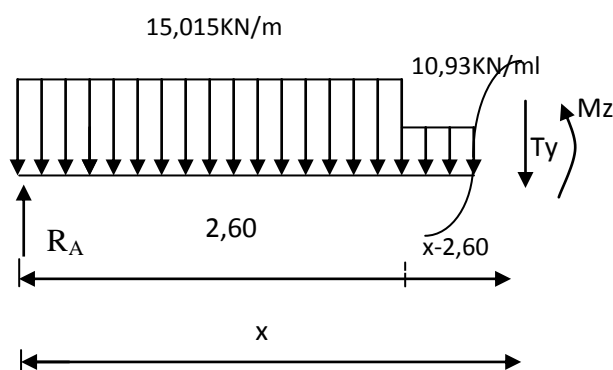
$$T(x)=20,75-15,015x = 0$$

$$\Rightarrow x = \frac{20,75}{15,015} = 1,38 \text{ m}$$

On remplace x dans l'équation :

$$M(1,38) = M_{\max} = 14,35 \text{ KNm}$$

• **Tronçon 3 :**  $2,6 \leq x \leq 3,3 \text{ m}$  .



- Moment fléchissant :

$$M(x)=-5,46x^2+10,13x+13,81$$

pour :  $x = 2,6 \Rightarrow M(2,6) = 3,23 \text{ KNm}$

$$x = 3,3 \Rightarrow M(3,3) = -12,23 \text{ KNm}$$

-L' effort tranchant :

$$T(x') = -10,92x + 10,13$$

pour :  $x = 0 \Rightarrow T(2,6) = -18,26KN$

$$x = 3,3 \Rightarrow T(3,3) = -25,90KN$$

En tenant compte de l'encastrement partiel au niveau des appuis, et on prend les corrections suivantes :

$$\text{Appuis : } -0,50 M_{\max} = -0,50 \times 14,35 = -7,675 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée : } 0,85 M_{\max} = 0,85 \times 14,35 = 12,20 \text{ KN.m}$$

III.5.5. diagramme des sollicitations :

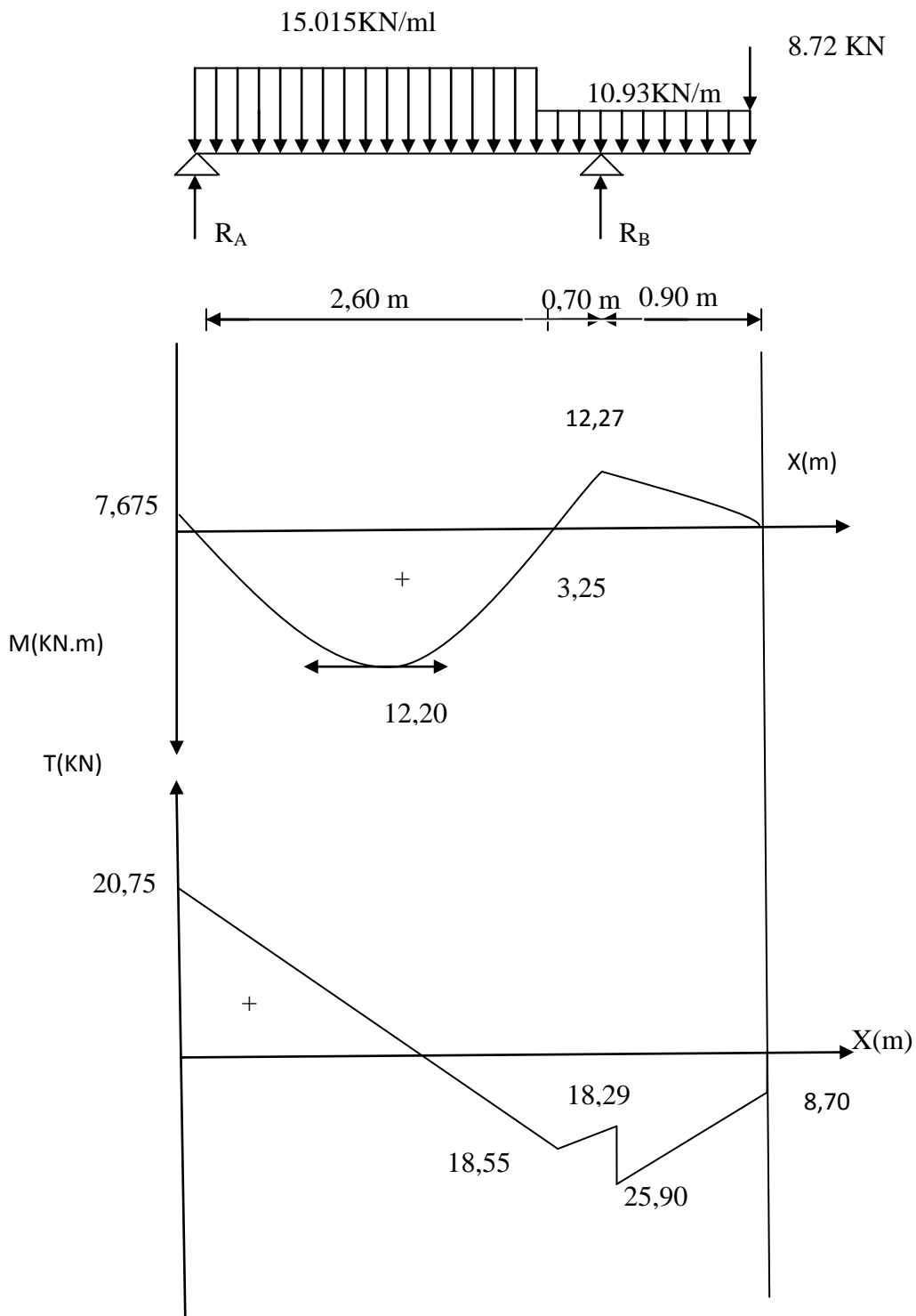


Diagramme des efforts internes a l'ELU

**III.5.6. Ferrailage :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m.

**3.6.1. Armatures longitudinales :**

➤ **aux appuis :**

$$M_{uapp}=12,27\text{KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_{uapp}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{12,27 \times 10^6}{1000 \times (130)^2 \times 14,2} = 0,05$$

$$\mu_b = 0,05 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

.Les armatures de compression ne se sont pas nécessaires ( $\overline{A_{uapp}} = 0$ )

$$\mu_b = 0,050 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,974$$

$$A_{app} = \frac{M_{uapp}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{12,27 \times 10^6}{0,974 \times 130 \times 348} = 2,78\text{cm}^2.$$

Soit  $A_s = 4\text{HA}10 = 3,14\text{cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement de 25[cm].

➤ **En travée :**

$$M_{ut}=12,20\text{KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{12,20 \times 10^6}{1000(130)^2 14,2} = 0,050.$$

$$\mu_b = 0,050 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_b = 0,050 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,974.$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{12,20 \times 10^6}{0,974 \times 130 \times 348} = 2,76\text{cm}^2.$$

Soit  $A_s = 5\text{HA}12 = 5,65\text{cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement de 20 [cm].

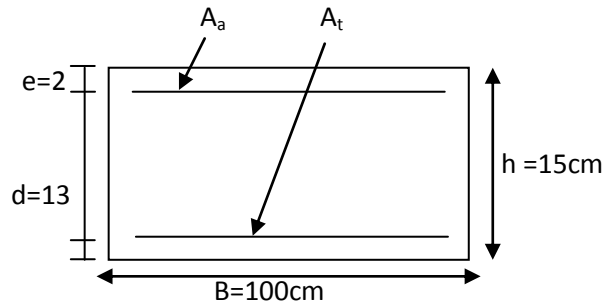
Les armatures de compression ne sont pas nécessaires  $\overline{A_{ut}} = 0$ .

**III.5.7. Armatures de répartition :**

➤ **Aux appuis :**

$$\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2} \Rightarrow \frac{3,14}{4} \leq A_r \leq \frac{3,14}{2}.$$

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



Soit  $4 \Phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  , avec un espacement  $S_t = 25 [\text{cm}]$ .

➤ **En travée :**

$$\frac{5,65}{4} \leq A_r \leq \frac{5,65}{2}$$

$$A_{\min} = 2,82 [\text{cm}^2]$$

Soit  $3 \Phi 10 = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  , avec un espacement de 25[cm].

### III.5.8.Vérification a l ELU :

#### 3.5.8. A. Vérification de non fragilité (BAEL91A4.21) :

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{F_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{3,14}{400} = 2,34 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } A_{\text{sapp}} = 3,14 \text{ cm}^2 > 2,34 \text{ cm}^2 \\ \text{En travée : } A_{\text{ut}} = 5,65 \text{ cm}^2 > 2,34 \text{ cm}^2 \end{array} \right\}$$

⇒ Alors la condition est vérifiée.

#### 3.5.8. B. Répartition des barres :

**Armatures longitudinales :**

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

$$S_t = (25, 20) [\text{cm}] < \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 [\text{cm}] \text{ condition vérifiée.}$$

**Armatures de répartition :**

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

$$S_t = (25, 20) [\text{cm}] < 45 [\text{cm}] \text{ Condition vérifiée.}$$

#### 3.5.8. C.Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement aux appuis

(BAEL91Art61.3) :

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

$$V_{\text{umax}} = 25,90 \text{ KN}$$

$$\sum u_i = n \pi \Phi = 4 \times 3,14 \times 1 = 12,56 [\text{cm}].$$

$$\tau_{se} = \frac{25,90 \times 10}{0,9 \times 130 \times 12,56} = \frac{259}{1469,52} = 0,176 < 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**3.5.8. D .vérification des l'effort tranchant (BAEL91.ArtA552) :**

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \tau_u = \min \{0,1 f_{t28}, 4MPa\} = 2,5 [MPa]$$

$\tau_u = \frac{25,90 \times 10}{100 \times 13} = 0,199 [MPa]$ .  $\tau < \bar{\tau} = 2,5 [MPa] \Rightarrow$  la condition est vérifiée, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaire.

**3.5.8. E. influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL91ArtA5.132) :**

• **Influence sur le béton :**

$$V_u^{\max} \leq 0,4b(0,9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 100 \times 0,9 \times 25 \times 10^{-1}}{1,5} = 960 KN.$$

$$V_u^{\max} = 25,90 KN \leq 960 [KN].$$

**3.5.8. F .Ancrage des barres aux appuis (BAEL91, Art61.21) :**

la longueur de scellement doit être :  $L_s = \frac{\Phi f_e}{4\tau_s}$ .

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6 \Psi_s^2 f_{c28} = 0,6 (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 [MPa].$$

$$L_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,37 [cm].$$

Vu que l'épaisseur de voile dans le quel il sera ancre, ou calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à  $0,4L_s$ .

$$L_a = 0,4L_s = 0,4 \times 35,27 = 14,12 [cm]. \rightarrow \text{On prend } L_s = 14 [cm].$$

**3.6 Vérification a l ELS :**

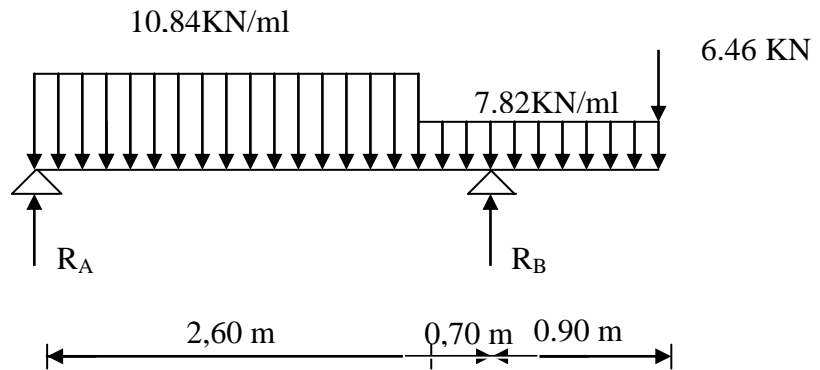
**a. Combinaison des charges :**

$$q_s = G + Q$$

- **Paillasse :**  $q_{sps} = 8,345 + 2,5 = 10,845 \text{ KN/ml.}$  :
- **Palier de repos :**  $q_{spr} = 5,32 + 2,5 = 7,82 \text{ KN/ml}$
- **Charge concentrée due au poids propre du mur extérieur :**

$$q_m = 2,22(3,06 - 0,15) = 6,46 \text{ KN}$$

**b. Calcul des réactions d'appuis :**



$$R_b + R_a = (10,84 \times 2,60) + (7,82 \times 1,6) + 6,46$$

$$R_b + R_a = 47,15 \text{ KN} .$$

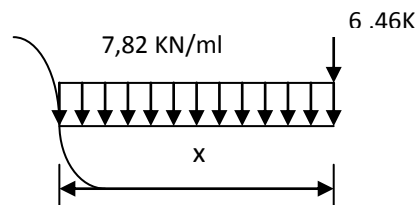
$$\sum M/b = R_a \times 3,30 - (10,84 \times 2,60) \times 2 - 7,82 \times (0,70 \times 0,35) + (7,82 \times 0,9) \times 0,45 + (6,46 \times 0,90)$$

$$R_a = 14,74 \text{ KN}$$

$$R_b = 47,15 - 14,74 = 32,21 \text{ KN} .$$

**c)- les efforts internes :**

- **Tronçon 1 :**  $0m \leq x \leq 0,9m$



Moment fléchissant :

$$M(x) = -6,46x - 7,82 \frac{x^2}{2}$$

pour :  $x = 0 \Rightarrow M(0) = 0$

$$x = 0,90 \Rightarrow M(0,90) = -8,98 \text{ KNm}$$

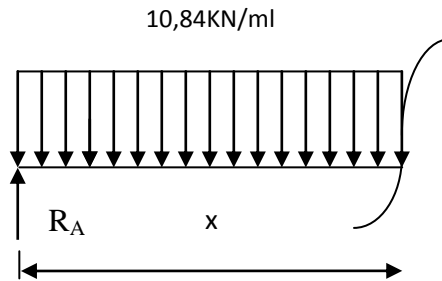
- L' effort tranchant :

$$T(x) = -6,46 - 7,82x$$

pour :  $x = 0 \Rightarrow T(0) = -6,46 \text{ KN}$

$$x = 0,90 \Rightarrow T(0,90) = -13,50 \text{ KN}$$

**Tronçon 2 :**  $0 \text{ m} \leq x \leq 2,60\text{m}$  (venant de gauche à droite)



- Moment fléchissant :

$$M(x) = 14,74x - 5,42x^2$$

pour :  $x = 0 \Rightarrow M(0) = 0$

$$x = 2,60 \Rightarrow M(2,60) = 1,68 \text{ kNm}$$

-L' effort tranchant :

$$T(x) = 14,74 - 10,84x$$

pour :  $x \Rightarrow T(0) = 14,74 \text{ kN}$

$$x = 2,6 \Rightarrow T(2,60) = -13,44 \text{ kN}$$

**Le moment max :**

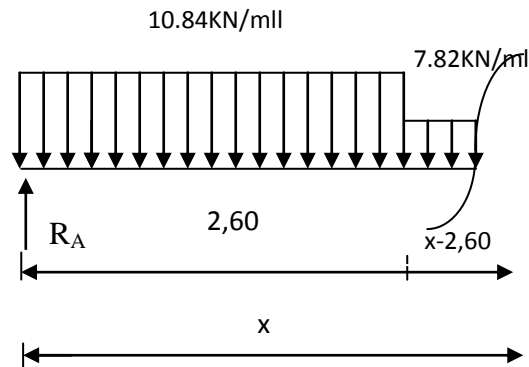
$$T(x) = 0$$

$$\Rightarrow x = \frac{14,74}{10,84} = 1,36 \text{ m}$$

On remplace  $x$  dans l'équation :

$$M(1,36) = M_{\text{max}} = 10,02 \text{ kNm}$$

- **Tronçon 3 :**  $2,6 \leq x \leq 3,3m$  .



- Moment fléchissant :

$$M(x) = -3,91x^2 + 6,89x + 10,21$$

pour :  $x = 2,6 \Rightarrow M(2,6) = 1,92 \text{ KNm}$

$x = 3,3 \Rightarrow M(3,3) = -9,33 \text{ KNm}$

-L' effort tranchant :

$$T(x) = -7,82x + 6,89$$

pour :  $x = 0 \Rightarrow T(2,6) = -13,44 \text{ KN}$

$x = 3,3 \Rightarrow T(3,3) = -18,91 \text{ KN}$

En tenant compte de l'encastrement partiel au niveau des appuis, et on prend les corrections suivantes :

Appuis :  $-0.50 M_{\max} = -0,50 \times 10,02 = -5,01 \text{ KN.m}$

Travée :  $0.85 M_{\max} = 0,85 \times 10,02 = 8,52 \text{ KN}$ .

3.7.1. Diagramme des sollicitations :

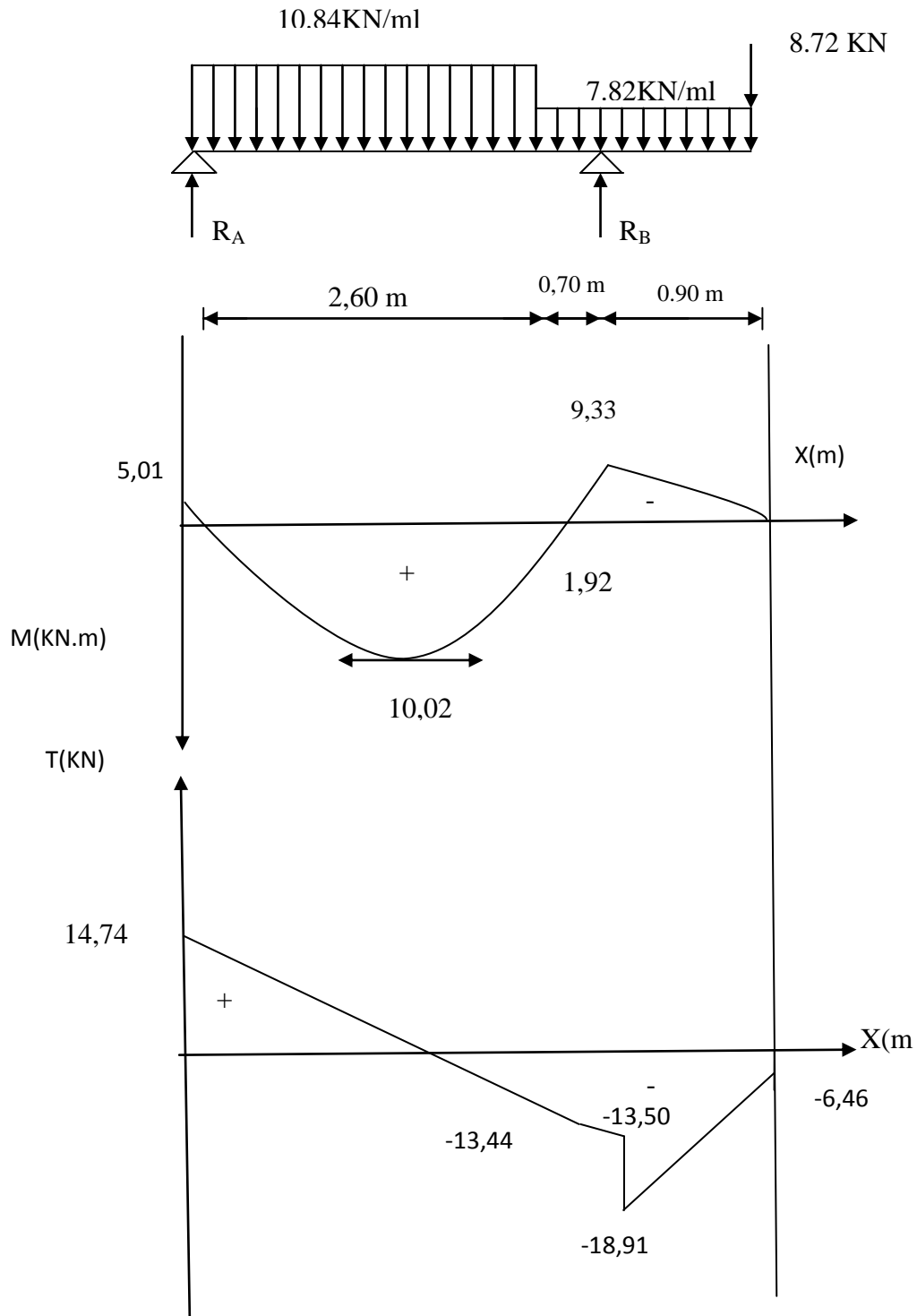


Diagramme des efforts internes a l'ELS

**3.7.2. Etat limite d'ouvertures des fissures :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire ; alors la section est justifiée vis avis des ouvertures des fissures.

**3.7.3. Etat limite de compression dans le béton :**

on doit vérifiée que :  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ .

- **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,241$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,921 \Rightarrow \alpha_1 = 3(1 - \beta_1) = 0,237 \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0,020$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{9,33 \times 10^6}{0,921 \times 130 \times 314} = 248,17 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0,020 \times 248,17 = 4,96 < 15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0,434$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,921 \Rightarrow \alpha_1 = 3(1 - \beta_1) = 0,237 \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0,020$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{8,52 \times 10^6}{0,921 \times 130 \times 565} = 125,94 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0,020 \times 125,94 = 2,52 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**3.7.3. Etat limite de déformation :** [BAEL 91 Art B.6.5.3]

$$1/ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{330} = 0,0454 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée !}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10.M_0} \Rightarrow \frac{15}{330} = 0,0454 \leq \frac{8,52}{10(10,02)} = 0,085 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée !}$$

$$3/ \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{3,3}{f_e} \Rightarrow \frac{3,3}{100 \times 13} = 0,0025 < \frac{3,3}{400} = 0,00825 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, alors le calcul de la flèche est nécessaire.

**3.8. Calcul de la flèche :**

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

Avec :  $q_s = \max (q'_{ps} ; q'_{pl}) = \max (10.84 ; 7.820) = 10.84 \text{KN/mL}$

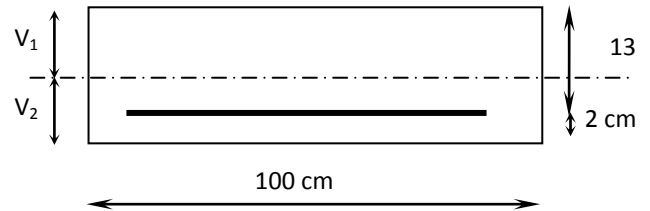
$E_v$  : Module de déformation différé

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

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

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

$$S_{xx'} = \frac{100 \times (15)^2}{2} + (15 \times 5,65 \times 13) = 12351,75 \text{ cm}^3$$

Figure III.3

$B_0$  : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 15) + (15 \times 5,65) = 1584,75 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{12351,75}{1584,75} = 7.79 \text{ cm} ; V_2 = h - V_1 = 15 - 7.79 = 7.21 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

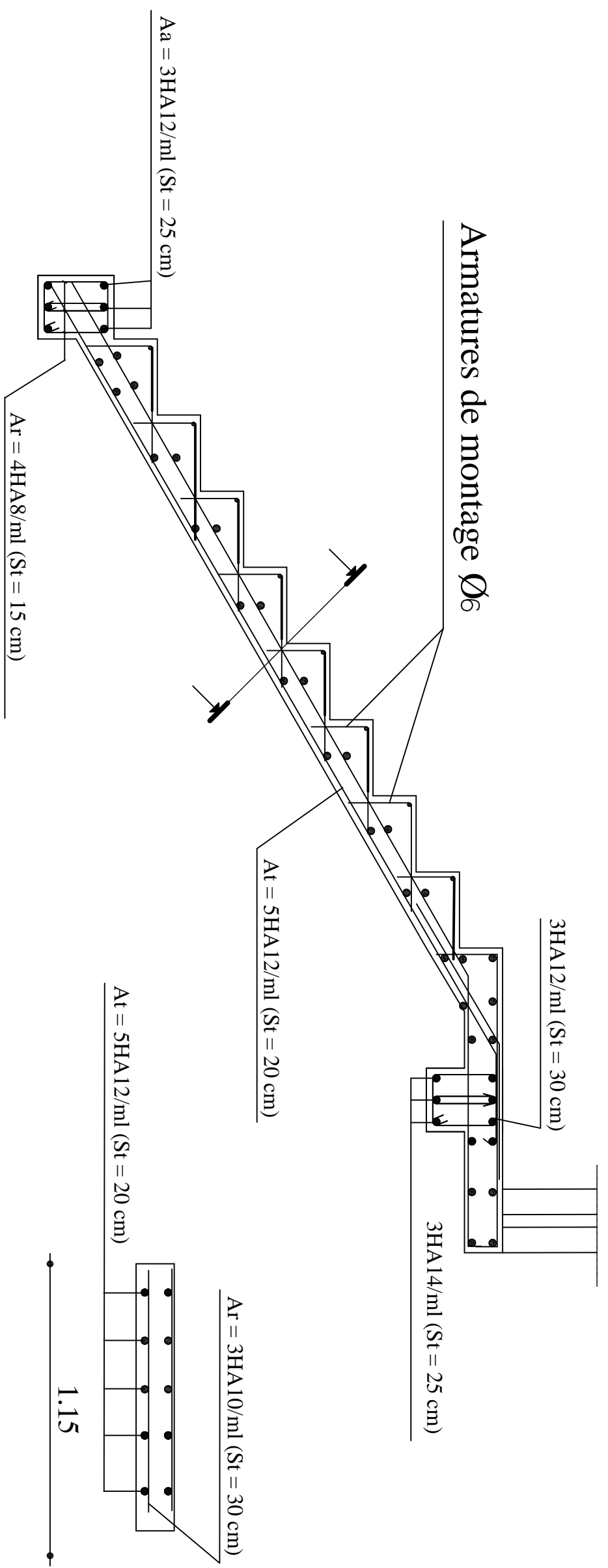
$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - C_2)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times (7.79)^3 + (7.21)^3 + 15 \times 5,65 \times (7.21 - 2)^2$$

$$I = 30551,61 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{10.84 \times 10^3 \times (3,3)^4}{10818.86 \times 10^6 \times 30551,61 \times 10^{-8}} = 0.005 \text{ m} = 0,50 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{330}{500} = 0.66 \text{ cm} . f < \bar{f} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$



**III.6. Poutre palière**

**III.6.1 Introduction :** Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse, semi encastéré à ces extrémités dans les poteaux sa portée max est de 2.00m.

**III.6.2.pré dimensionnement:**

- **Hauteur de la poutre :**

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{300}{15} \leq h_t \leq \frac{300}{10} \Rightarrow 20,00\text{cm} \leq h_t \leq 30,00\text{cm}.$$

Selon le RPA 2003  $h_t \geq 30\text{cm}$  ,On opte pour  $h_t = 30\text{cm}$

- **La largeur :**

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \Rightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}.$$

Selon le RPA 2003  $b \geq 20\text{cm}$  et  $\frac{h}{b} \leq 4$  On opte pour  $b=30\text{cm}$

Donc la poutre aura pour dimension  $b \times h = 30 \times 30\text{cm}^2$

**III.6.3.Charges revenant à la poutre :**

Poids propre de la poutre :  $G_p = 0.30 \times 0.30 \times 25 = 2,25\text{KN/ml}$

$G_{\text{palier}} = 5,32 \text{ KN/ml}.$

$G = G_{\text{palier}} + G_p = (2,25 + 5,32) = 7,57 \text{ KN/ml}.$

L'effort tranchant a l'appui B :

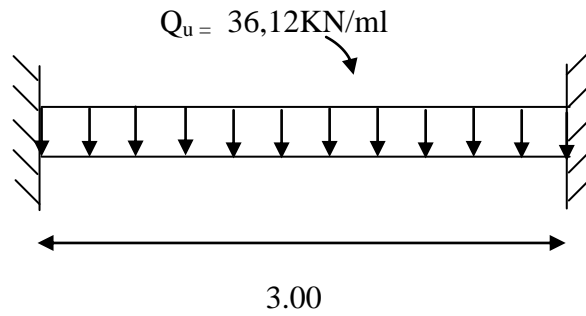
ELU :  $T_u = 25,90\text{KN}$

ELS :  $T_s = 18,91\text{KN}$

**III.6.4.Calcul à L'ELU :****a- Calcul du moment et de l'effort tranchant :**

le calcul se fera pour 1ml de longueur.

$$Q_u = 1.35G + \frac{T_u}{L} = 1.35 \times 7,57 + \frac{25,90}{1 \text{ ml}} = 36,12\text{KN/ml}.$$



**Figure III.6.1.** Schéma statique de la poutre palière.

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{36,12 \times 3,00^2}{8} = 40,63 \text{ kN.m}$$

$$\text{L'effort tranchant : } T_u^{\max} = \frac{q_u L}{2} = \frac{36,12 \times 3,00}{2} = 54,18 \text{ kN.}$$

Pour tenir compte de semi encastrement, on affecte  $M_0$  par des coefficients numérateurs, on aura donc les valeurs suivantes :

$$M_a = (-0.3) M_0 = -12,19 \text{ kN.m}$$

$$M_t = (0.85) M_0 = 34,53 \text{ kN.m}$$

III.6.5. Diagramme de M et T :

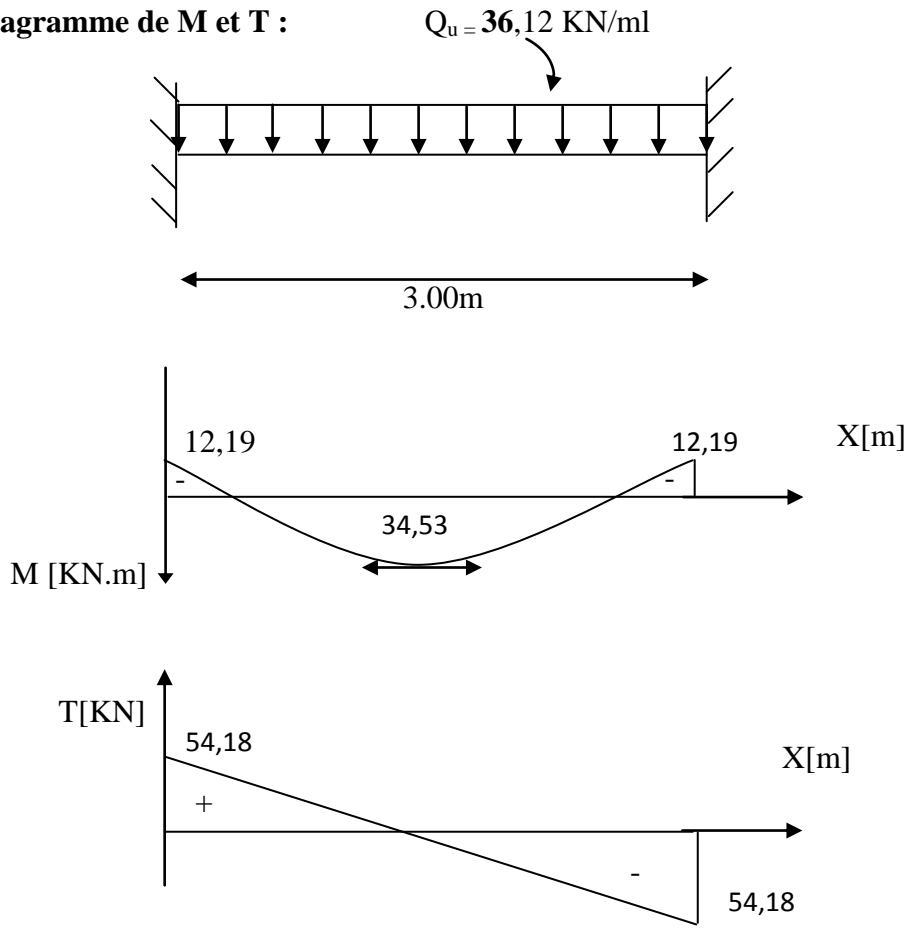


Diagramme des efforts internes

III.6.5. Ferrailage :

- En travée :

$$u_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{34,53 \times 10^6}{300 \times (270)^2 \times 14,2} = 0,111$$

$$u_b = 0,111 < u_r = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$u_b = 0,111 \Rightarrow \beta = 0,942$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{34,53 \times 10^3}{0,942 \times 27 \times 348} = 3,86 \text{ cm}^2$$

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

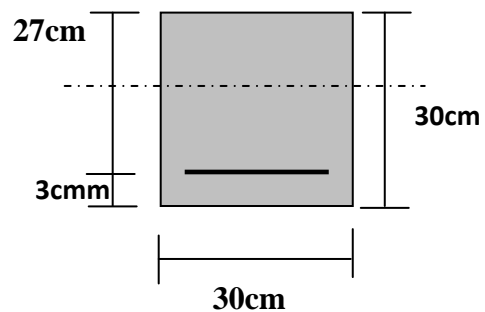


Figure III.6.2.

• Aux appuis :

$$u_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12,19 \times 10^6}{300 \times (270)^2 \times 14.2} = 0.039$$

$$u_b = 0.039 < u_r = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$u_b = 0.039 \Rightarrow \beta = 0.981$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{12,19 \times 10^3}{0.981 \times 27 \times 348} = 1,32 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_a = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$

**III.6.6. Vérifications :**

**a- Condition de non fragilité : (BAEL91/Art4.2.1)**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 27 \times 30 \times \frac{2.1}{400} = 0.97 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4,62 \text{ cm}^2 > 0.97 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > 0.97 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**b- Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{54,18 \times 10^3}{270 \times 300} = 0,668 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**c- Vérification de l'adhérence aux appuis :**

On doit vérifier :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = \sum n \pi \phi = 3.14(2 \times 12) = 75,36 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{54,18 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 753,6} = 0,295 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifié.}$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

**d- Ancrage des barres aux appuis :**

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s}, \text{ avec } \bar{\tau}_s = 0.6\psi^2 \times f_{t28} = 2.835\text{MPa}$$

$$L_s = \frac{14 \times 400}{4 \times 3,15} = 444,44\text{mm} = 44\text{cm.} \quad \Rightarrow \text{Soit } L_s=45\text{cm.}$$

Pour des raisons pratiques il est nécessaire d'adopter un crochet normale, d'après le **BAEL91** ; la longueur nécessaire pour les aciers HA est  $0.4L_s = 0.4 \times 45 = 16\text{cm}$

Soit un crochet de 20cm.

**e- les armatures transversales :**

$$\phi_t = \frac{\phi}{3} = \frac{14}{3} = 4,66 \text{ mm} \quad \text{On prend } \phi_t = 8\text{mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8.

**1) Vérification du diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\phi, \frac{b}{10}, \frac{h}{35}\right) = \min(12, 30, 8,57)\text{mm}$$

$$\phi_t = 8\text{mm} < 8,57\text{mm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**2) Espacement des armatures transversales :**

D'après le RPA2003 Art (7,5.2.2) on obtient ce qui suit :

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi, 30\right) = \min\left(\frac{30}{4}, 12 \times 1.4, 30\right) = 7.5\text{cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 7,5\text{cm}$$

- **En dehors de la zone nodale :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15\text{cm, Soit : } S_t = 15\text{cm.}$$

**III.6.7. Etat limite de service L'ELS :**

**a- Calcul des moments et de l'effort tranchant**

$$Q_s = G + \frac{T_s}{L} = 7,57 + \frac{18,91}{1 \text{ ml}} = 26,48\text{KN/ml}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_{os} = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{26,91 \times (3.00)^2}{8} = 30,27\text{KN.m}$$

L'effort tranchant :  $T_s^{max} = \frac{q_s L}{2} = \frac{30,27 \times 3,00}{2} = 45,41 \text{KN}$

Tenant compte du semi encastrement on aura :

$M_{sa} = (-0.3) \times M_{os} = 9,08 \text{KN.m}$        $M_{St} = (0.85) \times M_{os} = 25,73 \text{KN.m}$

**b- Diagramme de M et T :**       $Q_s = 29,90 \text{ KN/ml}$

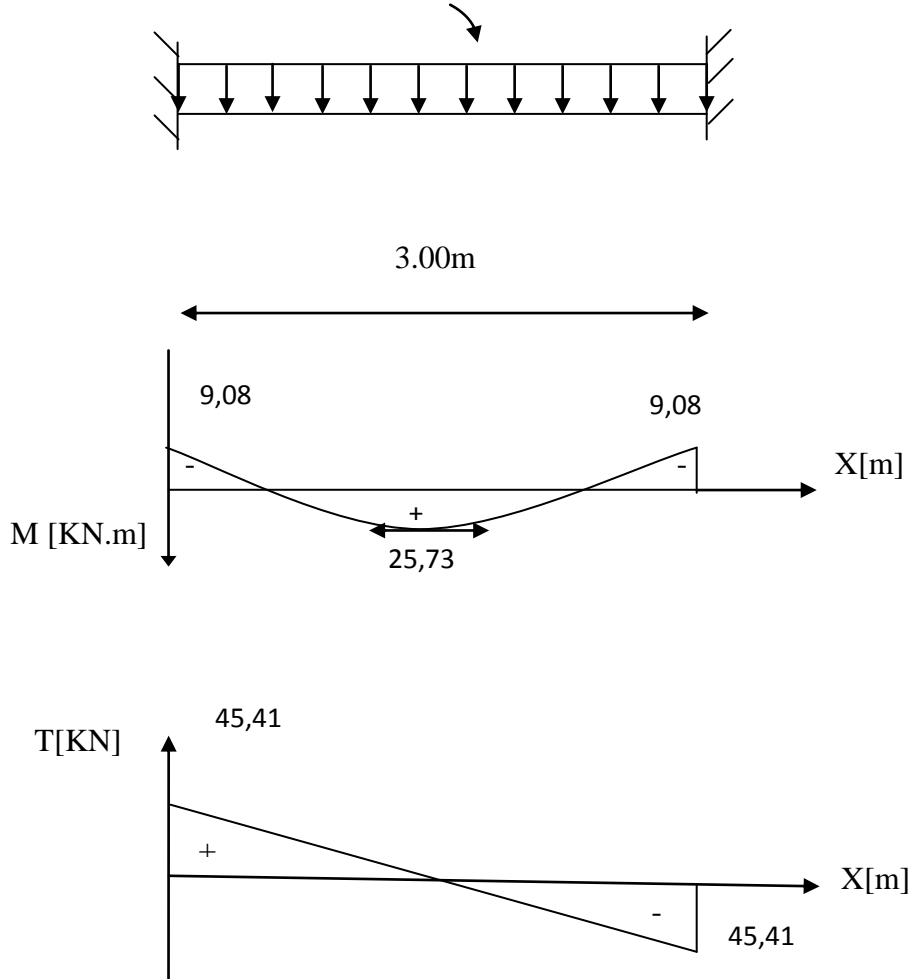


Diagramme des efforts internes

**III.6.8. Vérification des contraintes:**

**a-. Etat limite de compression dans le béton :**

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

➤ **Aux appuis :**

$\rho_1 = \frac{100 A_a}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{30 \times 27} = 0.418 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 45,24 \\ \beta_1 = 0,917 \end{cases}$

• **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{9,08 \times 10^6}{0,917 \times 270 \times 3,39 \times 10^2} = 108,18 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**La contrainte dans le béton :**

$$K = \frac{\alpha_1}{(1-\alpha_1) \times 15} = 0,022$$

$$\sigma_b = k \times \sigma_s = 0,022 \times 108,18 = 2,38 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 4,62}{30 \times 27} = 0,57 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 25,00 \\ \beta_1 = 0,875 \end{cases}$$

• **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{25,73 \times 10^3}{0,875 \times 27 \times 4,62} = 235,7 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **La contrainte dans le béton :**

$$K = \frac{\alpha_1}{(1-\alpha_1) \times 15} = 0,04$$

•  $\sigma_b = k \times \sigma_s = 0,04 \times 235,7 = 9,42 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$

**b- Vérification de la flèche :**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{300} = 0,10 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10.M_0} \Rightarrow \frac{30}{300} = 0,15 > \frac{25,73}{10(30,27)} = 0,085 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$3/ \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4,62}{f_e} \Rightarrow \frac{4,62}{30 \times 27} = 0,0057 < \frac{4,62}{400} = 0,011 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

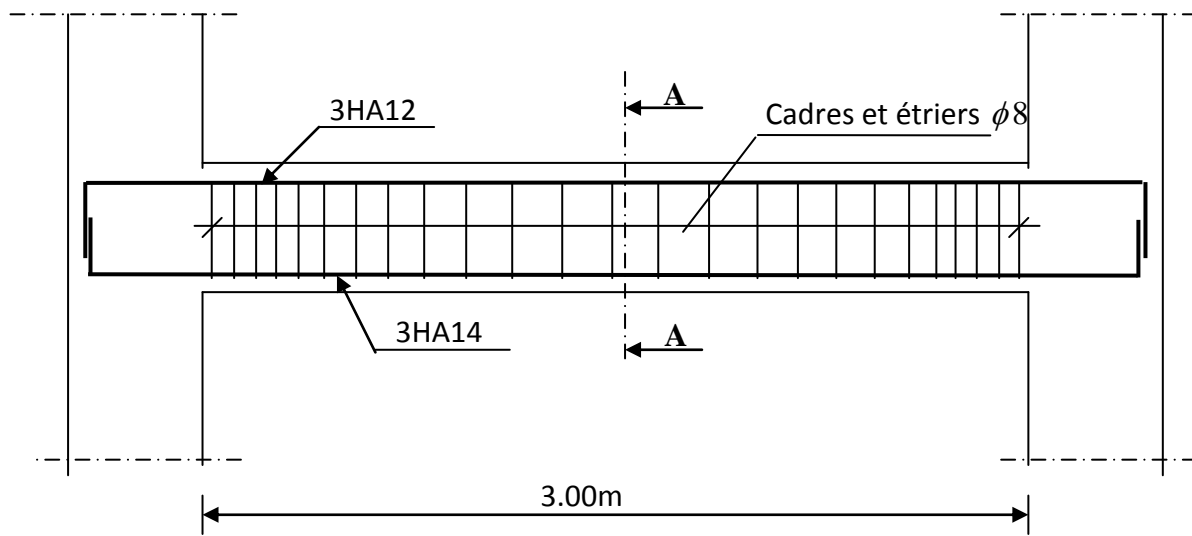
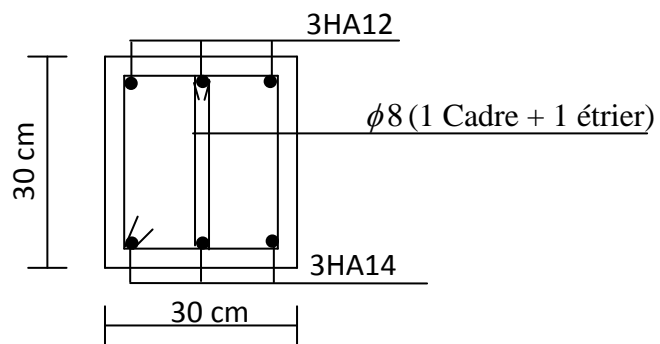


Fig. III.6.3 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.



*Coupe A-A*

***ETUDE DE  
CONTREVENTEMENT***

**IV.1. Introduction :**

Le système de contreventement est l'ensemble d'éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité vis à vis des forces horizontales, engendrées par le vent ou le séisme.

Le contreventement peut être assuré par :

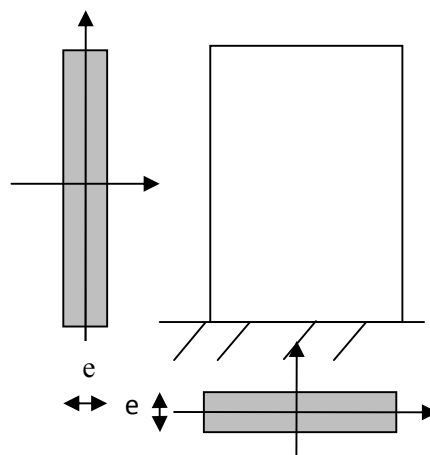
- a) Des voiles ou des murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage.
- b) Un système porteurs « poteaux- poutres » formant un portique.
- c) Des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou « gaines » présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.
- d) Dans certains cas, il serait avantageux de faire intervenir simultanément les portiques et les refends. Pour cela, il est indispensable de comparer l'inertie des refends à celle des portiques pour choisir un système de contreventement et connaître la répartition des sollicitations sur les refends et les portiques.

Le règlement parasismique algérien RPA 99 révisé 2003 recommande ce qui suit :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

**IV.2. Etude des refends :**

Il est remarquable que les voiles de notre structure ne comportent pas d'ouvertures, nous n'aurons donc à calculer que l'inertie des refends pleins :

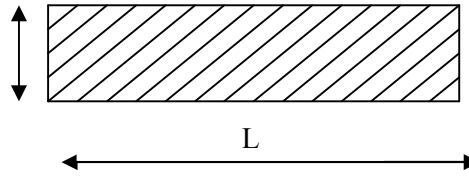


**Figure (IV.1): Vue en plan et en coupe des refends.**

**a) Calcul des inerties.**

**a-1) Refends longitudinaux :**

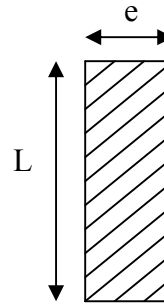
$$\begin{cases} I_x = \frac{L \times e^3}{12} \\ I_y = \frac{e \times L^3}{12} \end{cases}$$



On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe (x-x'), donc on prend  $I_y$ .

**b-1) Refends transversaux :**

$$\begin{cases} I_y = \frac{L \times e^3}{12} \\ I_x = \frac{e \times L^3}{12} \end{cases}$$



On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe (y-y'), donc on prend  $I_x$ .

- Inertie des voiles longitudinal :

Voile	L(m)	e(m)	$I_y$ (m)	N <sup>bre</sup> de voiles	Total $I_y$ (m <sup>4</sup> )
VL1	3.75	0.20	0.879	11	9.67
VL2	3.75	0.20	0.879	11	9.67
VL3	3.75	0.20	0.879	11	9.67
VL4	3.75	0.20	0.879	11	9.67
$I_{eix\ moy} = 3.512\ m^4$					

- Inertie des voiles transversaux:

Voile	L(m)	e(m)	$I_x$ (m)	N <sup>bre</sup> de voiles	Total $I_x$ (m <sup>4</sup> )
VT5	5.00	0.20	2.083	22	45.826
VT6	4.50	0.20	1.518	44	66.792
VT7	3.30	0.20	0.598	22	13.156
VT8	3.20	0.20	0.546	22	12.012
$I_{eiy\ moy} = 12.426\ m^4$					

**VI.3. Caractéristiques géométriques des portiques :**

Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres :

$$\text{Poteau : } K_p = \frac{I_p}{h_c}$$

$$\text{Poutre : } K_{pr} = \frac{I_{pr}}{L_c}$$

Avec :

$I_{pr}$  : Moment d'inertie de la poutre.

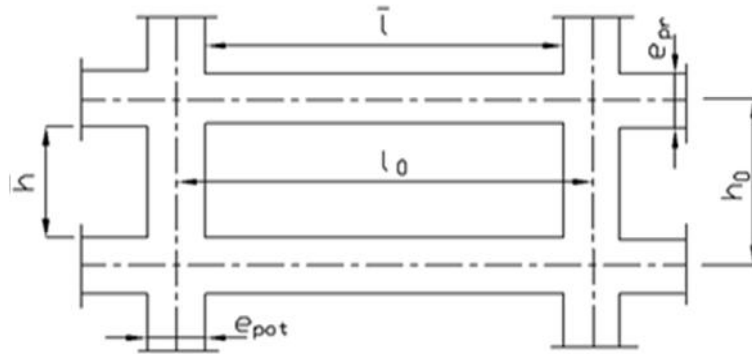
$I_{pot}$  : Moment d'inertie du poteau

$L_c$  : Longueur calculée de la poutre.

$h_c$  : Hauteur calculée du poteau

$$h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} e_{\text{poteau}} \leq h_e$$

$$L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} h_{\text{poutre}} \leq L_o$$



**Figure(IV.2): Coupe verticale d'un niveau.**

**Sens longitudinal:**

**Les poteaux :**

Niveaux	Poteau	$\bar{h}$ (cm)	$c_{pot}$ (cm)	$h_c$ (cm)	$I_{pot}(cm^4)$	$K_{pot} (cm^3)$
Du 6 <sup>em</sup> au 9 <sup>eme</sup>	30×35	266	30	281	$10,71.10^4$	381,13
Du 2 <sup>eme</sup> au 5 <sup>eme</sup>	35×40	266	35	285.5	$18,66.10^4$	653,59
RDC, 1 <sup>er</sup>	40×45	266	40	286	$30,37.10^4$	1061,88
ES	40×45	368	40	388	$30,37.10^4$	782,73

**Les poutres :portique (A-A) (G-G)**

Niveaux	Travées	hp(cm)	$\bar{L}$ (cm)	$L_c$ (cm)	$I_{ptr}(cm^4)$	$K_{ptr}(cm^3)$
Poutre principale	B-C	40	255	275.00	$16.10^4$	581.81
	C-D		310	330.00		484.84
	G-H		310	330.00		484.84
	H-I		255	275.00		581.81

**Les poutres :portique (B-B) (F-F)**

Niveaux	Travées	hp(cm)	$\bar{L}$ (cm)	$L_c$ (cm)	$I_{ptr}(cm^4)$	$K_{ptr}(cm^3)$
Poutre principale	A-B	40	140,00	160.00	$16.10^4$	1000.0
	B-C		255,00	275.00		581.81
	C-D		310,00	330.00		484.84
	D-E		355,00	375.00		426.66
	E-F		290,00	310.00		516.12
	F-G		355.00	375.00		426.66
	G-H		310.00	330.00		484.84
	H-I		255.00	275.00		581.81
	I-J		140.00	160.00		1000.0

**Les poutres :portique (C-C) (E-E)**

Niveaux	Travées	hp(cm)	$\bar{L}$ (cm)	$L_c$ (cm)	$I_{ptr}(cm^4)$	$K_{ptr}(cm^3)$
Poutre principale	D-E	40	355,00	375.00	$16.10^4$	426.66
	E-F		290,00	310.00		516.12
	F-G		355.00	375.00		426.66

**Les poutres :portique (D-D)**

Niveau	Travées	hp(cm)	$\bar{L}$ (cm)	$L_c$ (cm)	$I_{ptr}(cm^4)$	$K_{ptr}(cm^3)$
Poutre principale	A-C	40	435.00	455.00	$16.10^4$	351.64
	H-J		435.00	455.00		351.64

**Sens transversal:**

**Poteaux:**

Niveau	Poteau	$\bar{h}$ (cm)	$c_{pot}$ (cm)	$h_c$ (cm)	$I_{pot}(cm^4)$	$K_{pot}(cm^3)$
Du 6 <sup>em</sup> au 9 <sup>eme</sup>	30×35	266	35	283.5	$7,87.10^4$	277,60
Du 2 <sup>eme</sup> au 5 <sup>eme</sup>	35×40	266	40	286	$14,2.10^4$	496,50
RDC, 1 <sup>er</sup>	40×45	266	45	288.5	$24.10^4$	496,50
ES	40×45	368	45	390.5	$24.10^4$	614,59

**Poutres :**

**portique (1-1) (10-10)**

Niveaux	Travée	$h_p$ (cm)	$\bar{L}$ (cm)	$L_c$ (cm)	$I_{ptr}(cm^4)$	$K_{ptr}(cm^3)$
Poutre secondaire	2-3	40	390,00	410.00	$16.10^4$	390.24
	3-4		380,00	400.00		400.00

**Poutres : portique (2-2) (9-9)**

Niveaux	Travée	$h_p$ (cm)	$\bar{L}$ (cm)	$L_c$ (cm)	$I_{ptr}(cm^4)$	$K_{ptr}(cm^3)$
Poutre secondaire	1-2	40	410,00	430.00	$16.10^4$	372.09
	5-6		410,00	430.00		372.09

**Poutres : portique (3-3) (8-8)**

Niveaux	Travée	$h_p$ (cm)	$\bar{L}$ (cm)	$L_c$ (cm)	$I_{ptr}(cm^4)$	$K_{ptr}(cm^3)$
Poutre secondaire	1-2	40	410,00	430.00	$16.10^4$	372.09
	2-3'		290,00	310.00		516.12
	3'-4'		160,00	180.00		888.88
	5-6		280,00	300.00		533.33

**Poutres : portique (4-4) (7-7)**

Niveaux	Travée	h <sub>p</sub> (cm)	$\bar{L}$ (cm)	L <sub>c</sub> (cm)	I <sub>ptr</sub> (cm <sup>4</sup> )	K <sub>ptr</sub> (cm <sup>3</sup> )
Poutre secondaire	1-2	40	410,00	430.00	16.10 <sup>4</sup>	372.09
	2-3		290,00	310.00		551.72
	3-4		160,00	180.00		1000.0
	4-5		280,00	300.00		571.42
	5-6		410.00	430.00		372.09

**Poutres : portique (5-5) (6-6)**

Niveaux	Travée	h <sub>p</sub> (cm)	$\bar{L}$ (cm)	L <sub>c</sub> (cm)	I <sub>ptr</sub> (cm <sup>4</sup> )	K <sub>ptr</sub> (cm <sup>3</sup> )
Poutre secondaire	2-3	40	290,00	310.00	16.10 <sup>4</sup>	551.72
	3-4		160,00	180.00		1000.0
	4-5		280,00	300.00		571.42

**IV.4. Interaction voiles-portiques:**

A partir de l'ouvrage d'Albert Fuentes « calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé », qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques, on doit comparer l'inertie des voiles à celle des portiques.

Pour déterminer cette inertie fictive, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égales à 1 tonne, par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'effet du même système de forces horizontales. En fixant l'inertie du refend à 1 m<sup>4</sup>, il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

**Calcul de l'inertie fictive :**

L'inertie fictive des portiques est donnée par :

$$I_{ei} = \frac{f_i}{\Sigma \Delta_i}$$

Avec : I<sub>ei</sub> : Inertie fictive du portique au niveau n.

f<sub>i</sub> : Flèche du refend au même niveau n.

ΣΔ<sub>i</sub> : Déplacement du portique au niveau n

Calcul des flèches dans les refends « méthode des moments des aires » :

Le calcul des flèches des refends dont l'inertie  $I=1 m^4$ , soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du « moment des aires ».

La flèche que prendrait un refend au niveau « i » suite à une déformation due à une série de forces latérales est donnée par :

$$f_i = \frac{\sum S_i d_i}{EI}$$

Avec :

$S_i$  : Surface du trapèze.

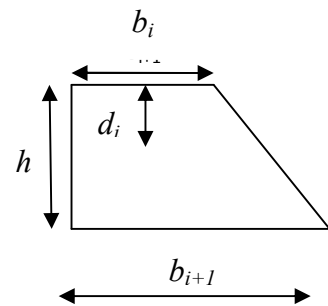
$d_i$  : Distance entre le CDG du trapèze et le niveau considéré.

Sachant que la section du trapèze égale à :

$$S_i = \frac{(b_{i+1} + b_i) \times h_i}{2}$$

La distance du CDG d'un trapèze à sa plus petite base :

$$d_i = \frac{h_i(2b_i + b_{i+1})}{3(b_i + b_{i+1})}$$



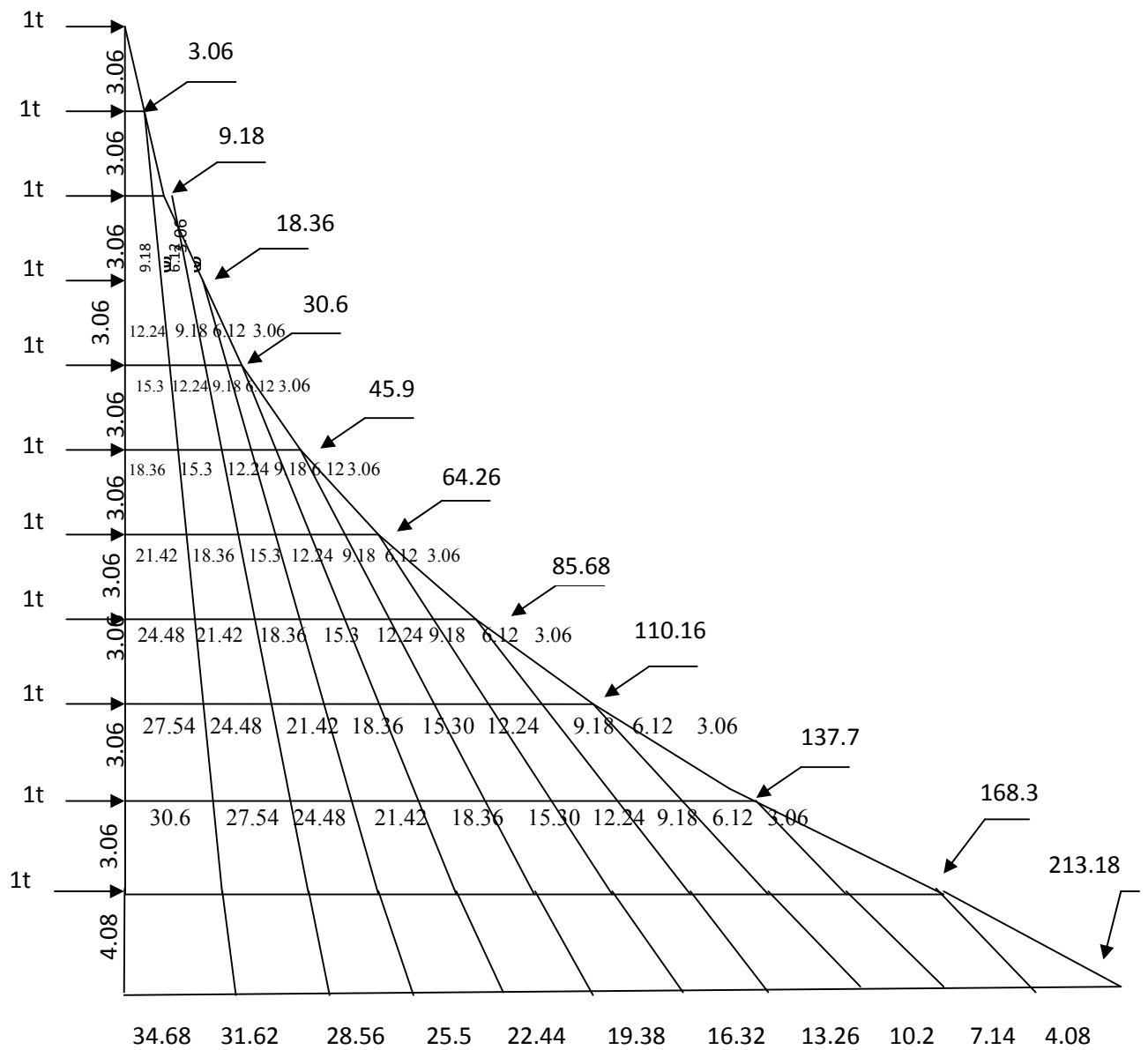


Figure (IV.3) : Diagramme des moments

**Calcul de  $S_i \times d_i$  pour les différents niveaux :**

Niv	h(m)	$b_i$ (m)	$b_{i+1}$ (m)	$S_i$ ( $m^2$ )	$d_i$ (m)	$S_i \times d_i$	$\sum S_i \times d_i = EI f_i$
09	3,06	3,06	0,00	4,68	2,04	9,55	67701.43
08	3.06	9 ,18	3,06	18,73	1,79	33,53	60399.71
07	3,06	18,36	9,18	42,14	1,70	71,64	53102.75
06	3,06	30,60	18,36	74,91	1,66	124,35	44601.76
05	3,06	45,90	30,60	117,05	1,63	190,80	38183.79
04	3,06	64,26	45,90	168,54	1,62	273,03	30963.58
03	3,06	85,68	64,26	229,41	1,60	367,06	19910.22
02	3.06	110,16	85,68	299,64	1,59	476,42	13031.67
01	3.06	137.70	110,16	379.22	1.58	599.16	8176.20
RDC	3.06	168.30	137.70	468.18	1.58	739.72	4358.41
E.Sol	4.08	213.18	168.30	583.66	2.12	1237.3	1237.3

**Calcul des flèches par niveaux :**

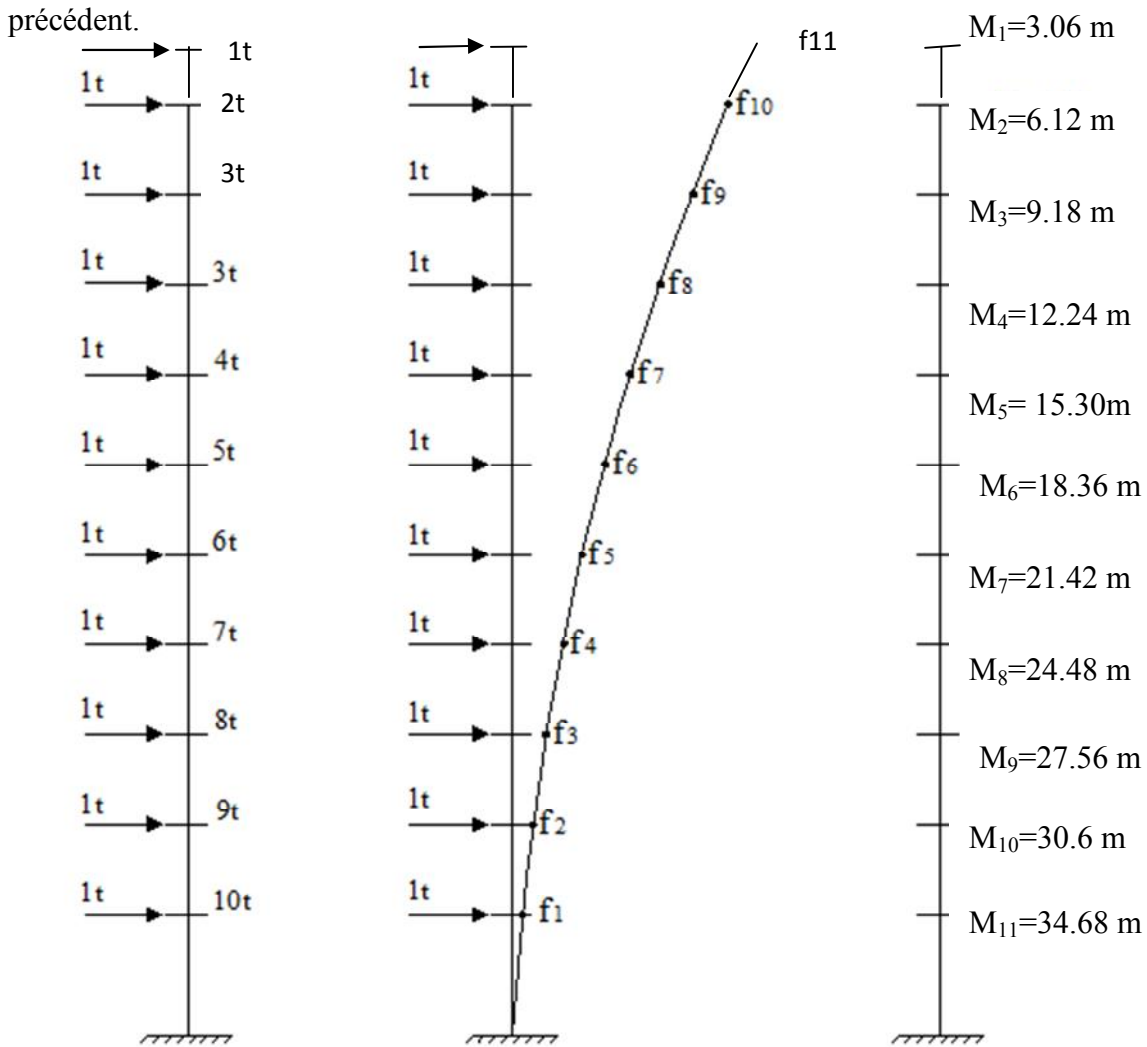
$$f_{s.sol} = \frac{s_1 d_1}{EI} = \frac{1237.3}{EI}$$

$$f_{RDC} = \frac{s_1(d_1 + h_1) + s_2 d_2}{EI} = \frac{4358.41}{EI}$$

$$f_{01} = \frac{s_1(d_1 + h_1 + h_2) + s_2(d_2 + h_2) + s_3 d_3}{EI} = \frac{8176.20}{EI}$$

•  
•  
•  
•  
 $f_{08}$

Ainsi de suite jusqu'au dernier niveau, on obtient alors les résultats montrés dans le tableau



Figure(IV.4) : Les valeurs des efforts tranchants et des moments fléchissant par niveaux.

- **Calcul des déplacements des portiques :**

$$E\Delta_n = h.E\psi_n$$

- **Le déplacement de chaque niveau :**

$$\Delta_n = E\psi_n \times h$$

Avec :

$$E\psi_n = \frac{M_n}{12.\Sigma p_n} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$$

h : hauteur d'étage

E : module de YUONG du béton

$\theta_n; \theta_{n+1}$  : Rotation d'étage

n : étage

- **Le déplacement des portiques au niveau « i » :**

$$\Delta_i = \sum_{i=1}^n \Delta_n$$

- **La rotation d'un poteau encastré à la base au 1<sup>er</sup> niveau :**

$$E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p1}}$$

- **La rotation d'un poteau des étages courants :**

$$E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{tn}}$$

Avec :

$$M_n = T_n \times h_n \text{ en (KN.m)}$$

$T_n$  : est donnée par la (figure Fig. IV.4).  $T_n$  en (t).

$$K_{tn} \text{ (m}^3\text{): Raideur des poutres} \quad K_{tn} = \frac{I_{tn}}{L_n}$$

$$K_{pn} \text{ (m}^3\text{): Raideur des poteaux} \quad K_{pn} = \frac{I_{pn}}{h_n}$$

$h_n$  : Hauteur d'étage.

$L_n$  : : Portée libre de la poutre.

- **Inertie fictive des portiques :**

$$I_{ei} = \frac{f_i}{\Delta_i}$$

Avec :

$I_{e,i}$  : inertie équivalente du niveau (i)

$f_i$  : flèche du refend au du niveau (i)

$\Delta_i$  : déplacement du portique au niveau (i)

**Inertie fictive des portiques longitudinaux :**

**Portiques : (A-A) (G-G)**

Niv	$M_{n+1}$	$M_n$	$\sum K_{pot}$ $10^{-3}$ $(m^3)$	$\sum K_{pout}$ $10^{-3}$ $(m^3)$	$E\theta_n$ $10^3$	$E\psi_n$ $10^3$	$E\Delta i$ $10^3$	$\sum E\Delta i$ $10^3$	$Eif_i$	$I_{eiy}$
9	0.00	3.06	2.28	3.29	0.039	0.383	0.710	45.383	67701.43	1.491
8	3.06	6.12	2.28	3.29	0.116	0.370	1.197	44.673	60399.71	1.352
7	6.12	9.18	2.28	3.29	0.194	0.521	1.683	43.476	53102.75	1.221
6	9.18	12.24	2.28	3.29	0.271	1.629	1.629	41.793	44601.76	1.067
5	12.24	15.30	3.92	3.29	0.349	1.546	4.994	40.164	38183.79	0.95
4	15.30	18.36	3.92	3.29	0.426	1.650	5.329	35.17	30963.58	0.88
3	18.36	21.42	3.92	3.29	0.504	1.754	5.665	29.841	19910.22	0.667
2	21.42	24.48	3.92	3.29	0.581	1.858	6.000	24.176	13031.67	0.539
1	24.48	27.54	6.37	3.29	0.659	1.736	5.608	18.176	8176.20	0.449
RDC	27.54	30.6	6.37	3.29	0.736	1.815	5.862	12.568	4358.41	0.346
E.Sol	30.6	34.68	4.69	3.29	0.827	2.076	6.706	6.706	1237.3	0.184
									$I_{eiy \text{ moy}} = 1.662$	

**Portiques : (B-B) (F-F)**

Niv	$M_{n+1}$	$M_n$	$\sum K_{pot}$ $10^{-3}$ $(m^3)$	$\sum K_{pout}$ $10^{-3}$ $(m^3)$	$E\theta_n$ $10^3$	$E\psi_n$ $10^3$	$E\Delta i$ $10^3$	$\sum E\Delta i$ $10^3$	$Eif_i$	$I_{eiy}$
9	0.00	3.06	2.28	5.5	0.023	1.170	3.779	55.274	67701.43	1.224
8	3.06	6.12	2.28	5.5	0.070	1.305	4.215	51.495	60399.71	1.172
7	6.12	9.18	2.28	5.5	0.116	1.440	4.651	47.280	53102.75	1.123
6	9.18	12.24	2.28	5.5	0.162	1.575	5.087	42.629	44601.76	1.046
5	12.24	15.30	3.92	5.5	0.209	1.476	4.795	37.542	38183.79	1.107
4	15.30	18.36	3.92	5.5	0.255	1.564	5.053	32.747	30963.58	0.945
3	18.36	21.42	3.92	5.5	0.301	1.653	5.338	27.694	19910.22	0.718
2	21.42	24.48	3.92	5.5	0.348	1.741	5.623	22.356	13031.67	0.582
1	24.48	27.54	6.37	5.5	0.394	1.604	5.180	16.733	8176.20	0.488
RDC	27.54	30.6	6.37	5.5	0.440	1.667	5.384	11.553	4358.41	0.377
E.Sol	30.6	34.68	4.69	5.5	0.495	1.910	6.169	6.169	1237.3	0.200
									$I_{eiy \text{ moy}} = 1.632$	

**Portiques : (C-C) (E-E)**

Niv	$M_{n+1}$	$M_n$	$\sum K_{pot}$ $10^{-3}$ (m <sup>3</sup> )	$\sum K_{pout}$ $10^{-3}$ (m <sup>3</sup> )	$E\theta_n$ $10^3$	$E\psi_n$ $10^3$	$E\Delta i$ $10^3$	$\sum E\Delta i$ $10^3$	$Eif_i$	$I_{eiy}$
9	0.00	3.06	2.28	1.369	0.093	1.205	3.892	68.953	67701.43	0.981
8	3.06	6.12	2.28	1.369	0.279	1.410	4.554	65.061	60399.71	0.928
7	6.12	9.18	2.28	1.369	0.466	1.615	5.216	60.507	53102.75	0.877
6	9.18	12.24	2.28	1.369	0.652	1.820	5.878	55.291	44601.76	0.806
5	12.24	15.30	3.92	1.369	0.838	1.791	5.784	49.413	38183.79	0.772
4	15.30	18.36	3.92	1.369	1.024	1.949	6.295	43.629	30963.58	0.709
3	18.36	21.42	3.92	1.369	1.211	2.107	6.806	37.334	19910.22	0.533
2	21.42	24.48	3.92	1.369	1.397	2.265	7.317	30.528	13031.67	0.426
1	24.48	27.54	6.37	1.369	1.583	2.198	7.101	23.211	8176.20	0.352
RDC	27.54	30.6	6.37	1.369	1.770	2.332	7.531	16.110	4358.41	0.270
E.Sol	30.6	34.68	4.69	1.369	1.987	2.656	8.579	8.579	1237.3	0.144
									$I_{eiy \text{ moy}} = 1.236$	

**Portiques : (D-D)**

Niv	$M_{n+1}$	$M_n$	$\sum K_{pot}$ $10^{-3}$ (m <sup>3</sup> )	$\sum K_{pout}$ $10^{-3}$ (m <sup>3</sup> )	$E\theta_n$ $10^3$	$E\psi_n$ $10^3$	$E\Delta i$ $10^3$	$\sum E\Delta i$ $10^3$	$Eif_i$	$I_{eiy}$
9	0.00	3.06	2.28	0.703	0.181	0.291	0.940	52.210	67701.43	1.296
8	3.06	6.12	2.28	0.703	0.544	0.584	1.887	51.270	60399.71	1.178
7	6.12	9.18	2.28	0.703	0.907	0.878	2.835	49.383	53102.75	1.075
6	9.18	12.24	2.28	0.703	1.270	1.171	3.782	46.548	44601.76	0.958
5	12.24	15.30	3.92	0.703	1.632	1.230	3.973	42.766	38183.79	0.892
4	15.30	18.36	3.92	0.703	1.995	1.476	4.769	38.793	30963.58	0.798
3	18.36	21.42	3.92	0.703	2.358	1.723	5.565	34.024	19910.22	0.585
2	21.42	24.48	3.92	0.703	0.720	1.969	6.361	28.459	13031.67	0.457
1	24.48	27.54	6.37	0.703	3.083	1.991	6.429	22.098	8176.20	0.367
RDC	27.54	30.6	6.37	0.703	3.446	2.212	7.144	15.669	4358.41	0.278
E.Sol	30.6	34.68	4.69	0.703	3.869	2.639	8.525	8.525	1237.3	0.145
									$I_{eiy \text{ moy}} = 0.729$	

**Inertie fictive des portiques transversaux :**

**Portiques : (1-1) ; (10-10)**

Niv	$M_{n+1}$	$M_n$	$\sum K_{pot}$ $10^{-3}$	$\sum K_{pout}$ $10^{-3}$	$E\theta_n$ $10^3$	$E\psi_n$ $10^3$	$E\Delta i$ $10^3$	$\sum E\Delta i$ $10^3$	$Eif_i$	$I_{eix}$
9	0.00	3.06	0.832	0.79	0.161	0.476	1.537	64.510	67701.43	1.049
8	3.06	6.12	0.832	0.79	0.484	0.944	3.048	62.973	60399.71	0.959
7	6.12	9.18	0.832	0.79	0.807	1.412	4.559	59.925	53102.75	0.886
6	9.18	12.24	0.832	0.79	1.130	1.879	6.071	55.366	44601.76	0.805
5	12.24	15.30	1.96	0.79	1.453	1.465	4.733	49.295	38183.79	0.774
4	15.30	18.36	1.96	0.79	1.775	1.757	5.675	44.562	30963.58	0.694
3	18.36	21.42	1.96	0.79	2.098	2.048	6.616	38.887	19910.22	0.512
2	21.42	24.48	1.96	0.79	2.421	2.340	7.558	32.271	13031.67	0.403
1	24.48	27.54	3.18	0.79	2.744	2.182	7.048	24.713	8176.20	0.330
RDC	27.54	30.6	3.18	0.79	3.066	2.424	7.829	17.665	4358.41	0.246
E.Sol	30.6	34.68	2.34	0.79	3.443	3.045	9.836	9.836	1237.3	0.125
									$I_{eix\ moy} = 1.232$	

**Portiques : (2-2) ; (9-9)**

Niv	$M_{n+1}$	$M_n$	$\sum K_{pot}$ $10^{-3}$	$\sum K_{pout}$ $10^{-3}$	$E\theta_n$ $10^3$	$E\psi_n$ $10^3$	$E\Delta i$ $10^3$	$\sum E\Delta i$ $10^3$	$Eif_i$	$I_{eix}$
9	0.00	3.06	1.11	0.74	0.172	0.404	1.307	66.863	67701.43	1.012
8	3.06	6.12	1.11	0.74	0.517	0.807	2.605	65.556	60399.71	0.921
7	6.12	9.18	1.11	0.74	0.861	1.209	3.904	62.951	53102.75	0.843
6	9.18	12.24	1.11	0.74	1.206	1.611	5.202	59.047	44601.76	0.755
5	12.24	15.30	1.98	0.74	1.551	1.508	4.871	53.845	38183.79	0.709
4	15.30	18.36	1.98	0.74	1.895	1.809	5.843	48.974	30963.58	0.632
3	18.36	21.42	1.98	0.74	2.240	2.110	6.816	43.131	19910.22	0.461
2	21.42	24.48	1.98	0.74	2.584	2.411	7.788	36.315	13031.67	0.358
1	24.48	27.54	1.98	0.74	2.929	2.712	8.761	28.527	8176.20	0.286
RDC	27.54	30.6	1.98	0.74	3.274	3.013	9.733	19.766	4358.41	0.220
E.Sol	30.6	34.68	2.45	0.74	3.676	3.106	10.033	10.033	1237.3	0.123
									$I_{eix\ moy} = 1.148$	

**Portiques : (3-3) ; (8-8)**

Niv	$M_{n+1}$	$M_n$	$\sum K_{pot}$ $10^{-3}$	$\sum K_{pout}$ $10^{-3}$	$E\theta_n$ $10^3$	$E\psi_n$ $10^3$	$E\Delta i$ $10^3$	$\sum E\Delta i$ $10^3$	$Eif_i$	$I_{eix}$
9	0.00	3.06	1.38	2.3	0.055	0.301	0.973	37.966	67701.43	1.783
8	3.06	6.12	1.38	2.3	0.166	0.541	1.749	36.993	60399.71	1.632
7	6.12	9.18	1.38	2.3	0.277	0.782	2.524	35.244	53102.75	1.506
6	9.18	12.24	1.38	2.3	0.388	1.022	3.300	32.720	44601.76	1.363
5	12.24	15.30	2.48	2.3	0.499	0.852	2.753	29.420	38183.79	1.297
4	15.30	18.36	2.48	2.3	0.610	1.010	3.264	26.667	30963.58	1.161
3	18.36	21.42	2.48	2.3	0.721	1.169	3.775	23.403	19910.22	0.850
2	21.42	24.48	2.48	2.3	0.832	1.327	4.286	19.628	13031.67	0.663
1	24.48	27.54	2.48	2.3	0.942	1.485	4.797	15.342	8176.20	0.532
RDC	27.54	30.6	2.48	2.3	1.053	1.643	5.308	10.545	4358.41	0.413
E.Sol	30.6	34.68	3.07	2.3	1.183	1.621	5.237	5.237	1232.3	0.236
									$I_{eix\ moy} = 2.079$	

**Portiques : (4-4) ; (7-7)**

Niv	$M_{n+1}$	$M_n$	$\sum K_{pot}$ $10^{-3}$	$\sum K_{pout}$ $10^{-3}$	$E\theta_n$ $10^3$	$E\psi_n$ $10^3$	$E\Delta i$ $10^3$	$\sum E\Delta i$ $10^3$	$Eif_i$	$I_{eix}$
9	0.00	3.06	1.66	2.86	0.045	0.265	0.854	31.862	67701.43	2.124
8	3.06	6.12	1.66	2.86	0.134	0.463	1.495	31.008	60399.71	1.947
7	6.12	9.18	1.66	2.86	0.223	0.661	2.135	29.513	53102.75	1.799
6	9.18	12.24	1.66	2.86	0.312	0.859	2.775	27.378	44601.76	1.629
5	12.24	15.30	2.97	2.86	0.401	0.719	2.321	24.604	38183.79	1.551
4	15.30	18.36	2.97	2.86	0.490	0.849	2.742	22.282	30963.58	1.389
3	18.36	21.42	2.97	2.86	0.580	0.979	3.163	19.540	19910.22	1.018
2	21.42	24.48	2.97	2.86	0.669	1.110	3.585	16.377	13031.67	0.795
1	24.48	27.54	2.97	2.86	0.758	1.240	4.006	12.792	8176.20	0.639
RDC	27.54	30.6	2.97	2.86	0.847	1.371	4.427	8.786	4358.41	0.496
E.Sol	30.6	34.68	3.68	2.86	0.951	1.349	4.359	4.359	1237.3	0.283
									$I_{eix\ moy} = 2.484$	

**Portiques : (5-5) ; (6-6)**

Niv	$M_{n+1}$	$M_n$	$\sum K_{pot}$ $10^{-3}$	$\sum K_{pout}$ $10^{-3}$	$E\theta_n$ $10^3$	$E\psi_n$ $10^3$	$E\Delta i$ $10^3$	$\sum E\Delta i$ $10^3$	$E_{if}$	$I_{eix}$
9	0.00	3.06	1.11	2.12	0.060	0.348	1.125	44.883	67701.43	1.508
8	3.06	6.12	1.11	2.12	0.180	0.638	2.062	43.758	60399.71	1.380
7	6.12	9.18	1.11	2.12	0.301	0.928	2.998	41.696	53102.75	1.273
6	9.18	12.24	1.11	2.12	0.421	1.218	3.934	38.698	44601.76	1.152
5	12.24	15.30	1.98	2.12	0.541	1.003	3.240	34.764	38183.79	1.098
4	15.30	18.36	1.98	2.12	0.662	1.192	3.851	31.524	30963.58	0.982
3	18.36	21.42	1.98	2.12	0.782	1.381	4.461	27.673	19910.22	0.719
2	21.42	24.48	1.98	2.12	0.902	1.570	5.071	23.212	13031.67	0.561
1	24.48	27.54	1.98	2.12	1.022	1.759	5.681	18.141	8176.20	0.450
RDC	27.54	30.6	1.98	2.12	1.143	1.948	6.292	12.46	4358.41	0.349
E.Sol	30.6	34.68	2.45	2.12	1.283	1.910	6.168	6.168	1237.3	0.200
									$I_{eix\ moy} = 1.758$	

**IV.5) Interprétation des résultats :**

Comparaison des inerties des voiles et des portiques :

**Sens longitudinal :**

	Inertie (m4)	Pourcentage (%)
Portiques	5.26	59.97
Voiles	3.51	40.03
Voiles+Portiques	8.77	100

**Sens transversal :**

	Inertie (m4)	Pourcentage (%)
Portiques	8.701	41.18
Voiles	12.426	58.82
Voiles+Portiques	21.127	100

**Conclusion :**

En examinant les résultats obtenus par cette étude, du contreventement, nous concluons que la structure est contreventée simultanément par voiles et portiques et ce dans les deux sens. D'après le RPA, le système de contreventement est du type **4a**, d'où le coefficient de comportement R est égal à **5: Mixte portiques/voiles avec interaction.**

*Chapitre*

*V*

***MODELISATION  
ET  
VERIFICATION***

**V-1. Description du logiciel ETABS:**

*ETABS* est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI...etc*).

En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

*ETABS* permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD, SAP2000* et *SAFE*).

**V-2. Manuel d'utilisation de L'ETABS:**

Dans notre travail on a utilisé la version *ETABS v 9.7.1*.

Pour choisir l'application *ETABS* on clique sur l'icône de l'*ETABS*

**V-3 Etapes de modélisation:**

- **V-3-1. Première étape :**

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

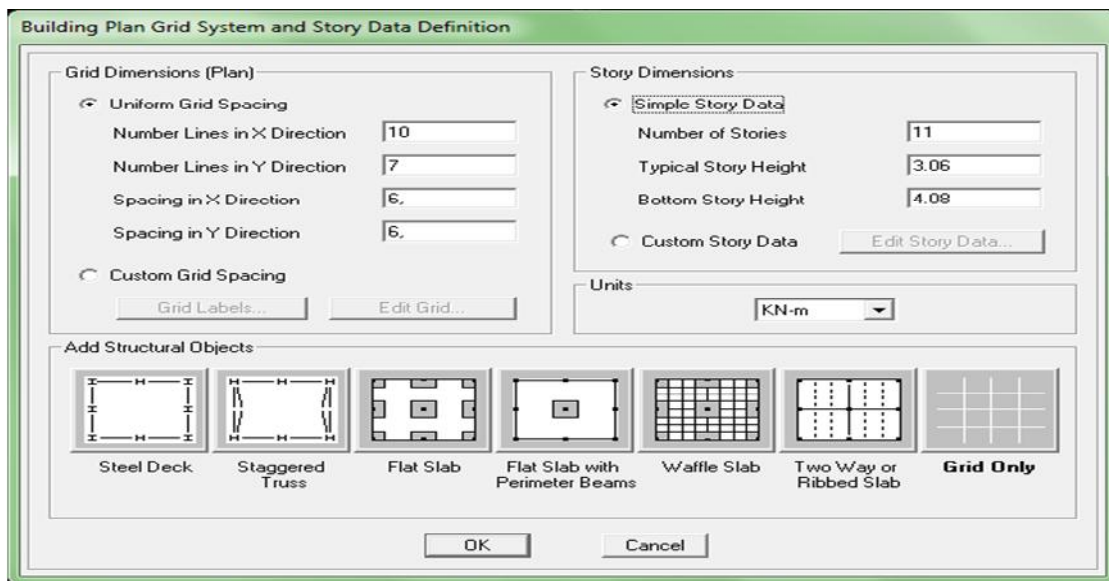
**a) Choix des unités:**

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans *ETABS*. Au bas de l'écran, on sélectionne (KN.m) comme unités de base pour les forces et déplacements :

### b) Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne *File* puis *New model*, cette option permet d'introduire :

- Le nombre de portique suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre d'étages.

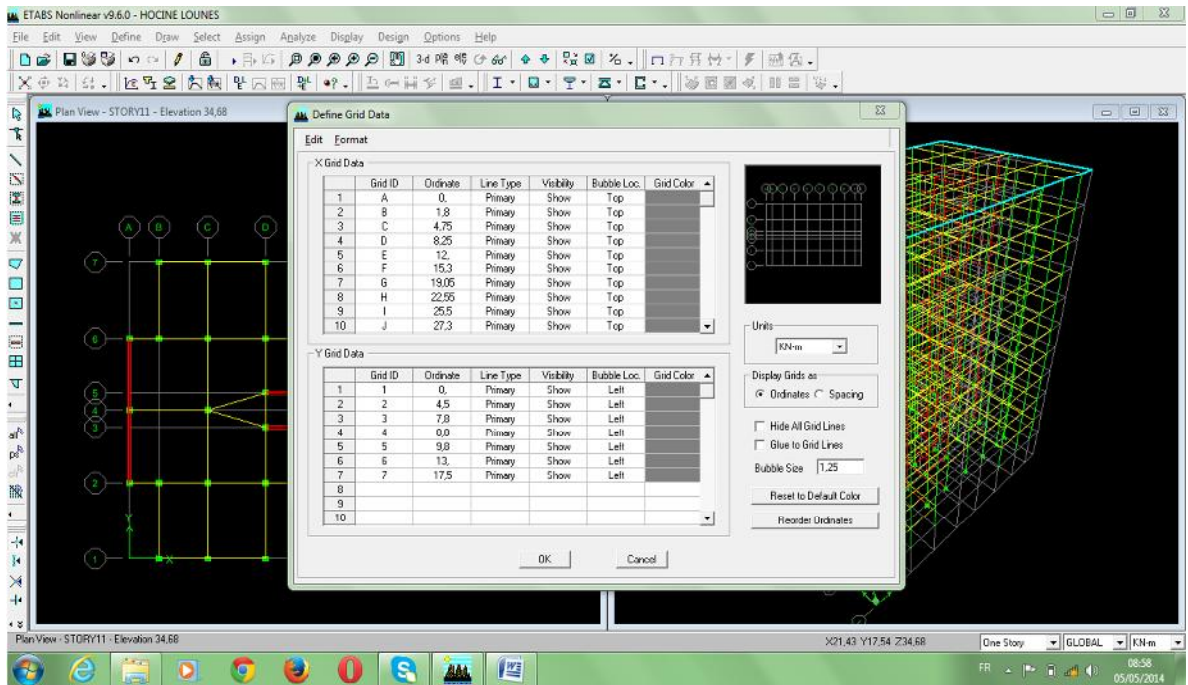


Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : X-Y, X-Z, Y-Z.

### c) Modification de la géométrie de base :

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étages.

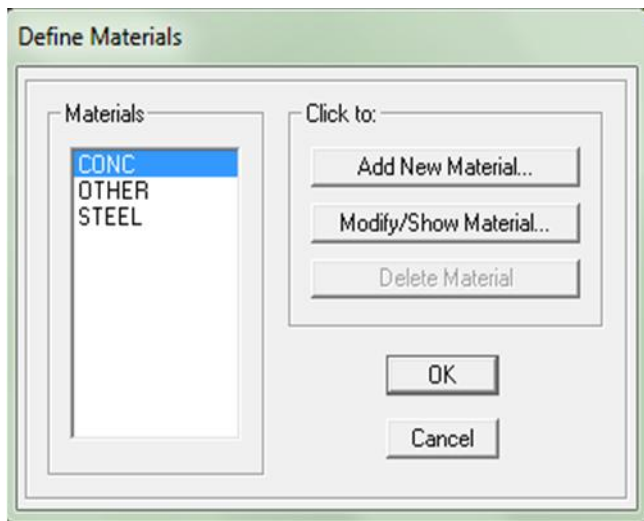
- On clique sur le bouton droit de la souris.
- On introduit les distances cumulées puis on clique sur *ok*
- Pour modifier les hauteurs d'étages, on clique sur le bouton droit de la souris puis *Edit Story Data*.



- **V-3-2 Deuxième étape :**

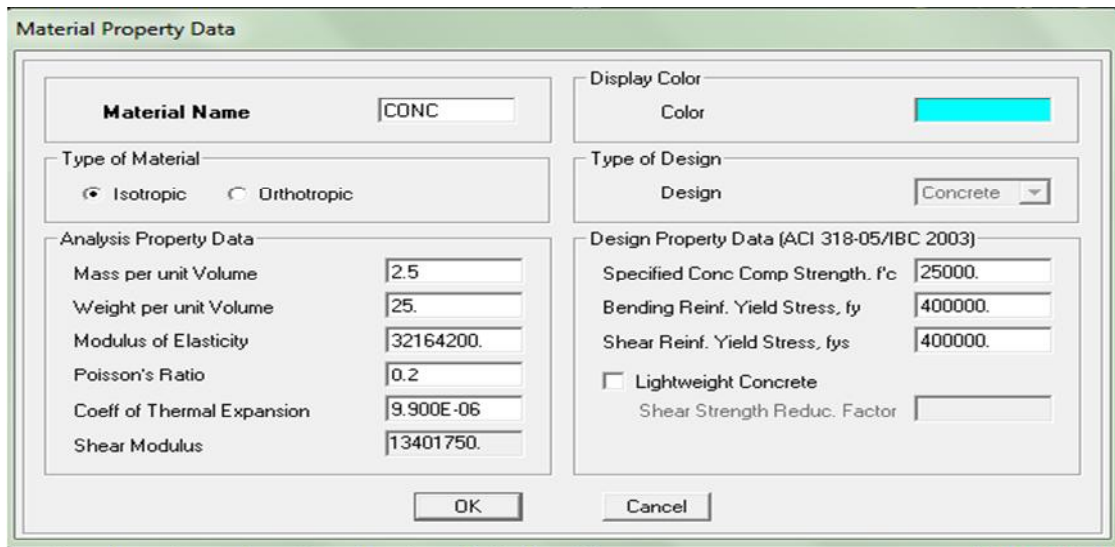
La deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** et on sélection le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**,



et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :



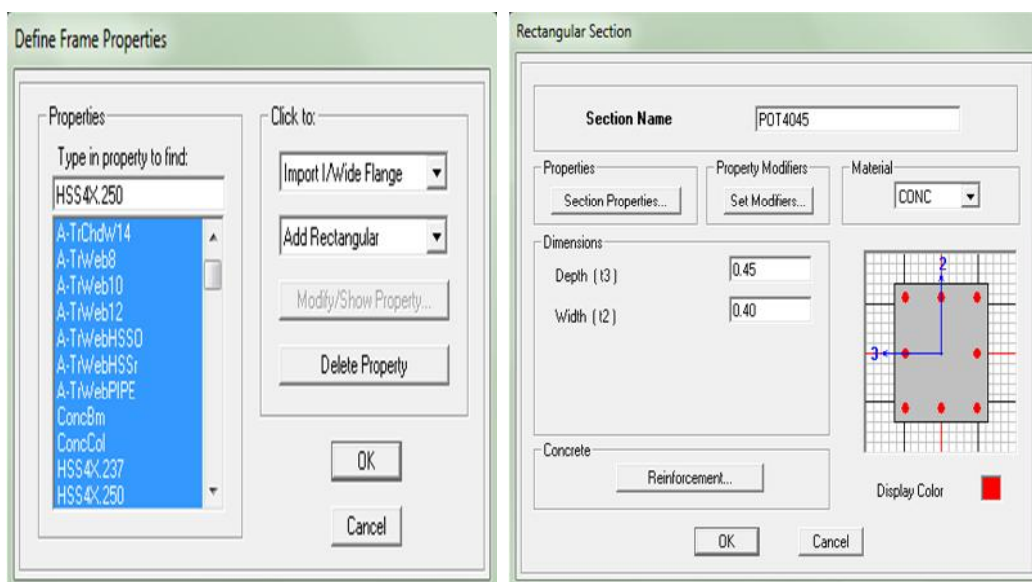


- **V-3-3. Troisième étape:**

La troisième étape consiste à l'affectation des propriétés géométriques des éléments (Poutres, poteaux, dalles, voiles...).

Nous commençons d'abord par l'affectation des sections des poutres principales(PP) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu *Define* puis *Frame sections*. On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne *Add Rectangular* pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).



Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

The image shows a dialog box titled "Reinforcement Data" with the following settings:

- Design Type:**  Column,  Beam
- Configuration of Reinforcement:**  Rectangular,  Circular
- Lateral Reinforcement:**  Ties,  Spiral
- Rectangular Reinforcement:**
  - Cover to Rebar Center: 0,0457
  - Number of Bars in 3-dir: 3
  - Number of Bars in 2-dir: 3
  - Bar Size: #9
  - Corner Bar Size: #9
- Check/Design:**  Reinforcement to be Checked,  Reinforcement to be Designed

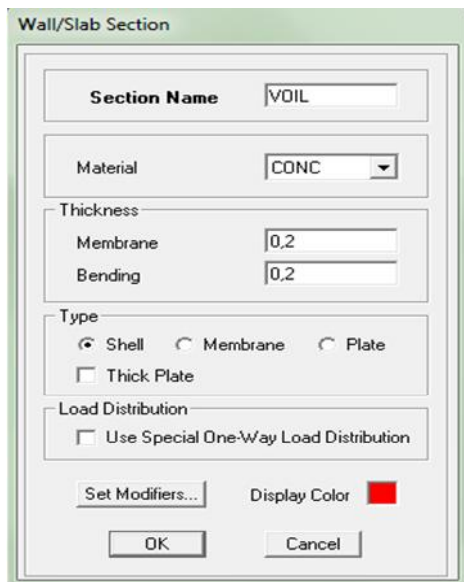
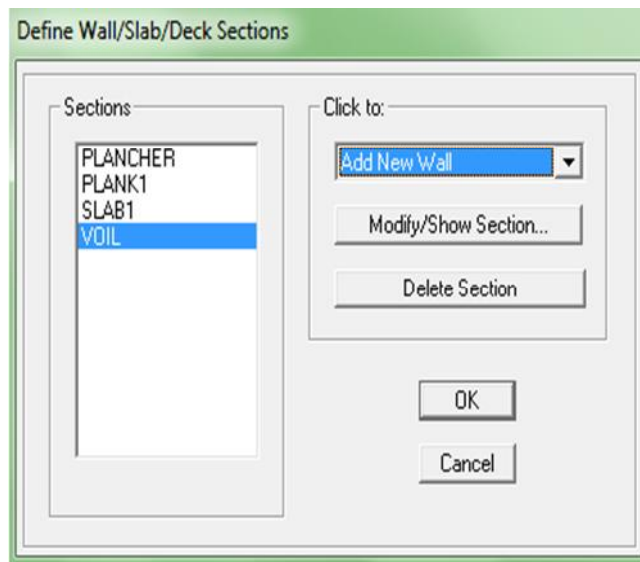
Buttons: OK, Cancel

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 surfaciques (voiles).

On choisit le menu **Define** et **wall/slab**, on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur.



- **V-3-4. Quatrième étape : définition des charges:**

Avant de charger la structure il faut d’abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

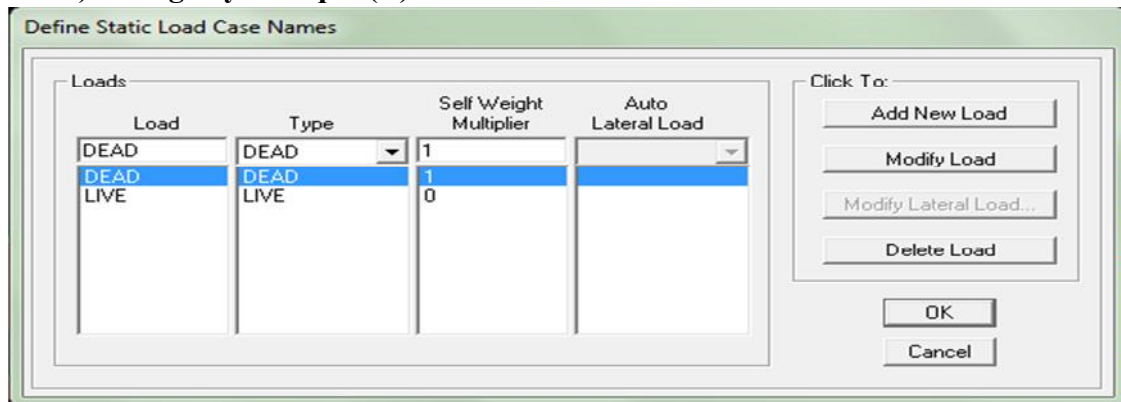
**a) Charges statiques (G et Q)**

La structure est soumise à des charges permanentes (G), et a des surcharges d’exploitation (Q), pour les définir on clique sur : **Define** → **Load Cases**.

**DEAD** (charge permanente)

**LIVE** (Surcharge d’exploitation)

## b) Charge dynamique (E)



Pour le calcul dynamique de la structure, on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

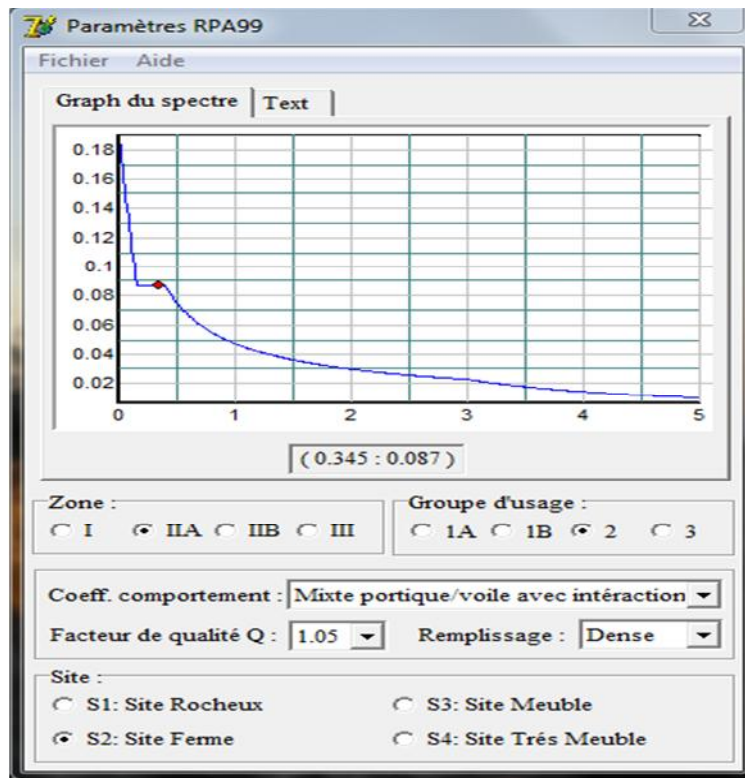
Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération ( $S_a/g$ ) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres  $T$ . - Données à introduire dans le logiciel :

- Zone : IIa (Zone de moyenne sismicité, voir **Annexe 1 du RPA 2003**)
- Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir **chapitre 3.2 du RPA 2003**)
- Coefficient de comportement : portique voile avec interaction
- Remplissage : Dense (Cloisons en maçonnerie).
- Site : S2.
- Facteur de qualité (Q): 1,05.

On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icone.

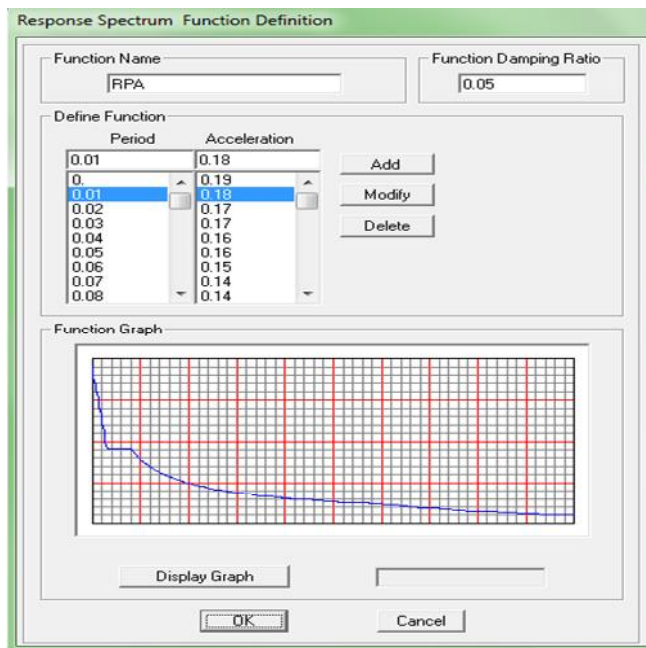


Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur *l'onglet Text*.



Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

*Define* → *Response Spectrum Functions* → *Spectrum from file.*

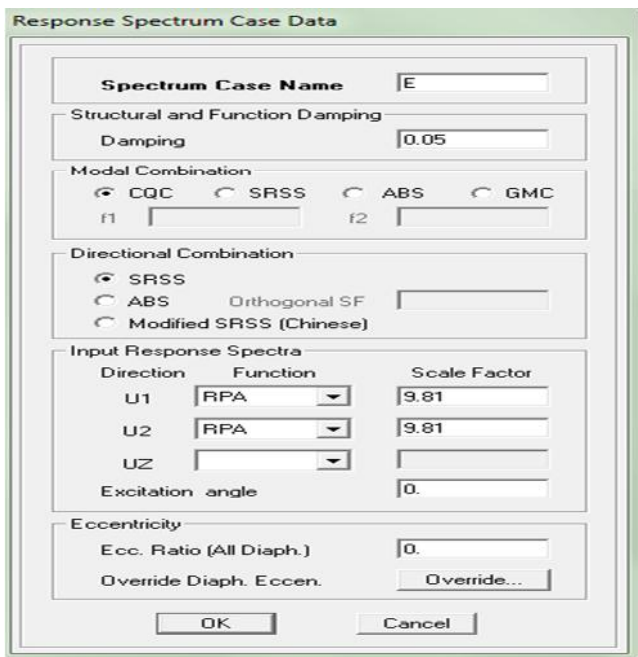


*Function Name* (nom du spectre): RPA.

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement E (séisme), pour cela on clique sur :

**Define** → **Reponses spectrum cases** → **Add New Spectrum**

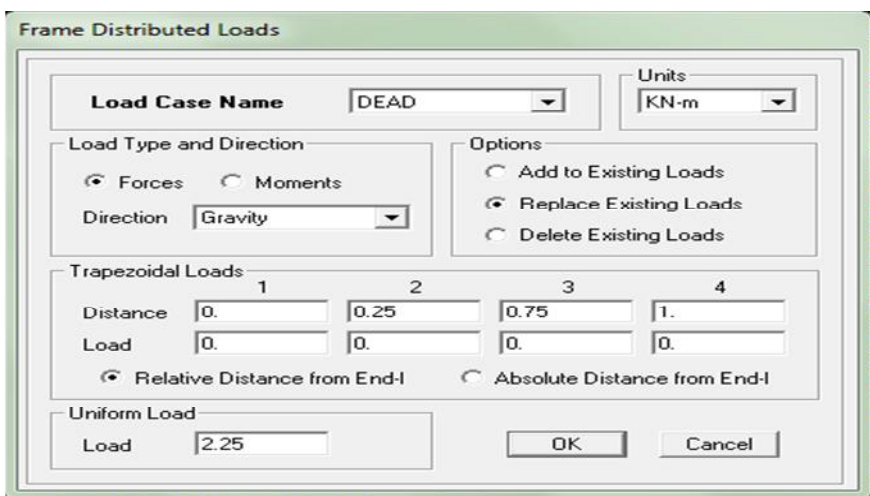
Dans la partie Input *response spectra*, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1 et U2).



**V-3-5. cinquième étape : chargement des poutres :**

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement linéaire qui lui revient en cliquant sur

**Assign** → **Frame/line loads** → **Distributed.**



Dans la case *Load Case Name* on spécifie le type de chargement (G ou Q), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case *Load*.

- **V-3-6. sixième étape : Introduction des combinaisons d’actions:**

Les combinaisons d’actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

**a) Combinaisons aux états limites selon le BAEL 91**

ELU : 1.35G+1.5Q.

ELS : G+Q.

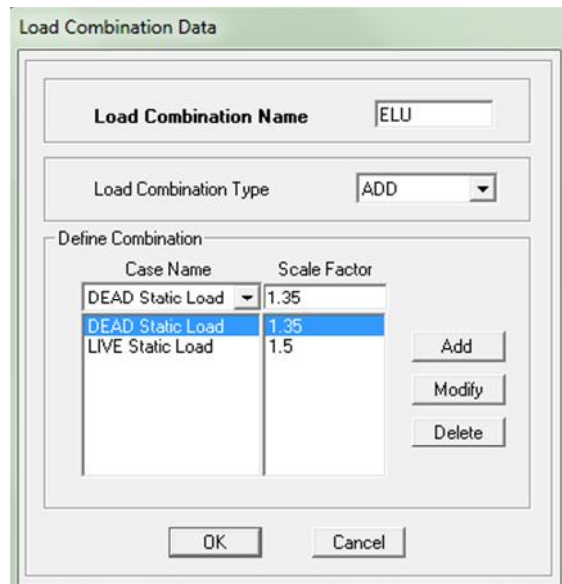
**b) Combinaisons accidentelles du RPA :**

G+Q±E : appelée dans le fichier de données GQE.

0.8G±E : appelées dans le fichier de données 0.8GE.

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

***Define*** —→ ***load Combinations*** —→ ***Add New Combo.***



On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d’actions.

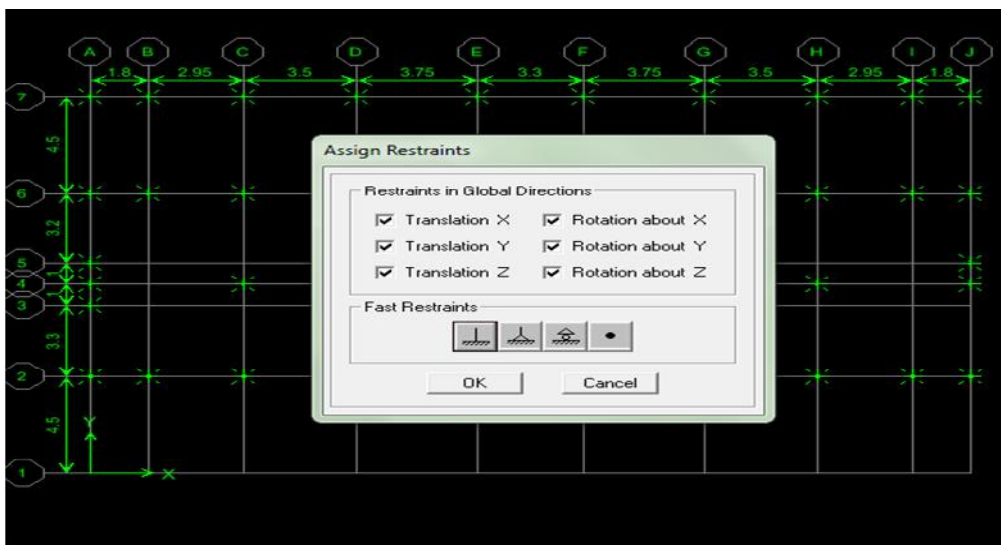
- *V-3-7. Septième étape : Spécification des conditions aux limites:*

**(appuis, diaphragmes).**

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

Les poteaux sont supposés parfaitement encastrer dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du RDC puis on clique sur :

*Assign*   $\longrightarrow$  *Joint/point*  $\longrightarrow$  *Restreints*

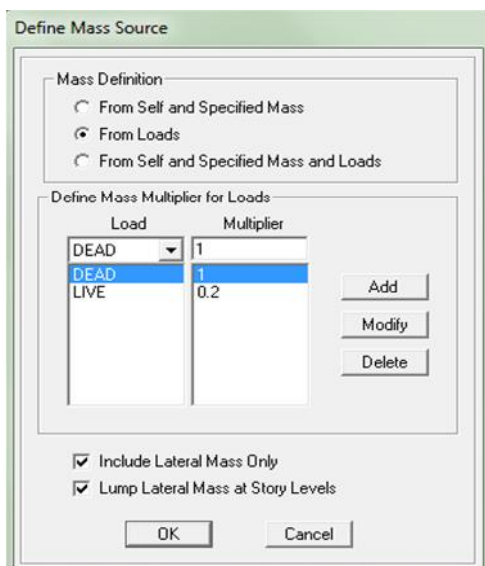


**Mass- Source**

*Define*  $\longrightarrow$  *Mass source*

La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de Mass –Source.

On donne la valeur  $I$  pour la charge permanente, on donne la valeur de  $\beta$  suivant la nature de la structure.

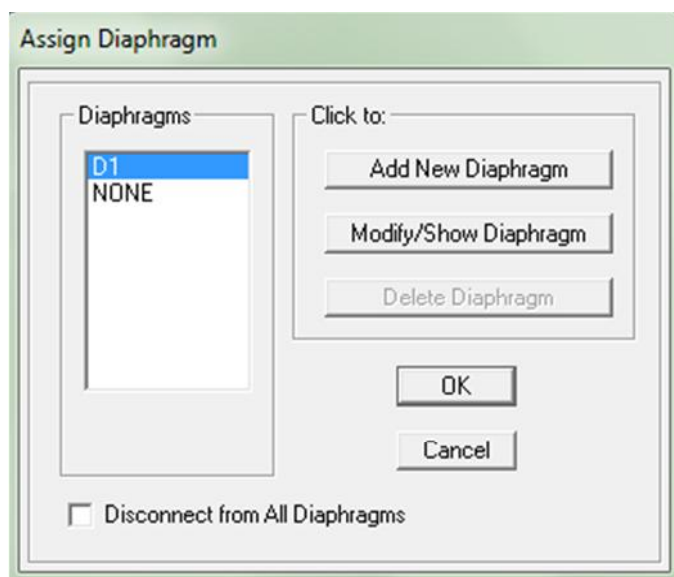


**Diaphragme :**

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*.



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case *Diaphragm* on clique sur

**OK** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

**V-3-8. Huitième étape : Analyse et visualisation des résultats:**

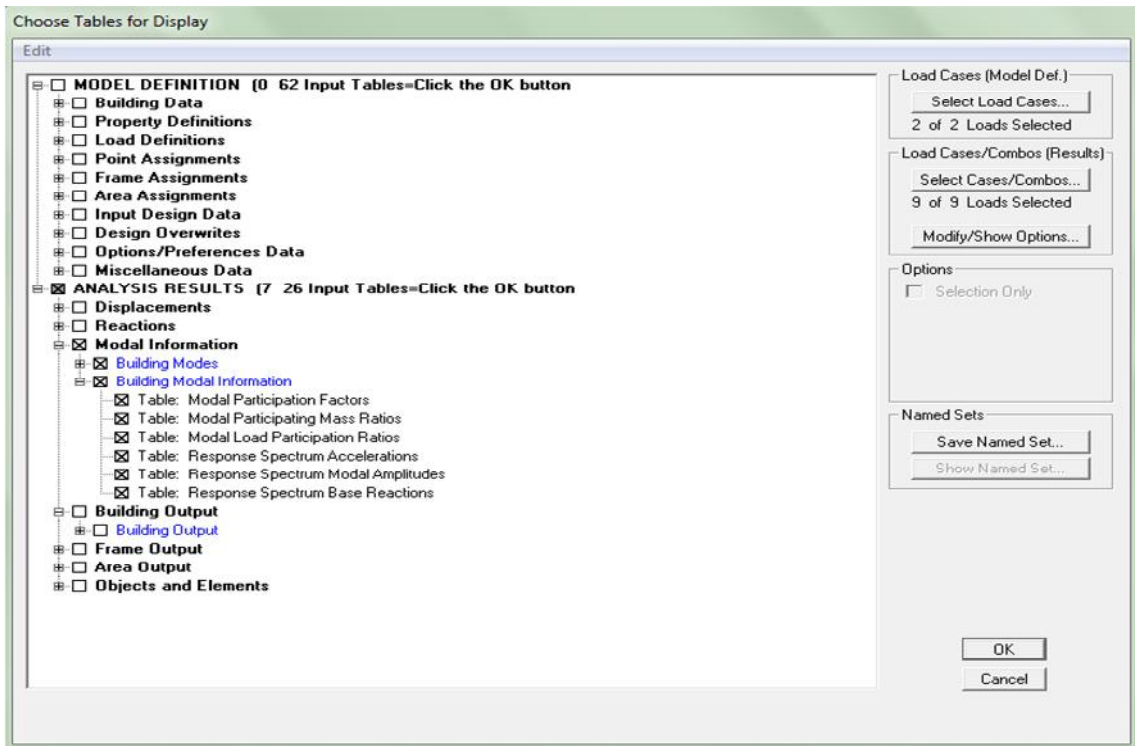
**a) Lancement de l'analyse**

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet Analyze et on sélectionne *Run Analysis*.

**b) Visualisation des résultats**

Période et participation modale :

Dans la fenêtre *display* —→ *show tables*, on clique sur *Modal Information* et on sélectionne la combinaison « *Modal* ».



**c) Déformée de la structure :**

On appuie sur l'icône Show



*Deformed Shap* et on sélectionne une combinaison d'actions.

**d) 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*

Dans *Element 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, dans *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 « *Diplacements* ».

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur Excel, la colonne  $U_x$  correspond au sens  $xx$ , et  $U_y$  au sens  $yy$ .

- **Effort tranchant et moment sismique à la base**

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur *show Story Reponse plots*

On coche *Story shears* ensuite on sélectionne *le séisme E*.

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 3D View* et on sélectionne le *plan XZ*.

Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **E**. Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

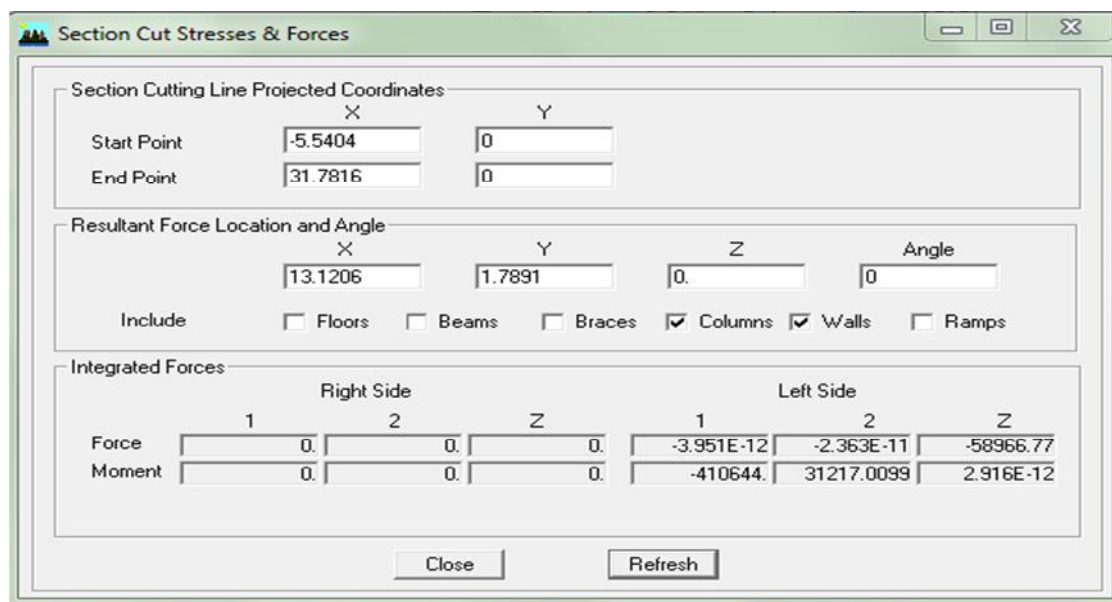


Figure V-1- : donnant le type de contreventement

**Remarque :**

En désélectionnant la case **Shells** on aura l'effort repris par les portiques et on désélectionnant la case **Frames** nous aurons l'effort repris par les voiles.

**5.4.Vérification du RPA :**

**5.4.1.Introduction :**

Avant de passer au ferrailage de la structure, le **RPA** nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques à la base (**5Vt**) obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente (**V**) pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

**5.4.2. Caractéristique de la structure :**

Notre ouvrage est considéré comme étant un bâtiment à usage d'habitation. Le poids propre de la structure doit comprendre la totalité des charges permanentes et **20%** des charges d'exploitations ; **RPA 4.5 2003**.

**5.4.3. Vérification de la période :****❖ Estimation de la période fondamentale de la structure :**

\* La valeur de la période fondamentale (**T**) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

\* La formule empirique à utiliser selon le cas est la suivante :

$$\mathbf{T} = \mathbf{C_T} \times \mathbf{h_N}^{3/4}$$

$\mathbf{h_N}$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$\mathbf{C_T}$  : coefficient en fonction du système de contreventement, du type de remplissage, il est donné par le tableau **(4.6) du RPA 99**.

Avec :  $\mathbf{C_T} = \mathbf{0.05}$

**❖ Remarque :**

**L'article 4.2.4 du RPA99 version 2003 postule que :**

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T = 0.05 \times 34.68^{3/4} = \mathbf{0.714 \text{ sec.}}$$

D'où :  $\mathbf{T} = 1.3 \times 0.714 = \mathbf{0.928 \text{ sec}} > \mathbf{T_{ETABS} = 0.74 \text{ sec}} \dots\dots\dots \mathbf{\text{condition vérifiée.}}$

- **Tableau N°1: La période et participation massique :**

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.740212	68.5669	0.0000	0	68.5669	0	0
2	0.543792	0.0000	67.7882	0	68.5669	67.7882	0
3	0.478623	0.0018	0,0000	0	68.5687	67.7882	0
4	0,186171	18.3515	0.0000	0	86.9202	67.7882	0
5	0,131089	0.0000	18.4306	0	86.9202	86.2188	0
6	0.122405	0,0005	18.8912	0	86.9207	86.2188	0
7	0.083703	7.1086	0.0000	0	94.0294	86.2188	0
8	0,056841	0.0000	0,0000	0	94.0294	93.4259	0

- *V-4-4. Vérification de l'effort tranchant à la base :*

- ❖ **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W \quad (\text{Formule 4.1 du RPA 99})$$

- ❖ **Détermination du facteur de qualité Q :**

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité des matériaux et du contrôle de la réalisation.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q$$

$p_q$  : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (**q**) est satisfait ou non.

➤ **Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques ou de voile dans la direction des forces latérales appliquées. Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas **1.5**

Suivant x-x : **Condition vérifiée.  $P_x = 0.00$**

Suivant y-y : **Condition vérifiée.  $P_y = 0.00$**

➤ **Régularité en plan**

• **Condition de symétrie :**

- . La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal à 4.
- La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction .....**Condition non vérifiée.**

**Donc : La régularité en plan n'est pas vérifiée  $p_q = 0.05$**

➤ **Condition de régularité en élévation :**

• **La continuité du système de contreventement :**

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge transmis directement à la fondation :

Le bâtiment est contreventé par voiles et portiques, continue de bas vers le haut et de même nature..... **Condition vérifiée.**

• **La vérification des masses et rigidités :**

Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent **constantes** ou **diminuent** progressivement et sans **chargement brusque** de la **base** au **sommet** du bâtiment..... **Condition vérifiée.**

• **Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier :**

Ces deux critères sont obligatoirement respectes depuis le **séisme de 2003**.

**Tableau N°2 : Valeur des pénalités :**

Critère (q)	P <sub>q</sub>	
	Observé	Non observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement.	0	/
2. Redondance en plan.	0	/
3. Régularité en plan.	/	0.05
4. Régularité en élévation.	0	/
5. Contrôle de qualité des matériaux	0	/
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.	0	/

$$Q=1+\Sigma 6q =1+0.05 = 1.05$$

❖ **Détermination des coefficients : R, A, D et W :**

**R** : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3 de RPA 99) en fonction du système de contreventement.

• **Conclusion :**

**A** : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : 2.
- Zone sismique : IIa.

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen. Il est en fonction de :

- La catégorie de site.
- Le facteur de correction d'amortissement «  $\eta$  »
- La période fondamentale de la structure « T ».

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{avec : } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{avec } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{avec } T \geq 3s \end{cases} \quad \text{Avec } \mathbf{D} \leq \mathbf{2.5}$$

$T_2$  : Période caractéristique, associée du site, donné par le tableau (4.7 RPA/99).

La nature du sol : **ferme** (site2) .....  $T_2 = \mathbf{0.4 \text{ second}}$  .

$\eta$  : Le facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \varepsilon}} = 0.81 \quad 0.7$$

$\varepsilon$  (%) : Est le **pourcentage de l'amortissement critique** ; il est en fonction du matériau constructif, du type de la structure et de l'importance des remplissages ; il est donné par le tableau **(4.2 RPA/99)**.....  $\varepsilon(\%) = \mathbf{8.5 \%$ .

$\eta = 0.81 > 0.70$  .....**vérifié**.

$T$  : La période fondamentale de la structure.

$T = C_T h_N^{3/4}$  . (La formule empirique (4-6) du RPA.) En second.

**Avec :**

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$h_N = \mathbf{34.68 \text{ m}}$ .

$C_T$  : coefficient, fonction du **système de contreventement**, du type **de remplissage** et donné par le tableau **(4.6) du RPA 99**

Tableau N valeurs de A, D, R, C<sub>T</sub> et T sont données dans le tableau suivant :

Paramètre	valeur	Article de RPA
Coefficient de zone A	0.15	Tableau 4.1
Période caractéristique T <sub>2</sub>	0.4 s	Tableau 4.7
Coefficient C <sub>T</sub>	0.05	Tableau 4.6
Facteur d'amplification D	1.291	Formule 4.2
Coefficient de comportement R	5.0	Tableau 4.3
Facteur de qualité	1.05	Formule 4.4

W : Le poids total de la structure déterminé par l'ETABS 9.1.4.

$$W = 31532.375 \text{ KN.}$$

$$V = \frac{0.15 \times 1.291 \times 1.05}{5} \times 31532.375 = 1282.31 \text{ KN}$$

$$V_x = V_y = 1282.31 \text{ KN}$$

❖ Efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique :

$$\begin{cases} V_{x \text{ etabs}} = 1902.90 \text{ KN} \\ V_{y \text{ etabs}} = 2273.117 \text{ KN} \end{cases}$$

$$V_{x \text{ etabs}} = 1902.90 \text{ KN} > 80\% V_x = 1025.848 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{y \text{ etabs}} = 2273.11 \text{ KN} > 80\% V_y = 1025.848 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion :**

V<sub>etabs</sub> > 0.8 V<sub>MSE</sub>... l'article 4.3.6 du RPA99 version 2003 est vérifié.

***V-4-5. Pourcentage de participation de la masse modale :***

Pour les structures représentées par de modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale **90 %** au moins de la

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.740212	68.5669	0.0000	0	68.5669	0	0
2	0.543792	0.0000	67.7882	0	68.5669	67.7882	0
3	0.478623	0.0018	0,0000	0	68.5687	67.7882	0
4	0,186171	18.3515	0.0000	0	86.9202	67.7882	0
5	0,131089	0.0000	18.4306	0	86.9202	86.2188	0
6	0.122405	0,0005	18.8912	0	86.9207	86.2188	0
7	0.083703	7.1086	0.0000	0	94.0294	86.2188	0
8	0,056841	0.0000	0,0000	0	94.0294	93.4259	0

**Tableau V-3 Participation massique.**

Le mode fondamentale est un mode de **translation** suivant **X** avec une mobilisation de **68.566%** et une **translation** suivant **Y** avec une mobilisation de masse **67.788%**.

La somme des masses modales dépasse **90%** de la masse totale du bâtiment, d'où la condition de **RPA** est **vérifiée**.

**V-4-6. Vérification de l'excentricité :**

D'après le RPA 99 /version 2003 (article 4.3), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à  $\pm 0.05 L$  (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.

$$|C_M - C_R| \quad 5\% L_X.$$

$$|C_M - C_R| \quad 5\% L_Y.$$

**Avec:**  $C_M$  : Le centre de masse.

$C_R$  : Le centre de torsion.

|

Suivant le sens x-x : On doit vérifier que:  $|XC_M - XC_R| \leq 5\% L_x$ .

Story	Diaphragme	$C_M$	$C_R$	$C_M - C_R$	5 % $L_x$	Condition
STORY1	D1	13.65	13.65	0	1.365	Vérifiée
STORY2	D2	13.65	13.65	0	1.365	Vérifiée
STORY3	D3	13.65	13.65	0	1.365	Vérifiée
STORY4	D4	13.65	13.65	0	1.365	Vérifiée
STORY5	D5	13.65	13.65	0	1.365	Vérifiée
STORY6	D6	13.65	13.65	0	1.365	Vérifiée
STORY7	D7	13.65	13.65	0	1.365	Vérifiée
STORY8	D8	13.65	13.65	0	1.365	Vérifiée
STORY9	D9	13.65	13.65	0	1.365	Vérifiée
STORY10	D10	13.65	13.65	0	1.365	Vérifiée
STORY11	D11	13.65	13.65	0	1.365	vérifiée

**Tableau V-4- Excentricité suivant x-x**

Suivant le sens y-y : On doit vérifier que :

$$|Y_{C_M} - Y_{C_R}| \leq 5\% L_y.$$

Story	Diaphragme	C <sub>M</sub>	C <sub>R</sub>	C <sub>M</sub> -C <sub>R</sub>	5 % L <sub>y</sub>	Condition
STORY1	D1	8.784	8.795	-0.011	0.875	vérifiée
STORY2	D2	8.758	8.793	-0.035	0.875	vérifiée
STORY3	D3	8.758	8.792	-0.034	0.875	vérifiée
STORY4	D4	8.758	8.792	-0.034	0.875	vérifié
STORY5	D5	8.758	8.793	-0.035	0.875	vérifiée
STORY6	D6	8.758	8.793	-0.035	0.875	vérifiée
STORY7	D7	8.758	8.794	-0.036	0.875	vérifiée
STORY8	D8	8.758	8.794	-0.036	0.875	Vérifiée
STORY9	D9	8.758	8.794	-0.036	0.875	Vérifiée
STORY10	D10	8.758	8.793	-0.035	0.875	Vérifiée
STORY11	D11	8.665	8.791	-0.126	0.875	vérifiée

Tableau V-5 Excentricité suivant Y-Y

**V-4-7 Déplacement relatives :**

D’après le RPA 99 (article 5.10), les déplacements relatifs latéraux d’un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d’étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = \delta_{eK} \quad (\delta_K \text{ est donnée par ETABS})$$

$\delta_{eK}$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l’effet de torsion).

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Suivant  $E_x$  :

niveau	$\delta_{eK}$ (m)	$\delta_K - \delta_{K-1}$ (m)	$\delta$ relative (m)	condition
11	0.0122	0.0012	0.0306	Vérifié
10	0.011	0.0013	0.0306	Vérifié
9	0.0097	0.0013	0.0306	Vérifié
8	0.0084	0.0013	0.0306	Vérifié
7	0.0071	0.0013	0.0306	Vérifié
6	0.0058	0.0013	0.0306	Vérifié
5	0.0045	0.0012	0.0306	Vérifié
4	0.0033	0.0011	0.0306	Vérifié
3	0.0022	0.001	0.0306	Vérifié
2	0.0012	0.0007	0.0306	Vérifié
1	0.0005	0.0005	0.0408	Vérifié

Suivant  $E_y$  :

niveau	$\delta_{eK}$ (m)	$\delta_{K+1} - \delta_K$ (m)	$\delta$ relative (m)	condition
11	0.0081	0.0008	0.0306	Vérifiée
10	0.0073	0.0008	0.0306	Vérifiée
9	0.0065	0.0009	0.0306	Vérifiée
8	0.0056	0.0009	0.0306	Vérifiée
7	0.0047	0.0009	0.0306	Vérifiée
6	0.0038	0.0009	0.0306	Vérifiée
5	0.0029	0.0008	0.0306	Vérifiée
4	0.0021	0.0007	0.0306	Vérifiée
3	0.0014	0.0006	0.0306	Vérifiée
2	0.0008	0.0005	0.0306	Vérifiée
1	0.0003	0.0003	0.0408	Vérifiée

❖ **Remarque :**

On n'a pas introduit la valeur du coefficient du comportement **R** lors de calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (on a spécifié le type de contreventement).

**V-4-8. Déplacement maximale :**

$$\delta_{Max} \quad f = \frac{H_t}{500}$$

**Avec :** **H<sub>T</sub>** : la hauteur de bâtiment.

**f** : la flèche admissible.

**Suivant E<sub>x</sub> :**

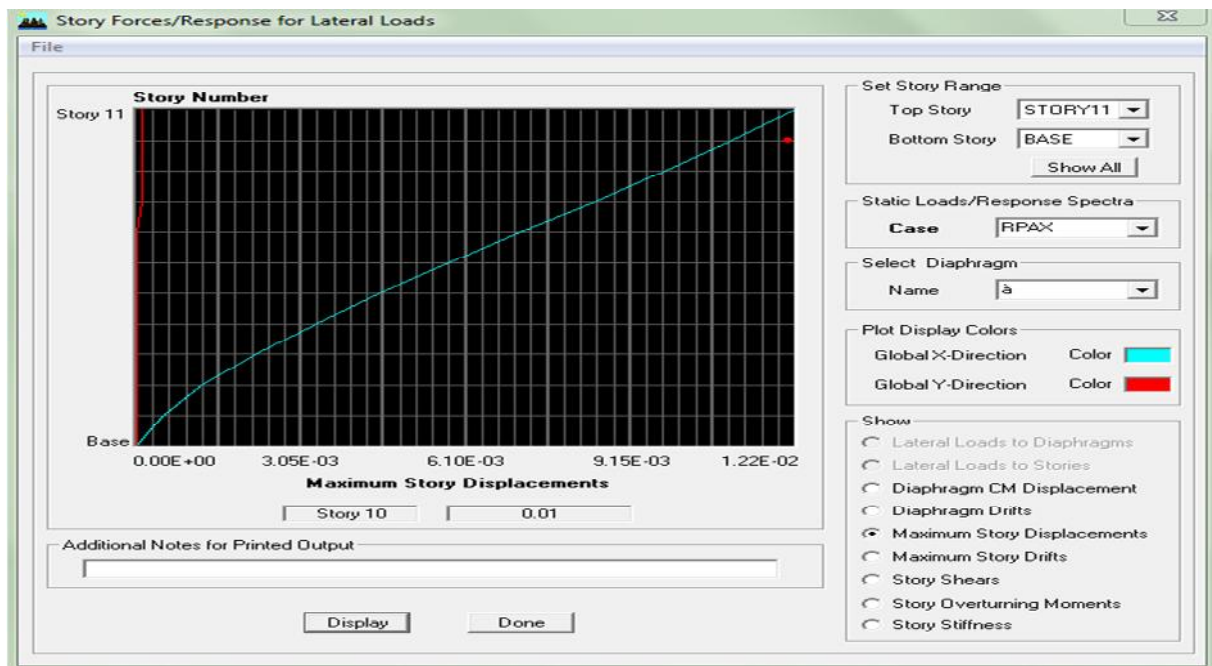


Figure V-2 Déplacement maximal dans le sens x-x

$$\delta_{Max} = 0.01 \quad f = \frac{H_t}{500} = \frac{34.68}{500} = 0.069 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Suivant  $E_y$  :

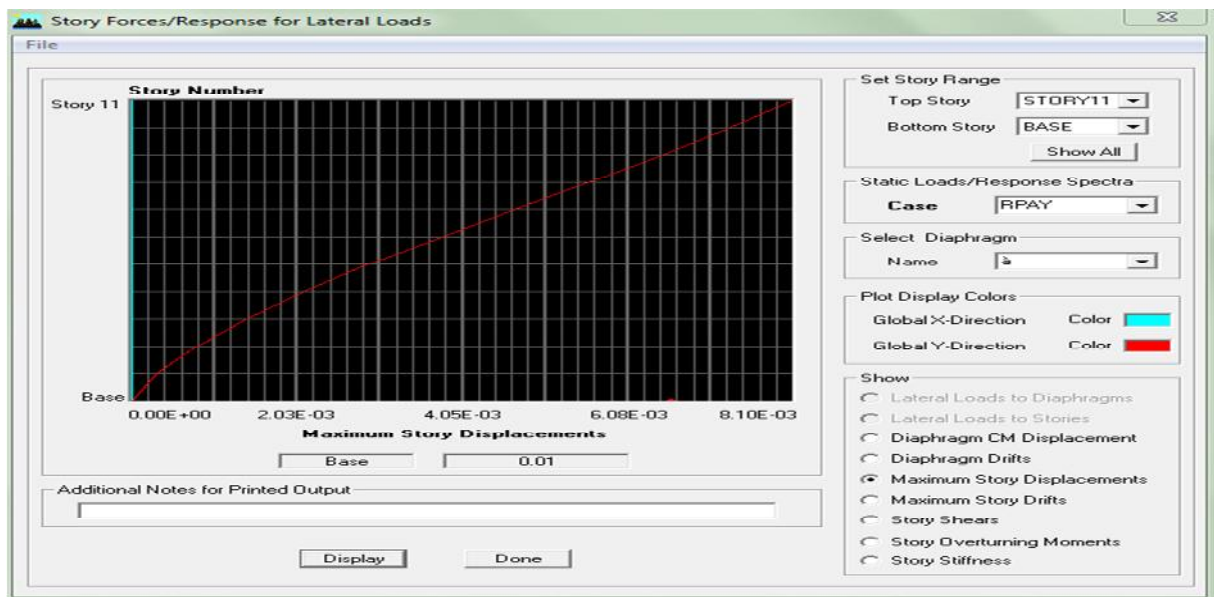


Figure V-3 Déplacement maximal dans le sens y-y

$$\delta_{Max} = 0.01 \quad f = \frac{H_t}{500} = \frac{34.68}{500} = 0.069 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**V-4-9. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta :**

L'effet **P-Delta** est un effet non linéaire (**de second ordre**) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (**P**) et le **déplacement (Delta)**.

La valeur de l'effet P-delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-delta est souvent gérée de telle façon à être considérée **négligeable** et donc **ignore** dans le calcul.

NIV	P (KN)	H <sub>k</sub> (m)	Sens X-X				Sens Y-Y			
			Δ <sub>kx</sub> (m)	V <sub>x</sub> (KN)	P <sub>k</sub> ×Δ <sub>k</sub>	θ <sub>x</sub>	Δ <sub>ky</sub> (cm)	V <sub>y</sub> (KN)	P <sub>k</sub> ×Δ <sub>k</sub>	θ <sub>y</sub>
9	3865.3	3.06	0.0012	404.76	4.638	0.0037	0.0008	473.15	3.092	0.0021
8	7459.11	3.06	0.0013	697.08	9.696	0.0045	0.0008	831.01	5.967	0.0023
7	11052.93	3.06	0.0013	913.37	14.368	0.0051	0.0009	1099.31	9.947	0.0029
6	14646.74	3.06	0.0013	1100.36	19.040	0.0056	0.0009	1335.69	13.182	0.0032
5	18358.36	3.06	0.0013	1265.24	23.865	0.0061	0.0009	1544.94	16.522	0.0034
4	22069.99	3.06	0.0013	1411.53	28.690	0.0066	0.0009	1723.36	19.862	0.0037
3	25781.61	3.06	0.0012	1536.12	30.937	0.0065	0.0008	1875.05	20.625	0.0036
2	29493.24	3.06	0.0011	1643.97	32.442	0.0064	0.0007	1999.22	20.645	0.0033
1	33339.5	3.06	0.0010	1737.14	33.339	0.0062	0.0006	2102.56	20.003	0.0031
RDC	37185.76	3.06	0.0007	1819.16	26.030	0.0046	0.0005	2194.5	18.592	0.0027
E sol	42340.88	4.08	0.0005	1902.91	21.170	0.0027	0.0003	2273.12	12.702	0.0013

Il y'a deux types d'effet P-Delta :

**Le grand effet P-** : Correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.

**Le petit effet P-δ:** Au niveau des éléments de la structure.

Le **RPA99** version 2003 ne préconise que les effets du 2<sup>ème</sup> ordre ou les effets P-Delta peuvent être **négligés** dans le cas des bâtiments si la condition suivante est **satisfaite** à tous les niveaux, **Si** :

**θ<sub>k</sub> < 0.10** : les effets du 2<sup>ème</sup> ordre **sont négligés**.

**0.10 < θ<sub>k</sub> < 0.20** : il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à 1/(1- θ<sub>k</sub>).

**θ<sub>k</sub> > 0.20** : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$$\theta_k = \frac{P_k \times \delta_k}{V_k \times h_k}$$

**Avec** : **P<sub>K</sub>** : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K.

**V<sub>K</sub>** : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'.

**Δ<sub>K</sub>** : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

$H_K$  : Hauteur de l'étage 'K'.

❖ **REMARQUE :**

Puisque les coefficients  $\theta_k < 0.1$  pour chaque niveau (k) et dans les **deux sens**, on peut donc **négliger l'effet P-Delta** dans le calcul des éléments structuraux.

❖ **Conclusion :**

Les exigences du RPA ont été observées, nous allons passer au ferrailage de la structure.

*Chapitre*

*VI*

***FERRAILLAGE  
DES  
POUTRES***

**Introduction :**

Les poutres seront ferrillées en flexion simple à L'ELU, sous les combinaisons de charges les plus défavorables, et seront vérifiées à L'ELS, sous la combinaison G+Q.

- 1.35G+1.5Q..... à l'ELU
- G + Q ..... à l'ELS
- G+Q±E.....RPA99 révisé 2003
- 0.8G± E.....RPA99révisé 2003

**VI.1.Ferrailage des poutres:****a) Recommandation de RPA pour le ferrailage des poutres****a-1. Armatures longitudinales**

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.

-Poutres principales de (30x40) :  $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6.00 \text{ cm}^2$

-Poutres secondaires de (30x40) :  $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6.00 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de **4%** en zone courante et de **6%** en zone de recouvrement.

- Poutres principales de (30x40) :  $A_{max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$

$$A_{max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$$

- Poutres secondaires de (30x40) :  $A_{max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$

$$A_{max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$$

La longueur minimale de recouvrement et de **40Ø** en zone **IIa**.

**a-2. Armatures transversales**

- La quantité minimale des armatures transversales et donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

- L'espace maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t^{\max} = \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi\right) \quad : \text{En zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad : \text{En zone de recouvrement}$$

Avec  $\phi$  : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales.

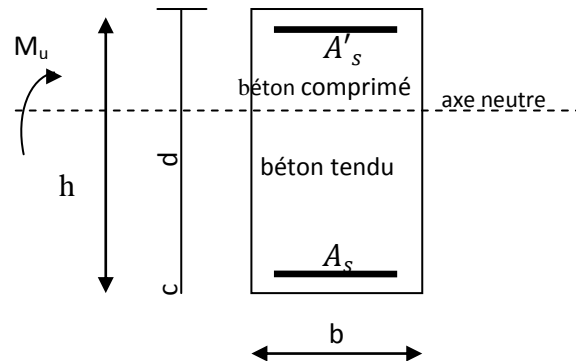
## VI.2. Les différentes sollicitations:

- *Poutres principales:*

Niveau	effort	ELU	ELS	ACC
Entre sol	$M_-$ (KN.m)	52.699	38.358	47.534
	$M_+$ (KN.m)	36.088	26.258	28.012
	$V_2$ (KN)	79.35	57.76	61.35
RDC	$M_-$ (KN.m)	60.416	43.984	57.70
	$M_+$ (KN.m)	36.11	26.28	28.732
	$V_2$ (KN)	82.64	60.14	65.73
Etage 1	$M_-$ (KN.m)	64.029	46.62	62.639
	$M_+$ (KN.m)	38.036	27.683	36.388
	$V_2$ (KN)	84.84	61.75	68.02
Etage 2	$M_-$ (KN.m)	70.913	51.641	69.456
	$M_+$ (KN.m)	40.339	29.362	42.843
	$V_2$ (KN)	88.50	64.42	71.04
Etage 3	$M_-$ (KN.m)	75.837	55.234	74.940
	$M_+$ (KN.m)	41.588	30.274	46.507
	$V_2$ (KN)	90.92	66.18	73.60
Etage 4	$M_-$ (KN.m)	79.969	58.250	79.574
	$M_+$ (KN.m)	42.562	30.985	48.356
	$V_2$ (KN)	92.92	67.65	74.83
Etage 5	$M_-$ (KN.m)	82.228	59.901	80.853
	$M_+$ (KN.m)	44.485	32.387	48.932
	$V_2$ (KN)	94.56	68.84	76.23
Etage 6	$M_-$ (KN.m)	87.124	63.475	82.79
	$M_+$ (KN.m)	46.903	34.157	49.056
	$V_2$ (KN)	97.34	70.87	77.45
Etage 7	$M_-$ (KN.m)	89.464	65.181	84.405
	$M_+$ (KN.m)	47.469	34.785	47.478
	$V_2$ (KN)	98.58	71.78	78.43
Etage 8	$M_-$ (KN.m)	94.237	68.687	88.078
	$M_+$ (KN.m)	48.073	35.029	45.573
	$V_2$ (KN)	100.33	73.06	79.88
Etage 9	$M_-$ (KN.m)	81.346	59.46	79.85
	$M_+$ (KN.m)	54.162	39.62	42.865
	$V_2$ (KN)	99.02	72.45	76.78

▪ *Poutres secondaires:*

Niveau	effort	ELU	ELS	ACC
Entre sol	$M_-$ (KN.m)	12.289	8.985	18.322
	$M_+$ (KN.m)	17.432	5.443	7.504
	$V_2$ (KN)	12.76	9.37	25.33
RDC	$M_-$ (KN.m)	22.637	16.581	26.304
	$M_+$ (KN.m)	25.749	8.960	12.23
	$V_2$ (KN)	29.45	21.53	36.02
Etage 1	$M_-$ (KN.m)	23.28	17.00	33.368
	$M_+$ (KN.m)	31.372	12.408	17.049
	$V_2$ (KN)	29.70	21.71	43.62
Etage 2	$M_-$ (KN.m)	29.643	21.65	40.242
	$M_+$ (KN.m)	36.464	16.262	22.331
	$V_2$ (KN)	30.37	22.23	48.52
Etage 3	$M_-$ (KN.m)	35.311	25.788	45.978
	$M_+$ (KN.m)	38.752	20.34	27.917
	$V_2$ (KN)	30.72	22.46	51.13
Etage 4	$M_-$ (KN.m)	40.079	23.805	50.351
	$M_+$ (KN.m)	43.043	29.271	32.66
	$V_2$ (KN)	33.99	23.16	51.80
Etage 5	$M_-$ (KN.m)	42.59	31.105	51.721
	$M_+$ (KN.m)	34.245	24.962	43.253
	$V_2$ (KN)	33.11	24.22	51.08
Etage 6	$M_-$ (KN.m)	46.046	33.634	53.446
	$M_+$ (KN.m)	36.05	26.285	43.196
	$V_2$ (KN)	34.58	25.30	49.20
Etage 7	$M_-$ (KN.m)	49.207	35.948	46.33
	$M_+$ (KN.m)	39.151	28.555	46.88
	$V_2$ (KN)	36.78	55.247	26.91
Etage 8	$M_-$ (KN.m)	51.941	37.953	56.844
	$M_+$ (KN.m)	42.182	30.768	46.14
	$V_2$ (KN)	38.68	28.30	44.48
Etage 9	$M_-$ (KN.m)	35.693	26.00	38.089
	$M_+$ (KN.m)	46.654	34.087	49.807
	$V_2$ (KN)	34.66	25.36	41.69

**VI.3. Etape de calcul:****a) Calcul des armatures longitudinales****a-1) Calcul de la section d'armatures**

Avec :

$M_u$  : moment de flexion à l'E.L.U.

$h$  : hauteur de la section du béton.

$b$  : largeur de la section du béton.

$d$  : hauteur utile ( $d = h - c$ ).

$c$  : distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

$A_s'$  : section d'armatures comprimées.

$A_s$  : section d'armatures tendues.

- **Calcul du moment réduit**

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

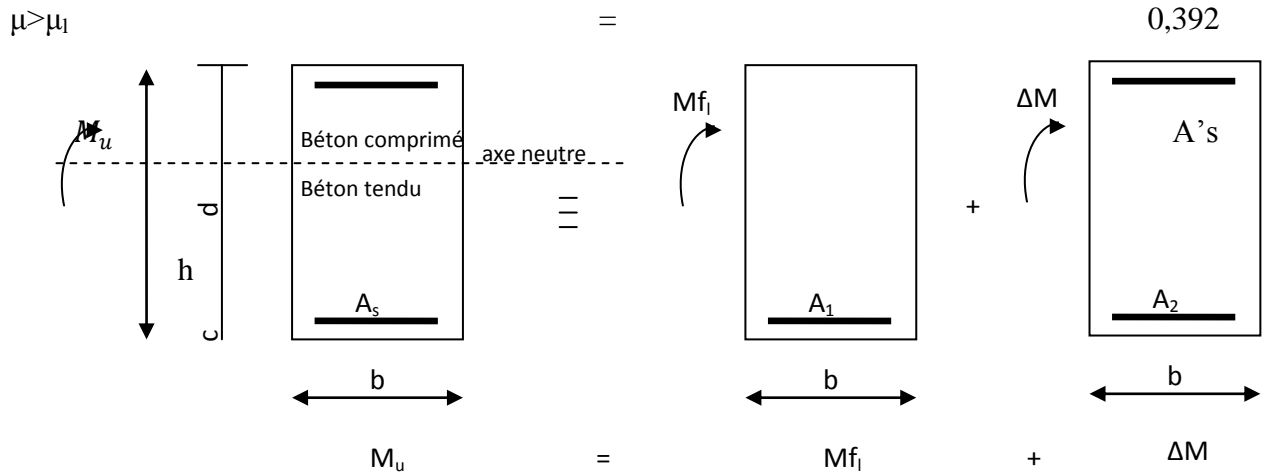
**1<sup>er</sup> cas : Section simplement armée ( $A_s' = 0$ )**

$\mu < \mu_l = 0,392$  pour les aciers FeE400.

La section d'armatures tendues est égale à :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

2<sup>ème</sup> cas : Section doublement armée



On calcule :

$$M_{f1} = \mu_1 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\Delta M = M_u - M_{f1} \quad \text{avec : } \Delta M \leq 40\% \cdot M_u$$

$$A_1 = \frac{M_{f1}}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_{st}'}$$

$$A_2 = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_s = A_1 + A_2$$

Avec :  $\sigma_{st}' = f_e / \gamma_s$

Les calculs sont résumés dans les tableaux ci-après :

**Remarque :**

Le ferrailage des poutres se fait par zones tel que :

**ZONE 1 :** Entre sol, RDC et 1<sup>er</sup> étage

**ZONE 2 :** 2<sup>ème</sup> au 5<sup>ème</sup> étage

**ZONE 3 :** 6<sup>ème</sup> au 9<sup>ème</sup> étage

## VI.4. Ferrailage des poutres principales:

Zone	travée	$M_U$ (KN.m)	$\mu$	$\beta$	Obs.	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
	appuis							
Zone 1	travée	38.036	0.065	0.967	SSA	2.89	6.00	3HA12 = 3,39
	appui	64.029	0.109	0.943	SSA	5.29		3HA10+3HA12=5,74 (Chapeaux)
Zone 2	travée	48.932	0.083	0.956	SSA	3.40	6.00	3HA14 = 4,52
	appui	82.228	0.140	0.924	SSA	6.94		3HA10+3HA14=6,97 (Chapeaux)
Zone 3	travée	54.162	0.092	0.952	SSA	4.40	6.00	3HA14 = 4,52
	appui	94.237	0.160	0.912	SSA	8.06		3HA14+3HA14=9.24 (Chapeaux)

## VI.5. ferrailage des poutres secondaires:

Zone	travée	$M_U$ (KN.m)	$\mu$	$\beta$	Obs.	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
	appuis							
Zone 1	travée	31.372	0.053	0.972	SSA	2.15	6.00	3HA12=3,39
	appui	33.368	0.057	0.970	SSA	2.30		3HA12=3,39
Zone 2	travée	43.253	0.074	0.962	SSA	2.99	6.00	3HA12=3,39
	appui	51.720	0.088	0.954	SSA	3.61		3HA12+3HA10=5,74 (Chapeaux)
Zone 3	travée	46.88	0.080	0.958	SSA	3.45	6.00	3HA12+3HA10=5,74 (Chapeaux)
	appui	56.814	0.097	0.948	SSA	3.87		3HA12+3HA10=5,74 (Chapeaux)

**VI.6. Vérifications a l'ELU:****6.1. Condition de non fragilité du béton (article B.6.4 BAEL91)**

$$A > A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{min} = 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = 1.34 \text{cm}^2 \text{ (poutres principales)} \\ A_{min} = 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2 \text{ (poutres secondaires)} \end{array} \right.$$

La condition de non fragilité du béton est vérifiée.

**6.2. Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis :**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.40 \times \frac{0.9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots \text{(BAEL91.art A.5.1.32)}$$

- Poutres principales :  $T_u = 100.33 \text{KN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.37 \times 0.30 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 666 \text{KN}$
- Poutres secondaires :  $T_u = 38.68 \text{KN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.30 \times 0.32 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 666 \text{KN}$

**6.3) Vérification de la contrainte d'adhérence et de l'entraînement des barres aux appuis :**

- **Contrainte d'adhérence**

La contrainte d'adhérence des aciers dans le béton est :

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :  $\bar{\tau}_{su} = \psi_s \cdot f_{t28} = 2.1 \times 1.5 = 3.15 \text{MPa}$ . ( $\psi_s = 1.5$  coefficient de scellement).

$\bar{\tau}_{su}$  : La contrainte limite d'adhérence des barres.

$\sum U_i$  :  $n \cdot \pi \cdot \Phi$  (Périmètre des aciers).

$$\sum U_i = (3\pi \cdot 1.6) = 15.07 \text{ cm}$$

$$\tau_s = \frac{100.33 \times 10^3}{0.9 \times 370 \times 50.7} = \mathbf{1.99 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_{su} = 3.15 \text{ MPa}$$

**6.4) Ancrage des aciers :**

- **Condition d'équilibre**

Sur une longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à sa valeur ultime fixée à :

$$\overline{\tau}_{se} = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

- **Calcul de la longueur de scellement droit des barres :**

Elle correspond à la longueur d'acier, adhérant au béton, nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_e} \quad \text{avec : } \overline{\tau}_e = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

-Pour  $\phi$  12 :  $L_s = 42,32 \text{ cm}$

-Pour  $\phi$  14 :  $L_s = 49,38 \text{ cm}$

-Pour  $\phi$  10 :  $L_s = 35,27 \text{ cm}$

Les règles du **(BAEL 91 Art. A.6.1)** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée, mesurée hors crochet, au moins égale à  $0,4 L_s$  pour les aciers H.A.

-Pour  $\phi$  10 :  $L_a = 14,11 \text{ cm}$ .

-Pour  $\phi$  12 :  $L_a = 16,92 \text{ cm}$ .

-Pour  $\phi$  14 :  $L_a = 19,75 \text{ cm}$ .

**6.5) Vérification de la contrainte tangentielle :**

Pour justifier les armatures transversales droites on doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} < \overline{\tau}_u \quad \text{Avec } \overline{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2 f_{ct28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration non préjudiciable}).$$

$$\text{Pour les poutres principales} \quad : \quad \tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{100,33 \cdot 10^3}{300 \times 370} = 0,9 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{vérifiée}).$$

$$\text{Pour les poutres secondaires} \quad : \quad \tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{37,88 \cdot 10^3}{300 \times 370} = 0,34 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{vérifiée}).$$

**6.6) Calcul des armatures transversales :**

- **poutres principales**

D'après le **(BAEL 91.art .A.7.2.2)** le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{b}{10} ; \frac{h}{35} ; \phi_l \right\} = \min \{ 30 ; 11.4 ; 12 \}$$

$\phi_l$  : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

Soit :  $\phi_t = 8\text{mm}$

La section des armatures transversales

On choisira un cadre et un étrier :  $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$ .

- **Calcul des espacements :**

- **zone nodale (appui):**  $S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_t \right\}$

$$S_t \leq \min \{ 10 ; 9.6 \}$$

Soit :  $S_t = 10\text{ cm}$

- **Zone courante (travée):**  $S_t' \leq \frac{h}{2}$  donc  $S_t' \leq 20\text{ cm}$

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

- **Vérification des armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times K \times f_{t28}}{0,8 f_e \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\Rightarrow S_t \leq \frac{A_t \times 0,8 f_e \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}{30 \times (\tau_u - 0,3 \times K \times f_{t28})}$$

$$\Rightarrow S_t \leq \frac{2,01 \times 0,8 \times 400 \times 1}{30 \times (\tau_u - 0,3 \times 1 \times 2,1)} = 20,18\text{cm}$$

La condition est vérifiée.

Pour les poutres secondaires, on propose que le ferrailage transversal soit le même que celui adopté dans le sens longitudinal.

▪ **Délimitation de la zone nodale :**

$$L' = 2 \times h$$

h : hauteur de la poutres.

$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$  pour les poutres longitudinales et transversales.

**6.7) Armatures transversales minimales :**

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 9 \times 30 = 0,81 \text{ cm}^2 \text{ Pour les poutres secondaires.}$$

$$A_t^{\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 \text{ Pour les poutres principales.}$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 0,81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**VI.4. vérification A l'ELS:**

Les états limites de services sont définis compte tenue des exploitations et de la durabilité de la construction .Les vérifications qui leurs sont relatives :

- Etat limite d'ouverture des fissurations (exemple de calcul pour les fissurations non préjudiciables).
- Etat limite de résistance du béton en compression.
- Etat limite de déformation.

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

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

▪ **Etat limite de résistance du béton en compression**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s \leq 0,6 f_{c28} = \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Avec} \quad K = 1/K_1$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A} \quad (A : \text{armatures adoptées à l'ELU})$$

$\sigma_s$  : La contrainte dans l'acier

$$\text{On calcule : } \rho_1 = \frac{100 A_s}{b_0 d} \quad ; \quad \sigma_{bc} = K \times \sigma_s \quad ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

**Tableau VI-4:** vérification du ferrailage des poutres principales aux appuis à l'ELS

Zones	$M_s(\text{KN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\overline{\sigma_{bc}}(\text{MPa})$	obs
ZoneI	46.62	5.74	0.70	0.878	25.98	342.61	13.19	15	ok
ZoneII	59.90	6.97	0.86	0.950	85.00	335.04	3.94	15	ok
ZoneIII	68.68	9.24	1.14	0.853	24,25	322.73	13,30	15	ok

**Tableau VI-5:** vérification du ferrailage des poutres principales en travée à l'ELS

Zones	$M_s(\text{KN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\overline{\sigma_{bc}}(\text{MPa})$	obs
Zone I	27.68	3.39	0.41	0.901	35.50	335.64	9.45	15	ok
Zone II	32.38	4.52	0.56	0.886	29.64	299.46	10.10	15	ok
ZoneIII	39.62	4.52	0.56	0.886	29.64	366.42	12.36	15	ok

**VI-6: vérification du ferrailage des poutres secondaires à l'ELS**

*a) Aux appuis*

Zones	$M_s(\text{KN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\overline{\sigma_{bc}}(\text{MPa})$	obs
ZoneI	17.00	3.39	0.41	0.950	85.00	195.5	2.30	15	ok
ZoneII	31.10	5.74	0.70	0.878	25.98	228.55	8.79	15	ok
ZoneIII	37.95	5.74	0.70	0.878	25.98	278.89	2.04	15	ok

*b) En travée*

Zones	$M_s(\text{KN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_{st}$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\overline{\sigma_{bc}}(\text{MPa})$	obs
ZoneI	12.40	3.39	0.41	0.901	35.50	150.36	4.23	15	ok
ZoneII	29.27	3.39	0.41	0.901	35.50	354.92	9.99	15	ok
ZoneIII	30.76	5.74	0.70	0.878	25.98	226.05	8.70	15	ok

- **Etat limite de déformation de la flèche :**

On doit justifier l'état limite de déformation par le calcul de la flèche «  $f$  », qui ne doit pas dépasser la valeur limite «  $\overline{f}$  ».

**Valeurs limites de la flèche :**

$$\text{Pour } L \leq 5 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$L$  : La portée mesurée entre nus d'appuis.

$$\text{Sens xx : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{445}{500} = 0,89$$

$$\text{Sens yy : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{420}{500} = 0,84$$

▪ **Evaluation de la flèche : [BAEL91/B.6.5,3]**

$$f = \frac{M_s L^2}{10 E_v I_{fv}} \quad \text{avec : } I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

$$\mu = \text{Max} \left\{ 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}, 0 \right\} \quad \text{et } \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{5 \rho}$$

$L$  : Portée libre de la poutre.

$M_s$  : moments de service maximal.

$I_{fv}$  : Moment d'inertie fictif.

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

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,866 \text{ MPa.}$$

$I_0$  : Moment d'inertie de la section total rendue homogène, calculé avec  $n = 15$

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

$\rho$  : Rapport des aciers tendus à celui de la section utile.

$$\rho = \frac{A_s}{b d}$$

$\sigma_s$  : Contraintes dans les aciers tendus.

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} \quad (\text{Calculée dans l'état limite de compression du béton}).$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

**Tableau VI-7:** vérification de la flèche :*a) les poutres principales :*

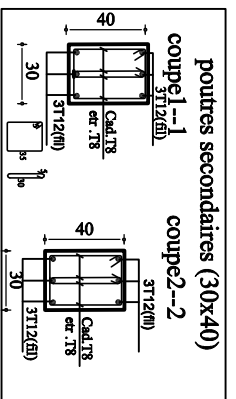
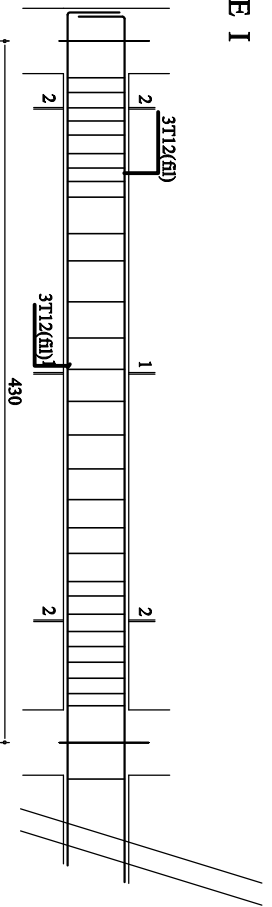
$M_s$ [KN.m]	$\sigma_s$	$\rho$	$\lambda_v$	$\mu$	$I_o$ [cm <sup>4</sup> ]	$I_{fv}$ [cm <sup>4</sup> ]	$f$	$f$ barre	Obs
39.62	366.42	0.0056	1.5	0.643	163976.64	91819.90	<b>0.78</b>	<b>0.89</b>	Vérifiée

*b) les poutres secondaires :*

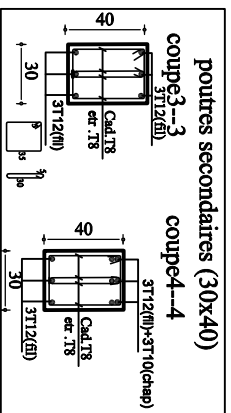
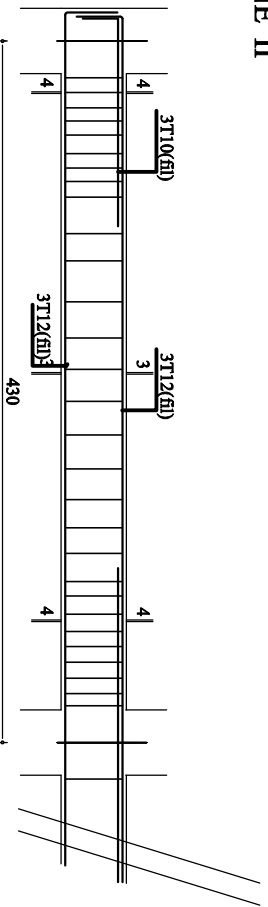
$M_s$ [KN.m]	$\sigma_s$	$\rho$	$\lambda_v$	$\mu$	$I_o$ [cm <sup>4</sup> ]	$I_{fv}$ [cm <sup>4</sup> ]	$f$	$f$ barre	Obs
30.76	226.64	0.007	1.2	0.564	163317.72	107138.29	<b>0.46</b>	<b>0.84</b>	Vérifiée

# ferr. des poutres secondaires

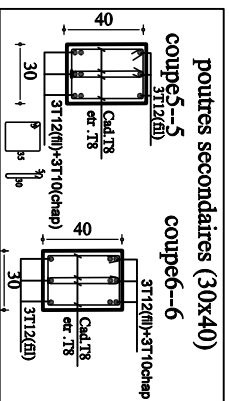
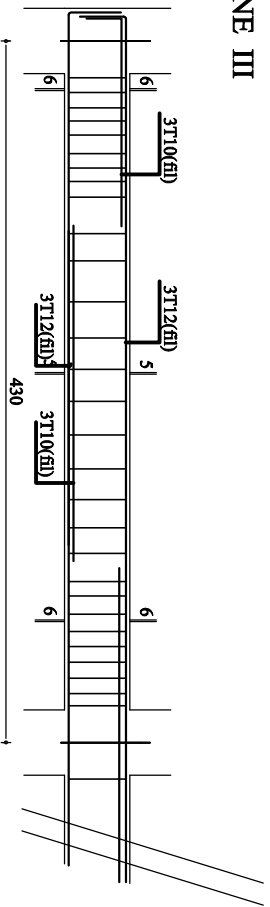
## ZONE I



## ZONE II



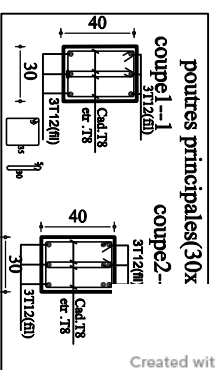
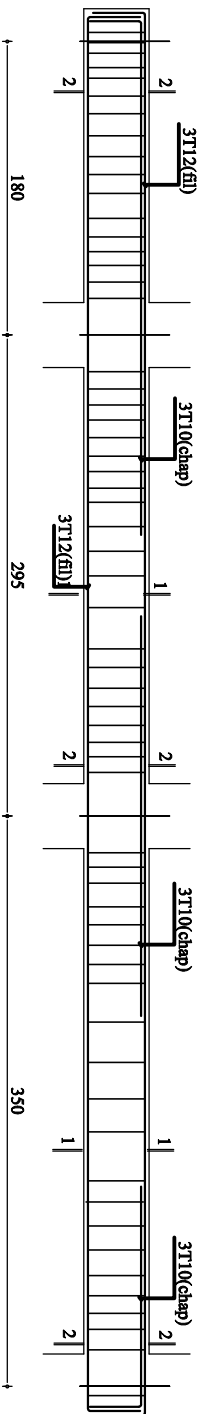
## ZONE III



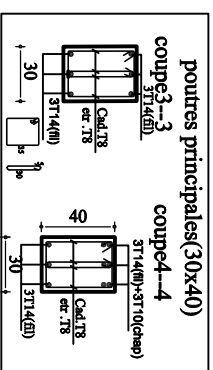
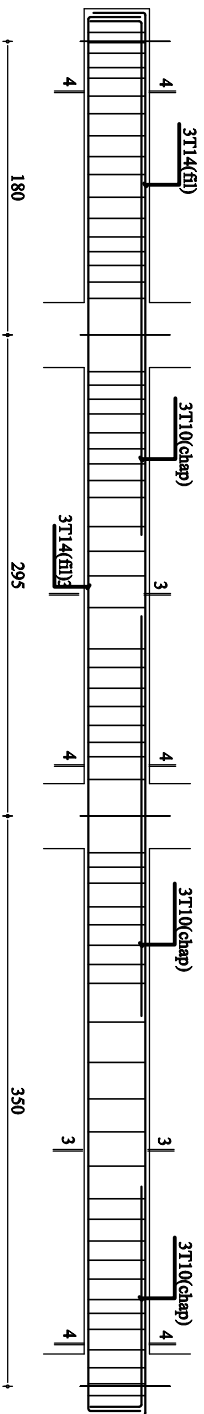
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR: M. GUENAF LOUNIS M. GUERCHOUH HOUCINE DIRIGE PAR: Mme MORAREK	TITRE ferrillage des poutres principales
PROMOTION 2013-2014	ECHELLE: 1/25

# *ferr. des poutres principales*

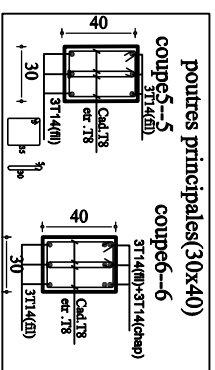
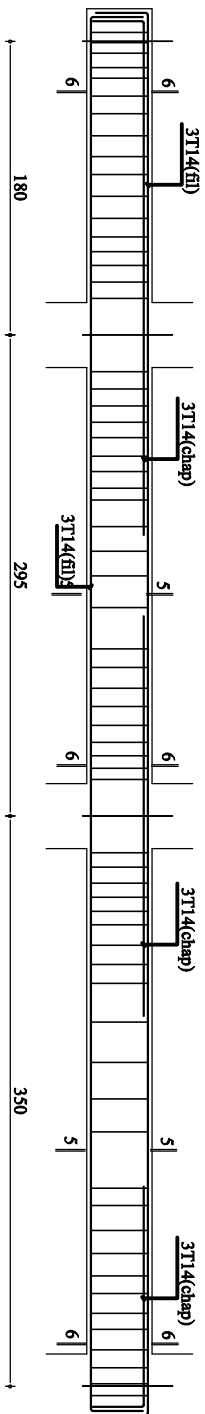
## ZONE I



## ZONE II



## ZONE III

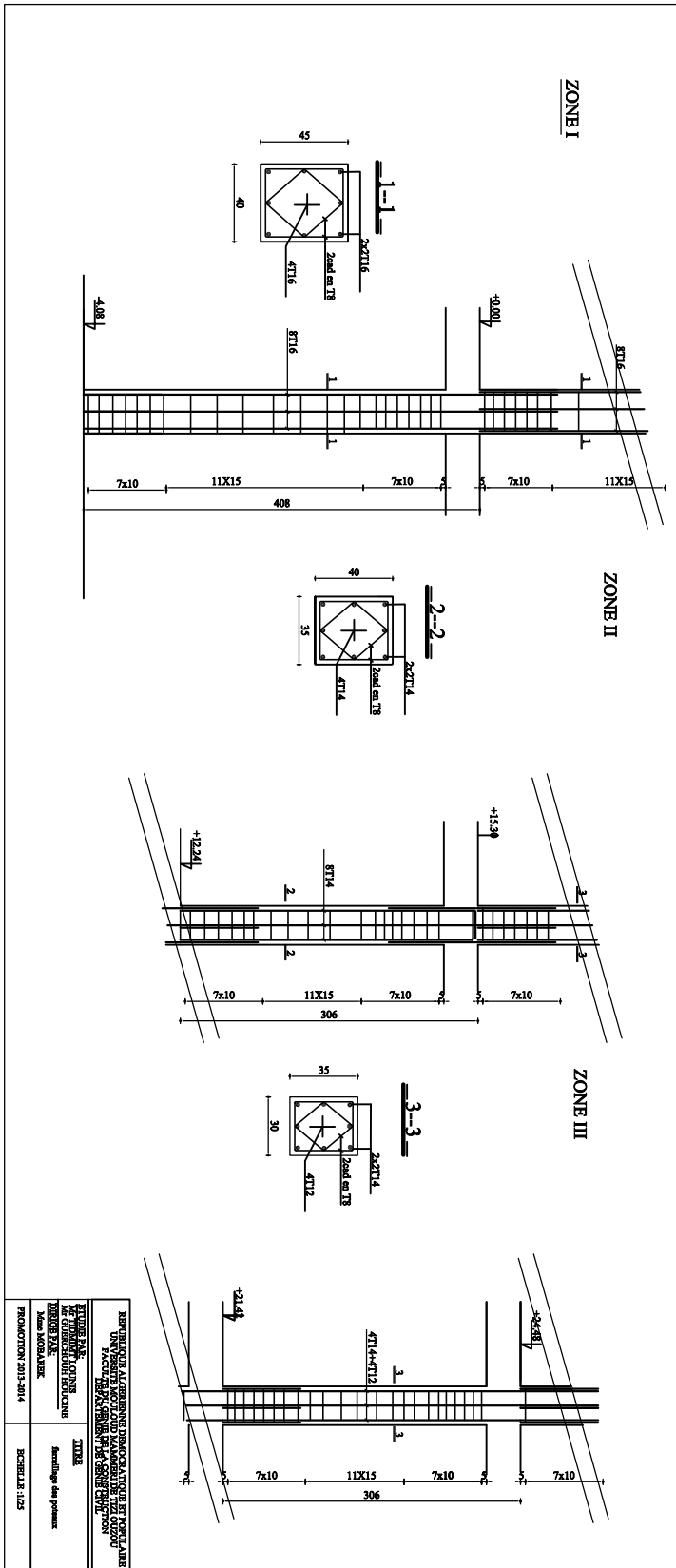


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOUTOUZ MAMMERI DE TIZ OUZOU FACULTE D'INGENIERIE DES CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR: M <sup>me</sup> TINDJENT LOUNIS M <sup>me</sup> GUERCHOUH HOUICINE DIRIGE PAR: Mme MOBARAK	TITRE ferrailage des poutres principales
PROMOTION 2013-2014	ECHELLE: 1/25

*Chapitre*

*VII*

***FERRAILLAGE  
DES  
POTEAUX***



REPUBLICAN UNIVERSITY FACULTY OF ENGINEERING DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING CIVIL ENGINEERING FACULTY OF ENGINEERING DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING CIVIL ENGINEERING		TITLE Staircase design	
PROMOTION 2013-2014		REVISION 1/23	

**VI.I POTEAUX****Introduction :**

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal). En tenant compte des combinaisons considérées :

- a- 1.35 G + 1.5 Q                      ELU
- b- G + Q                                    ELS
- c- 0.8 G ± E                              RPA 2003
- d- G + Q ± E                              RPA 2003

Et sous l'effet des sollicitations les plus défavorables pour les cas suivants:

Situation	$\gamma_b$	$f_{c28}$ (MPa)	$f_{bu}$ (MPa)	$F_e$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Situation durable	1.5	25	14.2	400	348
Situation accidentelle	1.15	25	18.48	400	400

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

En procédant à des vérifications à l'ELS.

**VI.I.1 Recommandation du RPA 2003 :****VI.I.1.1 : Les armatures longitudinales :**

➤ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.

- **Pourcentage minimal :**

- Le pourcentage minimal sera de : 0.80 % de la section du poteau (Zone IIa).

$$\text{Poteau (40x45)} \quad A_{\min} = 0.008 \times 40 \times 45 = 14.4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (35x40)} \quad A_{\min} = 0.008 \times 35 \times 40 = 11.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (30x35)} \quad A_{\min} = 0.008 \times 30 \times 35 = 8.4 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage maximal :**

- Le pourcentage maximal en **zone courante** sera de : 4 % (zone IIa)

Poteau (40x45)  $A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 45 = 72 \text{cm}^2$

Poteau (35x40)  $A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 40 = 56 \text{cm}^2$

Poteau (30x35)  $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{cm}^2$

- Le pourcentage maximal en **zone de recouvrement** sera de : 6 % (zone IIa)

Poteau (40x45)  $A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 45 = 108 \text{cm}^2$

Poteau (35x40)  $A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 40 = 84 \text{cm}^2$

Poteau (30x35)  $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{cm}^2$

- Le diamètre minimal est de  $\Phi 12$
- La longueur de recouvrement minimal est de  $L_R = 40\Phi$  (zone IIa)
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :  
 $L = 25 \text{ cm}$  (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrements doivent être faite si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critique).

### VI.I.1.2 Les armatures transversales :

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations du béton et le flambement des armatures longitudinales.
  - Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \cdot f_c}$$

**Avec :**  $V_u$  : Effort tranchant de calcul.

$f_c$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \Rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \Rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\lambda_g$  : L'élanement géométrique du poteau.

$$\text{Avec : } \lambda_g = \frac{I_f}{a} \quad \text{Où } \lambda_g = \frac{I_f}{b}$$

$I_f$  : La longueur de flambement des poteaux.

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

$$\begin{cases} S_t \leq \min (10\Phi_l^{\min} \text{ } 15 \text{ cm}) & \text{en zone nodale} \\ S_t \geq \min 15\Phi_l^{\min} & \text{en zone courante} \end{cases}$$

$\Phi$  : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

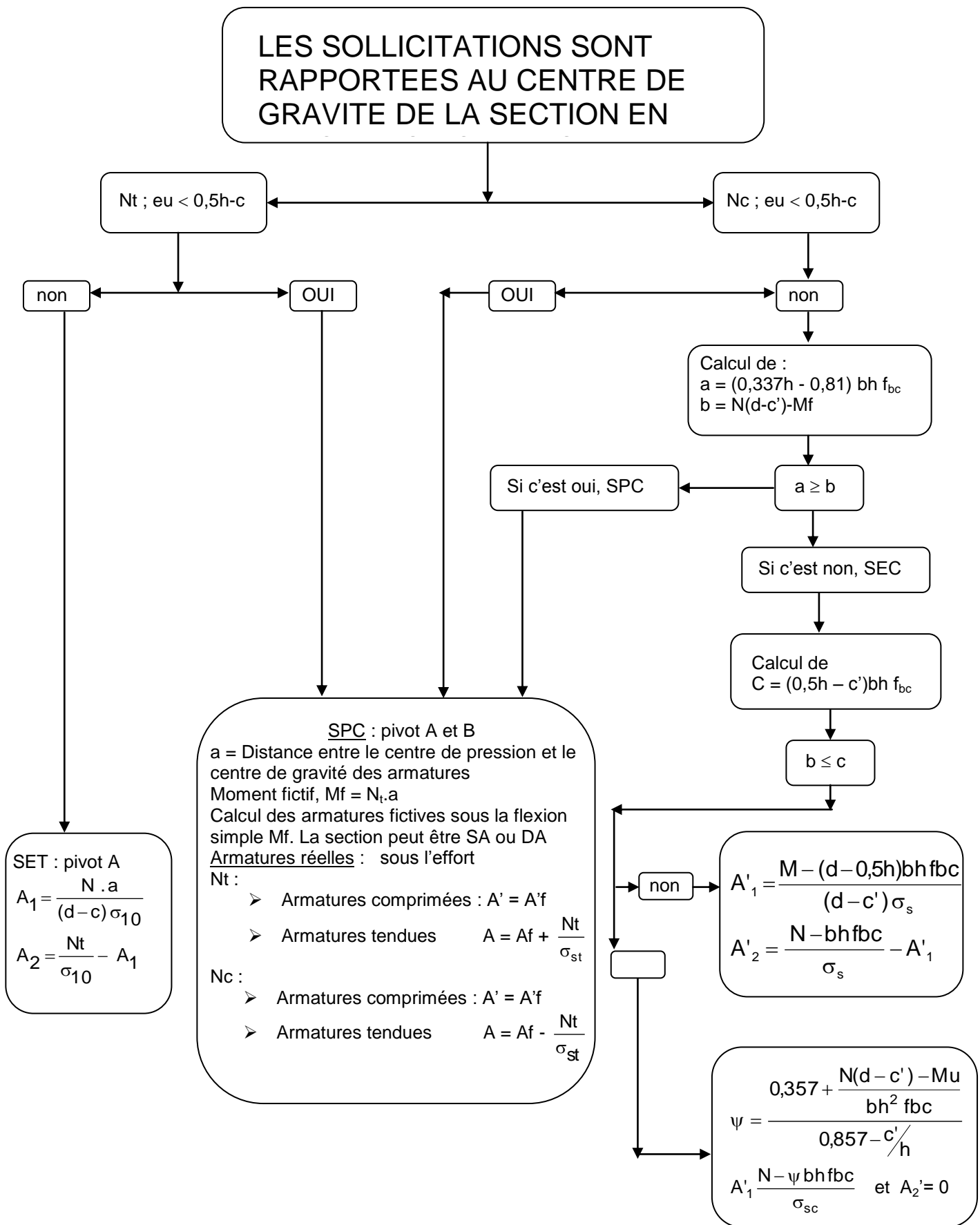
➤ La quantité d'armatures transversales minimales  $\frac{A_t}{b \times S_t}$  en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_{\min} = 0.3 \%$$

$$\lambda_g \leq 3 \Rightarrow A_{\min} = 0.8 \%$$

$$3 < \lambda_g < 5 \quad \text{Interpolation entre les valeurs limites du poteau}$$

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants ( $\Phi$  cheminées  $> 12 \text{ cm}$ ) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.
- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10 \Phi_{\min}$ .



## VI.I.4. Calcul du ferrailage des poteaux

Tableau des sollicitations :

	<i>EFFORT</i>		<i>ELU</i>		<i>ELS</i>		<i>G+Q+E</i>		<i>0,8G+Q</i>	
<i>Pot ( ES, RDC, 1er etage)</i>	<i>Nmax</i>	<i>M2 corr</i>	-	0.07	-	0.054	-1219.04	0.00	-	-0.01
		<i>M3 corr</i>	1414.95	4.31	1034.39	3.133		-14.42	914.05	-9.24
	<i>Nmin</i>	<i>M2 corr</i>	-38.72	-5.52	-28.43	-4.08	268.48	0.34	361.70	0.49
		<i>M3 corr</i>		-8.67		6.36		0.86		0.90
	<i>M2 max</i>	<i>N corr</i>	-13.96	-878.52	-10.20	-	23.34	-97.32	23.12	-45.02
	<i>M3 max</i>	<i>N corr</i>	27.989	-356.56	20.372	-	45.647	-626.37	40.983	-396.6
<i>2 eme, 3eme, 4eme, 5eme</i>	<i>Nmax</i>	<i>M2 corr</i>	915.26	-0.26	-669.28	0.19	-804.05	0.05	-	0.00
		<i>M3 corr</i>		16.73		12.18		-14.31	607.66	-18.31
	<i>Nmin</i>	<i>M2 corr</i>	-123.43	-0.89	-90.76	-0.66	15.31	-0.14	71.60	0.58
		<i>M3 corr</i>		3.03		2.21		0.60		0.70
	<i>M2 max</i>	<i>N corr</i>	-18.98	-445.21	-13.71	-	-25.72	-347.75	-25.46	-118.96
	<i>M3 max</i>	<i>N corr</i>	26.68	-528.97	19.44	-	-54.39	-458.52	-48.11	-346.57
<i>6 eme, 7 eme, 8 eme, 9 eme</i>	<i>Nmax</i>	<i>M2 corr</i>	-414.00	0.27	-303.02	0.20	-355.57	0.05	-	-0.01
		<i>M3 corr</i>		18.46		13.45		-9.07	268.72	-13.40
	<i>Nmin</i>	<i>M2 corr</i>	-8.02	-0.32	-5.99	-0.24	3.69	0.00	8.18	4.68
		<i>M3 corr</i>		1.78		1.30		0.40		0.19
	<i>M2 max</i>	<i>N corr</i>	19.60	-98.31	14.33	-72.36	-23.74	-64.44	-19.58	-50.21
	<i>M3 max</i>	<i>N corr</i>	24.98	-109.92	18.22	-80.97	41.70	-91.01	36.00	-71.60

**VI.I.4.1. Exemple de calcul**

❖ **Sens transversal (Selon le moment  $M_2$ ) :**

E-sol : (40×45) :

$$N_{\max} = -1414.95 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad M_{\text{corr}} = 0.07 \text{ KN.m}$$

$$N_{\min} = -361.70 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad M_{\text{corr}} = 0.49 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{corr}} = -97.32 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad M_{\max} = 23.34 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de l'excentricité :**

Pour le  $N_{\max}$  et  $M_{\text{corr}}$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0.07}{1414.95} \times 10^2 = 0.0049 \text{ cm}$$

$$\text{et } \frac{h}{2} - c = \frac{45}{2} - 3 = 19.5 \text{ cm} \quad \text{Avec : } C : \text{ enrobage} = 3 \text{ cm}$$

$$e = 0.0049 \text{ cm} < \frac{h}{2} - c = 19.5 \text{ cm}$$

➤ **Le calcul de :**  $(d-c) \times N_u - M_f \leq (0.337 - 0.81c') \times b \times h \times f_{bc}$

$$\text{Avec : } M_f = M_u + N_u \times \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

$$\text{Et : } d = h - c = 0.45 - 0.03 = 0.42 \text{ m}$$

➤ **Moment fictif :**

$$M_f = 0.07 + 1414.95 \times \left( \frac{0.45}{2} - 0.03 \right) = 275.98 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow (d-c) \times N_u - M_f = (0.42 - 0.03) \times 1414.95 - 275.98 = 275.85 \text{ KN.m}$$

$$(0.337 - 0.81c') \times b \times h \times f_{bc} = (0.337 - 0.81 \times 0.03) \times 0.45 \times 0.4 \times 14.2 \times 10^3 = 799.26 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow (d-c) \times N_u - M_f = 275.85 \text{ KN.m} < (0.337 - 0.81c') \times b \times h \times f_{bc} = 799.26 \text{ KN.m}$$

$\Rightarrow$  **SEC**

➤ **Vérification de l'équation suivante:**

$$N \times (d - c') - M_f \geq (0.5 \times h - c') \times b \times h \times f_{bc}$$

$$(0.5h - c') \times b \times h \times f_{bc} = (0.5 \times 0.45 - 0.03) \times 0.4 \times 0.45 \times 14.2 \times 10^3 = 498.42 \text{ KN.m}$$

$$(d-c) \times N_u - M_f = (0.42 - 0.03) \times 1414.95 - 275.98 = 275.85 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow (d-c) \times N_u - M_f = 275.85 \text{ KN.m} < (0.5h - c') \times b \times h \times f_{bc} = 498.42 \text{ KN.m} \quad \Rightarrow \text{SSA}$$

➤ **Calcul des armatures:**

$$A_1 = \frac{N - \psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

$$\text{Avec: } \psi = \frac{0.3571 + \frac{N \times (d - c) - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c}{h}}$$

$$\psi = \frac{0.3571 + \frac{1414.95 \times (0.42 - 0.03) - 275.98}{0.4 \times 0.45^2 \times 14.2 \times 10^3}}{0.8571 - \frac{0.03}{0.45}} = 0.755$$

$$A = \frac{1414.95 - 0.755 \times 0.40 \times 0.45 \times 14.2 \times 100}{34.8 \times 10^3} = 0.035$$

$$\Rightarrow A_1 = 0 \text{ cm}^2$$

$$\text{Et } A_s = 0 \text{ cm}^2$$

Le ferraillage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel **SOCOTEC**.

Ferraillage des poteaux dans le sens (x-x) avec **M2** :

Niveau	Section	Sollicitation	N (KN)	M (KN.cm)	e (cm)	(h/2)-c	Nature	A' (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (RP A) (cm <sup>2</sup> )	Choix (A <sub>s</sub> )	Section adopté (cm <sup>2</sup> )
I	45×40	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-1414.95	7.00	0.0049	19.5	SEC	0.00	0.00	14.40	8HA16	16.08
		N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	-361.62	49.00	0.135	19.5	SEC	0.00	0.00			
		N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	-97.32	2334.00	23.98	19.5	SPC	0.00	0.16			
II	40×35	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-915.26	26.00	0.028	17	SEC	0.00	0.00	11.20	8HA14	12.31
		N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	-123.43	-89.00	0.721	17	SEC	0.00	0.00			
		N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	-347.75	2572.0	7.39	17	SEC	0.00	0.00			
III	35×30	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-414.00	27.00	0.065	14.5	SEC	0.00	0.00	8.40	4HA12+4HA14	10.67
		N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	-8.18	468.00	57.21	14.5	SPC	0.00	0.3			
		N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	-64.44	2374	36.84	14.5	SPC	0.00	1.25			

Ferraillage des poteaux dans le sens (y-y) avec M3:

Niveau	Section	Sollicitation	N (KN)	M (KN.cm)	e (cm)	(h/2)-c	Nature	A' (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (RP A) (cm <sup>2</sup> )	Choix (A <sub>s</sub> )	Section adopté (cm <sup>2</sup> )
I	45×40	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-1414.95	431.00	0.30	19.5	SEC	0.00	0.00	14.40	8HA16	16.08
		N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	-361.70	90.00	0.248	19.5	SEC	0.00	0.00			
		N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	626.37	4564	7.28	19.5	SEC	0.00	0.00			
II	40×35	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-915.26	1673	1.82	17	SEC	0.00	0.00	11.20	8HA14	12.31
		N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	-123.43	303	2.45	17	SEC	0.00	0.00			
		N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	458.52	5439	11.86	17	SEC	0.00	0.00			
III	35×30	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-414.00	1846	4.45	14.5	SEC	0.00	0.00	8.40	4HA12+4HA14	10.67
		N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	-8.18	19.0	2.32	14.5	SEC	0.00	0.00			
		N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	91.01	4170	45.81	14.5	SPC	0.00	2.69			

**VI.I.5 Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leurs but consiste essentiellement de :

- Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

**VI.I.5.1 Diamètre des aciers :**

D'après le **BAEL 91** le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l^{\max}}{3} \Rightarrow \Phi_t \geq \frac{16}{3} = 5.33mm$$

**Soit :  $\Phi_t = 8mm$**

Avec :  $\Phi_l^{\max}$  : Diamètre maximale des armatures longitudinales.

Nous adoptons des cadres de section :  **$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 = 4 \text{ HA8}$**

**VI.I.5.2 Espacement des armatures : (Art 7.4.2.2 RPA99/ 2003)**

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement " $S_t$ " des armatures transversales est fixée comme suite :

❖ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min (10\Phi_l^{\min}, 15cm) = \min(10 \times 1.2; 15cm) = 12 \text{ cm}$$

**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.

**VI.I.5.3 Longueurs de recouvrement : (Art 7.5.2.1 RPA99/ 2003)**

❖ Pour les HA16 :

$$L_r = 40\Phi_t = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

❖ Pour les HA14 :

$$L_r = 40\Phi_t = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

❖ Pour les HA12 :

$$L_r = 40\Phi_t = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

**VI.I.5.4. La longueur de scellement droit (Art A6.1.23 BAEL 91)**

$$f_e = \frac{\phi}{4} \times \frac{f_e}{0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}}$$

Avec :

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

$\psi_s = 1.5$  pour les aciers à haute adhérence.

$\Phi$  : Diamètre maximale des armatures.

➤ Pour les HA16 :  $L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 0.6 (1.5)^2 \times 2.1} = 56.43 \text{ cm}$

On prend :  $L_s = 60 \text{ cm}$ 

➤ Pour les HA14 :  $L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 0.6 (1.5)^2 \times 2.1} = 49.38 \text{ cm}$

On prend :  $L_s = 50 \text{ cm}$ 

➤ Pour les HA12 :  $L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 0.6 (1.5)^2 \times 2.1} = 42.33 \text{ cm}$

On prend :  $L_s = 45 \text{ cm}$ **VI.I.5.5 Vérification de la quantité d'armatures : (Art 7.4.2.2 RPA99/ 2003)**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} \quad \text{Avec : } l_f = 0.7 \times h_e$$

Pour le cas le plus défavorable : (Entre-sol)  $h_e = 3.68 \text{ m}$

$$l_f = 0.7 \times 3.68 = 2.576 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2.576}{0.40} = 6.44$$

Avec :

b : Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

$l_f$  : Longueur de flambement du poteau.

$$\lambda_g = 6.44$$

$$\lambda_g > 5 \Rightarrow A_{\min} = 0.3 \%$$

➤ **En zone nodale :**

$$A_{\min} = 0.003 \times b \times S_t = 0.003 \times 40 \times 10 = 1.20 \text{ cm}^2$$

➤ **En zone courante :**

$$A_{\min} = 0.003 \times b \times S_t = 0.003 \times 40 \times 15 = 1.80 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$\begin{cases} A_{\min} = 1.20 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 1.80 \text{ cm}^2 \end{cases} < A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Délimitation de la zone nodale :**

$$\hat{L} = 2 \times h$$

$$\hat{h} = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\}.$$

h : Hauteur de la poutre.

$b_1$  Et  $h_1$  : Dimensions du poteau.

$h_e$  : Hauteur entre nus des poutres.

$$\hat{L} = 2 \times h = 2 \times 40 = \mathbf{80 \text{ cm}}$$

$$\hat{h} = \max \{ 61.00, 40, 40, 60 \text{ cm} \}$$

Donc :  $\hat{h} = \mathbf{61 \text{ cm}}$

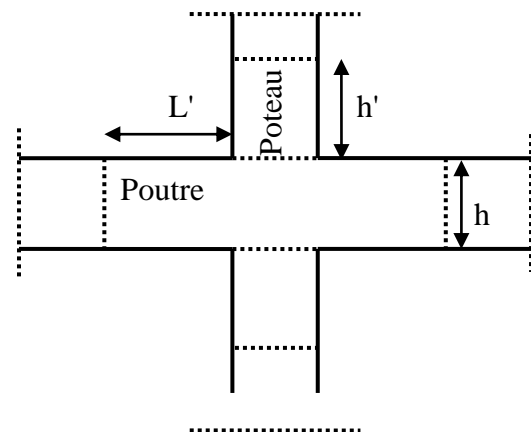


Figure VI-3: Délimitation de la zone nodale

### VI.I.5.6 Vérification de l'effort tranchant : (Art 7.4.3.2 RPA99/ 2003)

#### ❖ Vérification de la contrainte de cisaillement :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_b \leq \tau_{bu}$$

Selon **RPA99** :  $\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$

**Avec** :  $\tau_u$  : contrainte de cisaillement

$V_u$  : effort tranchant de la section étudiée

$b$  : la largeur de la section étudiée

$d$  : la hauteur utile ( $d = h - c$ )

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec :  $\begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \lambda_g = 6.44 \geq 5 \end{cases} \Rightarrow \rho_b = 0.075$

$$\Rightarrow \tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$$

#### ❖ Armatures transversales et vérification au cisaillement: (Art 7.4.2.2 RPA 99/2003)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} \times S_t$$

➤ Pour les poteaux du Entre-sol (45×40) :

- **Zone nodale  $S_t = 10 \text{ cm}$**

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 17.64}{45 \times 40} \times 10 = 0.24 \text{ cm}^2$$

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{17.64 \times 10^{-3}}{0.40 \times 0.37} = 0.119$$

zone	V <sub>u</sub> (KN)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>a</sub>	h (cm)	ρ <sub>b</sub>	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>ad</sub>	S <sub>t</sub>	τ <sub>b</sub> MPa	τ̄ <sub>bu</sub> MPa	Obs
<b>I</b>	17.64	6.44	2.5	45	0.075	0.245	<b>4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup></b>	<b>Zone nodale : S<sub>t</sub> = 10 cm</b>	0.119	1.875	Vérifiée
<b>II</b>	18.11	5.32	2.5	40	0.075	0.283			0.141	1.875	Vérifiée
<b>III</b>	18.57	6.20	2.5	35	0.075	0.331			0.229	1.875	Vérifiée

Pour le reste des sections les résultats sont motionnés dans le tableau ci-dessous :

- **Zone courante S<sub>t</sub> = 15 cm**

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 17.64}{45 \times 40} \times 15 = 0.367 \text{ cm}^2$$

Pour le reste des sections les résultats sont motionnés dans le tableau ci-dessous :

zone	V <sub>u</sub> (KN)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>a</sub>	h cm	ρ <sub>b</sub>	A <sub>t</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>a</sub> d	S <sub>t</sub>	τ <sub>b</sub> (MPa)	τ̄ <sub>bu</sub> (MPa)	Obs
<b>I</b>	17.64	6.44	2.5	45	0.075	0.367	<b>4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup></b>	<b>Zone courante: S<sub>t</sub> = 10 cm</b>	0.119	1.875	Vérifiée
<b>II</b>	18.11	5.32	2.5	40	0.075	0.424			0.141	1.875	Vérifiée
<b>III</b>	18.57	6.20	2.5	35	0.075	0.497			0.229	1.875	Vérifiée

**VI.I.6 Vérification à l'ELS:**

VI.I.6.1 : Vérification des contraintes à l'ELS à l'aide du logiciel SOCOTEC:

❖ **Poteaux longitudinaux :**

<b>ZONE</b>	<b>Section</b>	<b>Sollicitation</b>	<b>N<sub>s</sub> (KN)</b>	<b>M<sub>s</sub> (KN.m)</b>	<b>e (cm)</b>	<b>h/6 (cm)</b>	<b>Nature</b>	<b>σ<sub>bsup</sub> (MPa)</b>	<b>σ<sub>binf</sub> (MPa)</b>	<b>σ<sub>sup</sub> (MPa)</b>	<b>σ<sub>sinf</sub> (MPa)</b>	<b>σ<sub>b</sub> (MPa)</b>	<b>σ<sub>s</sub> (MPa)</b>	<b>Obs</b>
<b>I</b>	<b>(45x40)</b>	<b>N<sub>max</sub>-M<sub>corr</sub></b>	-1034.39	0.054	0.005	7.5	SEC	5.23	5.22	78.40	78.30	15	348	vérifiée
		<b>N<sub>min</sub>- M<sub>corr</sub></b>	-28.43	-4.08	14.35	7.5	SPC	0.42	0.00	5.68	2.12	15	348	vérifiée
		<b>N<sub>corr</sub> -M<sub>max</sub></b>	-642.99	-10.20	1.58	7.5	SEC	3.86	2.63	56.70	40.70	15	348	vérifiée
<b>II</b>	<b>(40x35)</b>	<b>N<sub>max</sub>-M<sub>corr</sub></b>	-669.28	0.19	0.028	6.67	SEC	4.37	4.33	65.50	65.00	15	348	vérifiée
		<b>N<sub>min</sub>- M<sub>corr</sub></b>	-90.76	-0.66	0.72	6.67	SEC	0.65	0.53	9.59	8.11	15	348	vérifiée
		<b>N<sub>corr</sub> -M<sub>max</sub></b>	-326.04	-13.71	4.20	6.67	SEC	3.33	0.91	47.20	16.40	15	348	vérifiée
<b>III</b>	<b>(35x30)</b>	<b>N<sub>max</sub>-M<sub>corr</sub></b>	-303.02	0.20	0.066	5.83	SEC	2.60	2.55	39.00	38.30	15	348	vérifiée
		<b>N<sub>min</sub>- M<sub>corr</sub></b>	-5.99	-0.24	4.00	5.83	SEC	0.08	0.02	1.15	0.37	15	348	vérifiée
		<b>N<sub>corr</sub> -M<sub>max</sub></b>	-72.36	-14.33	19.80	5.83	SPC	4.31	0.00	50.40	87.30	15	348	vérifiée

❖ Poteaux transversaux :

ZONE	Section	Sollicitation	$N_s$ (KN)	$M_s$ (KN.m)	e (cm)	h/6 (cm)	Nature	$\sigma_{bsup}$ (MPa)	$\sigma_{binf}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$ (MPa)	$\sigma_{sinf}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
I	(45x40)	$N_{max}-M_{corr}$	-1034.39	3.133	0.30	7.5	SEC	5.44	5.01	81.10	75.60	15	348	vérifiée
		$N_{min}-M_{corr}$	-28.43	6.36	22.37	7.5	SPC	0.74	0.00	9.27	11.80	15	348	vérifiée
		$N_{corr}-M_{max}$	-262.31	20.372	7.76	7.5	SPC	2.72	0.00	37.70	2.02	15	348	vérifiée
II	(40x35)	$N_{max}-M_{corr}$	-669.28	12.18	1.82	6.67	SEC	5.42	3.28	78.90	51.60	15	348	vérifiée
		$N_{min}-M_{corr}$	-90.76	2.21	2.43	6.67	SEC	0.78	0.39	11.30	6.36	15	348	vérifiée
		$N_{corr}-M_{max}$	-387.04	19.44	5.02	6.67	SEC	4.23	0.8	59.60	15.90	15	348	vérifiée
III	(35x30)	$N_{max}-M_{corr}$	-303.02	13.45	4.43	5.83	SEC	4.34	0.82	60.50	16.80	15	348	vérifiée
		$N_{min}-M_{corr}$	-5.99	1.30	21.70	5.83	SPC	0.28	0.00	3.42	4.65	15	348	vérifiée
		$N_{corr}-M_{max}$	-80.97	18.22	22.50	5.83	SPC	3.98	0.00	47.70	67.70	15	348	vérifiée

- **Etat limite d'ouverture des fissures** :Aucune vérification a effectuer car la fissuration est non préjudiciable.

*Chapitre*

*VIII*

***FERRAILLAGE  
DES  
VOILES***

**VIII.1. Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en **flexion composée** sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Après avoir fait le calcul du ferrailage pour tous les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux, pour cela nous ferrailons nos voiles par zones :

- Zone I : ES, RDC, et 1<sup>er</sup> étage
- Zone II : 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage
- Zone III : 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup>, 8<sup>ème</sup> et 9<sup>ème</sup> étage

**VIII.1.1 Combinaison d'action :**

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

- Selon le BAEL 91  $\left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$
- Selon le RPA version 2003  $\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right.$

**VIII.1.2 Comportement d'un voile :** Un voile est considéré comme une console encastree à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé :  $\frac{h}{l} > 1,5$
- Voile court :  $\frac{h}{l} < 1,5$

**VIII.2 Ferrailage des voiles :**

La méthode utilisée est la méthode de **RDM** qui se fait pour une bande de largeur (**d**).

1- Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisant la traction en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

**B** : section du béton

**I** : moment d'inertie du trumeau

**V** et **V'** : bras de levier ;  $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (**d**) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2L_c}{3}\right) \quad (\text{Art 7.7.4.RPA 99})$$

Avec :

**L<sub>c</sub>** : longueur de la zone comprimée.

**h<sub>e</sub>** : hauteur d'étage.

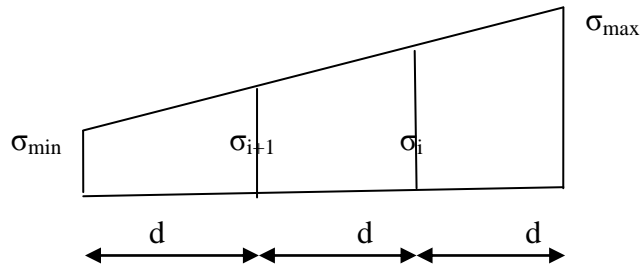
Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes de contraintes obtenus.

**VIII.2.1. Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

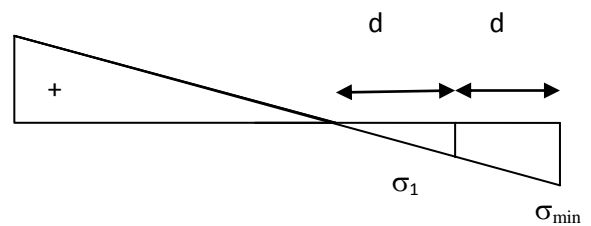
e : épaisseur du voile.



**VIII.2.2. Section partiellement comprimée :**

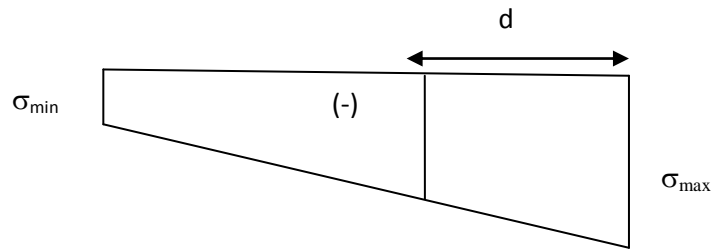
$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+2} = \frac{\sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$



**VIII.2.3. Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



2- Détermination des armatures :

**a. Pour une section entièrement comprimée :**

**a.1. Armatures verticales :**

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_s}$$

Avec : B : section du voile

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

**a.2. Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91 modifiées 99})$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91 modifiées 99})$$

Avec : B : Section du béton comprimé.

**b. Pour une Section entièrement tendue :****b.1. Armatures verticales :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s} \text{ Avec}$$

$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$  (contrainte de l'acier).

**b.2. Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{M}{2\sigma_s}; \frac{Bf_{t28}}{f_e}; 0.005B \right\}$$

**c. Section partiellement comprimée :****c.1. Armatures verticales :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$  (contrainte de l'acier).

**c.2. Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23Bf_{t28}}{f_e}; 0.005B \right\}$$

Avec : **B** : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

**VIII.3. Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de  $10 \emptyset$  et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

D'après le RPA 99 :

- $A_H \geq 0.15\%B$  Globalement dans la section du voile.
- $A_H \geq 0.10\%B$  En zone courante.

D'après le BAEL :

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec :  $A_v$  : section d'armatures verticales.

$B$  : section du béton.

- \_ Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.
- \_ Le diamètre des barres horizontales et verticales des voiles ne doivent pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

#### VIII.4. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

#### VIII.5. Les potelets :

- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet.
- La section totale d'armatures de la zone tendue doit être au moins égale à 0.2% de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent à au moins 4HA10 (RPA 99).
- Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.
- Dans ce cas, à chaque extrémité d'un voile, on a des poteaux donc les armatures des poteaux représentent les potelets.

1- Ferrailage minimal :

D'après le BAEL 91 :  $A_{\min} = B \frac{f_{c28}}{f_e} (cm^2)$

D'après le RPA 99 :  $A_{\min} = 0.2\% B (cm^2)$

Avec :  $B$  : section du béton.

**VIII.5.1. Disposition constructives :**

## 1- Espacement constructive :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} - S_t \leq 1.5 \times e \\ - S_t \leq 30\text{cm} \end{array} \right\} \text{ (Article 7.7.4.3 du RPA 2003)}$$

Avec : e : épaisseur du voile.

A chaque extrémité du voile ; l'espacement doit être réduit de moitié sur L/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

## 2- Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

## 3- Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.

**VIII.5.2. Vérification :**

## 1- Vérification à L'ELS :

**VIII.5.2.1. La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

Avec :  $N_s = G + Q$  (Effort normal de service).

B : section du béton.

A : section d'armatures adoptées.

**VIII.5.2.2. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

D'après le RPA99 révisé 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u, \text{calcul}}$$

Avec :

$b_0$  : Epaisseur du voile

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0.9 h$ ).

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

D'après le BAEL 91 :

Il faut vérifier que :

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

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

Avec :  $\tau_u$  : Contrainte de cisaillement

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa} ; \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

**VIII.6. Exemple de calcul :**

Soit à calculer le ferrailage du voile VT1 de la zone une :

$$L = 4.50 \text{ m}, e = 20 \text{ cm}$$

$$B = 0.90 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 940.16 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -4392.27 \text{ KN/m}^2$$

$L_c = 0.79 \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée.

$$L_c = 0.79 \Rightarrow L_t = L - L_c = 3.71 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur ( $d$ )

Avec :  $d = 1.85 \text{ m}$

$$\sigma_1 = \left( L_t - d \right) \times \frac{\sigma_{\min}}{L_t} = 2196.135 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \left( \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \right) d \cdot e = 1221.03 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 407.01 \text{ KN}$$

1- Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = 30.87 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = 10.52 \text{ cm}^2$$

**VIII.6.1. Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq \max \left( \frac{B_1 \times f_{t28}}{f_e}; 0.002 B_1 \right) = \max \left( \frac{185 \times 20 \times 2.1}{400}; 0.002 \times 20 \times 185 \right) = 19.46 \text{ cm}^2.$$

Soit : 14HA12 = 15.82 cm<sup>2</sup>/nappe/bande, avec: S<sub>t</sub> = 13 cm

7HA12 = 7.91 cm<sup>2</sup>/nappe/bande, avec: S<sub>t</sub> = 25 cm

**VIII.6.2. Armatures horizontales :**

$$A_H \geq \max \left( \frac{A_V}{4} \cdot 0.15 \% B_1 \right) = \max \left( \frac{15.82 + 15.82}{4}; 0.0015 \times 185 \times 20 \right) = \{7.91; 5.55\}$$

A<sub>H</sub> = 7.91 cm<sup>2</sup>/nappe → 11HA10 = 8.58 cm<sup>2</sup>.

L'espacement des barres horizontales :

$$S_t \leq \min(1.5 \times e; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(30; 30 \text{ cm})$$

On prend: S<sub>t</sub> = **20 cm**

**VIII.6.3. Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

2- Vérification des contraintes de cisaillement :

**BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{35.5 \times 1000}{200 \times 0.9 \times 4500} = 0.044 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.043 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**RPA99 révisé 2003 :**

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 35.5 \times 10}{20 \times 0.9 \times 450} = 0.061 \text{ MPa}$$

$$T = 1.4 \times V_u$$

$$\tau_b = 0.061 \text{ MPa} < \tau_b = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3- Vérification à l'ELS :

Il faut vérifier que :  $\sigma_b \leq 0.6 \times f_{c28}$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A_s} = \frac{397.03 \times 10^1}{20 \times 450 + 15 \times 15.82 \times 2} = 0.41 \text{ MPa} \leq 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.41 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**VIII.7. Ferrailage des voiles :**

Tableau de ferrailage pour les voiles: VL1, VL2, VL3, VL4.

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	$L$ (m)	3.75	3.75	3.75	
	$e$ (m)	0.2	0.2	0.2	
	$B$ (m)	0.75	0.75	0.75	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2114.22	1132.65	4164.79	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-5719.04	-3627.3	-4570.37	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	$V_u$ (kN)	47.52	84.34	128.11	
	$L_t$ (m)	2.74	2.86	1.96	
	$L_c$ (m)	1.01	0.89	1.79	
	$d$ (m)	1.369	1.429	0.981	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2859.520	1813.650	2285.185	
	$N$ (kN)	$N_1$	1174.35	777.42	672.55
		$N_2$	391.449	259.141	224.183
	$A_v$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{v1}$	29.36	19.44	16.81
		$A_{v2}$	9.79	6.48	5.60
	$A_{vj}$ (cm <sup>2</sup> )		1.83	3.25	4.93
	$A$ (cm <sup>2</sup> )	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	29.82	20.25	18.05
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	9.79	7.29	6.84
	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )		14.37	15.00	10.30
	$A_v$ adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde 1	31.64	27.12	22.6
		Bonde 2	15.82	15.82	11.3
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde 1	2*14HA12	2*12HA12	2*10HA12
		Bonde 2	2*7HA12	2*7HA12	2*5HA12
	$S_t$ (cm)	Bonde 1	10 cm	12cm	10cm
		Bonde 2	20cm	25cm	20cm
$A_{Hmin}=0.0015*B$ (cm <sup>2</sup> )/bande		8.21	8.57	5.89	
$A_H$ /nappe (cm <sup>2</sup> )		7.91	6.78	5.65	
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		11HA10	9HA10	8HA10	
$ep = 20cm$		(A=8.58cm <sup>2</sup> )	(A=7.02cm <sup>2</sup> )	(A=6.24cm <sup>2</sup> )	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>		
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0.070	0.125	0.190
		$\tau_b$ (MPa)	0.099	0.175	0.266
	ELS	$N_s$ (kN)	-2312.06	-1653.78	830.16
$\sigma_b$ (MPa)		-2.8E+00	-2.0E+00	1.0E+00	

Tableau de ferrailage pour les voiles: VT5, VT7.

Zones		Zone I	Zone II	zone III		
<b>Caractéristiques géométriques</b>	L (m)	3.3	3.3	3.3		
	e (m)	0.2	0.2	0.2		
	B (m)	0.66	0.66	0.66		
<b>Sollicitations de calcul</b>	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2382.13	1465.2	2610.77		
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-4597.35	-3627.3	-3360.52		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC		
	V <sub>u</sub> (kN)	26.08	23.09	47.45		
	L <sub>t</sub> (m)	2.17	2.35	1.86		
	L <sub>c</sub> (m)	1.13	0.95	1.44		
	d (m)	1.087	1.175	0.929		
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2298.675	1813.650	1680.260		
	N (kN)	N <sub>1</sub>	749.49	639.46	468.08	
		N <sub>2</sub>	249.831	213.152	156.027	
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	18.74	15.99	11.70	
		A <sub>v2</sub>	6.25	5.33	3.90	
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		1.00	0.89	1.83	
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	18.99	16.21	12.16	
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	6.25	5.55	4.36	
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		11.41	12.34	9.75	
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	20.34	18.08	22.6	
		Bonde 2	13.56	13.56	11.3	
	<b>Ferrailage des voiles</b>	Choix des barres	Bonde1	2*9HA12	2*8HA12	2*10HA12
			Bonde 2	2*6HA12	2*6HA12	2*5HA12
S <sub>t</sub> (cm)		Bonde1	11cm	14cm	10cm	
		Bonde 2	15cm	20cm	20cm	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		6.52	7.05	5.57		
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		5.09	4.52	5.65		
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		7HA10	6HA10	7HA10		
ep =20cm		(A=5.46cm <sup>2</sup> )	(A=4.68cm <sup>2</sup> )	(A=5.46cm <sup>2</sup> )		
Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>				
contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0.044	0.039	0.080		
	$\tau_b$ (MPa)	0.061	0.054	0.112		
ELS	N <sub>s</sub> (kN)	-2116.38	-1509.06	-760.99		
	$\sigma_b$ (MPa)	-3.0E+00	-2.1E+00	-1.1E+00		

Tableau de ferrailage pour les voiles: VT4, VT6.

<i>Zones</i>		<i>Zone I</i>	<i>Zone II</i>	<i>zone III</i>		
<i>Caractéristiques géométriques</i>	<b>L (m)</b>	3.2	3.2	3.2		
	<b>e (m)</b>	0.2	0.2	0.2		
	<b>B (m)</b>	0.64	0.64	0.64		
<i>Sollicitations de calcul</i>	<b><math>\sigma_{\max}</math> [KN/m<sup>2</sup>]</b>	831.18	1010.25	2405.55		
	<b><math>\sigma_{\min}</math> [KN/m<sup>2</sup>]</b>	-4475.51	-3599.11	-3181.46		
	<b>Nature de la section</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>		
	<b>V<sub>u</sub> (kN)</b>	27.16	21.95	34.54		
	<b>L<sub>t</sub>(m)</b>	2.70	2.50	1.82		
	<b>L<sub>c</sub>(m)</b>	0.50	0.70	1.38		
	<b>d (m)</b>	1.349	1.249	0.911		
	<b><math>\sigma_1</math> [KN/m<sup>2</sup>]</b>	2237.755	1799.555	1590.730		
	<b>N (kN)</b>	<b>N<sub>1</sub></b>	905.88	674.47	434.80	
		<b>N<sub>2</sub></b>	301.961	224.822	144.932	
	<b>A<sub>v</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>v1</sub></b>	<b>22.65</b>	<b>16.86</b>	<b>10.87</b>	
		<b>A<sub>v2</sub></b>	<b>7.55</b>	<b>5.62</b>	<b>3.62</b>	
	<b>A<sub>vj</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>		1.05	0.85	1.33	
	<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A1=A<sub>v1</sub>+A<sub>vj</sub>/4</b>	<b>22.91</b>	<b>17.07</b>	<b>11.20</b>	
		<b>A2=A<sub>v2</sub>+A<sub>vj</sub>/4</b>	<b>7.55</b>	<b>5.83</b>	<b>3.96</b>	
	<b>A<sub>min</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>		14.17	13.12	9.57	
	<b>A<sub>v</sub> adopté (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Bonde1</b>	<b>24.86</b>	<b>18.08</b>	<b>22.6</b>	
		<b>Bonde 2</b>	<b>15.82</b>	<b>13.56</b>	<b>11.3</b>	
	<i>Ferrailage des voiles</i>	<b>Choix des barres</b>	<b>Bonde1</b>	<b>2*11HA12</b>	<b>2*8HA12</b>	<b>2*10HA12</b>
			<b>Bonde 2</b>	<b>2*7HA12</b>	<b>2*6HA12</b>	<b>2*5HA12</b>
<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>		<b>Bonde1</b>	12cm	15cm	10cm	
		<b>Bonde 2</b>	18cm	20cm	20cm	
<b>A<sub>Hmin</sub>=0.0015*B (cm<sup>2</sup>)/bande</b>		8.10	7.50	5.47		
<b>A<sub>H</sub> /nappe (cm<sup>2</sup>)</b>		6.22	4.52	5.65		
<b>Choix des barres/nappe (cm<sup>2</sup>)</b>		<b>8HA10</b>	<b>6HA10</b>	<b>8HA10</b>		
<b>ep =20cm</b>		<b>(A=6.24cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(A=4.68cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(A=6.24cm<sup>2</sup>)</b>		
<b>Armature transversal</b>		<b>4 Epingles HA8/m<sup>2</sup></b>				
<i>Vérification des contraintes</i>	<b>contrainte</b>	<b><math>\tau_u</math> (MPa)</b>	0.047	0.038	0.060	
		<b><math>\tau_b</math> (MPa)</b>	0.066	0.053	0.084	
	<b>ELS</b>	<b>N<sub>s</sub> (kN)</b>	-2079.58	-1461.01	-725.39	
		<b><math>\sigma_b</math> (MPa)</b>	<b>-3.0E+00</b>	<b>-2.1E+00</b>	<b>-1.0E+00</b>	

Tableau de ferrailage pour les voiles: VT 2, VT3,VT8,VT9.

<i>Zones</i>		<i>Zone I</i>	<i>Zone II</i>	<i>zone III</i>		
<i>Caractéristiques géométriques</i>	<b>L (m)</b>	4.5	4.5	4.5		
	<b>e (m)</b>	0.2	0.2	0.2		
	<b>B (m)</b>	0.9	0.9	0.9		
<i>Sollicitations de calcul</i>	<b><math>\sigma_{\max}</math> [KN/m<sup>2</sup>]</b>	940.6	1070.12	2745.27		
	<b><math>\sigma_{\min}</math> [KN/m<sup>2</sup>]</b>	-4392.27	-3236.18	-3093.26		
	<b>Nature de la section</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>		
	<b>V<sub>u</sub> (kN)</b>	35.5	44.59	76.49		
	<b>L<sub>t</sub>(m)</b>	3.71	3.38	2.38		
	<b>L<sub>c</sub>(m)</b>	0.79	1.12	2.12		
	<b>d (m)</b>	1.853	1.691	1.192		
	<b><math>\sigma_1</math> [KN/m<sup>2</sup>]</b>	2196.135	1618.090	1546.630		
	<b>N (kN)</b>	<b>N<sub>1</sub></b>	1220.93	820.80	553.10	
		<b>N<sub>2</sub></b>	406.977	273.598	184.366	
	<b>A<sub>v</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>v1</sub></b>	<b>30.52</b>	<b>20.52</b>	<b>13.83</b>	
		<b>A<sub>v2</sub></b>	<b>10.17</b>	<b>6.84</b>	<b>4.61</b>	
	<b>A<sub>vj</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>		1.37	1.72	2.94	
	<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A1=A<sub>v1</sub>+A<sub>vj</sub>/4</b>	<b>30.86</b>	<b>20.95</b>	<b>14.56</b>	
		<b>A2=A<sub>v2</sub>+A<sub>vj</sub>/4</b>	<b>10.17</b>	<b>7.27</b>	<b>5.35</b>	
	<b>A<sub>min</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>		19.46	17.75	12.52	
	<b>A<sub>v</sub> adopté (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Bonde1</b>	<b>31.64</b>	<b>22.6</b>	<b>15.82</b>	
		<b>Bonde 2</b>	<b>20.34</b>	<b>18.08</b>	<b>13.56</b>	
	<i>Ferrailage des voiles</i>	<b>Choix des barres</b>	<b>Bonde1</b>	<b>2*14HA12</b>	<b>2*10HA12</b>	<b>2*7HA12</b>
			<b>Bonde 2</b>	<b>2*9HA12</b>	<b>2*8HA12</b>	<b>2*6HA12</b>
<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>		<b>Bonde1</b>	12cm	15cm	15cm	
		<b>Bonde 2</b>	20cm	20cm	17cm	
<b>A<sub>Hmin</sub>=0.0015*B (cm<sup>2</sup>)/bande</b>		11.12	10.15	7.15		
<b>A<sub>H</sub> /nappe (cm<sup>2</sup>)</b>		7.91	5.65	3.96		
<b>Choix des barres/nappe (cm<sup>2</sup>)</b>		<b>11HA10</b>	<b>8HA10</b>	<b>6HA10</b>		
<b>ep =20cm</b>		<b>(A=8.58cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(A=6.24cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(A=4.68cm<sup>2</sup>)</b>		
<i>Vérification des contraintes</i>	<b>Armature transversal</b>		<b>4 Epingles HA8/m<sup>2</sup></b>			
	<b>contrainte</b>	<b><math>\tau_u</math> (MPa)</b>	0.044	0.055	0.094	
		<b><math>\tau_b</math> (MPa)</b>	0.061	0.077	0.132	
	<b>ELS</b>	<b>N<sub>s</sub> (kN)</b>	-2397.03	-1745.53	-888.34	
		<b><math>\sigma_b</math> (MPa)</b>	<b>-2.5E+00</b>	<b>-1.8E+00</b>	<b>-9.4E-01</b>	

Tableau de ferrailage pour les voiles: VT1, VT10.

<i>Zones</i>		<i>Zone I</i>	<i>Zone II</i>	<i>zone III</i>	
<i>Caractéristiques géométriques</i>	<b>L (m)</b>	5	5	5	
	<b>e (m)</b>	0.2	0.2	0.2	
	<b>B (m)</b>	1	1	1	
<i>Sollicitations de calcul</i>	<b><math>\sigma_{max}</math> [KN/m<sup>2</sup>]</b>	2114.22	1132.65	4164.79	
	<b><math>\sigma_{min}</math> [KN/m<sup>2</sup>]</b>	-5719.04	-3627.85	-4570.37	
	<b>Nature de la section</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	
	<b>V<sub>u</sub> (kN)</b>	27.94	34.95	54.83	
	<b>L<sub>t</sub>(m)</b>	3.65	3.81	2.62	
	<b>L<sub>c</sub>(m)</b>	1.35	1.19	2.38	
	<b>d (m)</b>	1.825	1.905	1.308	
	<b><math>\sigma_1</math> [KN/m<sup>2</sup>]</b>	2859.520	1813.925	2285.185	
	<b>N (kN)</b>	<b>N<sub>1</sub></b>	1565.80	1036.76	896.73
		<b>N<sub>2</sub></b>	521.932	345.586	298.911
	<b>A<sub>v</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>v1</sub></b>	<b>39.14</b>	<b>25.92</b>	<b>22.42</b>
		<b>A<sub>v2</sub></b>	<b>13.05</b>	<b>8.64</b>	<b>7.47</b>
	<b>A<sub>vj</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	1.08	1.35	2.11	
	<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A1=A<sub>v1</sub>+A<sub>vj</sub>/4</b>	<b>39.41</b>	<b>26.26</b>	<b>22.95</b>
		<b>A2=A<sub>v2</sub>+A<sub>vj</sub>/4</b>	<b>13.05</b>	<b>8.98</b>	<b>8.00</b>
	<b>A<sub>min</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	19.17	20.00	13.73	
	<b>A<sub>v</sub> adopté (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Bonde1</b>	<b>43.3</b>	<b>30.8</b>	<b>24.64</b>
		<b>Bonde 2</b>	<b>21.56</b>	<b>21.56</b>	<b>15.4</b>
<i>Ferrailage des voiles</i>	<b>Choix des barres</b>	<b>Bonde1</b>	<b>2*14HA14</b>	<b>2*10HA14</b>	<b>2*8HA14</b>
		<b>Bonde 2</b>	<b>2*7HA14</b>	<b>2*7HA14</b>	<b>2*5HA14</b>
	<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	<b>Bonde1</b>	12cm	15cm	15cm
		<b>Bonde 2</b>	25cm	25cm	25cm
	<b>A<sub>Hmin</sub>=0.0015*B (cm<sup>2</sup>)/bande</b>	10.95	11.43	7.85	
	<b>A<sub>H</sub> /nappe (cm<sup>2</sup>)</b>	10.83	7.70	6.16	
	<b>Choix des barres/nappe (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>10HA12</b>	<b>7HA12</b>	<b>6HA12</b>	
	<b>ep =20cm</b>	<b>(A=11.3cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(A=7.91cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(A=6.78cm<sup>2</sup>)</b>	
<i>Vérification des contraintes</i>	<b>Armature transversal</b>		<b>4 Epingles HA8/m<sup>2</sup></b>		
	<b>contrainte</b>	<b><math>\tau_u</math> (MPa)</b>	0.031	0.039	0.061
		<b><math>\tau_b</math> (MPa)</b>	0.043	0.054	0.085
	<b>ELS</b>	<b>N<sub>s</sub> (kN)</b>	-1977.59	-1427.47	-721.14
<b><math>\sigma_b</math> (MPa)</b>		<b>-1.8E+00</b>	<b>-1.3E+00</b>	<b>-6.8E-01</b>	





*Chapitre*

*IX*

*CALCUL  
DE  
MUR PLAQUE*

**X. Introduction :**

**Les fondations** : sont la base de l'ouvrage qui se trouve en contact direct avec le terrain (sol) et qui a pour fonction de base l'interaction entre le sol et la structure, les fondations concernent toutes les catégories de structure (béton, béton armé charpente en bois....) et tous les ouvrages (bâtiment, ouvrage d'arts, mur de soutènement...).

**X.1. Les principaux rôles de la fondation :**

- ❖ Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- ❖ Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage (le terrain d'assise ne doit pas **tasser**, et la structure ne doit pas **déplacer**).

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- **Un effort normal** : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- **Une force horizontale** : résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- **Un moment** : qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue **trois** types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

**❖ Fondations superficielles :**

Ces semelles sont utilisées lorsque les couches de terrain capables de reprendre les charges et surcharges de la construction qui sont situées à **une faible** profondeur. Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers

**❖ Fondation semi profondes :**

Ces semelles sont utilisées lorsque les couches du terrain sont capables de reprendre les charges et les surcharges de la construction.

On peut citer :

**Les puits** : qui sont des piliers de section rectangulaire ou circulaire, réalisés en gros béton, sollicités en tête par des semelles isolées armées destinées à répartir les charges de la structure.

#### ❖ Fondations profondes :

Elles sont utilisées lorsque la couche de sol pouvant supporter la charge de la structure se trouve à une profondeur supérieure à **5 m**, on distingue :

**Les pieux** : qui sont des colonnes en béton armé, réalisées in situ ou préfabriquées, introduites dans des forages dans le sol.

### X.2. Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est  $\sigma_{sol} = 2.5 \text{ bars}$  ;
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

### X.3. Choix du type de fondation :

Les types de fondations sont choisis essentiellement selon les critères suivants :

- Capacité portante du sol ;
- L'importance de la superstructure ;
- Le tassement du sol ;
- La stabilité de l'ouvrage ;
- La facilité de l'exécution ;
- L'économie.

Dans notre cas nous avons le choix entre les semelles continues et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement, on adoptera le type de fondation convenable.

#### X.3.1. Dimensionnement de la fondation :

##### X.3.1.1. Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal " $N_{ser}$ " qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

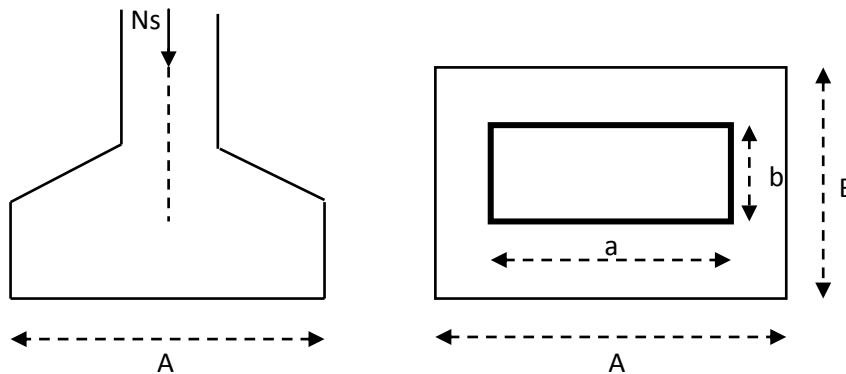
$$D'où \quad B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

$$N_{ser} = 1034.49 \text{ KN} ; \quad \sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2 ; \quad B \geq \sqrt{\frac{1034.49}{250}} = 2.03m$$

On opte pour : **A=B= 2.10 m**

**Remarque :**

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il y a lieu d'opter pour des semelles filantes.



**Fig1:** Schéma d'une semelle isolée

**X.3.1.2.Semelles filantes sous voiles :**

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal **N**, données par la condition la plus défavorable.

Avec :  $N_s = G + Q$

La largeur **B** de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{G + Q}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{L \times \bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec : **B** : Largeur de la semelle ;

**L** : Longueur de la semelle sous voile ;

**G** : Charge permanente a la base du voile considéré ;

**Q** : Surcharge d'exploitation a la base du voile considéré ;

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

➤ **Sens longitudinal :**

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m <sup>2</sup> )	S=B*L (m <sup>2</sup> )
VL1	2089.59	3.75	2.23	8.36
VL2	2313.66	3.75	2.46	9.22
VL3	2312.06	3.75	2.46	9.22
VL4	2312.06	3.75	2.46	9.22
			Somme	<b>36.021</b>

➤ **Sens transversal :**

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m <sup>2</sup> )	S=B*L (m <sup>2</sup> )
VT1	1977.59	5	1.58	7.9
VT2	2397.03	4.5	2.13	9.58
VT3	2383.81	4.5	2.12	9.58
VT4	2116.38	3.3	2.56	8.45
VT5	1719.89	3.2	2.15	6.88
			Somme	<b>42.39</b>

Surface des semelles filantes sous voiles

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_v = \sum S_i = 36.021 + 42.39 \Rightarrow S_v = \mathbf{78.41 \text{ m}^4}$$

**X.3.1.3. Semelles filantes sous poteaux :**

❖ **Hypothèses de calcul :**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que le centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

❖ **Etape de calcul :**

➤ Détermination de la résultante des charges  $R = \sum N_i$

➤ Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces :  $e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$

➤ Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

Si :  $e < \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition trapézoïdale.

Si :  $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition triangulaire

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

Les résultats sont mentionnés dans le tableau ci-dessous :

Poteau	$N_s$ (KN)	M (KN.m)	e (m)	$N_s \cdot e$
H9	622.38	1.105	8.75	5445.82
H7	1034.49	0.054	4.25	4396.58
H5	625.32	-1.11	0.05	31.26
H3	906.32	-0.37	-4.25	-3851.86
H1	897.51	0.34	-8.75	-7853.21
SOMME	4086.02	0.02	0.05	-1831.41

#### Surface des semelles filantes sous poteaux.

##### ➤ Détermination de la coordonnée de la résultante des forces:

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-1831.41 + 0.02}{4086.02} = -0.45m$$

##### ➤ Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle :

On a :  $e = -0.45 m < \frac{L}{6} = \frac{4.50}{6} = 0.75 m \Rightarrow$  Répartition trapézoïdale

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{4086.02}{17.5} \times \left(1 - \frac{6 \times -0.45}{17.5}\right) = 269.51 KN / ml$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{4086.2}{17.5} \times \left(1 + \frac{6 \times -0.45}{17.5}\right) = 197.46 KN / ml$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{4086.2}{17.5} \times \left(1 + \frac{3 \times -0.45}{17.5}\right) = 215.48 KN / ml$$

#### X.3.1.4. Détermination de la largeur de la semelle :

##### a. Calcul de $\sigma_{(3/4)}$ :

$$\sigma_{\left(\frac{3}{4}\right)} = \frac{N_s}{L_T \cdot B} \left(1 + \frac{3e_s}{L_T}\right) \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad \text{ce qui donne} \quad B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol} \cdot L_T} \left(1 + \frac{3e_s}{L_T}\right)$$

$$B \geq \frac{4086,2}{250 \times 17,5} \left( 1 + \frac{3 \times -0,45}{17,5} \right) = 0,86 \text{ m}$$

On adopte une largeur **B = 90 cm**.

$$\rightarrow \sigma_{\left(\frac{3}{4}\right)} = \frac{4086,2}{1 \times 17,5} \left( 1 + \frac{3 \times -0,45}{17,5} \right) = 215,48 \text{ kN/m}^2$$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux :  $S_p = S \times n$

**n** : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 15,75 \times 10 = 157,5 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v = 157,5 + 78,41 = 235,91 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure :  $S_{bat} = 27,7 \times 17,5 = 484,75 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{235,91}{484,75} = 0,4866$$

$$S_t < 50 \% S_{bat}$$

**Remarque:** La surface totale des semelles représente 48,66 % de la surface totale du bâtiment

( $S_s < 50 \% S_T$ ), ce qui nous ramène à opter pour des **semelles filantes** comme fondations.

**b.Hauteur de la semelle :** 
$$h_s \geq \frac{B-b}{4} + 5 \text{ cm}$$

**Avec :** B : largeur de la semelle.

$h_s$  : hauteur de la semelle.

b : largeur du poteau dans le sens x

$$h_s \geq \frac{90-40}{4} + 5 = 17,5 \text{ cm}$$

On adopte une hauteur  $h_s = 35 \text{ cm}$

Les dimensions adoptées sont les suivantes : **L = 17,5 m**

**B = 90cm**

**h<sub>s</sub> = 35 cm**

Afin d'assurer une meilleure rigidité de la semelle, cette dernière sera munie d'une poutre de rigidité sur toute sa longueur qui agit comme une poutre renversée continue avec les poteaux comme appuis, d'où des armatures supérieures (moments positifs en travée) et des armatures inférieures (moments négatif sur appuis).

### c. Etude de la poutre de rigidité :

#### Dimensionnement :

Il faut que : La hauteur  $\frac{L}{9} \leq h_p \leq \frac{L}{6}$

La largeur  $\frac{1}{3}h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3}h_p$

L étant la plus grande portée dans le sens étudié.

$$L = 4.50m \Rightarrow \frac{450}{9} \leq h_p \leq \frac{450}{6}$$

$$\Rightarrow 50 \leq h_p \leq 75$$

On adopte une hauteur  $h_p = 75 \text{ cm}$

$$h_p = 75 \text{ cm} \Rightarrow \frac{75}{3} \leq b_p \leq \frac{2 \times 75}{3}$$

$$\Rightarrow 25 \leq b_p \leq 50$$

On adopte une largeur  $b_p = 45 \text{ cm}$

#### X.4.Ferraillage de la poutre (ELU) :

Poteau	$N_U(\text{KN})$	$M (\text{KN.m})$	$e (\text{m})$	$N_U * e$
H9	850.28	1.49	8.75	5077.45
H7	1227.2	0.074	4.25	5215.6
H5	1414.95	-1.51	0.05	70.74
H3	1239.3	-0.51	-4.25	-5267.02
H1	853.43	0.34	-8.75	-7467.51
SOMME	4345.86	0.47	0.05	-2370.74

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-2370.74 + 0.47}{4345.86} = -0.54m$$

- **Calcul de la charge uniforme :**

$$q_u = \frac{\sum N_u}{L_T} \left( 1 + \frac{3e_u}{L_T} \right) = \frac{4345,86}{17,5} \left( 1 + \frac{3 \times 0,54}{17,5} \right) = 271,32 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul des moments isostatiques :**

Les travées AB ; DE :

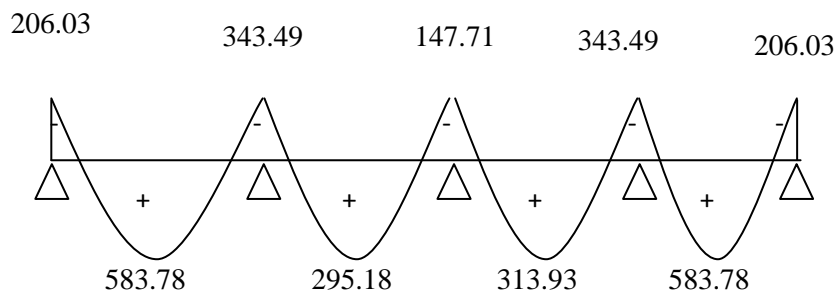
$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{271,32 \cdot (4,5)^2}{8} = 686,78 \text{ kN.m}$$

La travée BC :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{271,32 \cdot (3,2)^2}{8} = 347,28 \text{ kN.m}$$

La travée CD : 
$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{271,32 \cdot (3,3)^2}{8} = 369,33 \text{ kN.m}$$

**On utilise la methode forfaitaire pour definir les les sollicitation .**



**Calcul des armatures :**

**Fig. 2**

**Aux appuis :** Tableau de Ferrailage de la poutre de rigidité au niveau des appuis.

Appui	$M_A$ kN.m)	$\mu$	$\beta$	$A_u$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$	Observation	A (adoptée)
<b>A</b>	206.03	0,065	0,967	8.75	3.80	Au > Amin	3HA14+ 3HA16 = 10.65
<b>B</b>	343.39	0,109	0,942	14.96	3.80	Au > Amin	3HA20+ 3HA16 = 15.45
<b>C</b>	147.71	0,047	0,975	6.22	3.80	Au > Amin	3HA14+ 3HA16 = 10.65
<b>D</b>	343.93	0,109	0,942	14.96	3.80	Au > Amin	3HA20+ 3HA16 = 15.45
<b>E</b>	206.03	0.065	0.967	8.75	3.80	Au > Amin	3HA14+ 3HA16 = 10.65

**En travée :** Tableau de Ferrailage de la poutre de rigidité en travée.

Travée	$M_t$ (kN.m)	$\mu$	$\beta$	$A_u$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$	Observation	A (adoptée)
<b>A-B</b>	583.78	0.18	0.900	26.62	3.80	$A_u > A_{min}$	6HA 25 =29.45
<b>B-C</b>	295.18	0.094	0.951	12.74	3.80	$A_u > A_{min}$	3HA 25= 14.73
<b>C-D</b>	313.93	0.10	0.947	13.60	3.80	$A_u > A_{min}$	3HA 25 =14.73
<b>D-E</b>	583.78	0.18	0.900	26.62	3.80	$A_u > A_{min}$	6HA25 = 29.45

**X.5.Vérifications :**

**X.5.1.Vérification de la contrainte à l'ELS :**

- **Dans le béton :**

On doit avoir  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa$

$$\rho_1 = \frac{100 A}{b d} \quad \text{Puis à partir des annexes, on tire les valeurs de } k_1 \text{ et } \beta_1$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{k_1 \beta_1 d A}$$

Les résultats des vérifications sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau de vérifications des contraintes aux appuis .

Appui	$M_s$ (kN.m)	$\rho_1$	$\beta_1$	$k_1$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
<b>A</b>	190.98	0.34	0.909	39.95	7.05	15	Vérifiée
<b>B</b>	318.30	0.49	0.894	32.17	10.23	15	Vérifiée
<b>C</b>	136.94	0.34	0.909	39.95	5.05	15	Vérifiée
<b>D</b>	318.3	0.49	0.894	32.17	10.23	15	Vérifiée
<b>E</b>	190.98	0.34	0.909	39.95	7.05	15	Vérifiée

Tableau de vérifications des contraintes en travée.

Travée	$M_s$ (kN.m)	$\rho_1$	$\beta_1$	$k_1$	$\sigma_{bc}$	$\sigma_{bc}$	Observation
A-B	541.11	0.932	0.864	21.76	13.93	15	Vérifiée
B-C	273.63	0.46	0,897	33.54	8.82	15	Vérifiée
C-D	90.99	0.46	0,897	33.54	2.93	15	Vérifiée
D-E	541.11	0.54	0.856	21.76	13.93	15	Vérifiée

**Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min \left[ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \right]$$

$$V_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{271,58 \times 4,5}{2} = 611,05 \text{ kN} \Rightarrow \tau_u = \frac{611,05 \times 10^3}{450 \times 700} = 1,94 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{t \min} \right) \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq \min (2 ; 4,5 ; 1,4) \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq 1,4 \text{ cm} \quad \text{on prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

**Espacement des cadres :**

Selon le RPA, l'espacement entre les cadres doit être :

- En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12 \phi_t ; 30 \right) \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min (17,5 ; 30 ; 30)$$

$$S_t \leq 17,5 \text{ cm} \quad \text{on prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

- En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 35 \text{ cm} \quad \text{on prend } S_t = 25$$

**Vérification des armatures transversales :**

$$A_t \geq 0,003 S_t b = 0,003 \cdot 15 \cdot 45 = 2,02 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4\phi 8 = 2,02 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

### X.6. Ferrailage de la semelle dans le sens "B" :

Le calcul des armatures se fera avec la méthode des bielles

$$A_B = \frac{N_{uf} (B-b)}{8 d \sigma_{st}} \quad \text{où} \quad N_{uf} = B \sigma_{\frac{3}{4}} 100$$

$A_B$  est la section d'armatures longitudinales donnée par mètre linière ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ ).

$$B = 0.9 \text{ m} \Rightarrow N_{uf} = 215.48 \times 0.9 \times 1 \text{ m} = 193.93 \text{ kN}$$

Ce qui nous donne :

$$A_B = \frac{193.93 \times (90 - 45)}{8 \times 85 \times 34,8} = 0,36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend **5 HA 12 = 5,65 cm<sup>2</sup>/ml**

Armatures de répartition :

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

On prend **4 HA 10 = 3,14 cm<sup>2</sup>**

#### X.6.1. Ferrailage de la semelle sous mur ( $V_{11}$ ) :

**Dimensionnement :**

$$N_s = 1848,6 \text{ kN} ; L = 5 \text{ m} ; \bar{\sigma}_{sol} = 250 \text{ MPa}$$

La largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol} L} \Rightarrow B \geq \frac{1848,6}{250 \times 5} = 1,47 \text{ m}$$

On prend :  $B = 150 \text{ cm}$

La hauteur de la semelle :

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 5 \text{ cm} = \frac{150-20}{4} + 5 = 37,5 \text{ cm}$$

On prend :  $h = 40 \text{ cm}$

Les dimensions adoptées sont les suivantes :

$$B = 150 \text{ cm}$$

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

### 1. Vérification de la contrainte du sol :

$$\sigma_{sol} = \frac{N_s}{BL} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \sigma_{sol} = \frac{1848,6}{1,5 \times 5} = 246,48 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 246,48 < \bar{\sigma}_{sol} = 250 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### 2. Calcul des armatures :

Les armatures seront calculées en considérant une bande de 1 m

$$N_u = 2515,99 \text{ kN}$$

$$M_u = \frac{N_u (B-b)^2}{8 B} \Rightarrow M_u = \frac{2515,99 \times (1,5 - 0,2)^2}{8 \times 1,5} = 354,33 \text{ kN.m}$$

$$A = \frac{M_u}{Z \sigma_s} \quad (Z = 0,9 d)$$

$$A = \frac{M_u}{0,9 d \sigma_s} \Rightarrow A = \frac{354,33 \times 10^3}{0,9 \times 1450 \times 348} = 7,80 \text{ cm}^2$$

On prend **7 HA12 = 7,8 cm<sup>2</sup>**

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7,80}{4} = 1,95 \text{ cm}^2$$

Soient **5 HA 10 = 4,52 cm<sup>2</sup>**

### X.7. Ferrailage de la longrine :

Les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau de longrines tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le **RPA 99 (Art 10.1.1)** sont :

-(25 cm × 30 cm): Site de catégorie  $S_2$  et  $S_3$

-(30 cm × 30 cm): Site de catégorie  $S_4$

On adoptera pour notre cas une section de **(25 X 30)**.

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ kN}$$

Avec N : égale à la valeur maximale des charge verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés.

$\alpha$  : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

### 1. Armatures longitudinales :

$$N = 1414,39 \text{ kN}$$

$$\alpha = 15 \text{ (Zone II a ; Site 2)}$$

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{1414,39}{15} = 94,29 \text{ kN}$$

$$A = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{94,29 \cdot 10}{348} = 2,71 \text{ cm}^2$$

On prend **4 HA 12 = 4,52 cm<sup>2</sup>/ml**

Le ferrailage minimum exigé par le RPA est de 0,6 % de la section totale.

$$A_{\min} = 0,006 \cdot 25 \cdot 30 = 4,5 \text{ cm}^2$$

### 2. Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{t \min} \right) \text{ cm}$$

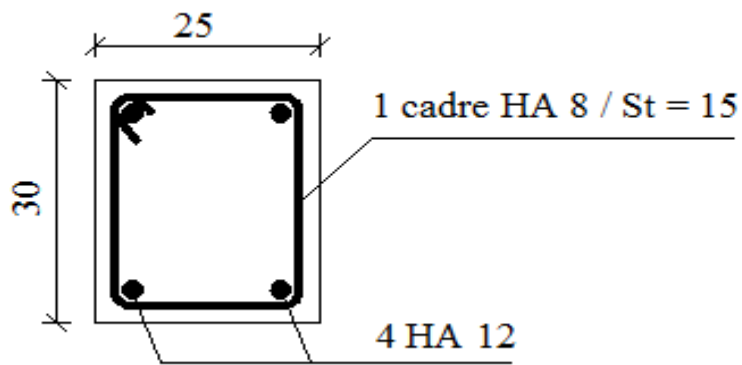
$$\phi_t \leq \min (0,85 ; 2,5 ; 1,2) \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq 0,85 \text{ cm} \quad \text{on prend un cadre HA8}$$

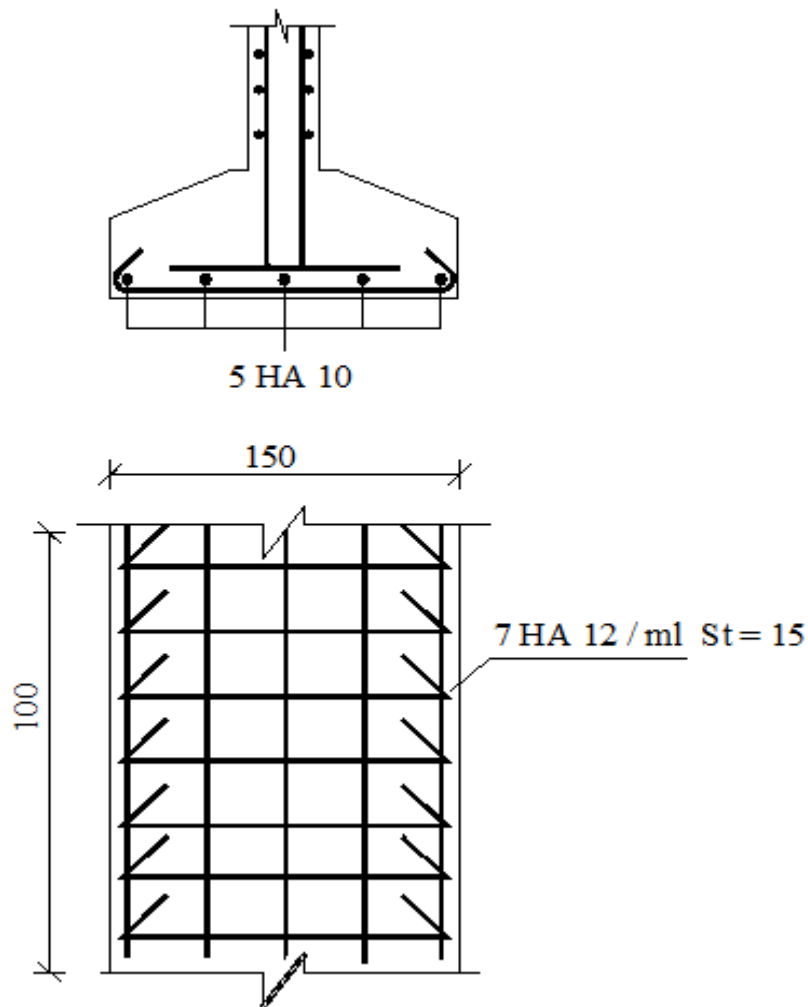
### 3. Espacement des cadres :

Selon le RPA, l'espacement entre les cadres doit être :

$$S_t \leq \min (20 ; 15 \phi_t) \text{ cm} \text{ On adoptera comme espacement des cadres } S_t = 15 \text{ cm}$$

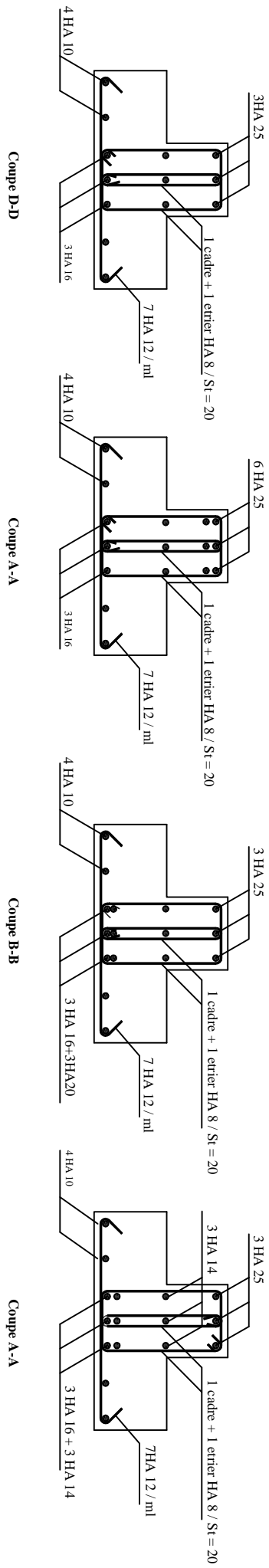
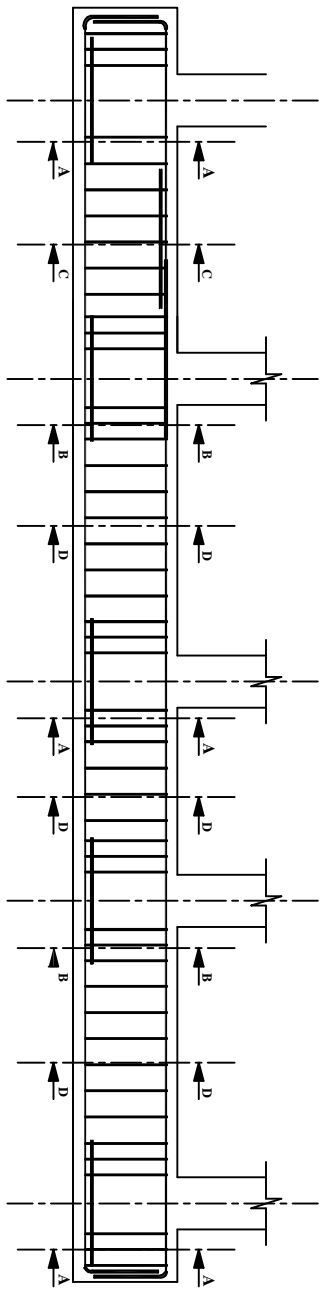


**Fig. 3 ferrailage de longrine**



**Fig. 4 : Ferrailage de la semelle sous voile**





plan de ferrailage de la poutre de rigidité

# Conclusion générale

La présente étude nous a permis de mieux cerner une synthèse assez objective de toutes les connaissances acquises tout le long de notre cursus en génie civil.

Ce projet est une expérience très enrichissante. Il nous a permis de synthétiser les différents règlements en vigueur, et de réaliser leurs application dans la pratique.

Tout ça nous a incité à se documenter d'avantage pour palier à toutes difficultés rencontrées au cours de cette étude et d'améliorer notre vision sur le comportement des bâtisses en général.

A la lumière de ces résultats, on peut affirmer que l'utilisation de L' ETABS est plus que recommandée pour le calcul des structures, il offre un gain important en temps et surtout une précision dans les résultats plus qu'appréciable.

Enfin nous espérons que notre travail sera utile, pour les promotions à venir.

# bibliographie

- Règle BAEL91.
- Règle parasismique Algérien (RPA99)
- Formulaire du béton armé .(VICTOR DAVIDOVICI)
- Calcul dynamique des structures en zone sismique.(A .CAPRA ET V.DAVIDOVICI)
- Calcul des ouvrages en béton armé.(M.BELAZOUGHI)
- Le béton armé aux états limites .(M.BELAZOUGHI)
- Ossature du bâtiment .(ANDRE COIN)
- Cour du béton armé .(ENTP)
- Tables pour le calcul des dalles et des parois .(R.BARREŠ).
- Cour et TD des années de spécialité
  
- Thèses de l'université Mouloud MAMERI