

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



## Mémoire de fin d'étude

*En vue de l'obtention du Diplôme de Master en génie civil*  
*Option : Constructions Civiles et Industrielles*

# Thème

*Etude d'un bâtiment en RDC+ 9 à usage  
d'habitation contreventé par voiles porteurs en béton armé  
avec L'application d'ETABS.*

Réalisé par :

*Melle .Oubabas Nassima*

*Melle. Zanoun Lynda*

Dirigé par :

*Mr. Mansouri. A*

Promotion : 2013/ 2014



# Remerciements

*De prime abord, nous remercions Dieu le tout puissant, de nous avoir aidées à surmonter de longues années d'études et faire aboutir nos efforts, et nos chers parents qui étaient toujours présent à nos cotés.*

*Un grand merci revient à notre encadreur M<sup>r</sup>. Mansouri Arezki, qui à toujours été disponible afin de répondre à toutes nos questions et nous éclairer dans notre travail et y apporter les corrections nécessaires, grâce à ses recommandations ciblées pertinentes ; sans oublier de dresser un remerciement assez particulier à Mme. Mansouri Ouerdia qui nous a été d'un grand soutien par ses conseils et son aide.*

*Nous tenons à remercier particulièrement un de nos camarades M<sup>r</sup> Bechouche Sofiane, Master 2 Géotechnique, qui nous à aider à obtenir ce projet au près d'un bureau d'étude d'Alger.*

*Nos remerciements vont également aux membres du jury qui nous ferons l'honneur d'examiner notre travail, afin de l'enrichir par leur propositions.*

*On ne serait oublier toutes les personnes qui ont contribuées de près ou de loin, à la réalisation de ce travail.*



# Dédicaces

*Je Dédie Ce Travail:*

*A mes chers parents qui ont été d'un grand soutien pour moi.*

*A mes sœurs et leurs maris*

*A mes frères mariés et leurs épouses*

*A mon frère Amar*

*A tous mes neveux et nièces*

*A ma camarade Lynda et sa famille*

*A tous ceux qui me sont les plus proches : Nassim, Samia,  
Yasmine et Sofiane.*

*A tous mes amis (es)*

*Nassima*





# Dédicaces

*Je Dédie Ce Travail :*

*A mes chers parents qui ont été d'un grand soutien durant toute ma vie pour que je devienne ce que je suis.*

*A mes chers frères Zahir et Azeddine*

*A mes soeurs mariées Nabila et Ouardia et leurs époux.*

*A mes sœurs Célia et Naima.*

*A ma camarade Nassima et sa famille*

*A mes cousins et cousines*

*Et spécialement à Omar qui m'a encouragé et soutenu.*

*A tout mes amis (es)*

*Lynda*



# SOMMAIRE

*Introduction générale.*

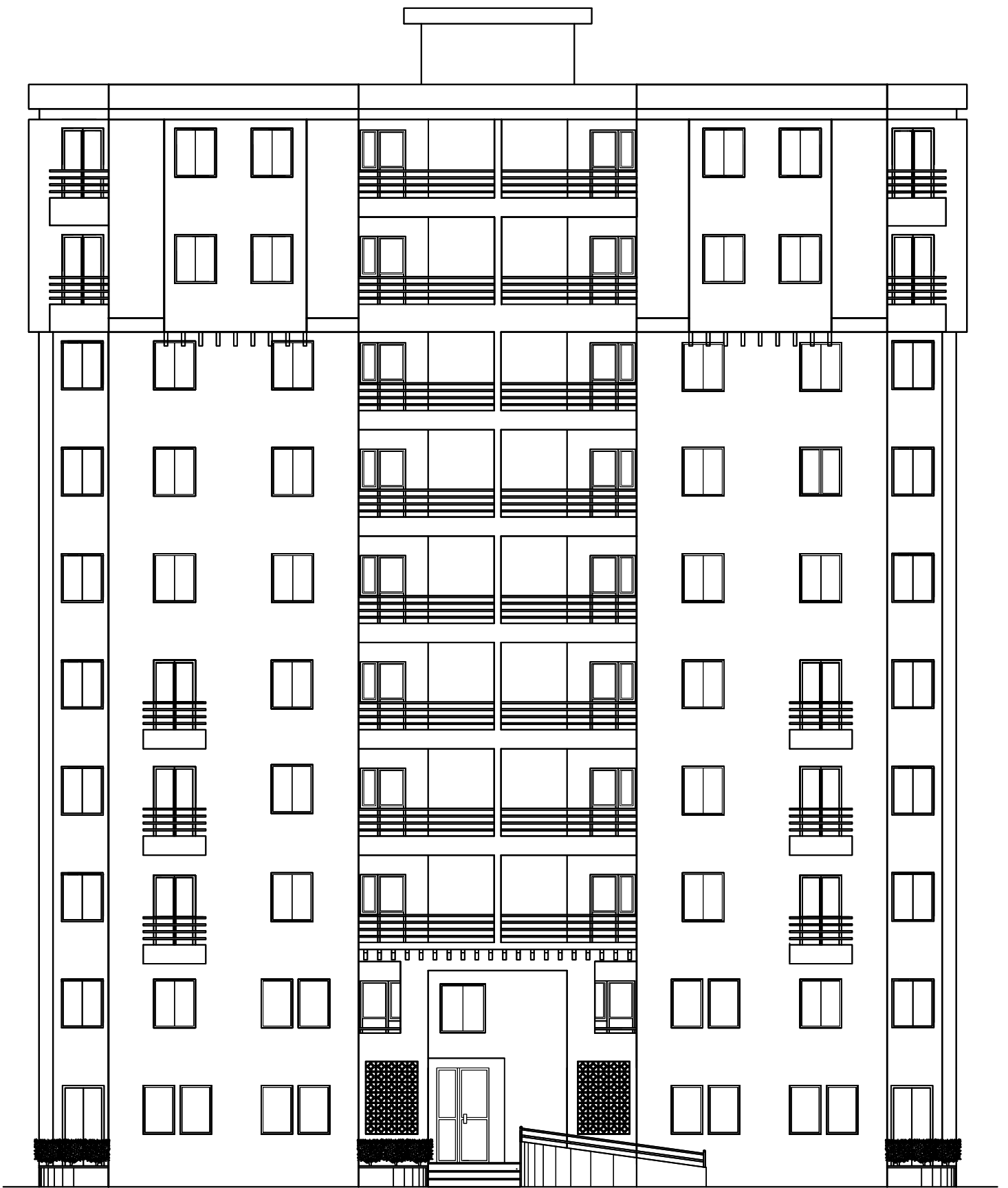
<i>Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage.....</i>	<i>01 - 12</i>
<i>Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charge.....</i>	<i>13 - 27</i>
<i>Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux.....</i>	<i>28 - 113</i>
❖ <i>L'acrotère .....</i>	<i>28 - 36</i>
❖ <i>Plancher .....</i>	<i>37 - 55</i>
❖ <i>Escalier .....</i>	<i>56 - 70</i>
❖ <i>Poutre palière .....</i>	<i>71 - 80</i>
❖ <i>Poutre de chaînage.....</i>	<i>81 - 92</i>
❖ <i>Balcons.....</i>	<i>93 - 103</i>
❖ <i>Salle machine.....</i>	<i>104 - 113</i>
<i>Chapitre IV : Etude du contreventement.....</i>	<i>114 - 130</i>
<i>Chapitre V : modélisation de la structure avec ETABS et Vérification des conditions de l'RPA... </i>	<i>131 - 165</i>
<i>Chapitre VI: Ferrailage des portiques.....</i>	<i>166 - 212</i>
❖ <i>Ferrailage des poteaux.....</i>	<i>166 - 192</i>
❖ <i>Ferrailage des poutres .....</i>	<i>193 - 204</i>
❖ <i>Ferrailage de la poutre palière.....</i>	<i>205 - 210</i>
<i>Chapitre VII: Ferrailage des voiles .....</i>	<i>211 - 226</i>
<i>Chapitre VIII: Étude de l'infrastructure.....</i>	<i>227 - 258</i>

*Conclusion générale.*

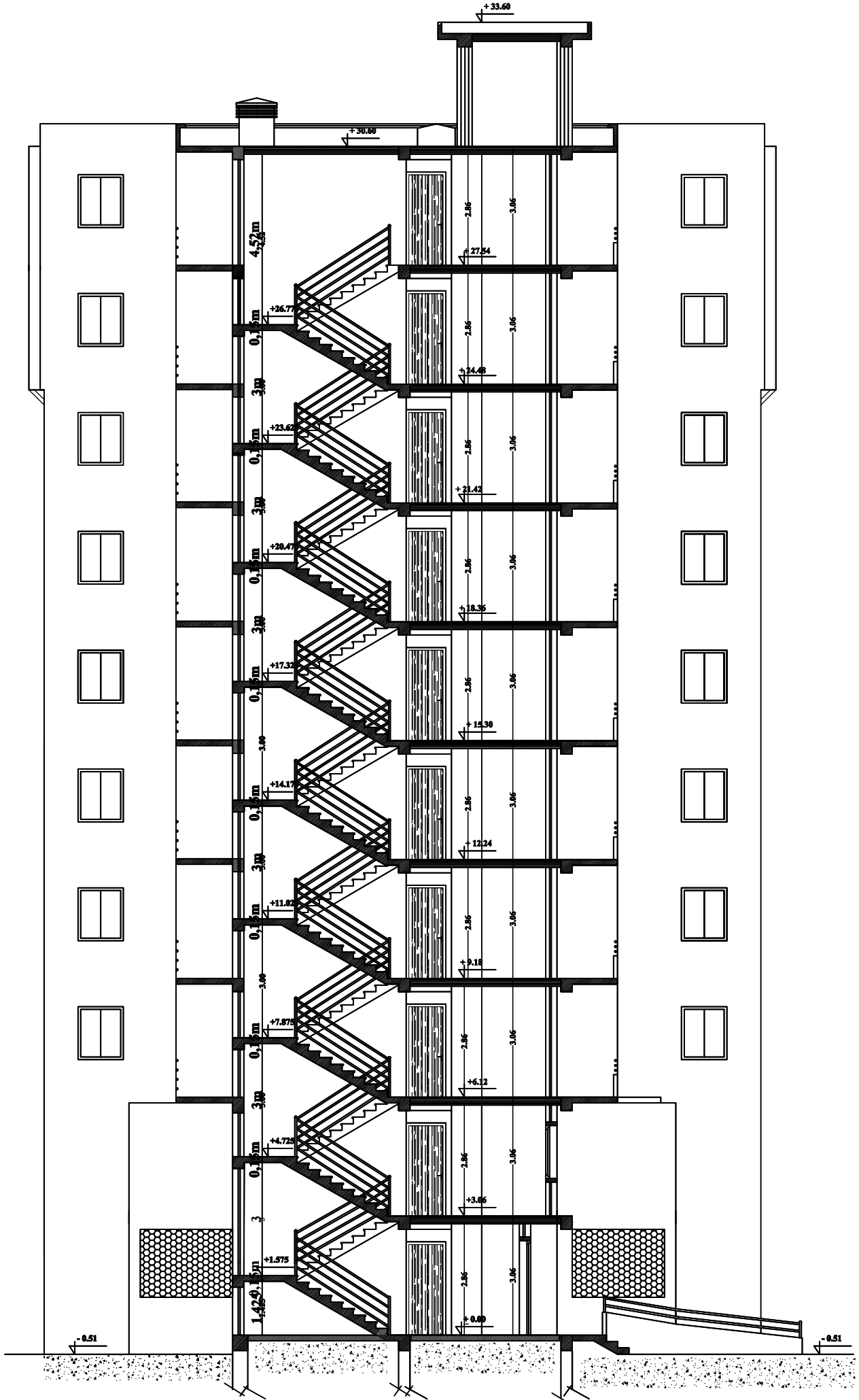
*Bibliographie.*



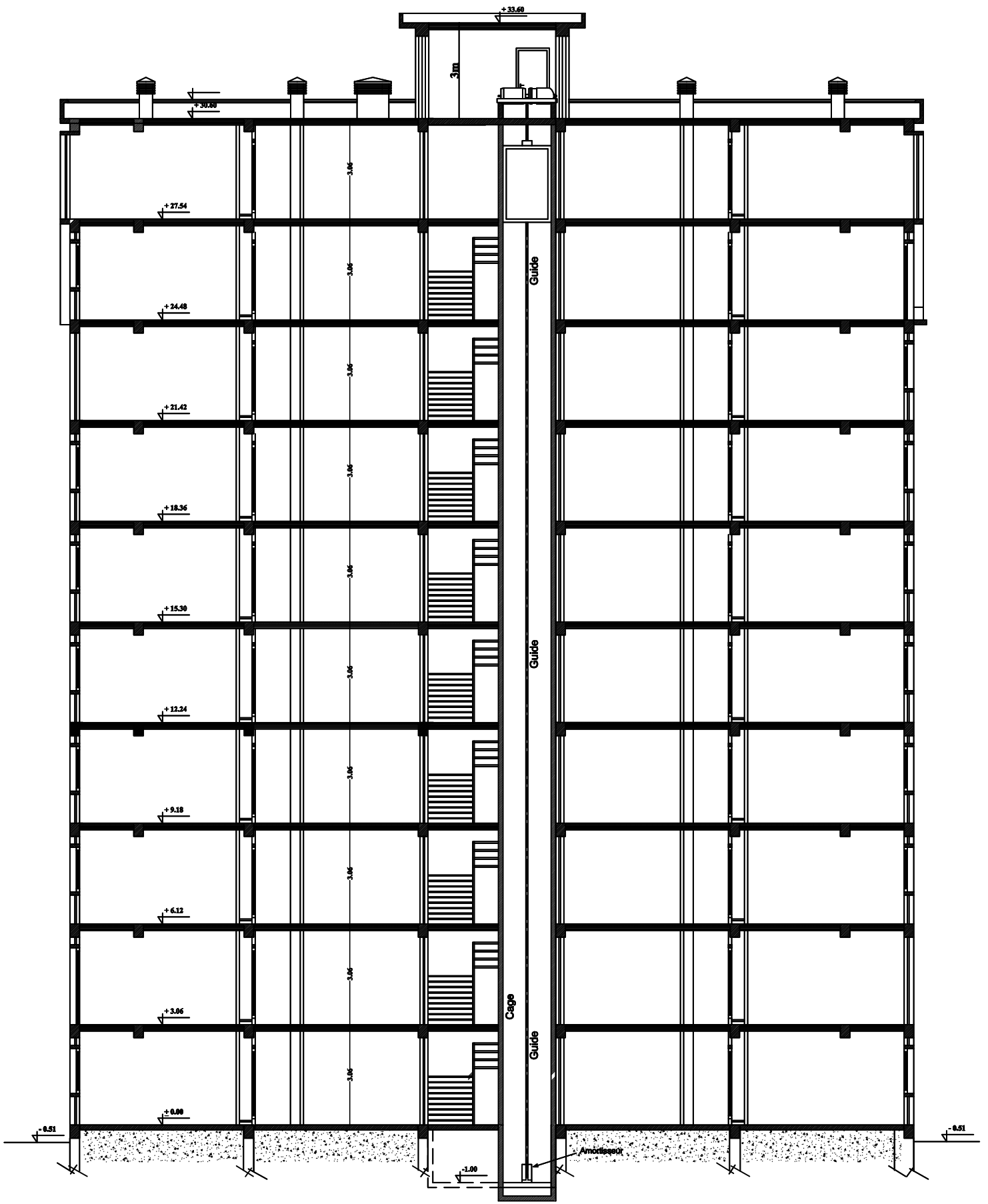
Plans d'architectures



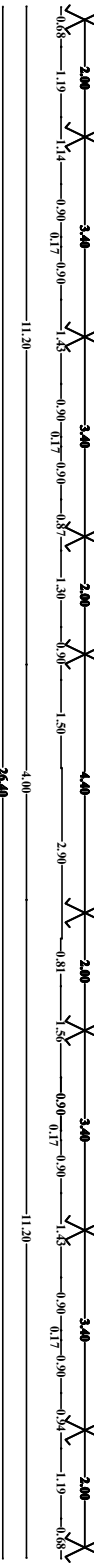
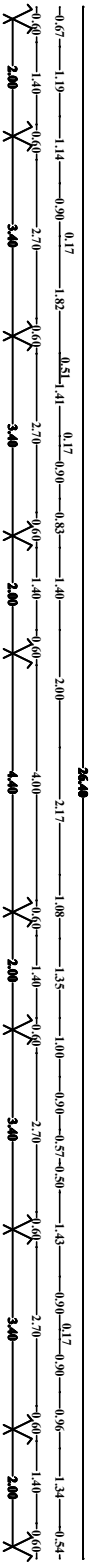
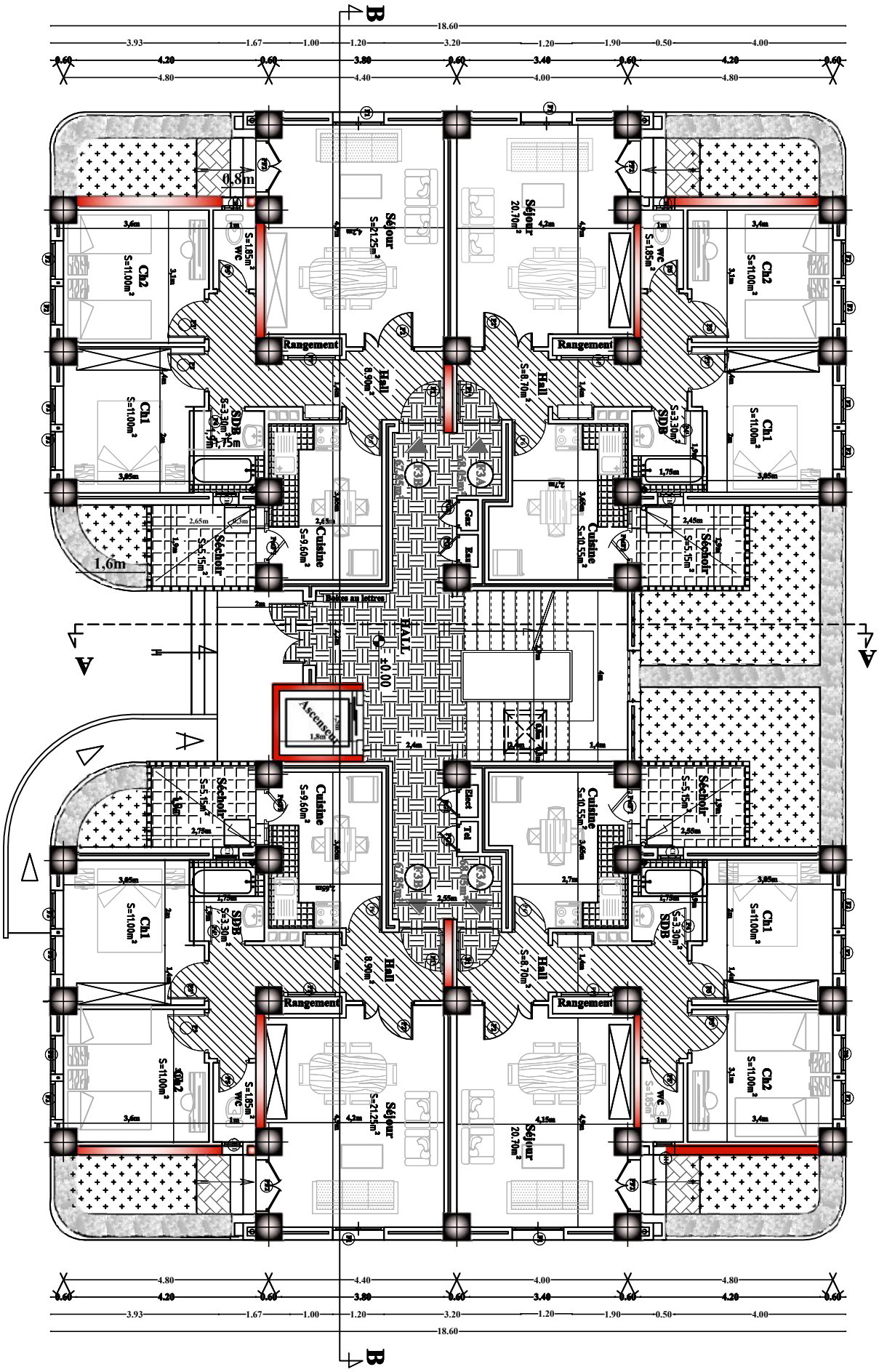
- FACADE PRINCIPALE



- Coupe - A-A -

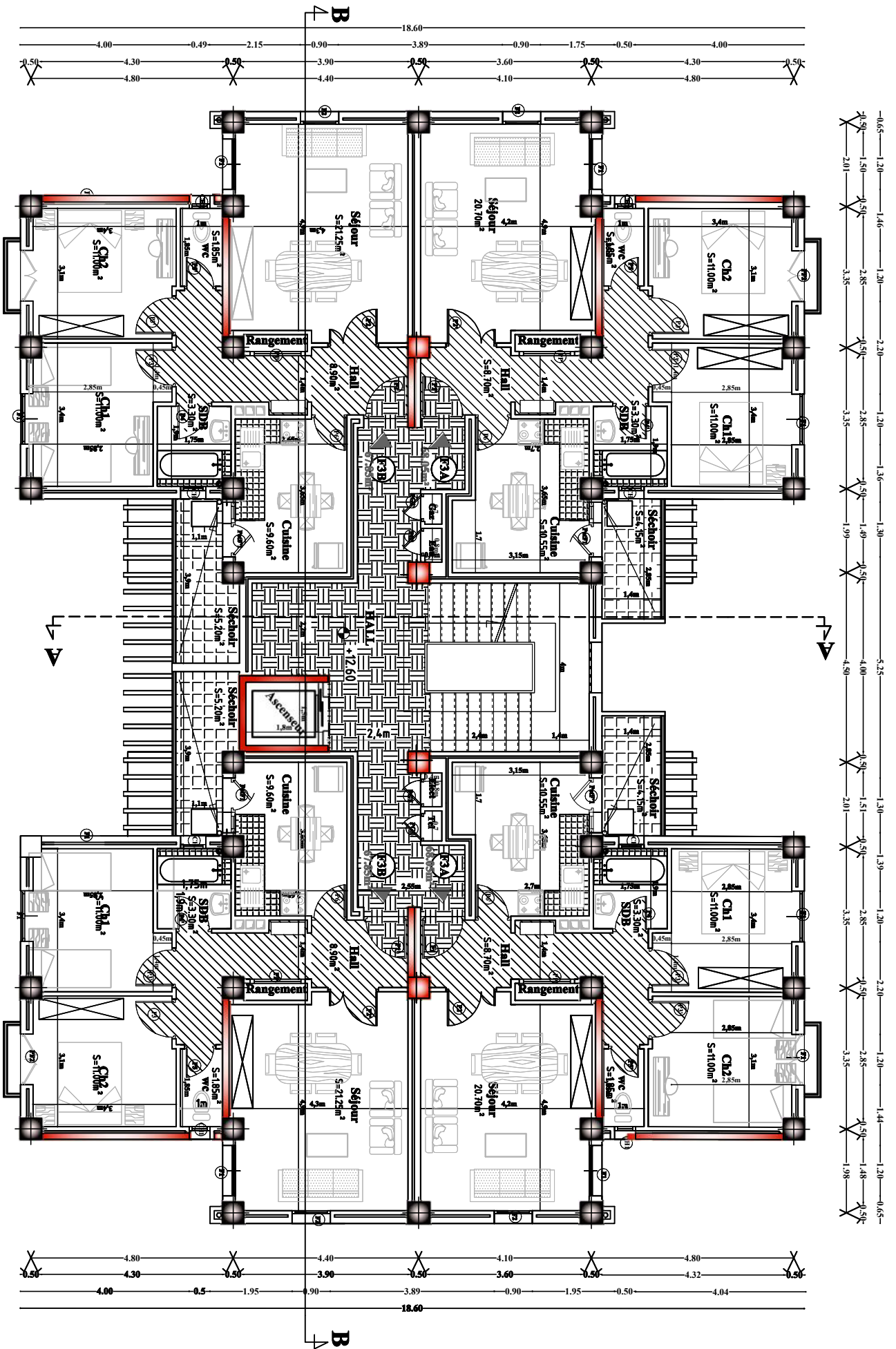


- Coupe - B-B -

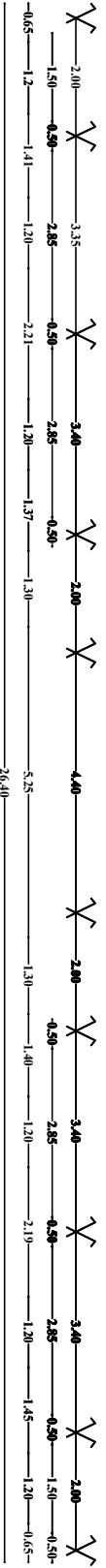


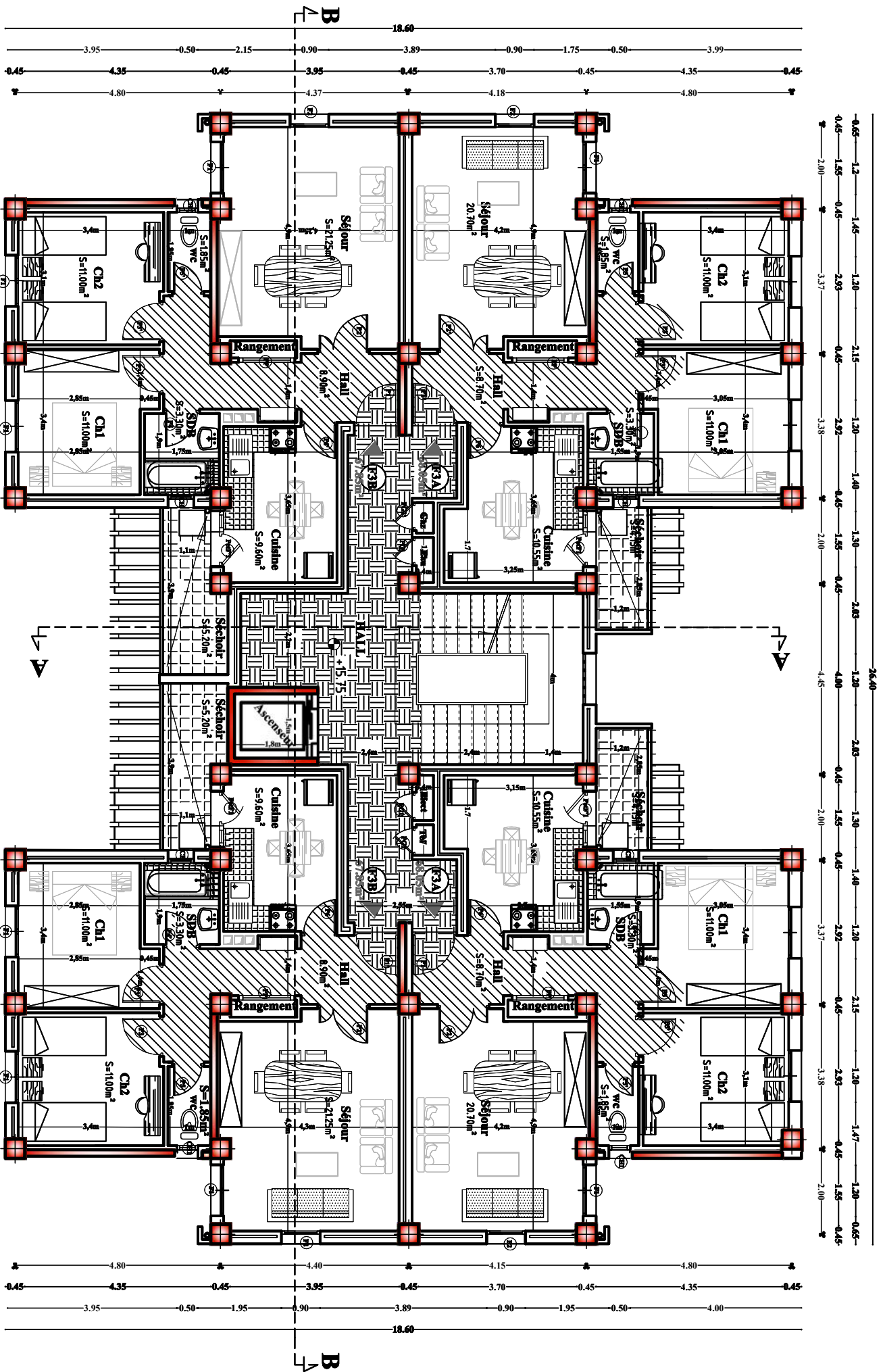
Plan RDC



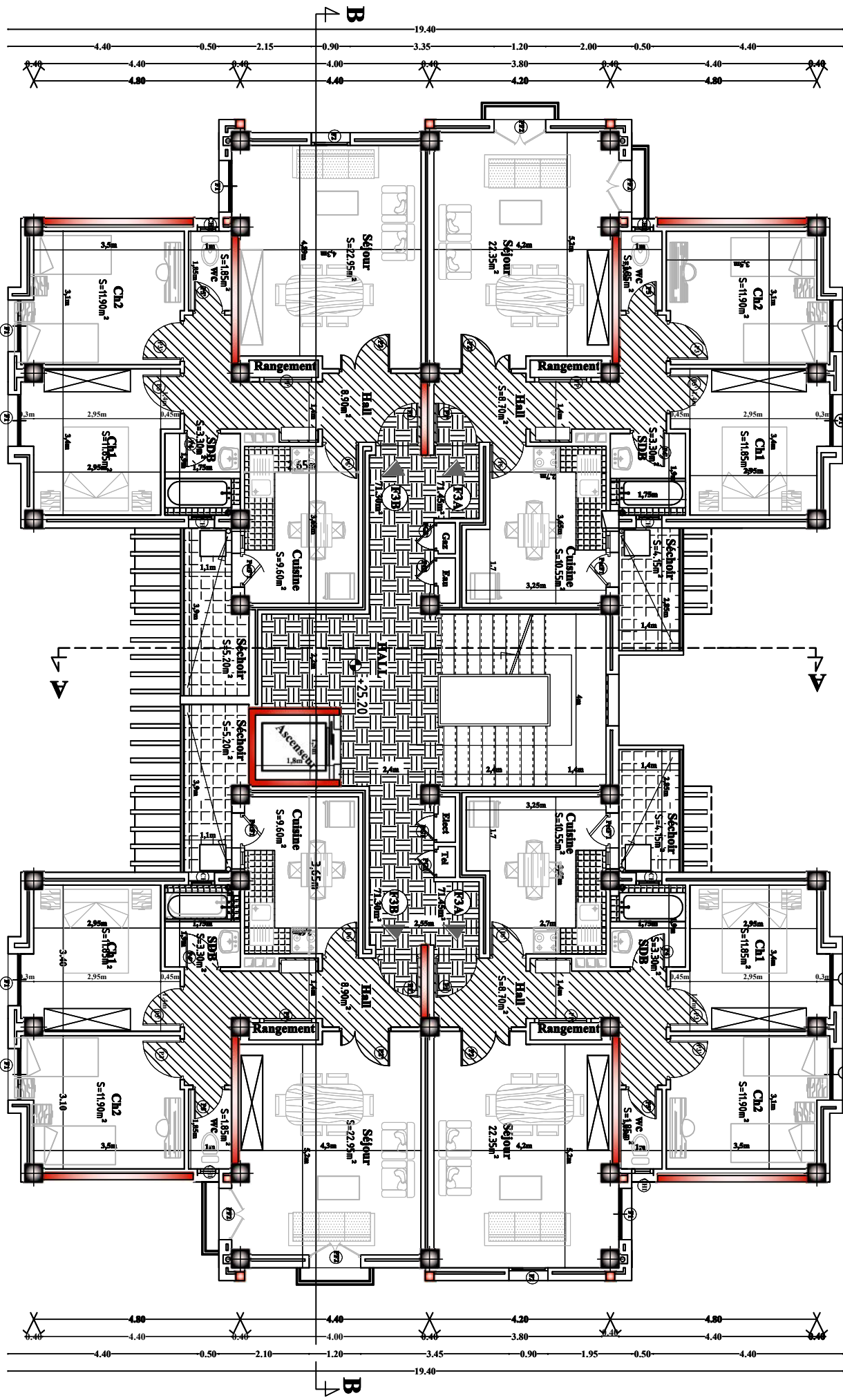


Plan du 2eme ETAGE=3eme=4eme

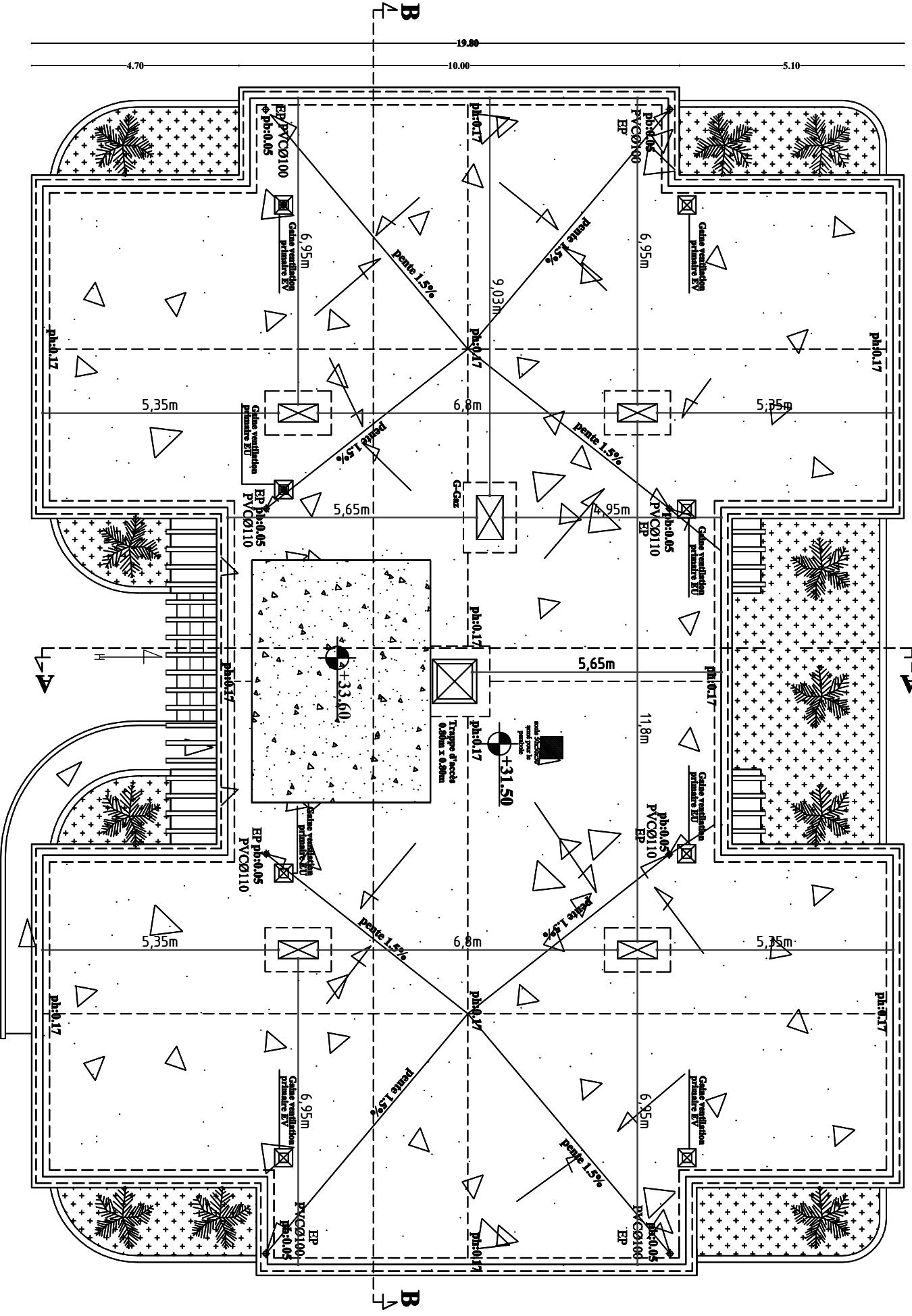




Plan du Seme ETAGE=6eme=7eme



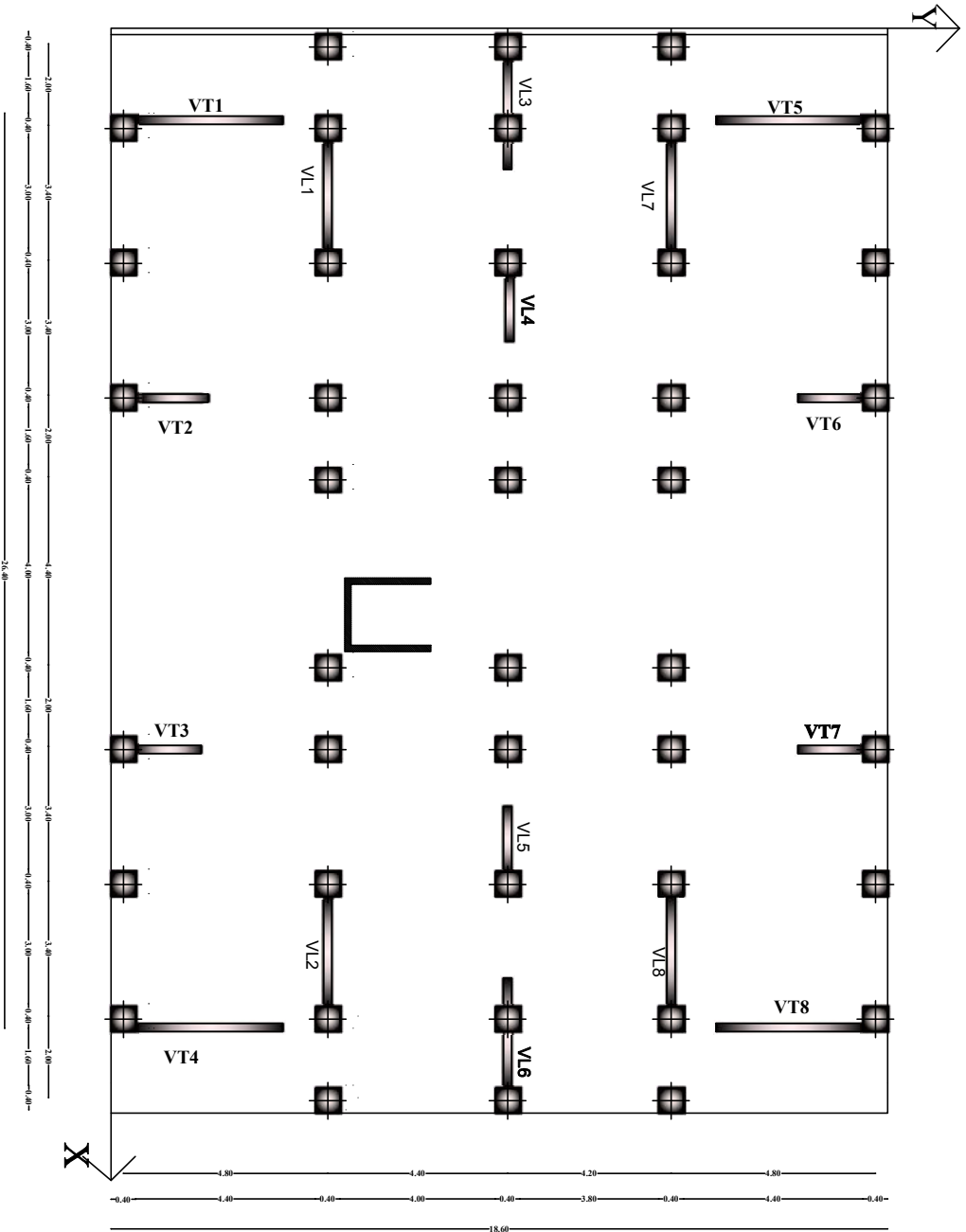
Plan du 8ème ETAGE=9ème



Plan de terrasse



# Plans de coffrages



## Disposition des voiles

UNIVERSITE MOUHOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU  
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Disposition des voiles

Proposé par: BUREAU D'ETUDE

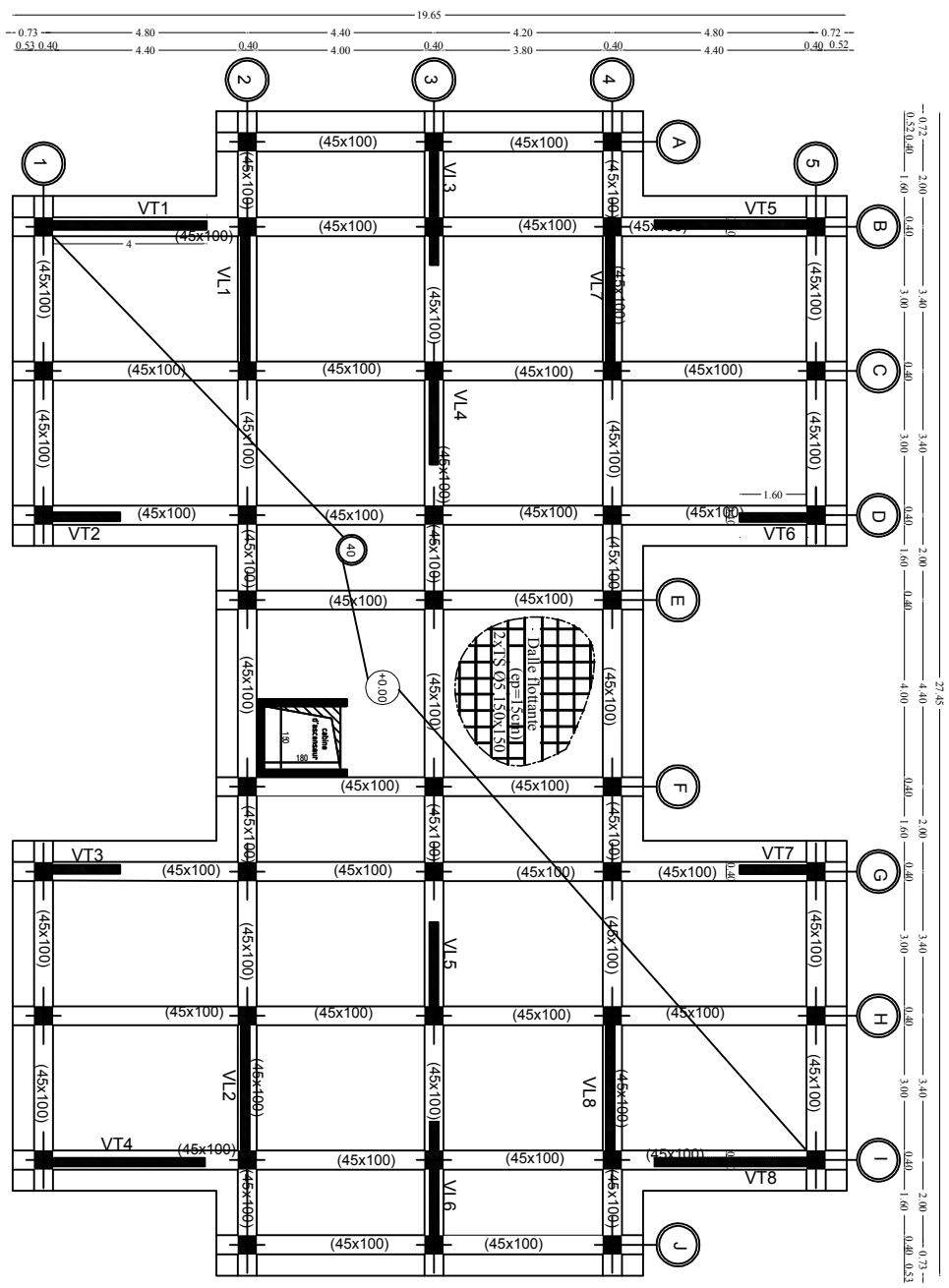
Septembre 2014

dessiné par: Melle. OUBABAS NASSIMA  
 Melle. ZANOUN LYNDA

Plan

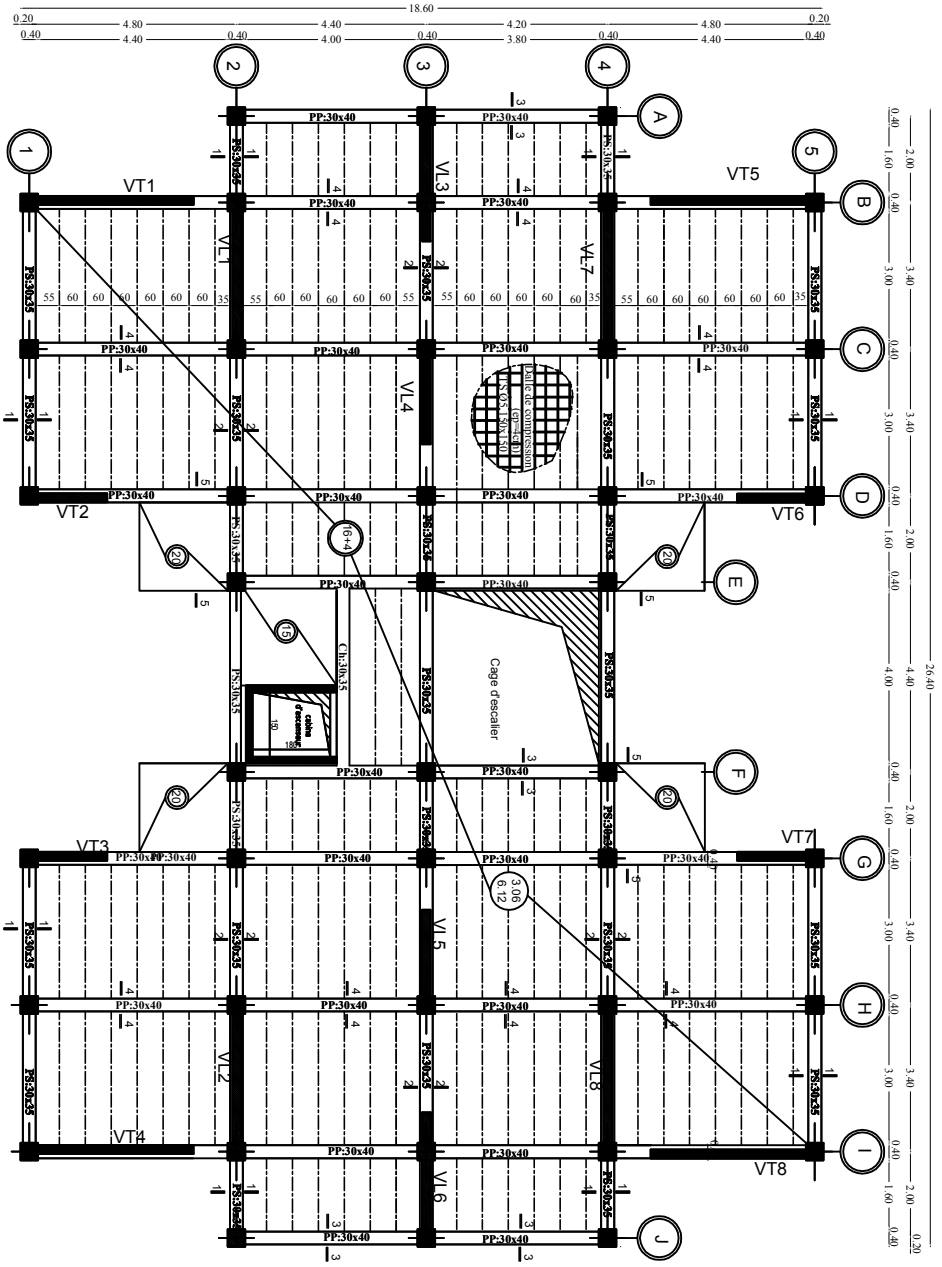
dirigé par: Mr. MANSOURI . A

Echelle:

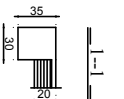
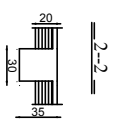
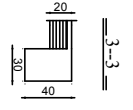
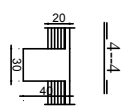
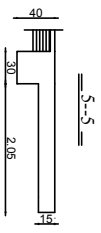


COFFRAGE DU RADIER GENERAL

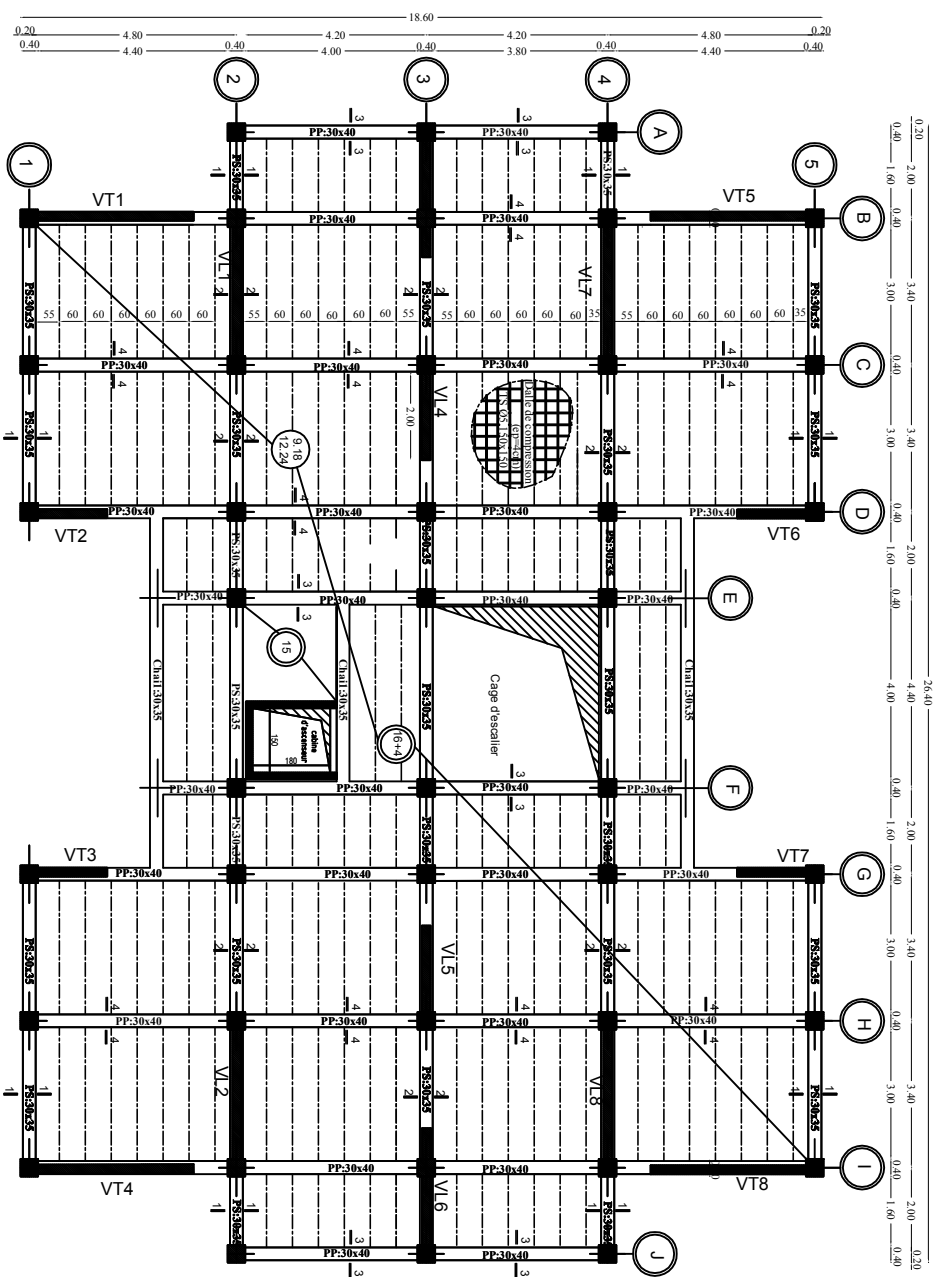
UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
PLAN DE COFFRAGE DU RADIER GENERAL	
Proposé par:	BUREAU D'ETUDE
dessiné par:	Melle. OUBABAS NASSIMA Melle. ZANOON LYNDA
dirigé par:	Mr. MANSOURI .A
	Septembre 2014
	Plan
	Echelle:



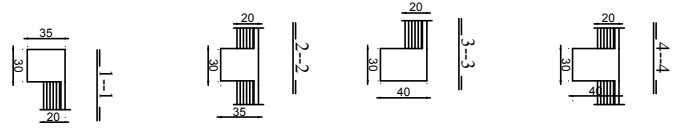
COFFRAGE PLANCHER D'ETAGES DE NIVEAU: +3.06 ; +6.12



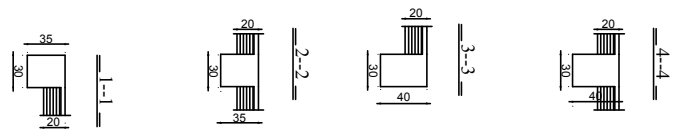
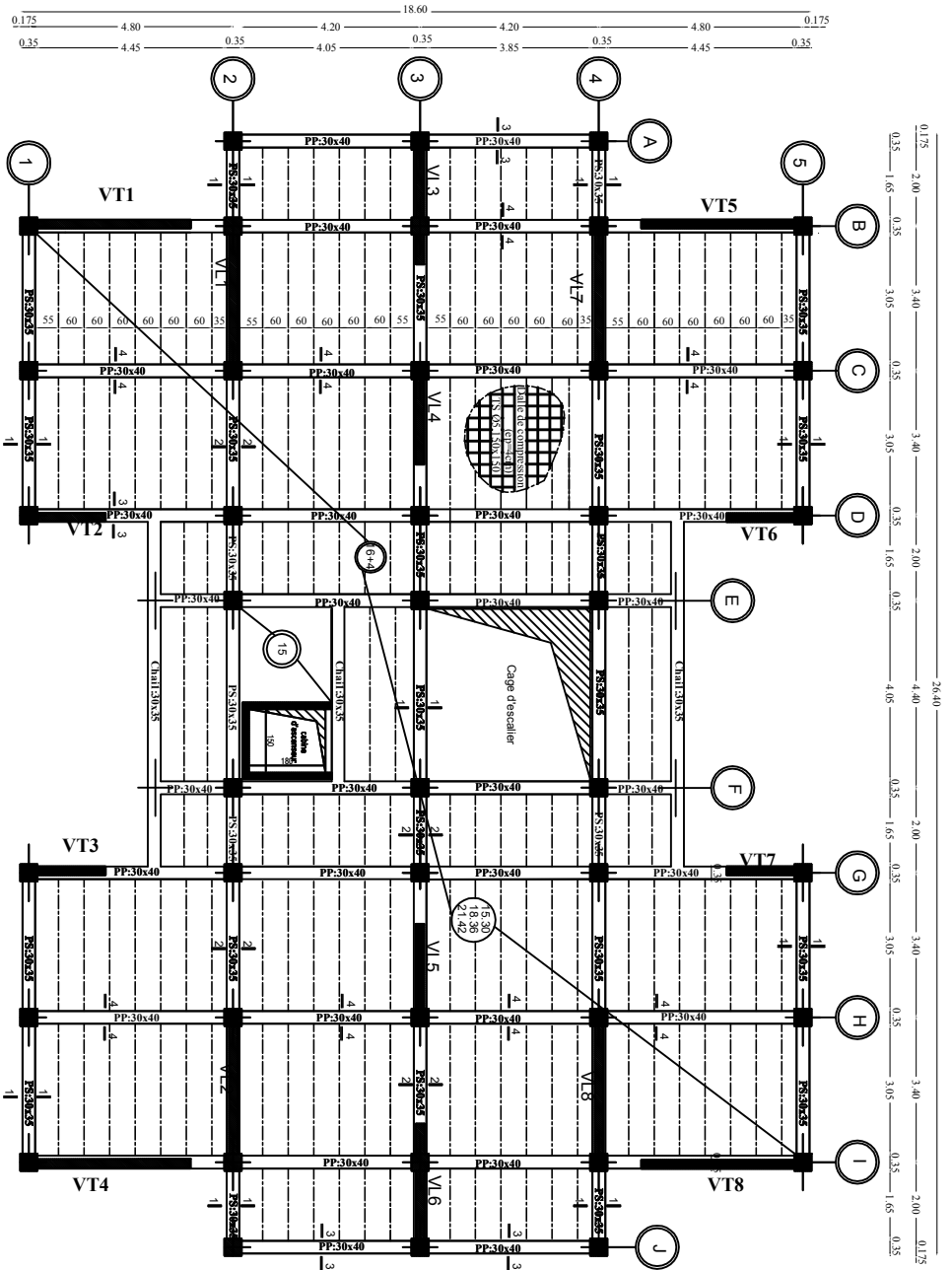
UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
COFFRAGE DES PLANCHERS NIV:+3.06;+6.12	
Proposé par:	BUREAU D'ETUDE
dessiné par:	Melle. OUBABAS NASSIMA Melle. ZANOUN LYNDA
dirigé par:	Mr. MANSOURI .A
	Septembre 2014
	Plan
	Echelle:



COFFRAGE PLANCHER D'ETAGES DE NIVEAU: +9.18 ; +12.24

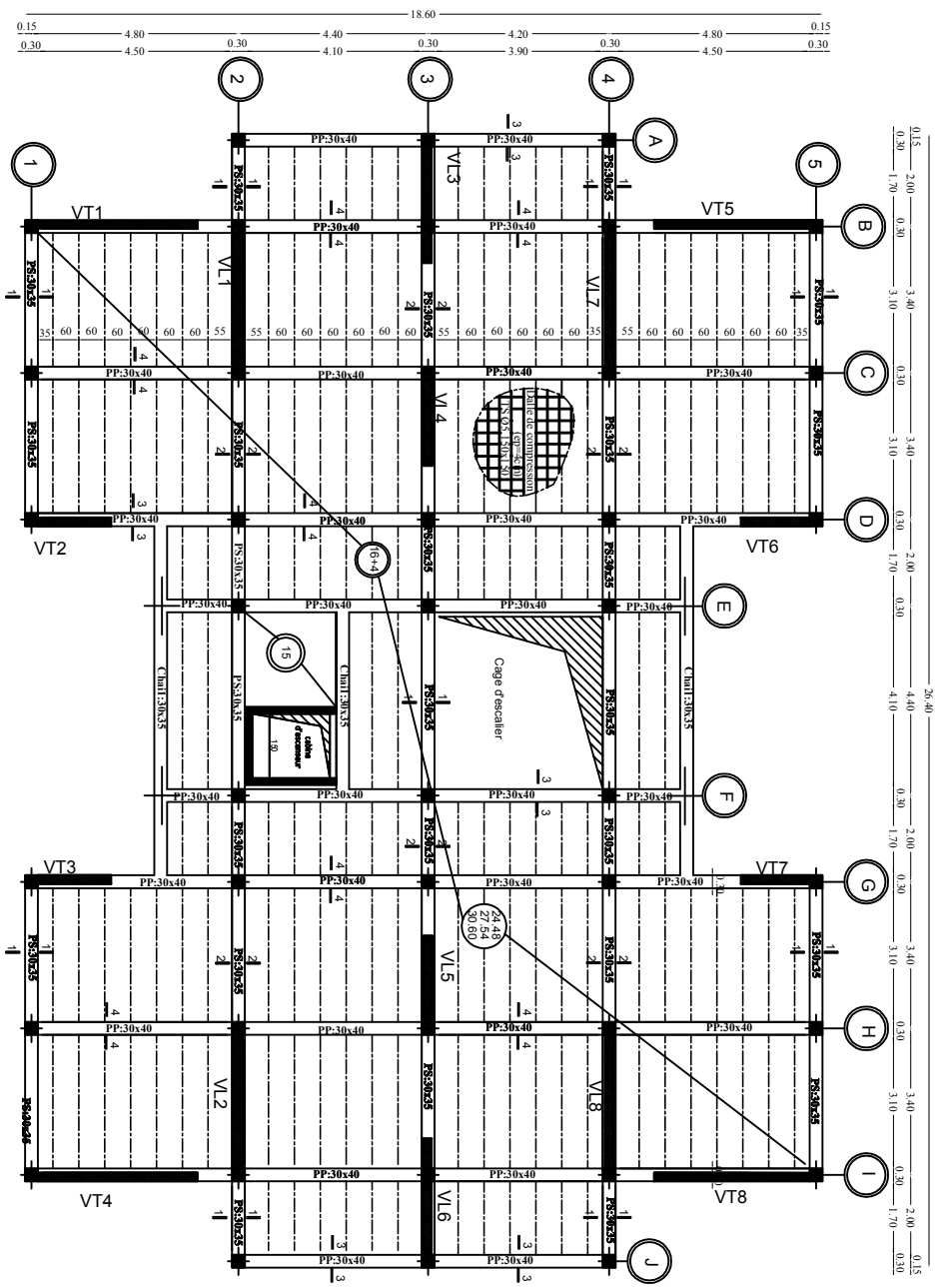


UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
COFFRAGE DES PLANCHERS NIV:+9.18,+12.24	
Proposé par:	BUREAU D'ETUDE
dessiné par:	Melle. OUBABAS NASSIMA Melle. ZANOUN LYNDA
dirigé par:	Mr. MANSOURI .A
	Septembre 2014
	Plan
	Echelle:

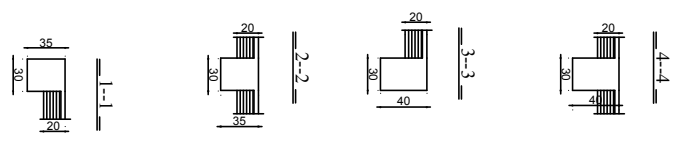


COFFRAGE PLANCHER D'ETAGES DE NIVEAU: +15.3; 18.36 ;+21.42

UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
COFFRAGE DES PLANCHERS NIV: +15.30; +18.36; +21.42	
Proposé par:	BUREAU D'ETUDE
dessiné par:	Melle. OUBABAS NASSIMA Melle. ZANOUN LYNDA
dirigé par:	Mr. MANSOURI .A
	Septembre 2014
	Plan
	Echelle:



COFFRAGE PLANCHER D'ETAGES DE NIVEAU: +24.48; +27.54 ; +30.60



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERTI DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
COFFRAGE DES PLANCHERS NIV: +24.48; +27.54 ; +30.60	
Proposé par:	BUREAU D'ETUDE
dessiné par:	Melle. OUBABAS NASSIMA Melle. ZANOON LYNDA
dirigé par:	Mr. MANSOURI .A
	Septembre 2014
	Plan
	Echelle:

# Introduction générale

*Le génie civil, cet ensemble de technique englobant tous types de construction, travaux publics, bâtiments, constructions hydrauliques (barrages, jetées), constructions industrielles (usines, réservoirs)...etc...*

*L'ingénieur en génie civil doit définir les qualités des matériaux, les dispositions constructives et les dimensions pour chaque élément de la construction pour limiter les déformations, contrôler les dommages, empêcher la rupture brutale et l'effondrement de la structure et tout ça pour satisfaire les besoins de la société ainsi que la sécurité des personnes en tenant compte de la protection de l'environnement.*

*L'Algérie présente une vulnérabilité élevée au séisme, l'implantation d'un ouvrage quelconque nécessite de prendre en compte plusieurs paramètres (degrés de sismicité, qualité du sol, forme de la structure, type du contreventement à choisir....etc...)*

*Pour cela l'unique application des règlements ne suffit pas, il faut impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir la réponse sismique faite après une analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme.*

*Notre projet de fin d'étude consiste à l'étude d'un bâtiment R+9 à usage d'habitation contreventé par voiles porteurs en béton armée ; en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien (RPA99/modifié03) et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS V 9.6*



Présentation

et

Description de l'ouvrage

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

Notre projet consiste à étudier et calculer des éléments résistants d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation. Cet ouvrage est de moyenne importance (**groupe d'usage2**), implanté à Alger (Ouled Fayet). Cette zone est classée selon le RPA 99 (version 2003) comme étant une zone de forte sismicité (**zone III**).

Le rapport du sol nous donne une valeur de contrainte du sol  $\sigma_{\text{sol}} = 1,70$  bars et un type de sol meuble **S3**

### ***I.1.1. Description***

Cet ouvrage est composé d'un Rez-de-chaussée et neufs étages courants à usage d'habitation. Le bâtiment est contreventé par voiles porteurs en béton armé (avec justification d'interaction portiques-voiles).

### ***I.1.2. Caractéristiques géométriques***

Notre bâtiment a pour dimensions :

#### **❖ En plan :**

Longueur totale du bâtiment :  $L = 26,4$  m

Largeur totale du bâtiment :  $l = 18,6$  m

#### **❖ En élévation :**

Hauteur totale du bâtiment :  $H_t = 33,6$  m

Hauteur du RDC :  $H_{\text{RDC}} = 3,06$  m

Hauteur de l'étage courant :  $H_{\text{EC}} = 3,06$  m

### ***I.1.3. Éléments de l'ossature***

#### **I. Ossature :**

Structure dont les éléments verticaux sont constitués de poteaux par opposition au mur et voile (définition de l'RPA).

- **Portiques** : ou bien cadres rigides constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales, et sont liés entre eux.

- **Voiles :** Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux, et on trouve dans cet ouvrage un seul type de voiles :

- ✓ **Voiles de contreventements :** Destinés à reprendre les efforts horizontaux et une partie des efforts verticaux

## **2. Planchers :**

Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment et supportant les revêtements et les surcharges assurant deux fonctions principales:

### **a) Planchers en corps creux**

Ils sont réalisés en corps creux et une dalle de compression coulée sur place, reposant sur des poutrelles préfabriquées.

Le plancher terrasse comportera un complexe d'étanchéité et une forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

### **b) Dalle pleine en béton armé**

Des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau de la salle Machine (cage d'ascenseur).

### **Les planchers assurent deux fonctions principales :**

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

*-Fonction d'isolation :* Les planchers permettent d'isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages. Dans notre cas on a un plancher constitué de corps creux, d'une dalle de compression et des poutrelles préfabriquées.

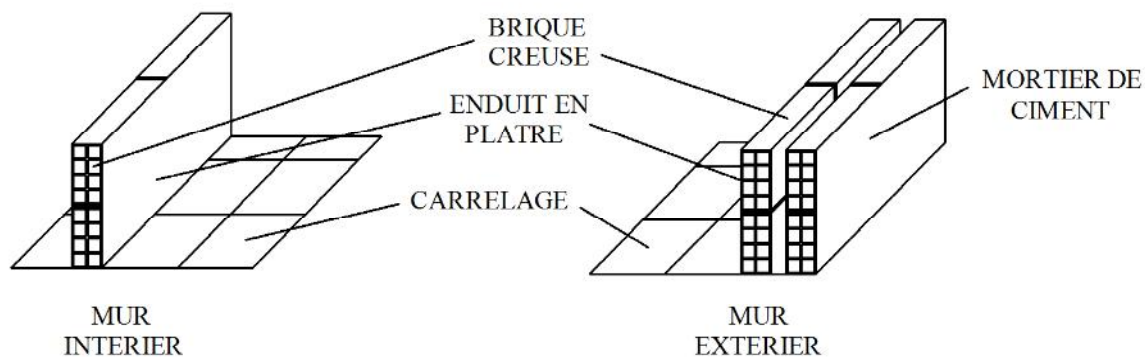
## **3. Maçonnerie :**

### **a) Murs extérieurs**

Ils seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 20 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm (15+5+10).

### **b) Murs intérieurs**

Ils seront réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.



#### 4. Escalier

La structure est munie d'une cage d'escalier, composée d'un palier et de paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place.

#### 5. L'ascenseur

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

#### 6. Les Revêtements

Ils seront réalisés en :

- Mortier de ciment pour les murs de façades et les plafonds des salles d'eau.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.
- Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.
- Protection multicouche pour la terrasse.

#### 7. Acrotère

L'acrotère est un élément en béton armé dont la hauteur est de 60 cm, vient se greffer à la périphérie de la terrasse. Il a pour but de permettre un bon façonnage de l'étanchéité.

#### 8. Balcon (séchoir)

Le bâtiment comporte deux types de balcons le premier en dalle pleine et le second en corps creux.

## **9. Terrasse**

Notre bâtiment sera menu d'une terrasse inaccessible réalisée en corps creux et d'une dalle de compression avec un revêtement composé de :

- ✓ Forme de pente de 2% pour faciliter l'écoulement des eaux.
- ✓ Isolant thermique protégeant l'élément porteur à des chocs thermique et limitant les déperditions, la nature isolant peut être en polyptère, liège ou en mousse de verre.
- ✓ Revêtement d'étanchéité.
- ✓ Protection lourde (gravier roulé)

## **10. Le système de coffrage**

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques et un coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution.

Par ailleurs ce type de coffrage offre d'autres avantages à savoir :

- Réduction des opérations manuelles.
- Réalisation rapide des travaux.
- Sécurisation de la main d'œuvre.

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

Dans notre ouvrage nous utiliserons deux matériaux : le béton et l'acier qui doivent impérativement répondre aux exigences du règlement parasismique algérien (RPA 99/Version 2003), ainsi qu'aux règles de béton armé (B.A.E.L.91/modifie.99).

### **I.2.1. Béton**

Le béton est un mélange de constituants minéraux actifs (comme le ciment portland) ou non actif (les granulats et sable), d'eau de gâchages et d'air, dont les proportions varient selon ces nombreux paramètre.

La matière de béton est aujourd'hui composée avec des adjuvants qui en modifient les caractéristiques à l'état frais ou durci.

Il est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui est assez élevée par rapport à sa résistance à la traction qui est faible, de plus le béton a un comportement fragile.

Il est dosé d'une manière à obtenir les quantités requises pour son utilisation.

Le béton utilisé est dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$  de ciment portland artificiel 425 (CPA425).

A titre indicatif, nous avons pour  $1 \text{ m}^3$  de béton armé :

- Granulats :
  - Sable : 380 à 450 L ( $D_g \leq 5 \text{ mm}$ ),
  - Gravillons : 750 à 850 L ( $D_g \leq 25 \text{ mm}$ ),
- Ciment : 300 à 400 kg,
- Eau : 150 à 180 L

#### A. Résistance caractéristique à la compression :

Un béton est défini par la valeur de sa résistance caractéristique à la compression, dans son cas courant âgé de 28 jours par un essai sur éprouvettes normalisées. Elle est notée " $f_{cj}$ ".

- Pour le choix de la valeur de  $f_{c28}$  on peut considérer que :
  - ✓ Une résistance de **20MPa** est facilement atteinte sur les chantiers convenablement outillés.
  - ✓ On obtient facilement **25MPa** sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier.
  - ✓ On peut obtenir **30MPa** dans toutes les régions à condition, en outre, de choisir convenablement les matériaux et d'étudier la composition du béton.
  - ✓ Des résistances supérieures peuvent être atteintes moyennant une sélection rigoureuse des matériaux utilisés.

Dans notre cas on fixe :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

D'après le (B.A.E.L.91, Art A.2.1.11, modifié99) on admet la résistance  $f_{cj}$  suivante :

- ✓ Pour  $j \leq 28$  jours

$$f_{cj} = \frac{j}{(4,76+0,83j)} f_{c28} \quad ; \text{ Pour des } f_{c28} < 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{(1,4+0,95j)} f_{c28} \quad ; \text{ Pour des } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

- ✓ pour  $j > 28$  jours

$$f_{cj} = 1,10 f_{c28}$$

**B. Résistance caractéristique à la traction (B.A.E.L91 Art2-1-12/ modifié99)**

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge « j » jours est donnée par la formule suivante :

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

Dans notre cas :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$ .

**C. Contrainte limite du béton :**❖ **Les états limites :**

On appelle l'état limite un état particulier d'une structure pour lequel cette structure satisfait une condition exigée par le concepteur. On distingue deux types de l'état limite :

**1) L'état limite ultimes (E.L.U.) :**

Correspondent à la perte d'équilibre statique et l'effort unitaire de stabilité de forme, surtout à la perte de résistance qui conduit à la ruine de la construction, et les contraintes limites dans le béton correspondant à cet état s'écrit :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b} \Rightarrow \text{(Art. A.4.3.41, BAEL 91/ modifié99)}$$

Avec :  $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité ;

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \dots \dots \dots \text{en situation courante} \\ \gamma_b = 1,15 \dots \dots \dots \text{en situation accidentelle} \end{array} \right.$$

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

Avec :

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

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

✓ **Diagramme contraintes déformations du béton :**

Dans les calculs relatifs à l'état limite de résistance, on utilise pour le béton, un diagramme conventionnel dit « parabole-rectangle » comme le montre la figure I.1 suivante :

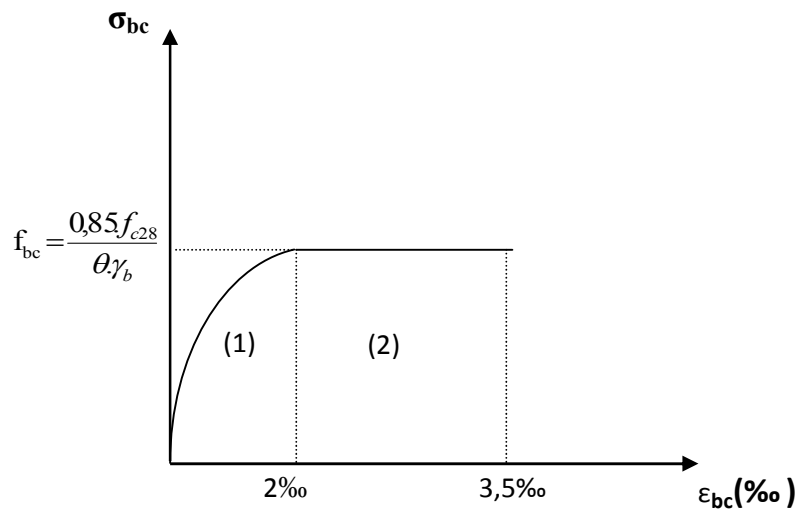


Fig. I.1 Diagramme de calcul contrainte-déformation du béton (ELU).

✓ *Le diagramme est composé :*

- D'une partie parabolique et la déformation relative est limitée à **2‰** (état élastique).
- D'une partie rectangle (état plastique).
- $2‰ \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5‰$

D'où on aura :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} \quad ; \text{ pour } \gamma_b = 1,5$$

$$f_{bc} = 18,48 \text{ MPa} \quad ; \text{ pour } \gamma_b = 1,15$$

## 2) État limite de service (ELS)

L'état limite de service est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites.

On distingue :

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

La contrainte de compression du béton est limitée par (Art.A.4.5.2, BAEL 91/ modifié99) :

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

✓ **Diagramme contraintes déformations du béton :**

La déformation dans le béton est considéré comme élastique et linéaire.  
Comme le montre la figure I.2 suivante :

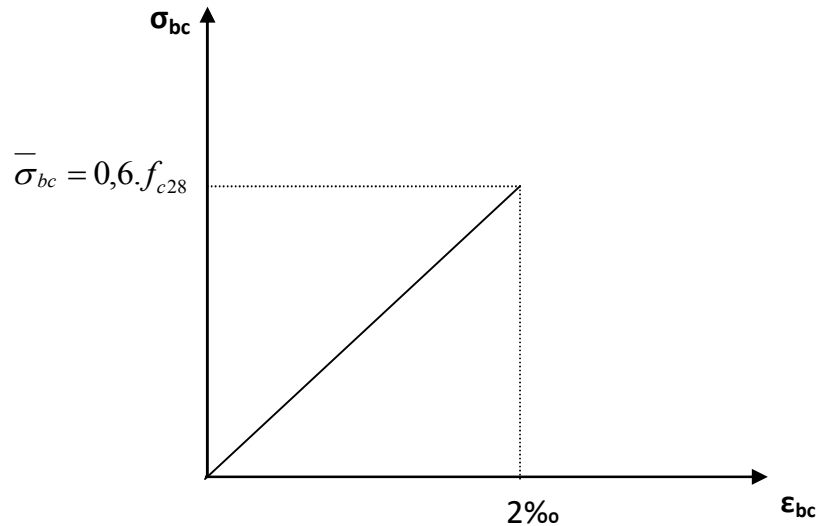


Fig. I.2 Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS).

**3) Contrainte limite de cisaillement :**

Elle est donnée par la formule suivante (Art. A.5.1,1 BAEL.91/ modifié99) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d}$$

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Cas de fissurations peu nuisibles :  $\bar{\tau}_u = \min\{0,13f_{c28} ; 5\text{MPa}\}$ ,
- Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :  $\bar{\tau}_u = \min\{0,10f_{c28} ; 4\text{MPa}\}$ .

$V_u$  : Effort tranchant dans la section étudiée(ELU).

$b$  : largeur de la section cisillée.

$d$  : hauteur utile.

**4) Module d'élasticité du béton :**

On distingue deux modules de déformation longitudinale :

**Instantanée** :  $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$  (Chargement de courte durée), en (MPa) (Art A-2.1, 21BAEL91).

**Différée** :  $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$  (chargement de longue durée), en (MPa) (Art A-2.1,22BAEL91).

$f_{cj}$  : La résistance de béton a la compression a ( $j$ ) jours.

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

### 5) Module de déformation transversale

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)} \quad (\text{Art .A.2.1.3/BAEL99/ modifié99})$$

Avec :

**E** : module de Young

**u**: Coefficient de Poisson

### 6) Coefficient de poisson:

Le coefficient de POISSON (**u** ) est le rapport entre la déformation transversale relative et la déformation longitudinale relative. (A.2.1, 3 / BAEL91/ modifié99)

- **u** = 0,20 pour le calcul des déformations. (ELS)
- **u** = 0 pour le calcul des sollicitations. (ELU)

### I.2.2. Acier

#### ➤ Définition :

Le béton est un matériau qui résiste bien à la compression, mais malheureusement résiste mal à la traction, est pour ça on fait appel aux aciers qui vont équilibrer les efforts de traction qui vont s'engendrer par le béton tendu.

Les aciers se distinguent suivant la nuance et leur état de surface (barres lisses ou haute adhérence). Pour notre ouvrage, nous utilisons les trois catégories suivantes :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe (Mpa)	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement
Aciers en barres	Haute Ad. FeE400	HA	400	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé TL520	TS	520	1,3	1

### A. Module d'élasticité longitudinale

Le module de déformation longitudinale  $E_s$  sera pris :

$$E_s = 2. 10^5 \text{ (Mpa)} \Leftrightarrow \text{(A.2.2 ,1/BAEL91/ modifié99)}$$

### B. contrainte limite dans les aciers (Art A-4,3.1-B.A.E.L91/ modifié99)

#### ❖ Etat limite ultime :

Les armatures sont destinées à équilibrer et à reprendre les efforts de tractions, et elles sont utilisées jusqu'à leurs limites élastiques avec une nuance de sécurité.

La contrainte limite de l'acier est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s} \quad \text{(Art A.2.1.2, BAEL91/modifié99)}$$

Avec :

$\sigma_{st}$  : La contrainte d'acier a l'ELU.

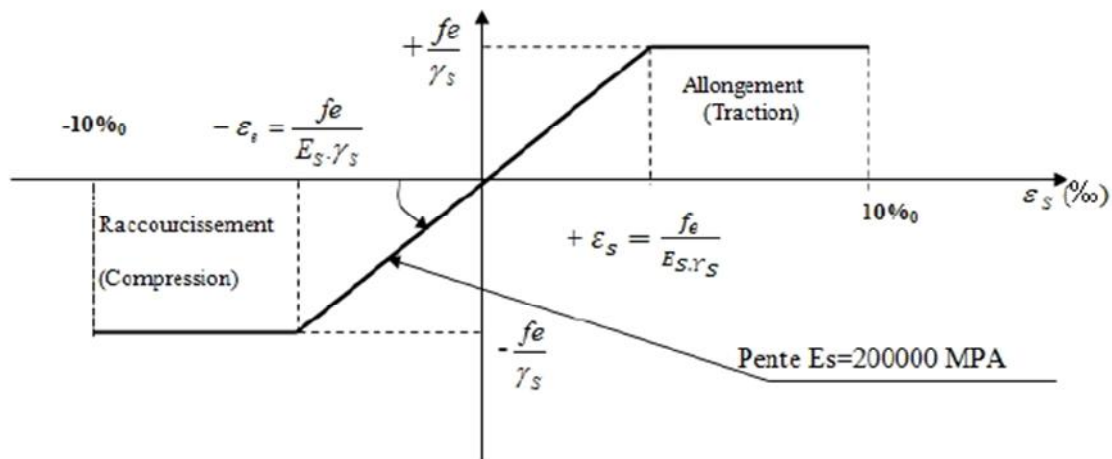
$F_e$ : Contrainte d'élasticité de l'acier.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \rightarrow \textit{Situation courante.} \\ \gamma_s = 1,00 \rightarrow \textit{Situation accidentelle} \end{array} \right. \quad \text{(A.4.3 ,2/BAEL91 modifié99)}$$

#### ✓ Diagramme contraintes déformation :

Pour les états limite ultime les contraintes de calcul ( $\sigma_s$ ) sans les armatures longitudinales sont données en fonction de déformation ( $\epsilon_s$ ) de l'acier définie par le diagramme suivant :



**Figure I.3:** Diagramme contraintes – déformation

❖ **Etat limite de service :**

Pour limiter les fissurations et l'importance des ouvertures dans le béton, on doit limiter la contrainte dans l'acier en fonction de la fissuration :

$$\sigma_{St} \quad \overline{\sigma_{St}}$$

✓ **Fissuration peu préjudiciable : (Art. A.4.5.3.2, BAEL 91)**

Aucune vérification n'est à effectuer.

✓ **Fissuration préjudiciable : (Art. A.4.5.3.3, BAEL 91)**

Lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations ils peuvent être alternativement noyés et émergés en eau douce

Il faut vérifier que :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_y}\right) \text{MPa.}$$

Avec :

$f_e$  : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés.

$f_{t28}$  : résistance caractéristique à la traction du béton (MPa).

$\eta$  : coefficient de fissuration.

= 1 pour les aciers ronds lisses et treillis soudés.

= 1,3 pour les aciers de haute adhérence ( < 6mm).

= 1,6 pour les aciers de moyenne adhérence ( > 6mm).

La valeur exacte obtenue est :

- $\bar{\sigma}_s = 201,7$  MPa pour les HA.

✓ **Fissuration très préjudiciable : (Art. A.4.5.3.4, BAEL 91)**

Lorsque les éléments en œuvre sont exposés à un milieu agressif (eau de mer, l'atmosphère marine ou aux gaz) ou bien doivent assurer une étanchéité.

Il faut vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (0,5f_e ; 90\sqrt{\eta f_{tj}}) \text{ MPa.}$$

Soit :

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

**C. Protection d'armatures: (art A. 7.2 .4 BAEL 91/ modifié99)**

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

- C 5cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- C 3cm : Pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- C 1cm : pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

**Conclusion:**

A ce niveau on a défini tous les éléments qui contiennent notre ouvrage, et les caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux qu'on utilisera lors de la construction, en respectant les règles du **(BAEL91/modifié99)**, et le Règlement Parasismique Algérien **(RPA99/03)**.



CHAPITRE II

Pré dimensionnement  
des  
Eléments et  
Descente de charge

## Introduction :

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage et des personnes, pendant et après la réalisation, il faut passer par leur dimensionnement, ce qui nous amène à déterminer l'ordre de grandeur des sections des différents éléments de la structure.

### II.1. Pré-dimensionnement des éléments

#### II.1.1. Les planchers

Un plancher est une aire généralement plane, assure deux fonctions principales :

- Une fonction de résistance mécanique, qui consiste en la capacité du plancher de supporter son poids propre ainsi que les surcharges d'exploitation, et transmettre les efforts aux poutres qui à leur tour les transmettent aux poteaux et ces derniers aux fondations.
- Une fonction d'étanchéité et d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée par une étanchéité multicouche contre les eaux pluviales, un faux plafond complémentaire contre la température des périodes chaudes et des hourdis associés avec des poutrelles et la dalle de compression contre les bruits.

Ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées, disposées suivant la petite portée.

La hauteur du plancher est calculée par la formule suivante :  $h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$

Avec :

$L_{\max}$  : portée libre de la plus longue travée.

$h_t$  : hauteur totale du plancher.

l' RPA exige :

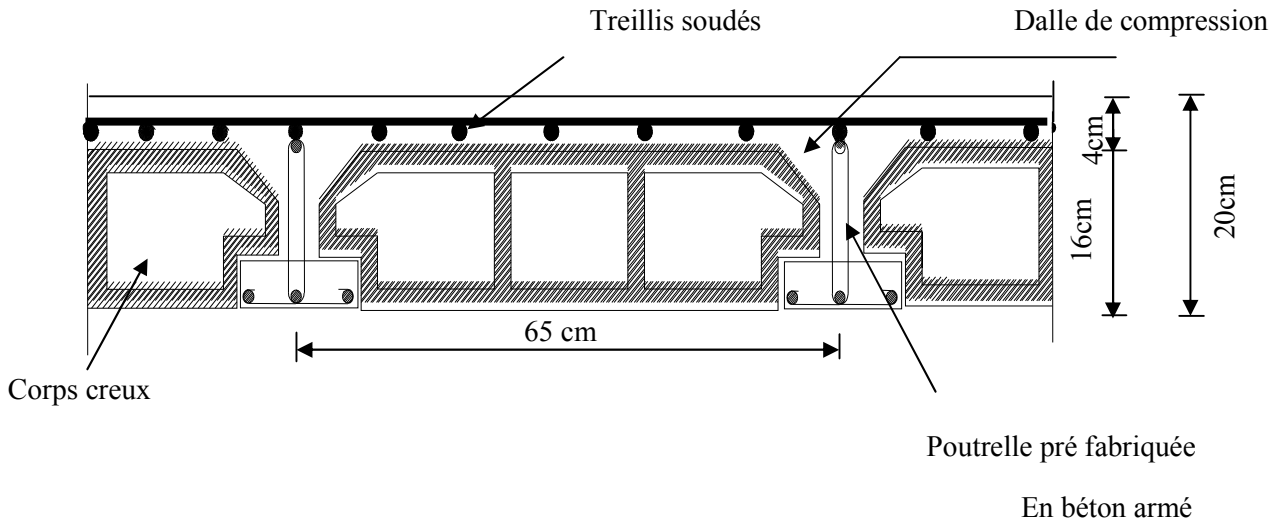
- $\min(b, h) \geq 30 \text{ cm}$  en zone III on prend  $\min = 30 \text{ cm}$
- $L_{\max} = 480 - 30 = 450 \text{ cm}$

Donc :

$$h_t = 450 / 22,5 = 20 \text{ cm}$$

**Conclusion :**

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



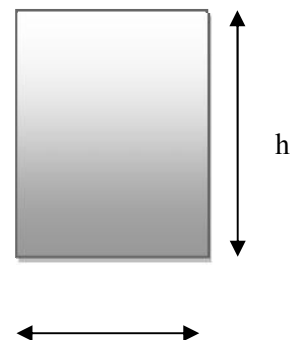
**Fig.II.1 : Coupe verticale du plancher.**

### II.1.2. Poutres

Les poutres représentent des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments d'appui verticaux (poteaux et voiles en béton armé).

Dans notre cas, les poutres principales et les poutres secondaires seront calculées selon deux travées différentes et leurs dimensions seront données par l' [RPA2003-Art 7-5-1] :

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



**Figure II.2 : Dimensions de la poutre** b

D'après les règles de déformabilité des éléments, les dimensions des poutres sont données comme suit :

$$\text{Hauteur des poutres : } \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

$L_{\max}$  : La plus grande travée.

$$\text{Largeur des poutres : } 0,4h \leq b \leq 0,7h$$

❖ **Poutres principales :** (les poutres porteuses)

$$L = 480 - 30 = 450 \text{ cm}$$

$$450/15 \leq h \leq 450/10 \Rightarrow 30 \text{ cm} \leq h \leq 45 \text{ cm}$$

On prend  $h_{PP} = 40 \text{ cm}$ .

$$0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 \Rightarrow 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

Soit  $b_{PP} = 30 \text{ cm}$

Donc :

La section des poutres principales adoptée est : **PP (30×40) cm<sup>2</sup>**.

❖ **Poutres secondaire :**

Elles sont parallèles aux poutrelles et elles assurent le chaînage ;

$$L = 440 - 30 = 420 \text{ cm}$$

$$420/15 \leq h \leq 420/10 \Rightarrow 28 \text{ cm} \leq h \leq 42 \text{ cm}$$

On prend  $h_{PS} = 35 \text{ cm}$ .

$$0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 \Rightarrow 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

Soit  $b_{PS} = 30 \text{ cm}$

Donc :

La section des poutres principales adoptée est : **PS (30×35) cm<sup>2</sup>**.

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

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	40cm	35cm	OK
$b \geq 20 \text{ cm}$	30 cm	30 cm	OK
$h/b \leq 4$	1,33	1,16	OK

Tableau .II.1 : Vérification des conditions exigées par le RPA

**Conclusion :**

Les conditions sont vérifiées, alors les sections ( $b \times h$ ) adoptées pour les poutres seront comme suit :

- ✓ Poutres principales : (30 x 40) cm<sup>2</sup>
- ✓ Poutres secondaires : (30 x35) cm<sup>2</sup>.

**Note :** Pour des conditions de coffrage, on gardera les mêmes dimensions des poutres principales et, secondaires pour tous les niveaux du bâtiment.

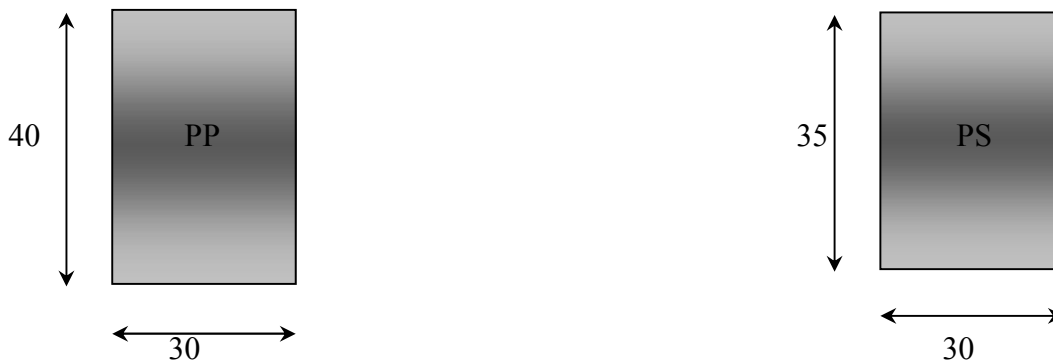


Figure II.3 : Dimensions des Poutres

**II.1.3. Voiles**

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

Ils sont des éléments constitués par une série de murs porteurs pleins ou comportant des ouvertures .Ils assurent deux fonctions principales :

- 1- La portance.
- 2- Le contreventement.

Le Pré dimensionnement des voiles est effectué suivant les règles parasismiques Algérienne (RPA) :

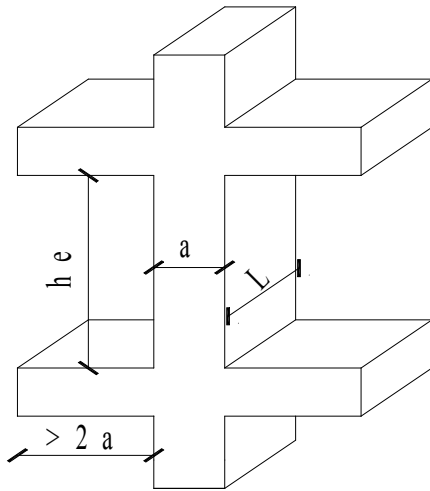


Figure II.4: Coupe du voile en élévation.

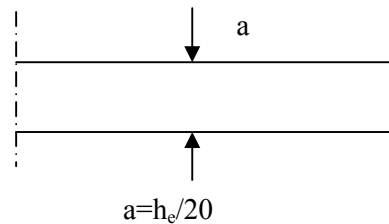


Fig. II-5: Coupe de voile en plan.

Avec :

L : longueur du voile

a : épaisseur du voile

$h_e$  : hauteur d'étage.

#### ❖ Epaisseur : [ART 7.7.1/ RPA 2003]

L'épaisseur minimale des voiles (a) est 15 cm .L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h) et des conditions de rigidité à l'extrémité.

- $a = \frac{h_e}{20} = 13,55\text{cm} < 15\text{cm}.$

Avec:  $h_e = h - e_p = 306 - 20 = 286\text{cm};$

$e_p$  : Hauteur du plancher

D'ou on adopte une épaisseur de 20cm pour tous les voiles.

$a = 20\text{cm} \geq 15\text{cm} \Rightarrow$  condition vérifiée

- $L \geq 4a \Rightarrow L \geq 4 \times 20 = 80\text{cm} \Rightarrow$  condition vérifiée

Avec L=la portée minimale du voile.

### II.1.4. Poteaux

Le pré-dimensionnement des poteaux sera fait à l'ELS en compression simple en considérant un effort  $N_s=G+Q$ , qui sera appliqué sur la section du poteau le plus sollicité. Cette section transversale est donnée par la relation suivante :

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

Avec :

$N_s$  : effort de compression repris par les poteaux.

$A_p$ : section transversale du poteau.

$G$  : charge permanente.

$Q$  : surcharge d'exploitation

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

#### ❖ Localisation des charges et des surcharges:

Pour déterminer les charges permanentes  $G$  (KN/m<sup>2</sup>); et les surcharges d'exploitation  $Q$  (KN/m<sup>2</sup>); nous allons nous référer au DTR B.C 2.2 Art 6.3 (loi de dégression de charges)

## II.2. Descente de charge :

### ➤ Les charges permanentes : $G = \rho \cdot e$

$\rho$  : le poids volumique.

$e$  : l'épaisseur de l'élément

#### a) Plancher terrasse (inaccessible) :

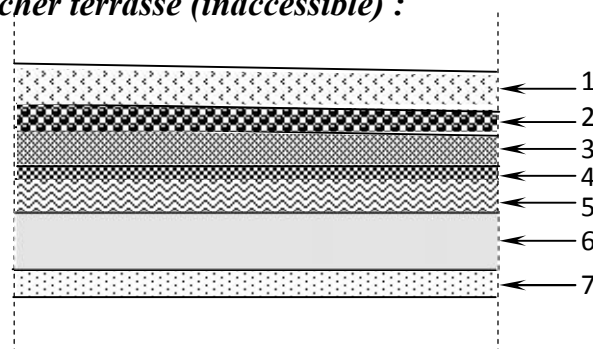


Fig II-4 Coupe verticale du plancher terrasse

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Pds volumique [ KN / m <sup>3</sup> ]	Charges [ KN / m <sup>2</sup> ]
1	Couche de gravillon	0,05	17,00	0,85
2	Étanchéité multiple	0,02	6,00	0,12
3	Forme de pente en béton	0,06	22,00	1,32
4	Feuille de polyane	/	/	0,01
5	Isolation thermique en liège	0,04	4,00	0,16
6	Dalle en corps creux	0,20	14,00	2,80
7	Enduit de plâtre	0,02	10,00	0,2
Charge permanente $G_{pt}$				5,46

Tableau II-2 Valeur de la charge permanente totale du plancher terrasse

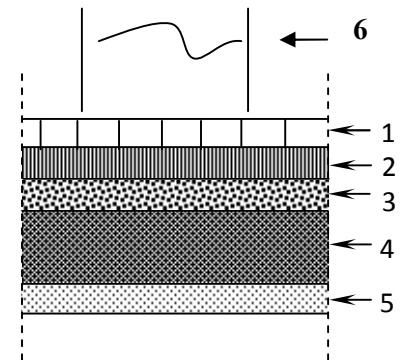
b) *Plancher étage courant :*

Fig II-5 : Coupe verticale d'un plancher d'étage courant

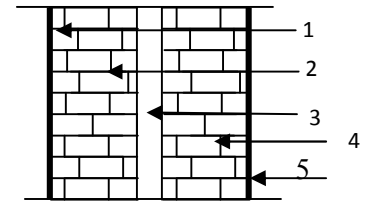
N°	Désignation	Epaisseur (m)	Pds volumique [ KN / m <sup>3</sup> ]	Charges [ KN / m <sup>2</sup> ]
1	Revêtement en carrelage	0,02	22,00	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20,00	0,40
3	Couche de sable	0,02	18,00	0,36
4	Plancher en corps creux	0,20	/	2,80
5	Enduit de plâtre	0,02	10,00	0,2
6	Cloisons de séparations intérieures	0,1	/	1,00
Charge permanente $G_{ec}$				5,20

Tableau II-3 Valeur de la charge permanente totale du plancher d'étage courant

c) *Maçonnerie*

- Murs extérieurs : (Tableau II-4)

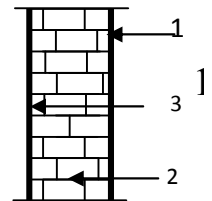
N°	Désignation	Epaisseur (m)	Pds volumique [ KN / m <sup>3</sup> ]	Charges [ KN / m <sup>2</sup> ]
1	Enduit ciment	0,02	22,00	0,44
2	maçonnerie creuse	0,10	9,00	0,9
3	L'âme d'air	0,05	/	/
4	maçonnerie creuse	0,10	9,00	0,9
5	Enduit plâtre	0,02	10,00	0,2
<b>G<sub>ext</sub></b>				<b>2,44</b>



FigII-6 murs extérieurs

- Murs intérieurs : (Tableau II-5)

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Pds volumique [ KN / m <sup>3</sup> ]	Charges [ KN / m <sup>2</sup> ]
1	Enduit de plâtre	0,02	10,00	0,2
2	maçonnerie creuse	0,10	9,00	0,9
3	Enduit de plâtre	0,02	10,00	0,2
<b>G<sub>int</sub></b>				<b>1,30</b>



FigII-7:murs intérieurs

❖ Les surcharges d'exploitations : (Tableau II-6)

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

Eléments	Surcharge Q(KN/m <sup>2</sup> )
Plancher terrasse inaccessible (Qt)	1
Plancher d'étage courant /RDC (Q <sub>ec</sub> / Q <sub>RDC</sub> ) (à usage d'habitation)	1,5
Balcons (Q <sub>balcons</sub> )	3,5

❖ Surface d'influence :

Selon l'exigence de RPA qui minimise la section des poteaux a (30x30) cm<sup>2</sup>.

On s'intéressera lors de la descente de charge aux poteaux, sans prendre en considération la présence des voiles.

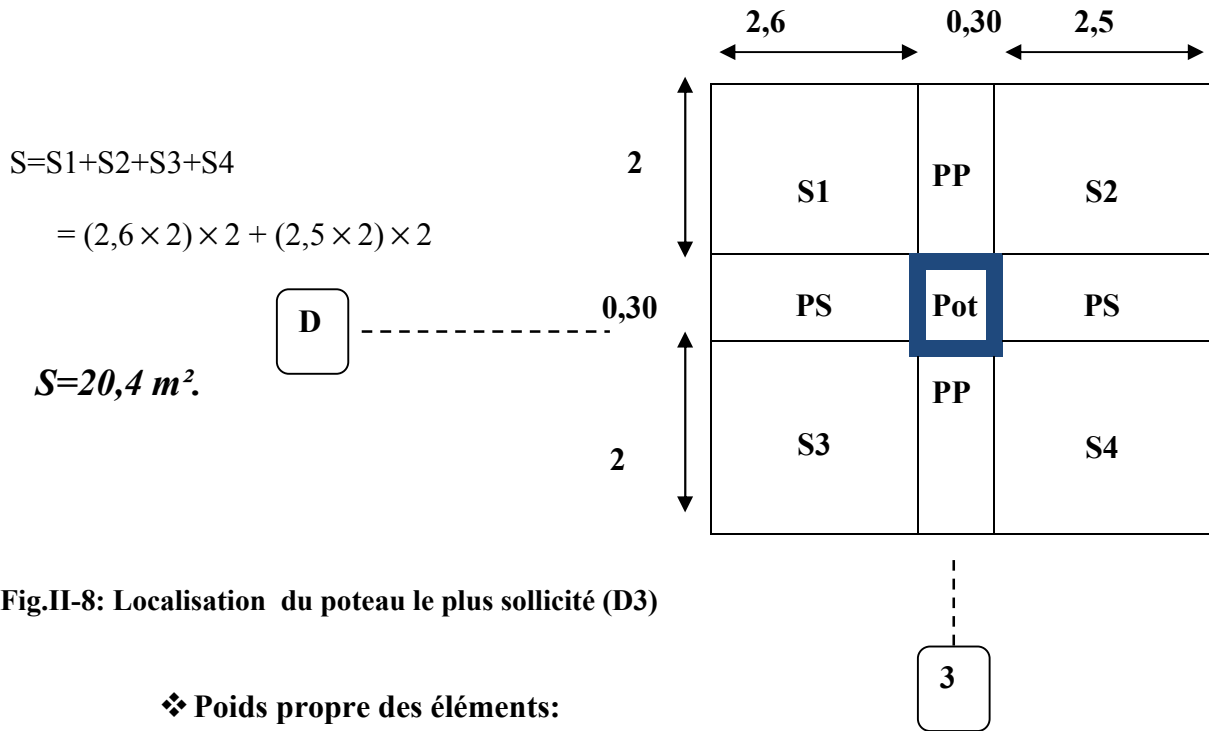


Fig.II-8: Localisation du poteau le plus sollicité (D3)

❖ Poids propre des éléments:

Poids du plancher :  $P = G \times S.$

✓ *Plancher terrasse (inaccessible) :*

$P_t = 5,46 \times 20,4 = 111,38 \text{ KN}.$

✓ *Plancher étage courant :*

$P_{ec} = 5,20 \times 20,4 = 106,08 \text{ KN}.$

✓ *Poutres*

- Poutres principales

$P_{PP} = 2 \times (0,3 \times 0,40 \times 2) \times 25 = 12 \text{ KN}.$

- Poutres secondaires

$P_{PS} = 2 \times (0,3 \times 0,35 \times 2) \times 25 = 10,5 \text{ KN}.$

} Poids total:  
 **$P_{Pt} = 22,5 \text{ KN}.$**

✓ *murs extérieurs* :Du 1<sup>er</sup> niveau au 10<sup>ème</sup> niveau :

$$P_{\text{ext}} = 2,44 \times (2 \times 2,86 \times 2) \times 2 = 55,82 \text{ KN}$$

✓ *Poteaux* :

$$P_{\text{pot}} = 25 \times (0,30 \times 0,30) \times 3,06 = 6,885 \text{ KN.}$$

➤ **Surcharges d'exploitations :**

Plancher terrasse inaccessible	:	1,00 × 20,4 = 20,4 KN.
Plancher à usage d'habitation	:	1,5 × 20,4 = 30,6 KN.
Balcons	:	3,5 × 20,4 = 71,4 KN.

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

Avec :

**Q<sub>0</sub>** : Surcharge d'exploitation à la terrasse**Q<sub>i</sub>** : Surcharge d'exploitation de l'étage i.**n** : Numéro de l'étage du haut vers le bas.

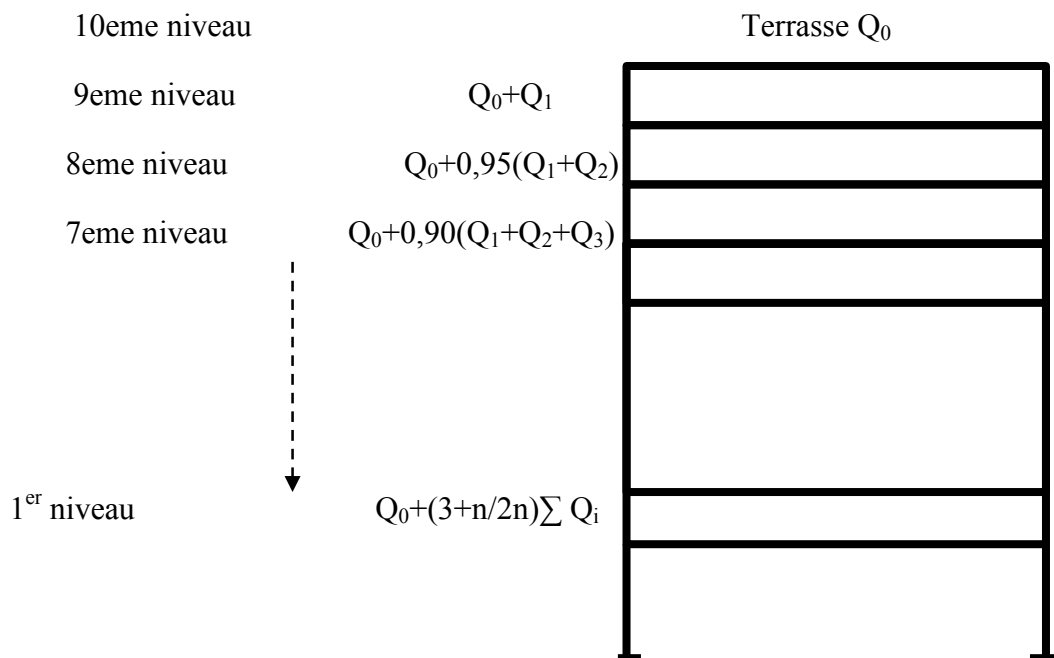


Fig II-9 : Dégression verticale des surcharges d’exploitations

Nombre (n)	Terrasse	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Coeff	1	0,95	0,90	0,85	0,8	0,75	0,714	0,688	0,667	0,65

Tableau II-7 : les valeurs de la relation  $(3+n/2n)$

➤ *Les surcharges cumulées*

**Niveau 10 :**  $Q_0$

**Niveau 09 :**  $Q_1 = Q_0 + Q_1$

**Niveau 08 :**  $Q_2 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$

**Niveau 07 :**  $Q_3 = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

**Niveau 06 :**  $Q_4 = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

**Niveau 05 :**  $Q_5 = Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

**Niveau 04 :**  $Q_6 = Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

**Niveau 03 :**  $Q_7 = Q_0 + 0,71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$

**Niveau 02 :**  $Q_8 = Q_0 + 0,69 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$

**Niveau 01 :**  $Q_9 = Q_0 + 0,67 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$

**Niveau RDC :**  $Q_{10} = Q_0 + 0,65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$

➤ Application numérique :

Niveau 10 :  $Q_0 = 20,4 \text{ KN}$ .

Niveau 09 :  $Q_1 = 20,4 + 30,6 = 51 \text{ KN}$ .

Niveau 08 :  $Q_2 = 20,4 + 0,95 (30,6 \times 2) = 78,54 \text{ KN}$ .

Niveau 07 :  $Q_3 = 20,4 + 0,90 (30,6 \times 3) = 103,02 \text{ KN}$

Niveau 06 :  $Q_4 = 20,4 + 0,85 (30,6 \times 4) = 124,44 \text{ KN}$ .

Niveau 05 :  $Q_5 = 20,4 + 0,80 (30,6 \times 5) = 142,8 \text{ KN}$ .

Niveau 04 :  $Q_6 = 20,4 + 0,75 (30,6 \times 6) = 158,1 \text{ KN}$ .

Niveau 03 :  $Q_7 = 20,4 + 0,71 (30,6 \times 7) = 172,48 \text{ KN}$ .

Niveau 02 :  $Q_8 = 20,4 + 0,69 (30,6 \times 8) = 189,31 \text{ KN}$ .

Niveau 01 :  $Q_9 = 20,4 + 0,67 (30,6 \times 9) = 204,91 \text{ KN}$ .

Niveau RDC :  $Q_{10} = 20,4 + 0,65 (30,6 \times 10) = 219,3 \text{ KN}$ .

NIVEAU	Charges permanentes [KN]						Surcharges d'exploitation [KN]	Efforts normaux $N=G_c+Q_c$ [KN]	Section de poteau	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	Poids des murs	G totale	G cumulée	$Q_c$		Section trouvée	Section adoptée
10	111,38	22,50	/	/	133,88	133,88	20,4	154,28	102,85	30×30
9	106,08	22,50	6,885	55,82	191,28	325,16	51,00	376,16	250,77	30×30
8	106,08	22,50	6,885	55,82	191,28	516,44	78,54	594,98	396,65	30×30
7	106,08	22,50	6,885	55,82	191,28	707,72	103,02	810,74	540,49	30×30
6	106,08	22,50	6,885	55,82	191,28	899,00	124,44	1023,44	682,29	35×35
5	106,08	22,50	6,885	55,82	191,28	1090,28	142,80	1233,08	822,05	35×35
4	106,08	22,50	6,885	55,82	191,28	1281,56	158,10	1439,66	959,77	35×35
3	106,08	22,50	6,885	55,82	191,28	1472,84	172,48	1645,32	1096,88	40×40
2	106,08	22,50	6,885	55,82	191,28	1664,12	189,31	1853,43	1235,62	40×40
1	106,08	22,50	6,885	55,82	191,28	1855,4	204,91	2060,31	1373,54	40×40
RDC	106,08	22,50	6,885	55,82	191,28	2046,68	219,30	2265,98	1510,65	40×40

Tableau II-8 : Récapitulatif de la descente de charge.

**Conclusion :**

Les sections des poteaux adoptées sont :

RDC, Niveau 1, 2 et 3	(40 × 40) cm <sup>2</sup>
Niveau 4,5 et 6	(35 × 35) cm <sup>2</sup>
Niveau 7, 8 et 9	(30 × 30) cm <sup>2</sup>

**Remarque :**

Après le séisme du 21 Mai 2003 qui a touché les Villes du nord Algérien, causant à son passage des dégâts incroyables, il est recommandé lors de la conception une section forte pour les poteaux et moins forte pour les poutres ainsi privilégier la rupture au niveau de la poutre non au niveau du poteau.

L'augmentation de la section des poteaux d'une section minimale (30 × 30) à une section adoptée (40 × 40) est due pour deux raisons :

- Eviter la rotule plastique au niveau des poteaux
- L'obtention d'une meilleure répartition des aciers

❖ **Vérification relative aux coffrages : (RPA 99 version 2003/ Art 7.4.1)**

Les poteaux doivent être coulés sur toutes leurs hauteurs (**h<sub>e</sub>**) en une seule fois, et les dés décollage sont interdits.

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

Conditions exigées	Poteau	Valeurs calculées	vérifications
Min (b <sub>1</sub> , h <sub>1</sub> ) ≥ 30	(40 × 40)	Min (b <sub>1</sub> , h <sub>1</sub> )=30	OK
Min (b <sub>1</sub> , h <sub>1</sub> ) ≥ $\frac{h_e}{20}$	(35 × 35)	$\frac{h_e}{20} = 306/20 = 15,30$	OK
1/4 < b/h < 4	(30 × 30)	1/4 < b/h=1 < 4	OK

**Tableau II-9 : Vérification des sections des poteaux selon le RPA 99.**

**Conclusion :**

Les sections des poteaux sont toutes carrées, les valeurs sont retenues car elles sont conformes aux exigences du **RPA99 version 2003**.

### ❖ Vérification de la résistance des poteaux au flambement : (BAEL99 B.8.4.1)

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

Il faut vérifier l'élancement  $\lambda$  des poteaux  $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$

Avec :

$\lambda$  : Elancement du poteau.

$L_f$  : Longueur de flambement du poteau ( $L_f = 0.7 l_0$ ).

$L_0 = h_e$  = Longueur libre du poteau

$i$  : 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.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7 L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,7 L_0}{\sqrt{\frac{ab^3}{12}} \sqrt{\frac{1}{ab}}} = \frac{0,7 L_0 \sqrt{12}}{b} = 2,42 L_0 / b$$

Calculs

On a :  $L_0 = 3,06$  m.

Poteaux [cm <sup>2</sup> ]	$\lambda < 50$	vérification
(40 × 40)	18,51	OK
(35 × 35)	21,16	OK
(30 × 30)	24,68	OK

Tableau II-10 : Vérification au flambement selon le BAEL 99.

**D'ou :** Tous les poteaux vérifient la condition de non-flambement.

**Conclusion:**

A ce niveau les éléments structuraux de notre ouvrage sont pré-dimensionnés, en sachant que les sections adoptées pour chaque élément ne sont pas définitives car peuvent être modifiées après l'étude dynamique.

Les différentes règles, lois, et documents techniques utilisés nous ont permis de pré-dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

<b>Eléments</b>	<b>pré-dimensionnement</b>	
<b>Plancher</b>	16+4	
<b>Poutres</b>	PP : (30x40) cm <sup>2</sup>	
	PS : (30x35) cm <sup>2</sup>	
<b>Voiles</b>	e = 20 cm	
<b>Poteaux</b>	RDC, Niveau 1, 2 et 3	(40 × 40) cm <sup>2</sup>
	Niveau 4,5 et 6	(35 × 35) cm <sup>2</sup>
	Niveau 7, 8 et 9	(30 × 30) cm <sup>2</sup>

**Tableau II-11 : Les dimensions de sections trouvées.**



Calcul des éléments  
non structuraux

### III.1. Introduction :

Ce chapitre se portera sur l'étude complète et spécifique pour des éléments non structuraux secondaire (ne font pas partie du système de contreventement) ; ces éléments ont une influence plus au moins directe sur la structure globale ; l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications conformément aux règles (BAEL 91 modifié 99) et le RPA.

### III.2. Calcul des éléments :

#### III.2.1. Acrotère :

L'acrotère est un élément du bâtiment conçu pour assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible. La forme de pente de l'acrotère sert de protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il sera calculé comme une console encastree 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 ( $1\text{m}$ ) (à l'ELU et ELS).

#### A. Dimension de l'acrotère :

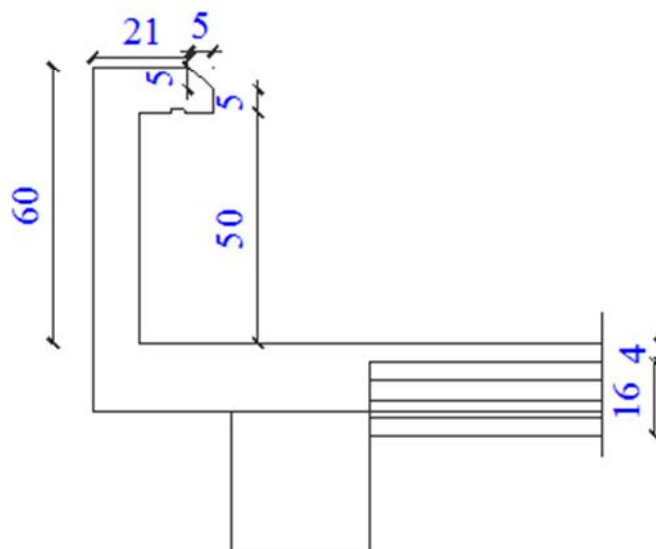


Fig. 3-1-2 : coupe transversale de l'acrotère

**B. Détermination des sollicitations :**

- Poids propre de l'acrotère :  $G = \rho \times S \times 1ml$

$$G = (0,6 \times 0,1) + (0,11 \times 0,1) + (0,05 \times 0,05) + (0,05 \times 0,05/2) \times 25 \times 1ml$$

$$G = 1,868 \text{ KN/ml}$$

- Surcharge d'exploitation horizontale :  $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$
- Effort normal du au poids propre :  $N = G \times 1 = 1,868 \times 1 = 1,868 \text{ KN}$
- Effort tranchant :  $T = Q \times 1 = 1 \text{ KN}$
- Moment de renversement M du à Q :  $M = Q \times H \times 1 = 1 \times 0,6 \times 1 = 0,6 \text{ KN.m}$

**A. Diagramme des efforts internes :**

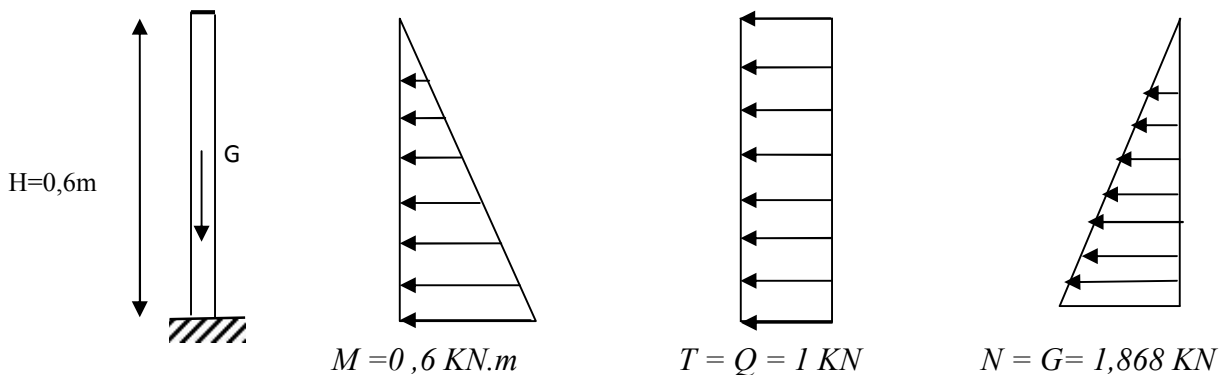


Fig. 3-1-2 : diagrammes des efforts internes.

**C. Combinaison de charges:**

❖ **ELU :  $1.35G + 1.5Q$**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,868 = 2,521 \text{ KN} \\ M_u = 1,5 \times M_Q = 1,5 \times 0,6 = 0,90 \text{ KN.m.} \\ T_u = 1,5 \times T = 1,5 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

❖ **ELS :  $G + Q$**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_s = G = 1,868 \text{ KN.} \\ M_s = M_Q = 0,60 \text{ KN.m} \\ T_s = T_Q = 1 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

**D. Ferrailage de l'acrotère:**

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée

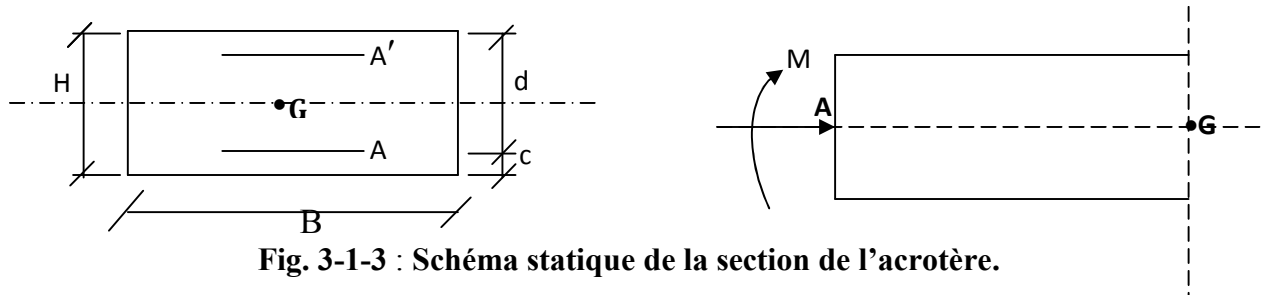


Fig. 3-1-3 : Schéma statique de la section de l'acrotère.

Avec :

h : Epaisseur de la section = 10cm

b : Largeur de la section = 100cm

c et c' : Enrobage = 3cm

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

M<sub>f</sub>: Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues (A).

❖ **Calcul des armatures à L'ELU:**

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

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9 \times 10^2}{2,521} = 35,7 \text{ cm} = 36 \text{ cm}$$

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

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

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif M<sub>f</sub>, puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée

**a) Calcul en flexion simple:**

➤ **Moment fictif:**

$$M_f = N_u \times g \quad \text{avec : } g = e_u + \frac{h}{2} - c$$

$$M_f = N_u \times (e_u + \frac{h}{2} - c) = 2,521 \times (0,36 + 0,02) = 0,957 \text{ KN.m} = 0,96 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment réduit :**

$$\mu_f = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \left( \frac{0,96 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,2} \right) = 0,013$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0,85 f_{C28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$\mu_u < \mu_l = 0,392$  La section est simplement armée (SSA)

$$\mu_f = 0,013 \Rightarrow \beta = 0,994.$$

➤ **Armatures fictives:**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0,96 \times 10^3}{0,994 \times 7 \times 348} = 0,396 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature réelles :**

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,396 - \frac{2,521 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,396 - 0,072 = 0,23 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification à l'ELU :**

a) **Condition de non fragilité : (BAEL 99 Art A.4.2.1)**

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF :  $A_s \geq A_{\min}$

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

$A_s = 0,23 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  la condition n'est pas vérifiée

Donc on adoptera la section minimale :  $A_s = A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2$ .

**D'où :**  $A_s = 5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2/\text{m}$  ; avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,627 \text{ cm}^2$$

**D'où : 4HA8=2,01cm<sup>2</sup>** avec un espacement  $S_t=20\text{cm}$ .

**b) Vérification au cisaillement : [BAEL99 Art 5.1.1,211]**

$$\tau_u = \min\left(0,15 \frac{f_c}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 700} = 0,002 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \quad \tau_u = 0,002 < \bar{\tau}_u = 2,5 \Rightarrow \text{la Condition est vérifiée.}$$

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

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i}$$

Avec :

$\sum u_i$  Somme des périmètres Utiles des barres

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

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0,9 \times 70 \times 100,5} = 0,236 \text{ Mpa} \quad \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

**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 «  $L_s$  »

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \quad ; \quad \tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,22 \text{ cm} \quad \Leftrightarrow \quad L_s = 30 \text{ cm.}$$

❖ **Vérification à l'ELS:**

- **contrainte de compression dans l'acier et le béton :**

L'acrotère est exposée aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme très préjudiciable d'où on doit vérifier que :

- La contrainte dans les aciers :  $\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \times d \times A} \quad \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min (0,5 f_e ; 90 \sqrt{\eta \times f_y}) = (0,5 \times 400; 90 \sqrt{1,6 \times 2,1}) = 164,97 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,29 \quad \Leftrightarrow \quad \beta_1 = 0,914 \quad \Leftrightarrow \quad k_1 = 43,478 \quad \Leftrightarrow \quad K = \frac{1}{k_1} = 0,023$$

$$\sigma_s = \frac{600}{0,914 \times 0,07 \times 2,01 \times 10^2} = 46,66 \text{ MPa} \leq 164,97 \text{ MPa} \quad \Leftrightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

- La contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc} \quad \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,023 \times 46,66 = 1,07 < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

⇒ **La condition est vérifiée.**

- **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 :

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

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone III, groupe d'usage 2)

$$\Leftrightarrow A = 0,25 \quad \text{(RPA99, art 4.2.3 tableau 4-1)}$$

$C_p$  : Facteur de force horizontale ( $C_p = 0,8$ )

$W_p$  : Poids de l'acrotère = 1,868 KN/ml

D'où :

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 1,868 = 1,45 \text{ KN/ml} > Q = 1 \text{ KN/ml} \quad \Leftrightarrow \quad \text{(Condition non vérifiée).}$$

Le ferrailage sera refait avec la force sismique calculée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif  $M_{f1}$ , puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée :

### a) Calcul en flexion simple:

#### ➤ Moment fictif:

$$M_f = F_p \times g \quad \text{avec : } g = e_u + \frac{h}{2} - c$$

$$M_{f1} = F_p \times (e_u + \frac{h}{2} - c) = 1,45 \times (0,36 + 0,02) = 0,799 \text{ KN.m} = 0,8 \text{ KN.m}$$

#### ➤ Moment réduit :

$$\mu_{f1} = \frac{M_{f1}}{bd^2 f_{bu}} = \left( \frac{0,8 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,2} \right) = 0,011$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0,85 f_{C28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu_{f1} = 0,011 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{la section est simplement armée (SSA)}$$

$$\mu_f = 0,011 \Rightarrow \beta = 0,994.$$

#### ➤ Armatures fictives:

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0,8 \times 10^3}{0,994 \times 7 \times 348} = 0,330 \text{ cm}^2$$

#### ➤ Armature réelles :

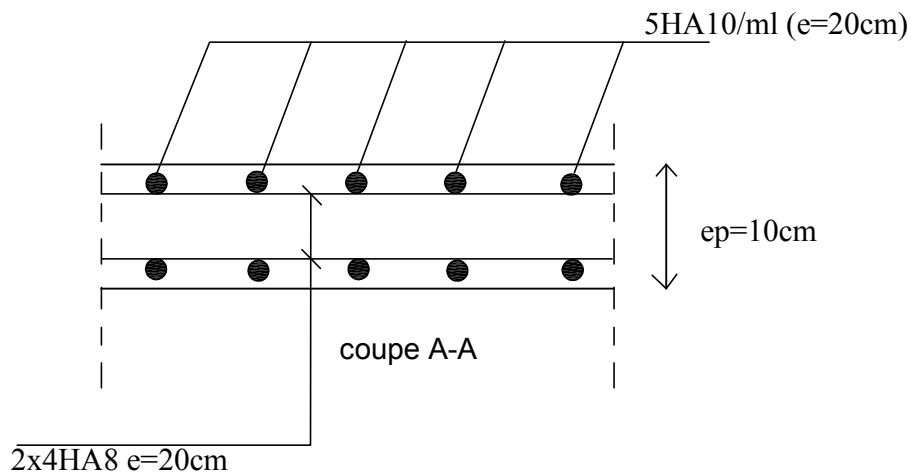
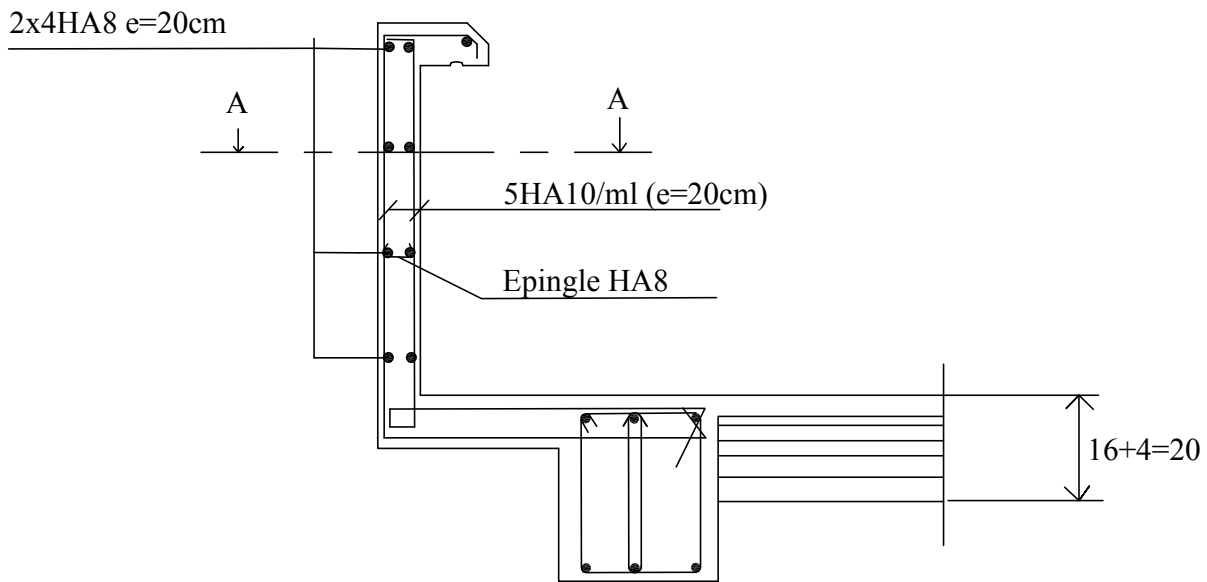
$$A_s = A_f - \frac{F_p}{\sigma_{st}} = 0,330 - \frac{1,45 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,330 - 0,0412 = 0,288 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'où : } A_s = 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec un } S_t = 20 \text{ cm}$$

**Conclusion :**

Le ferrailage sera fait avec la section minimale (la section la plus défavorable) :

- Armatures principales : **5 HA 10 /ml** avec un espacement de **20 cm**.
- Armatures de répartition :  **$2 \times 4\text{HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2$**  ; avec un espacement de **20cm**.



Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil		
<b>Plan de ferrailage de l'acrotère</b>		
Proposé par :	Bureau d'étude	Septembre 2014
Dessiné par :	Melle. OUBABAS NASSIMA Melle. ZANOUN LYNDA	Plan
Dirigé par :	Mr. MANSOURI .A	Echelle :

### III.2.2. Le plancher :

Le plancher est constitué de corps creux et de la dalle de compression (16+4) ; reposant sur des poutrelles préfabriquées espacées de 65cm. Ces dernières sont disposées le long de la petite portée et possèdent des armatures d'attente liées à celles de la dalle de compression.

#### A. Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est calculée sur place, elle aura une épaisseur de **4 cm** et sera armée d'un treillis soudé (TLE 520,  $\Phi \leq 6$  mm) ; dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au **BAEL 91 (Art B.6.8.423)** :

- **20 cm** pour les barres // aux poutrelles.
- **33 cm** pour les barres  $\perp$  aux poutrelles.

#### B. Calcul des armatures :

##### ❖ Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq (4 \times L) / f_e$$

Avec : **L = 65 cm** ; distance entre axes des poutrelles.

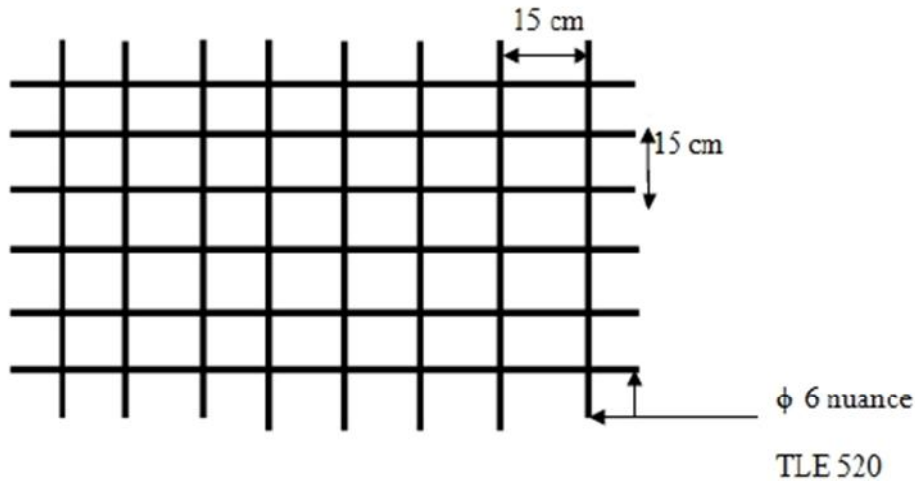
$$A_{\perp} \geq (4 \times 65) / 520 = 0,5 \text{ cm}^2.$$

Soit :  $A_{\perp} = 6 \phi 6 = 1,7 \text{ cm}^2$  ; avec un espacement de **15cm**

##### ❖ Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = (A_{\perp} / 2) = 1,7 / 2 = 0,85 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{//} = 6 \phi 6 = 1,7 \text{ cm}^2$  ; avec un espacement de **15cm**

Fig III.2.1 Treillis soudées de  $(15 \times 15) \text{ cm}^2$ 

### C. Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes à savoir avant coulage de la dalle de compression et après coulage de la dalle de compression.

#### a) Dimensionnement de la poutrelle :

Les poutrelles sont calculées comme des poutres en T, le règlement **BAEL91** préconise que la largeur  $b_1$  de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque cotés d'une nervure est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq l - b_0/2 \\ b_1 \leq l_1/10 \\ b_1 \leq l_1/3 \end{array} \right.$$

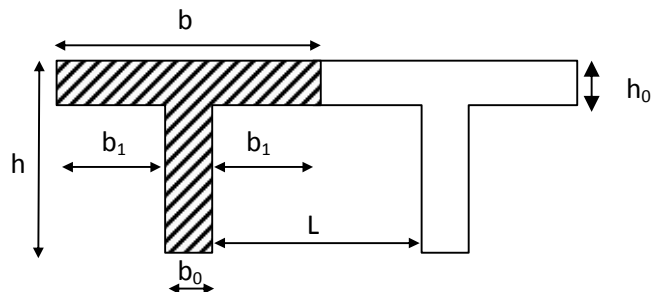


Fig III.2.2 construction de la section en T

#### Avec :

**L** : distance entre axe des poutrelles ;

**l<sub>1</sub>** : portée de la plus grande travée telle que  $l_1 = 4,80 \text{ m}$  (la travée la plus sollicitée) ;

**b** : largeur de la dalle de compression à prendre en considération dans les calculs ;

**b<sub>0</sub>** : largeur de la nervure ( $b_0 = 12 \text{ cm}$ ) ;

**h<sub>0</sub>** : épaisseur de la dalle de compression ( $h_0 = 4 \text{ cm}$ ) ;

D'où : Largeur efficace de la table de compression :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq 65-12 / 2 = 26,5\text{cm} \\ b_1 \leq 480 / 10 = 48\text{cm} \\ b_1 \leq 480 / 3 = 160\text{cm} \end{array} \right. \quad \text{on prend : } b_1 = 26,5\text{cm.}$$

D'où :  $b_1 = 2b_1 + b_0 = 65\text{cm}$

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

➤ **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.

Poids propre .....  $G_1 = 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$

Poids des corps creux.....  $G_2 = 0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN/ml}$

D'où :  $G = G_1 + G_2 = 0,74 \text{ KN/ml}$

Surcharge due à la main d'œuvre.....  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

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

❖ **Calcul à L'ELU :**

• **Combinaison de charges :**

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

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

**Le moment en travée :**

$M_u = (q_u \times l^2) / 8 = (2,5 \times 4,80^2) / 8 = 7,2 \text{ KN.ml}$

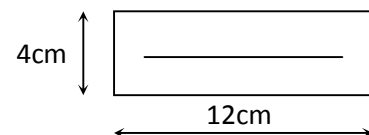
**L'effort tranchant :**

$T_u = q_u \times l / 2 = 2,5 \times 4,80 / 2 = 6 \text{ KN}$

• **Calcul de la section d'armature :**

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

La hauteur utile :  $d = h - c = 4 - 2 = 2\text{cm}$



$$\mu_b = M_t / d b^2 f_{bc} = 7,2 \times 103 / 12 \times 2^2 \times 14,2 = 10,56.$$

$\mu_b \gg 0,392 \Rightarrow$  Section Doublement Armée (SDA).

### 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 et de manière à ce que les armatures comprimées ne soient pas nécessaire.

#### ➤ Après coulage de la dalle de compression :

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 :

$$G = 5,20 \times 0,65 = 3,38 \text{ KN/ml.}$$

Surcharge d'exploitation :

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml.}$$

Les combinaisons des charges :

$$\begin{aligned} - \text{ELU : } q_u &= 1,35 G + 1,5 Q \\ &= 1,35(3,38) + 1,5 (0,975) = 6,025 \text{ KN/ml} \\ - \text{ELS : } q_s &= G + Q \\ &= 3,38 + 0,975 = 4,355 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

### D. Choix de la méthode :

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher ; à l'aide des méthodes suivants :

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

#### 1. Méthode forfaitaire :

##### Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

##### (Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99)

1°/ La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré.

La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 KN/ m<sup>2</sup>.

$$Q = 1,5 (\text{habitation}) \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/ml}) = (2 \times 3,38 ; 5 \text{ KN/ml}) = 6,76 \text{ KN/ml}$$

$\Rightarrow$  la condition est vérifiée.

2°/ Les moment d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées  $I_i = I_{i+1} \Rightarrow$  la condition est vérifiée.

3°/ Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre  $0,8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1,25$

$L_1/L_2 = 2 / 3,4 = 0,58 \Rightarrow$  la condition est non vérifiée

$L_2/L_3 = 3,4 / 3,4 = 1 \Rightarrow$  la condition est vérifiée

$L_3/L_4 = 3,4 / 2 = 1,7 \Rightarrow$  la condition est vérifiée

$L_4/L_5 = 2 / 4,4 = 0,45 \Rightarrow$  la condition est non vérifiée

$L_5/L_6 = 4,4 / 2 = 2,2 \Rightarrow$  la condition est vérifiée

$L_6/L_7 = 2 / 3,4 = 0,58 \Rightarrow$  la condition est non vérifiée

$L_7/L_8 = 3,4 / 3,4 = 1 \Rightarrow$  la condition est vérifiée

$L_8/L_9 = 3,4 / 2 = 1,7 \Rightarrow$  la condition est vérifiée

$\Rightarrow$  la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

Donc le calcul se fera par la méthode des trois moments.

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

➤ Moment aux appuis :

$$M_{i-1} \frac{L_i}{I_{i-1}} + 2M_i \left( \frac{L_i}{I_i} + \frac{L_{i+1}}{I_{i+1}} \right) + M_{i+1} \frac{L_{i+1}}{I_{i+1}} = -6E \left( W_i^g + W_i^d \right)$$

Avec :  $W_i^g = Q_i \frac{L_i^3}{24EI_i}$

**2. Exposé de la méthode des trois moments :**

➤ Exposition de la méthode :

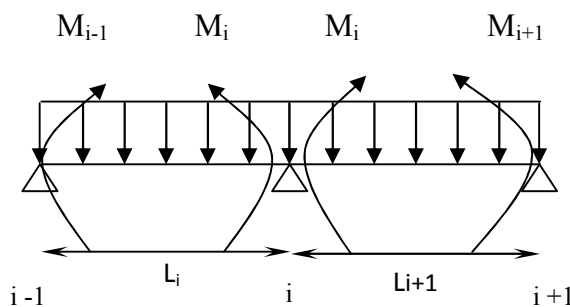


Fig.III.2.3 : Méthode des trois moments

Les équations des trois moments donnés par les expressions suivantes :

➤ Aux appuis :

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

➤ En travée :

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

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

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'.

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

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

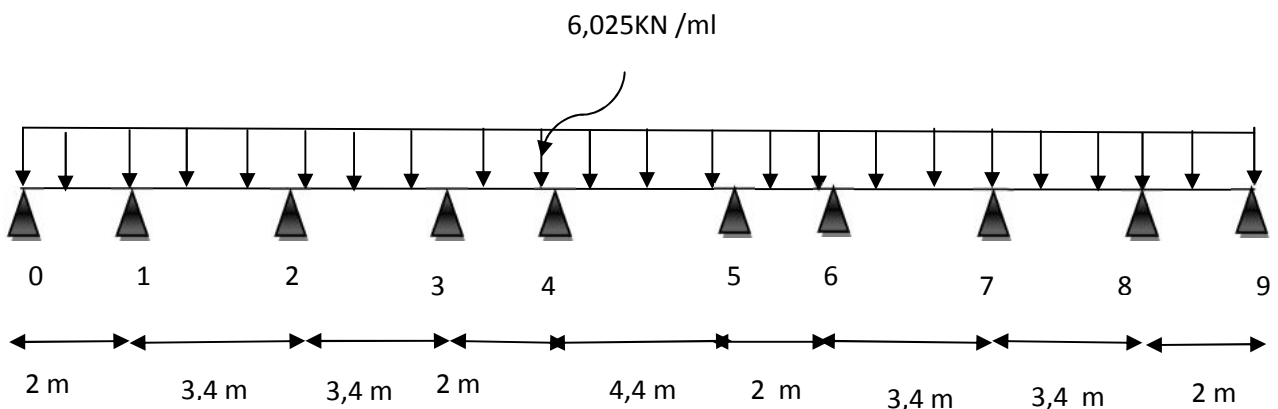


Fig.III.2.4 : Schéma statique de la poutrelle

**A. Calcul des moments aux appuis :**

- L'appui 0 :  $4 M_0 + 2 M_1 = -12,05 \dots \dots \dots (1)$
- L'appui 1 :  $2 M_0 + 10,8 M_1 + 3,4 M_2 = -71,25 \dots \dots \dots (2)$
- L'appui 2 :  $3,4 M_1 + 13,6 M_3 + 3,4 M_3 = -118,40 \dots \dots \dots (3)$
- L'appui 3 :  $3,4 M_2 + 10,8 M_3 + 2 M_4 = -71,25 \dots \dots \dots (4)$
- L'appui 4 :  $2 M_3 + 12,8 M_4 + 4,4 M_5 = -140,36 \dots \dots \dots (5)$
- L'appui 5 :  $4,4 M_4 + 12,8 M_5 + 2 M_6 = -140,36 \dots \dots \dots (6)$
- L'appui 6 :  $2 M_5 + 10,8 M_6 + 3,4 M_7 = -71,25 \dots \dots \dots (7)$
- L'appui 7 :  $3,4 M_6 + 13,6 M_7 + 3,4 M_8 = -118,4 \dots \dots \dots (8)$
- L'appui 8 :  $3,4 M_7 + 10,8 M_8 + 2 M_9 = -71,25 \dots \dots \dots (9)$
- L'appui 9 :  $2 M_8 + 4 M_9 = -12,05 \dots \dots \dots (10)$

La résolution de ce système avec le logiciel MATLAB nous donne les résultats suivants :

$$\begin{aligned}
 \mathbf{M}_0 &= - 0,8805 \text{ KN.m} & ; \mathbf{M}_1 &= - 4,2634 \text{ KN.m} & , \mathbf{M}_2 &= - 6,8952 \text{ KN.m} \\
 \mathbf{M}_3 &= - 2,9792 \text{ KN.m} & ; \mathbf{M}_4 &= - 7,8155 \text{ KN.m} & ; \mathbf{M}_5 &= - 7,8098 \text{ KN.m} \\
 \mathbf{M}_6 &= - 3,0031 \text{ KN.m} & ; \mathbf{M}_7 &= - 6,8226 \text{ KN.m} & ; \mathbf{M}_8 &= - 4,5299 \text{ KN.m} \\
 \mathbf{M}_9 &= 0,4351 \text{ KN.m}
 \end{aligned}$$

**B. Calcul des moments en travée**

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

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

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

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

Appliquons les formules précédentes pour toutes les travées :

$$\begin{aligned}
 \text{Travée (0-1)} &\rightarrow x = 0,719 \text{ m} \rightarrow M_{0 \max}(0,719) = 0,6879 \text{ KN.m} \\
 \text{Travée (1-2)} &\rightarrow x = 1,57 \text{ m} \rightarrow M_{1 \max}(1,57) = 3,176 \text{ KN.m} \\
 \text{Travée (2-3)} &\rightarrow x = 1,89 \text{ m} \rightarrow M_{2 \max}(1,89) = 3,879 \text{ KN.m} \\
 \text{Travée (3-4)} &\rightarrow x = 0,92 \text{ m} \rightarrow M_{3 \max}(0,92) = -2,21 \text{ KN.m} \\
 \text{Travée (4-5)} &\rightarrow x = 2,20 \text{ m} \rightarrow M_{4 \max}(2,20) = 6,767 \text{ KN.m} \\
 \text{Travée (5-6)} &\rightarrow x = 1,40 \text{ m} \rightarrow M_{5 \max}(1,40) = -1,914 \text{ KN.m} \\
 \text{Travée (6-7)} &\rightarrow x = 1,51 \text{ m} \rightarrow M_{6 \max}(1,51) = 3,897 \text{ KN.m} \\
 \text{Travée (7-8)} &\rightarrow x = 1,81 \text{ m} \rightarrow M_{7 \max}(1,81) = 3,0675 \text{ KN.m} \\
 \text{Travée (8-9)} &\rightarrow x = 1,41 \text{ m} \rightarrow M_{8 \max}(1,41) = 1,476 \text{ KN.m}
 \end{aligned}$$

**Remarque**

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 :

$$\begin{aligned}
 \mathbf{M}_0 &= -0,5899 \text{ KN.m} & ; \mathbf{M}_1 &= -2,8564 \text{ KN.m} & , \mathbf{M}_2 &= -4,6197 \text{ KN.m} \\
 \mathbf{M}_3 &= -1,9960 \text{ KN.m} & ; \mathbf{M}_4 &= -5,2363 \text{ KN.m} & ; \mathbf{M}_5 &= -5,2325 \text{ KN.m} \\
 \mathbf{M}_6 &= -2,0120 \text{ KN.m} & ; \mathbf{M}_7 &= -4,5711 \text{ KN.m} & ; \mathbf{M}_8 &= -3,0350 \text{ KN.m} \\
 \mathbf{M}_9 &= 0,2915 \text{ KN.m}
 \end{aligned}$$

- Augmentation de 1/3 pour les moments en travées:

Travées	$M_t$ corrigé (KN.m)	Travées	$M_t$ corrigé (KN.m)
Travée (0-1)	<b>0,9149</b>	Travée (6-7)	<b>-2,5456</b>
Travée (1-2)	<b>4,224</b>	Travée (7-8)	<b>5,1830</b>
Travée (2-3)	<b>5,1590</b>	Travée (8-9)	<b>4,0797</b>
Travée (3-4)	<b>-2,9393</b>	Travée (9-10)	<b>1,9630</b>
Travée (5-6)	<b>9,0001</b>		

Tableau III.1

C. Calcul des efforts tranchant :

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

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

Travée	Longueur(m)	$T_i(x=0)$ KN	$T_{i+1}(x=l_i)$	X(m)	$M_{max}$ [KN.m]
Travée 0-1	2	7,16	-4,89	0,719	<b>0,9149</b>
Travée 1-2	3,4	10,76	-9,72	1,57	<b>4,224</b>
Travée 2-3	3,4	9,47	-11,01	1,89	<b>5,1590</b>
Travée 3-4	2	4,40	-7,64	0,92	<b>-2,9393</b>
Travée 4-5	4,4	13,25	-13,25	2,20	<b>9,0001</b>
Travée 5-6	2	7,63	-4,41	1,40	<b>-2,5456</b>
Travée 6-7	3,4	9,49	-10,99	1,51	<b>5,1830</b>
Travée 7-8	3,4	10,69	-9,79	1,81	<b>4,0797</b>
Travée 8-9	2	7,68	-4,36	1,41	<b>1,9630</b>

Tableau. III.2 : Efforts tranchants et moments en travée

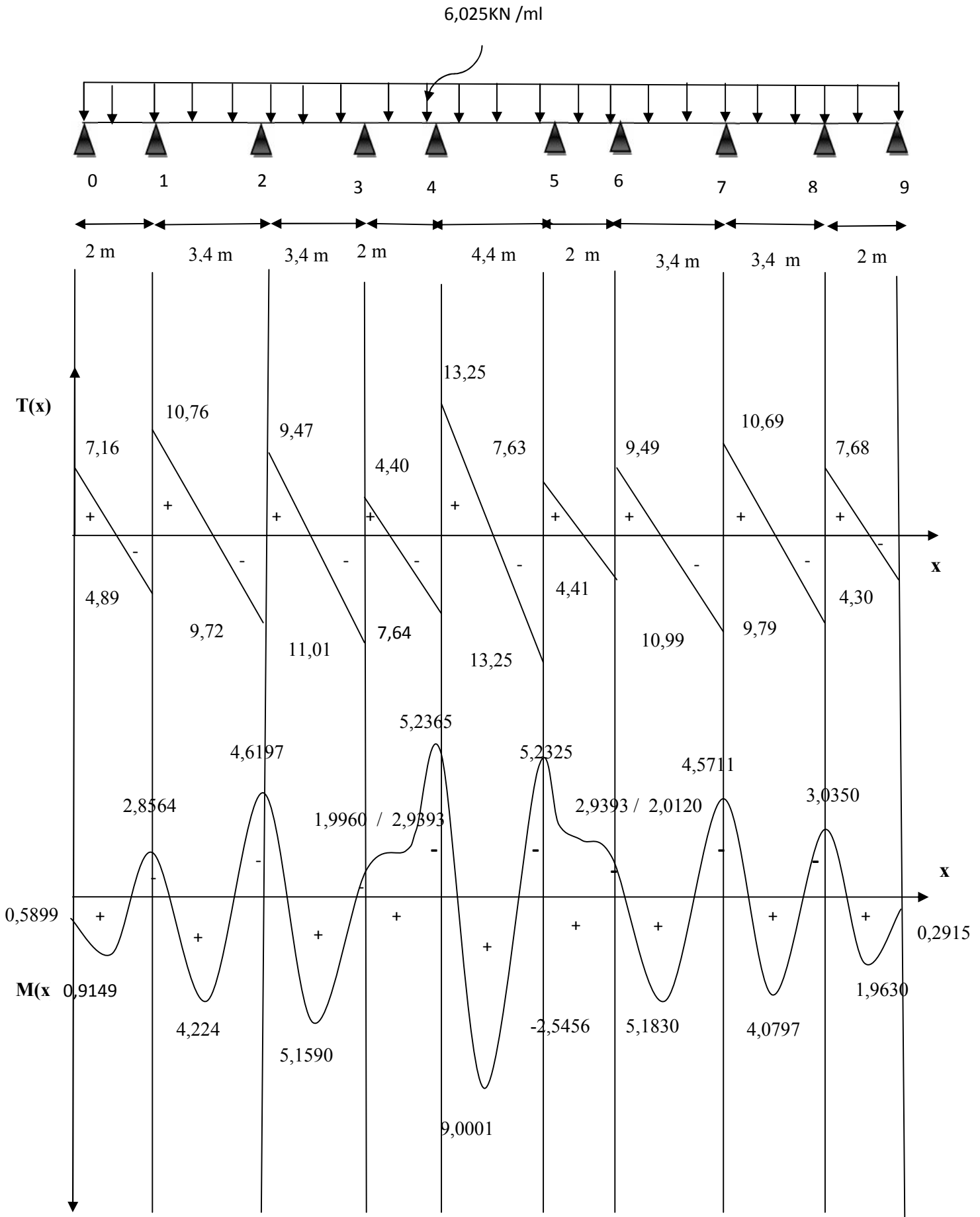


Fig.III.2.5 : Diagramme des efforts internes à l'ELU (après correction)

### 3. Ferrailage des poutrelles :

- **Caractéristiques géométriques de la section de calcul :**

$b = 65\text{cm}$  (largeur de la table de compression)

$h = 20\text{ cm}$  (hauteur total de plancher)

$b_0 = 12\text{cm}$  (largeur de la nervure)

$h_0 = 4\text{cm}$  (épaisseur de la table de compression)

$c = 2\text{cm}$  (enrobage des armatures inférieures)

$d = 18\text{cm}$  (distance du centre de gravité des armatures inférieures jusqu'à la fibre la plus comprimée)

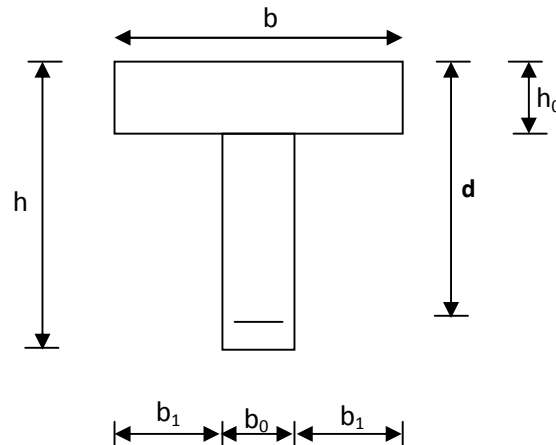


Fig. III.2.6 Section de calcul de la poutrelle après Coulage de la dalle de compression aux travées

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

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

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) = 59,07 \text{KN.m}$$

$$\Rightarrow M_0 = 59,07 \text{KN.m}$$

- **Calcul des armatures longitudinales :**

Aux appuis :

$M_u = 5,2363 \text{ KN.m} < M_0 = 59,07 \Rightarrow$  Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé,

La table est entièrement tendue donc Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension  $b_0 \times h$

$$b = 65\text{cm}, c = 2\text{cm}, h = 20\text{cm}, d = 18\text{cm}$$

Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5,2363 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,017$$

$$\mu = 0,017 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow A_{sa} = 0$$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$$\mu = 0,017 \Rightarrow \quad = 0,991$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times f_e} = \frac{5,2363 \times 10^3}{0,991 \times 18 \times 348} = 0,84 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \underline{A_{sa} = 1HA12 = 1,13 \text{ cm}^2}$$

En travée :

$M_u = 9,0001 \text{ KN.m} < M_0 = 59,07 \Rightarrow$  Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé,

La table est entièrement tendue donc Le calcul se fait pour une section rectangulaire.

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{9,0001 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,030$$

$$\mu = 0,030 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow A_{sa} = 0$$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$$\mu = 0,030 \Rightarrow \quad = 0,985$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times f_e} = \frac{9,0001 \times 10^3}{0,985 \times 18 \times 348} = 1,46 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \underline{A_{st} = 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2}$$

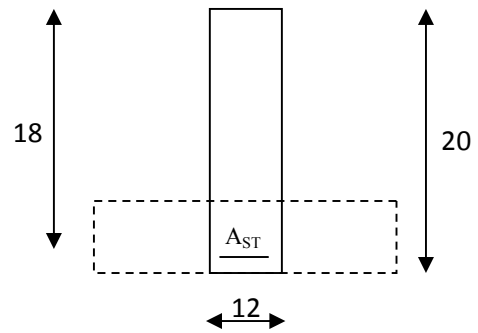


Fig III.2. 7 section de calcul de la poutrelle aux appuis

- Calcul des armatures transversales (BEAL 91 Art A7-2-2).

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \phi_\ell ; \frac{b_0}{10} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35} ; 1,2 ; \frac{12}{10} \right\}$$

Avec :

$h_t$  : étant la hauteur totale de la poutre.

$\phi_\ell$  : Diamètre des barres *longitudinale*

$$\phi_\ell \leq \min \{0,57; 1,2; 1,2\}$$

$$\phi_\ell = 8 \text{ mm} < 10 \text{ mm}.$$

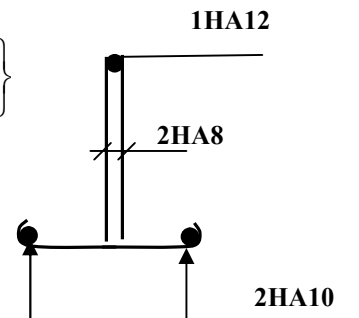


Fig .III.2.8 Plan de ferrailage de poutelle

Les armatures transversale seront constituée d'un cadre et d'un étrier ;

$$\text{On opte pour : } A_{tr} = 2HA8 = 1,00 \text{ cm}^2$$

- ✓ Espacement des armatures transversales : (Art : A.5-22. BAEL 91)

$$S_t \leq \min \{0,9 d ; 40 \text{ cm}\} = \min \{0,9 \times 18 ; 40 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min (16,2 ; 40 \text{ cm} ) \rightarrow S_t \leq 16,2 \text{ cm}$$

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

La section d'armature transversale doit vérifiée :

$$\frac{A_{st} f_e}{b.S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL91 Art A.5-1-23})$$

$$\frac{1,0 \times 400}{30 \times 25} = 0,53 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### E. Vérification à l'ELU :

- a) Condition de non fragilité : BAEL (Art A-4-2-1)

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

- aux appuis  $A_{sa} : 1,13 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

- en travée  $A_{st} : 1,57 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

**b) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3,15 \text{ MPa.}$$

$\Sigma u_i$  : étant la somme des périmètres utiles des barres

$$\Sigma u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 2 \times \pi \times 12 = 75,36 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{u\max}}{0,9 d \Sigma u_i} = \frac{13,25 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 75,36} = 1,085 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,085 \text{ MPa} < \overline{\tau_{su}} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

**c) Ancrage des barres :**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{su}} = 0,6 \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,085 \text{ MPa} < \overline{\tau_{su}} = 2,835 \text{ MPa} . \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**d) Longueur de scellement droit (BEAL 91 Art A-6-1-2-3)**

$$L_s = \frac{\phi_{travée} f_e}{\tau_{su}} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,273 \text{ cm}$$

**e) Longueur d'ancrage mesurée hors crochets :**

$$L_0 = 0,4 L_s = 0,4 \times 35,273 = 14,109 \text{ cm}$$

**f) Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} \leq \overline{\tau}_\mu = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1,167 \text{ MPa.}$$

$\Rightarrow$  Condition vérifiée.

$$\tau_u = \frac{13,25 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,613 < \overline{\tau}_\mu = 1,167 \text{ MPa} .$$

**g) Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (BAEL 91. Art A.5-1-313)**

- influence sur le béton

On doit vérifier la condition :

$$\frac{2 V_u^{\max}}{a \times b} \leq 0,8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u^{\max} \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

Avec :  $a = 0,9 \times d = 0,9 \times 18 = 16,2 \text{ cm}$ .

$$V_u^{\max} \leq 0,267 \times (16,2 \times 10) \times 120 \times 25 \times 10^{-3} = 129,6 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 13,25 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- influence sur l'acier

$$A_a \geq \frac{V_u + \frac{M_a}{0,9d}}{\sigma_s} \Rightarrow A_a \geq \frac{1}{\sigma_s} \left\{ V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right\}$$

$$A_a \geq \frac{1}{34,8} \left( 13,25 - \frac{5,2363}{0,9 \times 0,18} \right) = -0,54 \text{ cm}^2$$

$$-0,54 \text{ cm}^2 < 0 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**F. Vérification à l'ELS :**

- Calcul des efforts internes à l'ELS:

Calcul des moments :

Résultats :

4,355KN /ml

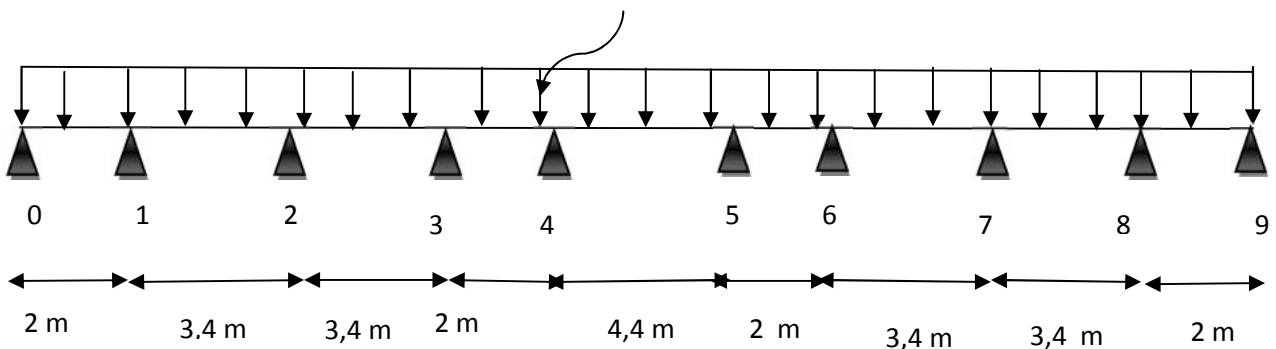


Fig.III.2.9 : Schéma statique de la poutrelle

**D. Calcul des moments aux appuis :**

$$\begin{aligned}
\text{L'appui 0 :} & \quad 4 M_0 + 2 M_1 = -8,71 \dots\dots\dots(1) \\
\text{L'appui 1:} & \quad 2 M_0 + 10,8 M_1 + 3,4 M_2 = -51,5 \dots\dots\dots(2) \\
\text{L'appui 2 :} & \quad 3,4 M_1 + 13,6 M_3 + 3,4 M_3 = -85,58 \dots\dots\dots(3) \\
\text{L'appui 3 :} & \quad 3,4 M_2 + 10,8 M_3 + 2 M_4 = -51,5 \dots\dots\dots(4) \\
\text{L'appui 4 :} & \quad 2 M_3 + 12,8 M_4 + 4,4 M_5 = -101,45 \dots\dots\dots(5) \\
\text{L'appui 5 :} & \quad 4,4 M_4 + 12,8 M_5 + 2 M_6 = -101,45 \dots\dots\dots(6) \\
\text{L'appui 6 :} & \quad 2 M_5 + 10,8 M_6 + 3,4 M_7 = -51,5 \dots\dots\dots(7) \\
\text{L'appui 7:} & \quad 3,4 M_6 + 13,6 M_7 + 3,4 M_8 = -85,58 \dots\dots\dots(8) \\
\text{L'appui 8 :} & \quad 3,4 M_7 + 10,8 M_8 + 2 M_9 = -51,5 \dots\dots\dots(9) \\
\text{L'appui 9 :} & \quad 2 M_8 + 4 M_9 = -8,71 \dots\dots\dots(10)
\end{aligned}$$

La résolution de ce système avec le logiciel MATLAB nous donne les résultats suivants :

$$\begin{aligned}
M_0 = -0,6367 \text{ KN.m} & \quad ; M_1 = -3,0816 \text{ KN.m} & \quad , M_2 = -4,9839 \text{ KN.m} \\
M_3 = -2,1534 \text{ KN.m} & \quad ; M_4 = -5,6489 \text{ KN.m} & \quad ; M_5 = -5,6448 \text{ KN.m} \\
M_6 = -2,1707 \text{ KN.m} & \quad ; M_7 = -4,9314 \text{ KN.m} & \quad ; M_8 = -3,2743 \text{ KN.m} \\
M_9 = 0,3144 \text{ KN.m} & & 
\end{aligned}$$

**E. Calcul des moments en travée**

Appliquons les formules précédentes pour toutes les travées :

$$\begin{aligned}
\text{Travée (0-1)} & \rightarrow x = 0,72 \text{ m} \rightarrow M_{0 \max}(0,72) = 0,4899 \text{ KN.m} \\
\text{Travée (1-2)} & \rightarrow x = 1,57 \text{ m} \rightarrow M_{1 \max}(1,57) = 2,2961 \text{ KN.m} \\
\text{Travée (2-3)} & \rightarrow x = 1,89 \text{ m} \rightarrow M_{2 \max}(1,89) = 2,8038 \text{ KN.m} \\
\text{Travée (3-4)} & \rightarrow x = 0,6 \text{ m} \rightarrow M_{3 \max}(0,6) = -1,37295 \text{ KN.m} \\
\text{Travée (4-5)} & \rightarrow x = 2,20 \text{ m} \rightarrow M_{4 \max}(2,20) = 4,8923 \text{ KN.m} \\
\text{Travée (5-6)} & \rightarrow x = 1,40 \text{ m} \rightarrow M_{5 \max}(1,40) = -1,3838 \text{ KN.m} \\
\text{Travée (6-7)} & \rightarrow x = 1,51 \text{ m} \rightarrow M_{6 \max}(1,51) = 2,8176 \text{ KN.m} \\
\text{Travée (7-8)} & \rightarrow x = 1,81 \text{ m} \rightarrow M_{7 \max}(1,81) = 2,21739 \text{ KN.m} \\
\text{Travée (8-9)} & \rightarrow x = 1,41 \text{ m} \rightarrow M_{8 \max}(1,41) = 1,0672 \text{ KN.m}
\end{aligned}$$

**Remarque**

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 :

$$M_0 = -0,4244 \text{ KN.m} \quad ; M_1 = -2,0544 \text{ KN.m} \quad , M_2 = -3,3226 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -1,4356 \text{ KN.m} \quad ; M_4 = -3,7659 \text{ KN.m} \quad ; M_5 = -3,7632 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = -1,4471 \text{ KN.m} \quad ; M_7 = -3,2876 \text{ KN.m} \quad ; M_8 = -2,1828 \text{ KN.m}$$

$$M_9 = 0,2096 \text{ KN.m}$$

- Augmentation de 1/3 pour les moments en travées:

Travées	$M_t$ corrigé (KN.m)	Travées	$M_t$ corrigé (KN.m)
Travée (0-1)	<b>0,6532</b>	Travée (5-6)	<b>-1,8451</b>
Travée (1-2)	<b>3,0615</b>	Travée (6-7)	<b>3,7568</b>
Travée (2-3)	<b>3,7384</b>	Travée (7-8)	<b>2,9565</b>
Travée (3-4)	<b>-1,8306</b>	Travée (8-9)	<b>1,4229</b>
Travée (4-5)	<b>6,5231</b>		

Tableau III.3

#### F. Calcul des efforts tranchant :

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

Travée	Longueur(m)	$T_i(x=0)$ KN	$T_{i+1}(x=l_i)$	X(m)	$M_{max}$ [KN.m]
Travée 0-1	2	3,54	-5,17	0,72	<b>0,6532</b>
Travée 1-2	3,4	7,03	-7,78	1,57	<b>3,0615</b>
Travée 2-3	3,4	7,96	-6,85	1,89	<b>3,7384</b>
Travée 3-4	2	3,19	-5,52	0,6	<b>-1,8306</b>
Travée 4-5	4,4	9,58	-9,58	2,20	<b>6,5231</b>
Travée 5-6	2	5,51	-3,2	1,40	<b>-1,8451</b>
Travée 6-7	3,4	6,86	-7,94	1,51	<b>3,7568</b>
Travée 7-8	3,4	7,72	-7,08	1,81	<b>2,9565</b>
Travée 8-9	2	5,55	-3,16	1,41	<b>1,4229</b>

Tableau. III.4 : Efforts tranchants et moments en travée (ELS)

- Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures

Fissuration peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

• **Vérification à l'état limite de compression du béton**

On peut se dispenser de calculer  $\tau_{bc} \leq \bar{\tau}_{bc}$  si ces conditions sont vérifiées.

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$   $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$

**Aux appuis :**  $A_a = 1,57 \text{ cm}^2$  ;  $M_{as} = -3,7659 \text{ KN.m}$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,73$$

$$\rho = 0,73 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,876 \\ K = 0,039 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{3,7659 \times 10^3}{0,876 \times 18 \times 1,75} = 152,12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,034 \times 152,12 = 5,172 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**En travée :**  $A_{st} = 1,57 \text{ cm}^2$  ;  $M_{st} = 6,5231 \text{ KN.m}$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 1,57}{18 \times 12} = 0,73$$

$$\rho = 0,73 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,876 \\ K = 0,034 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{6,5231 \times 10^3}{0,876 \times 18 \times 1,75} = 263,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,034 \times 263,5 = 8,959 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **vérification à la flèche :**

Selon les règles de BAEL 91(Art B-6-5.1) le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions ci après ne sont pas vérifiées

$$1) \frac{h}{L} > \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h}{L} > \frac{M_t}{10.M_0}$$

$$3) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$* \frac{h}{L} = \frac{20}{300} = 0,066 > \frac{1}{16} = 0,061 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$* \frac{h}{L} = 0,066 > \frac{M_t}{10.M_0} = \frac{6,5231}{10 \times 6,5231} = 0,100 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$* \frac{A}{b.d} = \frac{1,57}{12 \times 18} = 0,0072 < \frac{4,10}{400} = 0,01025 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

### Conclusion :

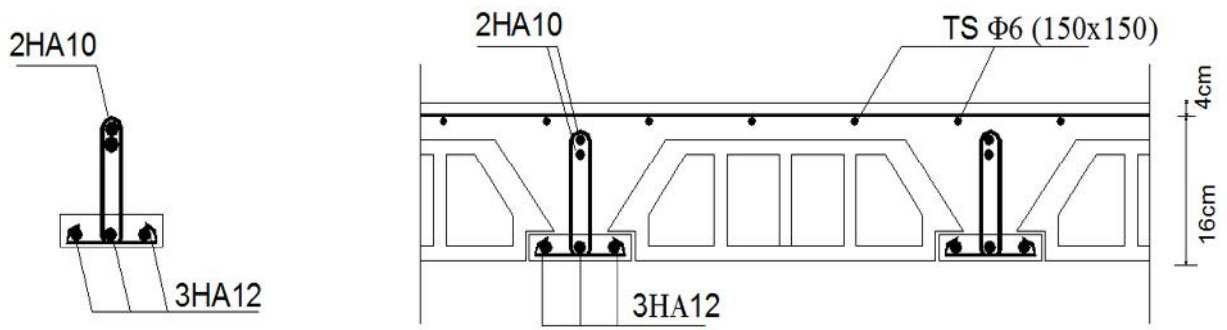
Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes pour le ferrailage de la poutre de chaînage d'où on adopte le même ferrailage sur tous les niveaux :

**Armatures principales :** Aux appuis :  $A_{sa} = 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2$

En travée :  $A_{st} = 3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2$

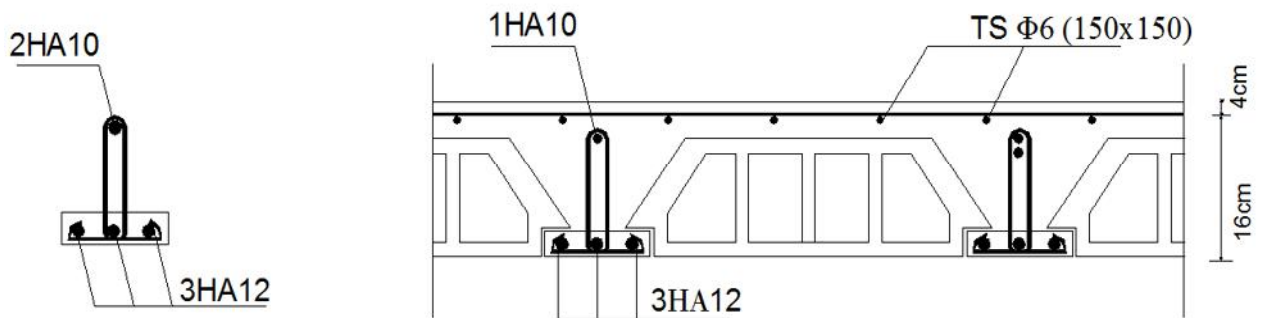
**Armatures transversales :**  $A_t = 2HA8 = 1,00 \text{ cm}^2$  (cadre + étrier) ;  $S_t = 15 \text{ cm}$

**G. Ferrailage du plancher :**



**Ferrailage des poutrelles aux appuis**

Fig .III.2.9 Ferrailage des poutrelles aux appuis



**Ferrailage des poutrelles en travée**

Fig .III.2.10.Ferrailage des poutrelles en travée

### III.2.3. Escalier :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

#### A. Pré-dimensionnement :

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

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

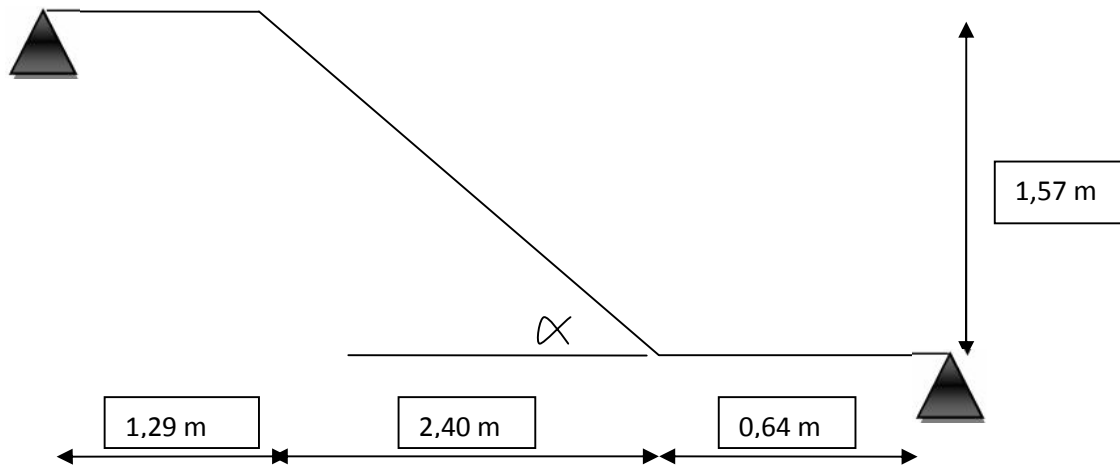


Fig III.3.1 : système d'appuis

#### ❖ Calcul de n, h et g :

En tenant compte des dimensions données sur le plan. Les escaliers sont pré-dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** :

- **La hauteur de la marche h :**

On a :  $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$  ; on prend  **$h = 17\text{ cm}$** .

- **Nombre de marches n :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \text{ marches.}$$

Donc on a 18 marches qui se divisent sur deux volées identiques telles que chacune comporte 9 marches.

- **Le giron g :**

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

❖ **Vérification de la relation de BLONDEL :**

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

$$2h+g = (2 \times 17) +30 = 64 \text{ cm.}$$

$60 \text{ cm} \leq 2h+g = 64 \text{ cm} \leq 66\text{cm} \Rightarrow$  **La condition est vérifiée donc l'escalier est confort.**

**Épaisseur de la paillasse et du palier :**

L'épaisseur de la paillasse et du palier ( $e_p$ ) est donnée par la relation :  $\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$

**Avec :**

L : longueur réelle de la paillasse et du palier (entre appuis) :  $L = L_1 + L_2$

$L_1$  : longueur de la paillasse projetée.

$L_2$  : longueur du palier.

$$\text{Tg } \alpha = 17 / 30 = 0.566 \qquad \alpha = 29.54^\circ$$

$$L_1 = \frac{240}{\cos \alpha} = 276\text{cm} \quad ; \quad L_2 = 129 \text{ cm.}$$

Donc :  $L = 276 + 129 = 405\text{cm.}$

$$\text{D'où : } \frac{405}{30} \leq e_p \leq \frac{405}{20} \Rightarrow 13,5 \text{ cm} \leq e_p \leq 20,25\text{cm}$$

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

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

**B. Détermination des charges et surcharges :**

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

➤ **Les charges permanentes :**

**Le palier :**

Eléments	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Poids propre de la dalle pleine en BA	$25 \times 0,15 = 3,75$
Poids des revêtements : (sable + mortier + carrelage + enduit) (0,44+0,4+0,4+0,2)	1,44
<b>Charge permanente totale</b>	<b><math>G_1 = 5,19</math></b>

**Tableau III.2.3.1 : Charge totale du palier**

- La volée :

Eléments	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Poids propre de la paillasse	$\frac{25 \times 0,15}{\cos} = 4,31$
Poids des marches	$\frac{25 \times 0,17}{2} = 2,125$
Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit) (0,44+0,4+0,4+0,2)	1,44
<b>Charge permanente totale</b>	<b>G<sub>2</sub> = 7,87</b>

Tableau III.2.3.2 : Charge totale de la volée

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

$$P = (3,06 - 0,15) \times 2,44 \times 1\text{m} = 7,10 \text{ KN.}$$

➤ **Les surcharges d'exploitation :**

Selon le (DTR C2-2) pour une construction a usage d'habitation : **Q= 2,5 KN / m<sup>2</sup>.**

**C. Combinaison des charges :**

$$\underline{\underline{ELU}}: \quad \mathbf{q_u = (1,35G + 1,5 Q) \times 1 \text{ m.}}$$

**Palier :**  $q_{u1} = (1,35 \times 5,19 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ m} = 10,75 \text{KN} / \text{ml.}$

**Volée :**  $q_{u2} = (1,35 \times 7,87 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ m} = 14,37 \text{ KN} / \text{ml.}$

**Mur extérieure :**  $\mathbf{P = 1,35 \times 7,10 = 9,58 \text{ KN.}}$

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

**Palier :**  $q_{s1} = (5,19 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 7,69 \text{ KN} / \text{ml.}$

**Volée :**  $q_{s2} = (7,87 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 10,37 \text{ KN} / \text{ml.}$

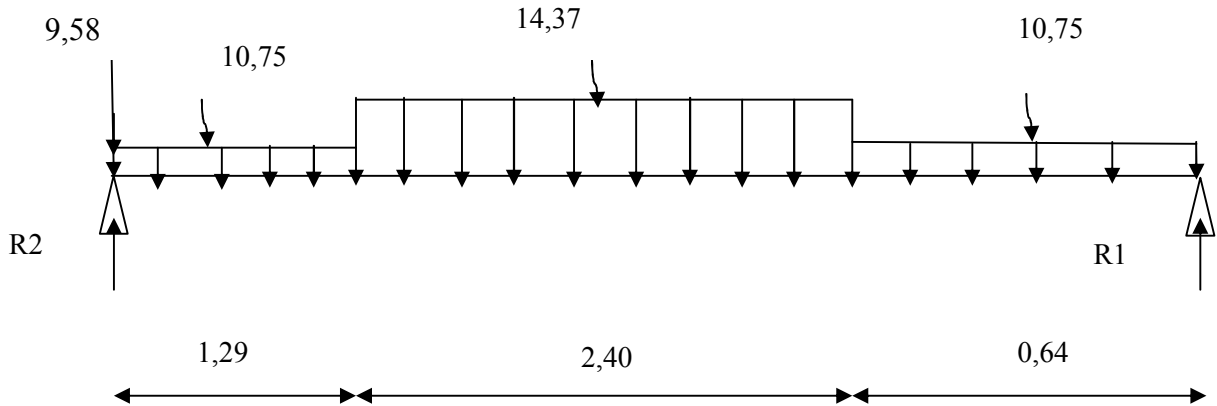
**Mur extérieur :**  $\mathbf{P = 7,10 \text{ KN.}}$

**D. Calcul des moments et effort tranchant à l'ELU :**

Pour déterminer les efforts dans la paillasse et les paliers, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (paillasse + paliers) comme une poutre reposant sur deux appuis simples et en considérant la projection horizontale de la charge q sur la paillasse d'une portée projetée  $L_p = 2,4$  m.

**Les réactions aux appuis :**

D'après les formules de la RDM :



$$\Sigma F = 0 ; R_1 + R_2 - P - (10,75 \times 0,64) - (14,37 \times 2,4) - (10,75 \times 1,29) = 0$$

$$R_1 + R_2 = 64,82 \text{ KN}$$

$$\Sigma M / A = 0 ; -R_2 \times 4,33 + (10,75 \times 1,29) \times 3,685 + (14,37 \times 2,4) \times 1,84 + (10,75 \times 0,64) \times 0,32 = 0 \Rightarrow R_2 = 36,55 \text{ KN.}$$

$$R_1 + R_2 = 64,82 \text{ KN} \Rightarrow R_1 = 28,27 \text{ 33KN.}$$

Tronçon(m)	Effort tranchant (Ty)	Moments fléchissant	x (m)	Ty (kN)	Mz kN.m)
$0 \leq x \leq 1,29$	$-10,75x + 26,97$	$-10,75 x^2/2 + 26,97 x$	0	26,97	0
			1,29	13,10	25,85
$1,29 \leq x \leq 3,69$	$-14,37x + 53,94$	$-7,18 x^2 + 40,18 x - 9,37$	1,29	13,10	25,85
			3,69	-21,38	15,93
$0 \leq x \leq 0,64$	$-10,75x + 28,29$	$-10,75 x^2 /2 + 28,29 x$	0	-28,27	0
			0,64	-21,39	26,06

**Tableau III.2.3.3: Résumé des efforts tranchant et des moments fléchissant.**

**Remarque :**

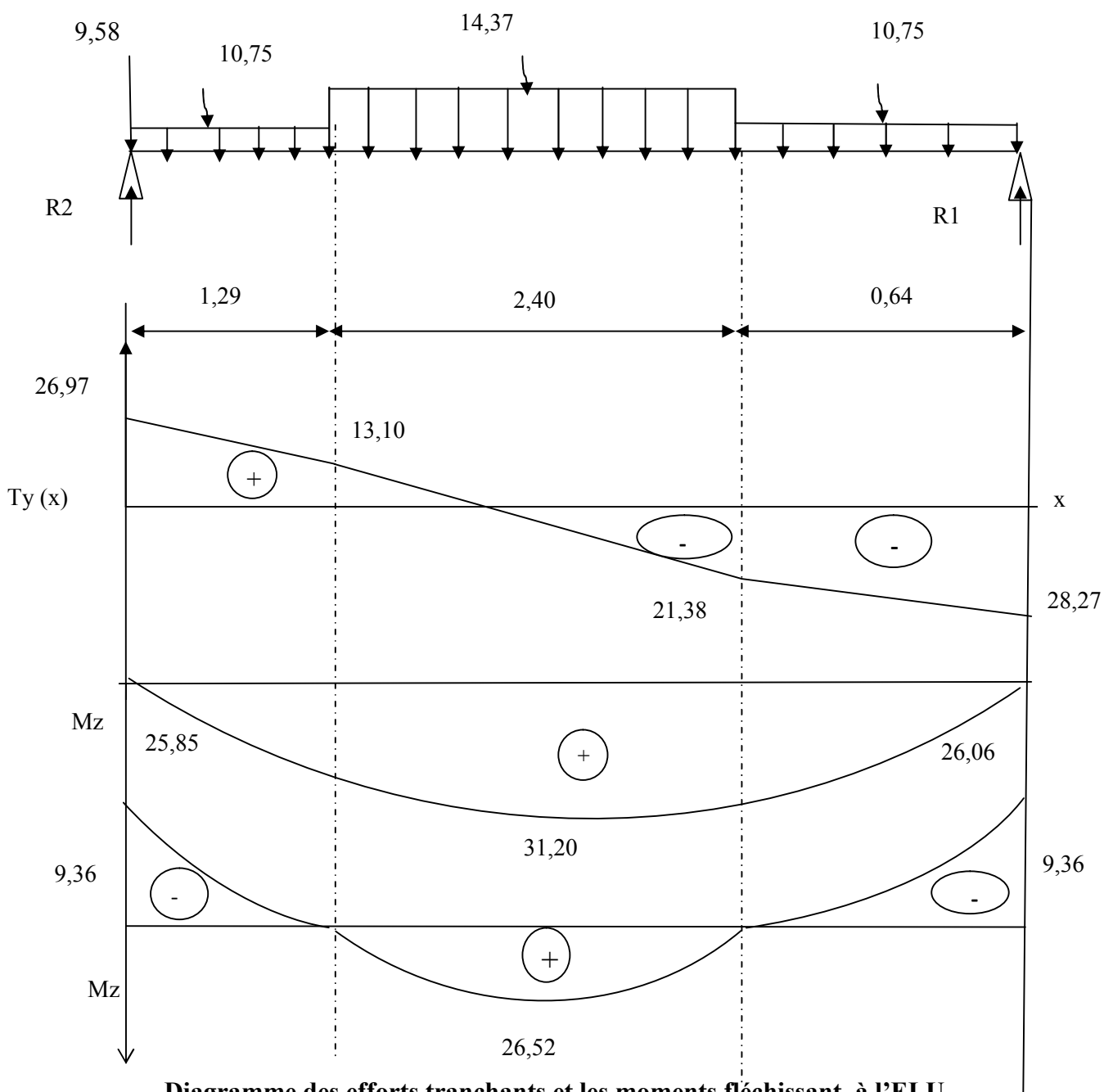
Compte tenu du semi encastrement a l'extrémité de l'appui A, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau de l'appui A et en travée.

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0$$

$$- 10,75 x + 26,97 = 0 \quad \Rightarrow \quad X = 2,5 \text{ m (de la gauche)}$$

Le moment  $M_z(x)$  est maximum pour la valeur  $X = 2,5$  m. Donc  $M_z^{\text{MAX}} = 31,20 \text{ KN.m}$

- $M_{\text{Appui}} = - 0,3 \times 31,20 = - 9,36 \text{ KN.m}$
- $M_{\text{Travée}} = 0,85 \times 31,20 = 26,52 \text{ KN.m}$

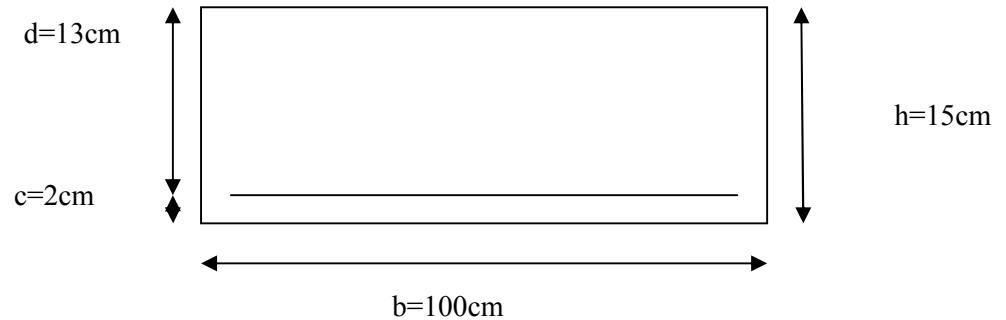


**Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELU**

**E. Ferrailage (calcul d'armatures à l'ELU) :**

Etude d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple.

$b = 100 \text{ cm}$ ;  $h = 15 \text{ cm}$ ;  $c = 2 \text{ cm}$ ;  $d = 13 \text{ cm}$ .

**Aux appuis :**

$M_a = -9,36 \text{ KN.m}$

➤ **Armatures principales :**

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9,36 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,039$$

$\mu_a = 0,039 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$  la section est simplement armée (SSA)

$$\mu_a = 0,039 \Rightarrow a = 0,980$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta a \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{9,36 \times 10^3}{0,98 \times 13 \times 348} = 2,1 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow A_{st} = 5HA10 = 3,93 \text{ cm}^2$  avec un espacement de :  $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **Armatures de répartition :**

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

Soit :  $A_r = 5HA10 / ml = 3,93 \text{ cm}^2$  avec un espacement de :  $S_t = 20 \text{ cm}$

**En travée :**

$$M_a = 26,52 \text{ KN.m}$$

➤ **Armatures principales :**

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{26,52 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,110$$

$\mu_t = 0,110 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$  la section est simplement armée (SSA)

$$\mu_t = 0,110 \Rightarrow \eta = 0,942$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta_t \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{26,52 \times 10^2}{0,942 \times 13 \times 348} = 6,22 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow A_{st} = 5HA14 = 7,70 \text{ cm}^2$  avec un espacement de :  $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_{rt} = \frac{A_{sa}}{4} = \frac{7,70}{4} = 1,925 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{rt} = 5HA10 / ml = 3,93 \text{ cm}^2$  avec un espacement de :  $S_t = 20 \text{ cm}$

**F. Vérification à l'ELU :**

**a) Condition de non fragilité : (BAEL 99 Art A.4.2.1)**

Le ferrailage de l'escalier doit satisfaire la CNF :  $A_s \geq A_{\min}$

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

**Aux appuis :**

$$A_{sa} = 5HA12 = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition est vérifiée}$$

**En travée :**

$$A_{st} = 5HA14 = 7,70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition est vérifiée}$$

**b) Espacement des barres :(B.A.E.L91 Art A 8.2.4.2) :**

**Armatures principales :**  $S_t = 20 \text{ cm} < \text{Min} \{3 h_t, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$

⇒ **Condition vérifiée.**

**Armatures répartitions :**  $S_t = 20 \text{ cm} < \text{Min} \{4 h_t, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$

⇒ **Condition vérifiée.**

(Avec :  $h_t = 15 \text{ cm}$ )

**a) Vérification au cisaillement : [BAEL99 Art 5.1.1,211]**

$$\tau_u = \min \left( 0,2 \frac{f_c}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \quad \text{Avec : } T_u^{\max} = 28,27 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{28,27 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,21 \text{ MPa} \quad \tau_u = 0,21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \Rightarrow \text{la Condition est vérifiée.}$$

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

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \sum u_i}$$

Avec :

$\tau_{se}$  = La contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres

**Aux appuis :**

$\sum u_i$  Somme des périmètres Utiles des barres

$$\sum u_i = n \times \Phi \times \pi = 5 \times 0,12 \times 3,14 = 1,884 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{28,27}{0,9 \times 130 \times 1,884} = 0,128 \text{ MPa} \quad \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

En travée :

$\sum u_i$  Somme des périmètres Utiles des barres

$$\rangle u_i = n \times \phi \times \pi = 5 \times 0,14 \times 3,14 = 2,198 \text{ cm}$$

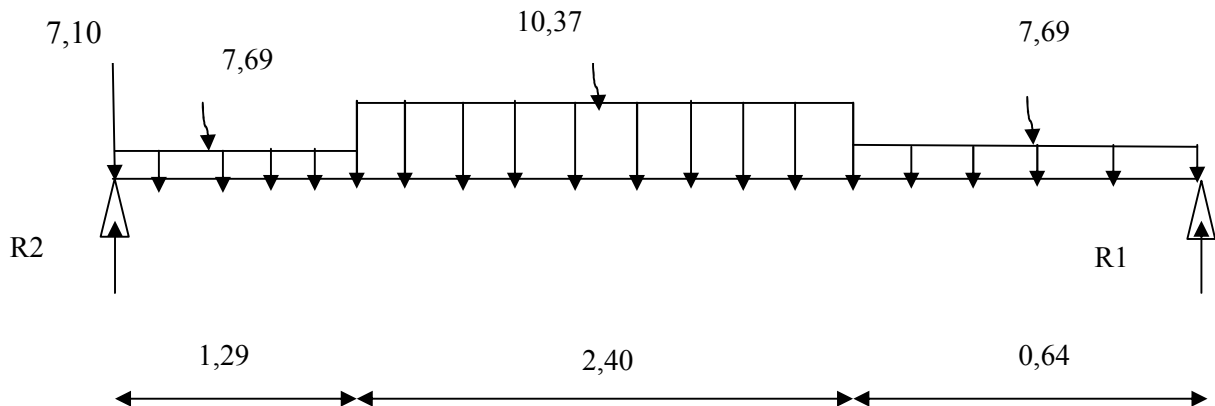
$$\tau_{se} = \frac{26,52}{0,9 \times 130 \times 2,198} = 0,103 \text{ Mpa} \quad ; \quad \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

d) Ancrage des barres aux appuis (BAEL 91/Art. A.6.1, 221) :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \quad ; \quad \tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \quad \Rightarrow \quad \text{Soit : } L_s = 45 \text{ cm.}$$

G. Calcul des moments et effort tranchant à l'ELS :



$$\Sigma F = 0 \quad ; \quad R_1 + R_2 - P - (7,69 \times 0,64) - (10,37 \times 2,4) - (7,69 \times 1,29) = 0$$

$$R_1 + R_2 = 46,83 \text{ KN}$$

$$\Sigma M / A = 0 \quad ; \quad -R_2 \times 4,33 + (7,69 \times 1,29) \times 3,685 + (10,37 \times 2,4) \times 1,84 + (7,69 \times 0,64) \times 0,32 = 0 \quad \Rightarrow \quad R_2 = 26,48 \text{ KN.}$$

$$R_1 + R_2 = 46,83 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad R_1 = 20,35 \text{ KN.}$$

Tronçon(m)	Effort tranchant (Ty)	Moments fléchissant	x (m)	Ty (kN)	Mz kN.m)
0 ≤ x ≤ 1,29	-7,69x + 19,38	-3,85 x <sup>2</sup> + 19,38x	0	19,38	0
			1,29	9,46	18,59
1,29 ≤ x ≤ 3,69	-10,37x + 22,84	5,185 x <sup>2</sup> - 3,92 x - 7,23	1,29	9,46	10,80
			3,69	-15,43	63,36
0 ≤ x ≤ 0,64	7,69x - 20,35	7,69 x <sup>2</sup> / 2 + 20,35 x	0	-20,35	0
			0,64	-15,43	11,45

Tableau III.2.3.4: Résumé des efforts tranchant et des moments fléchissant.

**Remarque :**

Compte tenu du semi encastrement a l'extrémité de l'appui A, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau de l'appui A et en travée.

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0$$

$$- 7,69 x + 19,38 = 0 \quad \Rightarrow \quad X = 2,52 \text{ m (de la gauche)}$$

Le moment  $M_z(x)$  est maximum pour la valeur  $X = 2,52$  m.

Donc :  $M_z^{MAX} = 15,81 \text{ KN.m}$

- $M_{\text{Appui}} = - 0,3 \times 15,81 = - 4,743 \text{ KN.m}$
- $M_{\text{Travée}} = 0,85 \times 15,81 = 13,43 \text{ KN.m}$

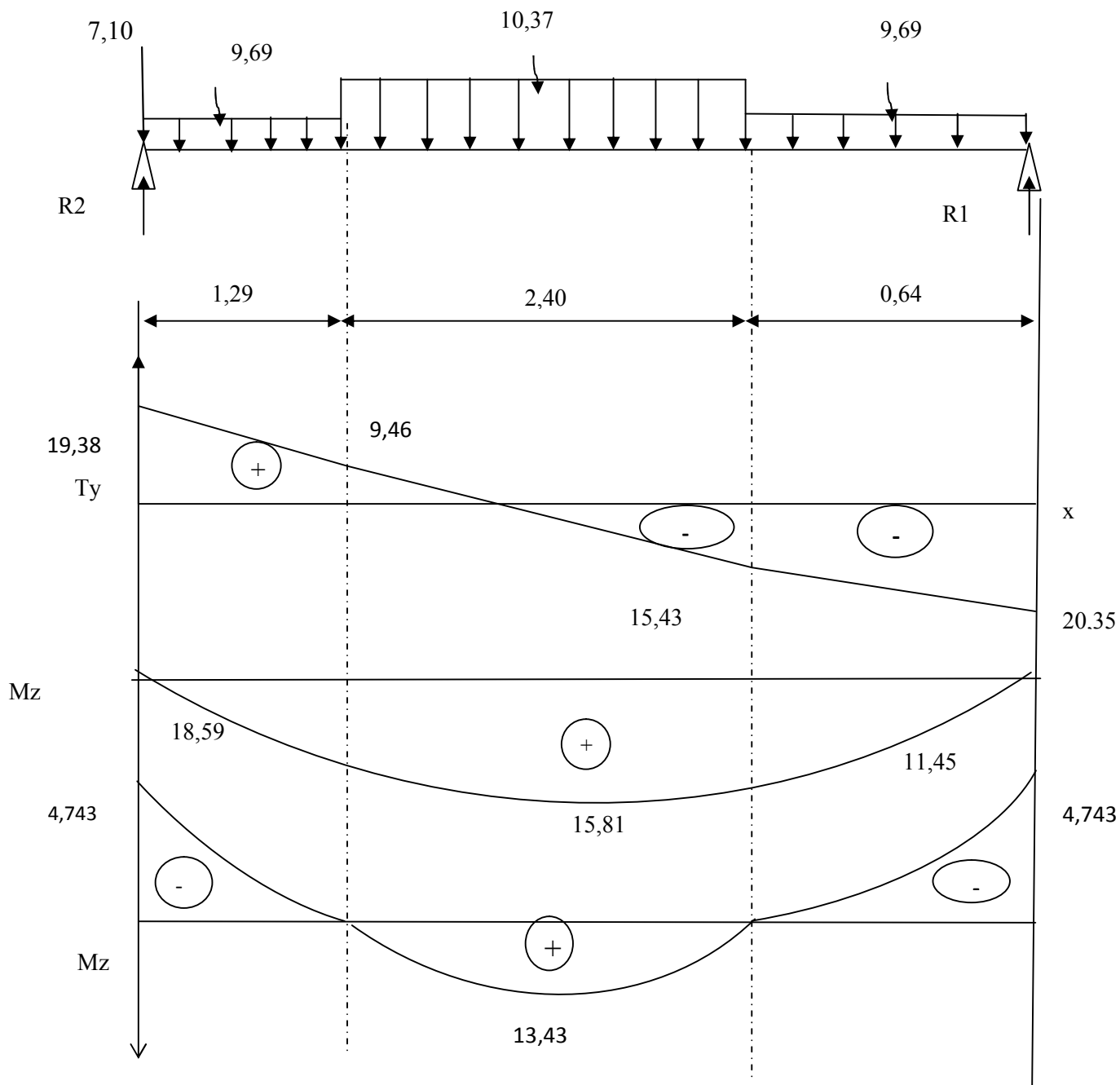


Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELS :

## a) Les vérifications à l'ELS :

## ❖ Etat limite d'ouvertures des fissures (BAEL 91/Art.A.4.5.3) :

Tous les éléments de l'escalier sont protégés, donc la fissuration est considérée comme peu nuisible vérifiée n'est à effectuer.

## ❖ contrainte de compression dans le béton :

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} \leq 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

**Aux appuis :**  $A_{sa} = 5,65 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_{sa}}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0,434$$

$$\rho = 0,434 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,899 \\ K = 0,028 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{4,743 \times 10^3}{0,899 \times 13 \times 5,65} = 71,83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,028 \times 71,83 = 2,01 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**En travée :**  $A_{st} = 7,70 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 7,70}{100 \times 13} = 0,592$$

$$\rho = 0,592 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,886 \\ K = 0,034 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{13,43 \times 10^3}{0,886 \times 13 \times 7,70} = 151,42 \text{ MPa}$$

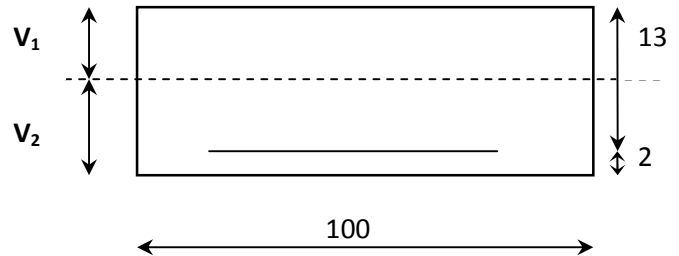
$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,034 \times 151,42 = 5,148 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

## ❖ Etat limite de déformation :

Calcul de la flèche : (Article B6.5.2/ BAEL91/99)

## • Pour paillasse :

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{405} = 0,024 < \frac{1}{13} = 0,076 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$



La condition non vérifiée, on passe au calcul de la flèche :

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

Avec :  $q_s = 10,37 \text{ KN/ml}$ . $E_v$  : Module de déformation différé.

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

 $I_{fv}$  : moment d'inertie de la section homogène par rapport au centre de gravité.

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

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

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

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times (15)^2}{2} + (15 \times 5,65 \times 13) = 12351,75 \text{ cm}^3$$

 $B_0$  : 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 :

$$I_0 = \frac{b}{3}(y_1^3 + y_2^3) + 15 \times A \times (y_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times ((7,79)^3 + (7,21)^3) + 15 \times 5,65 \times (7,21 - 2)^2 = 30551,61 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{5,65}{100 \times 13} = 0,0043.$$

**Calcul des coefficients  $\lambda$  et  $\mu$  :**

$$\lambda = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\rho \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,0043 \times \left( 2 + \frac{3 \times 100}{100} \right)} = 1,95$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0043 \times 348 + 2,1} = 0,45$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = \frac{1,1 \times 30551,61}{1 + 1,95 \times 0,45} = 25315,83 \text{ cm}^3$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{10,37 \times 10^3 \times 4,05^4}{10818,86 \times 10^6 \times 25315,83 \times 10^{-8}} = 0,0013 \text{ cm} \langle \bar{f} = \frac{405}{500} = 0,81 \text{ cm}$$

$\Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

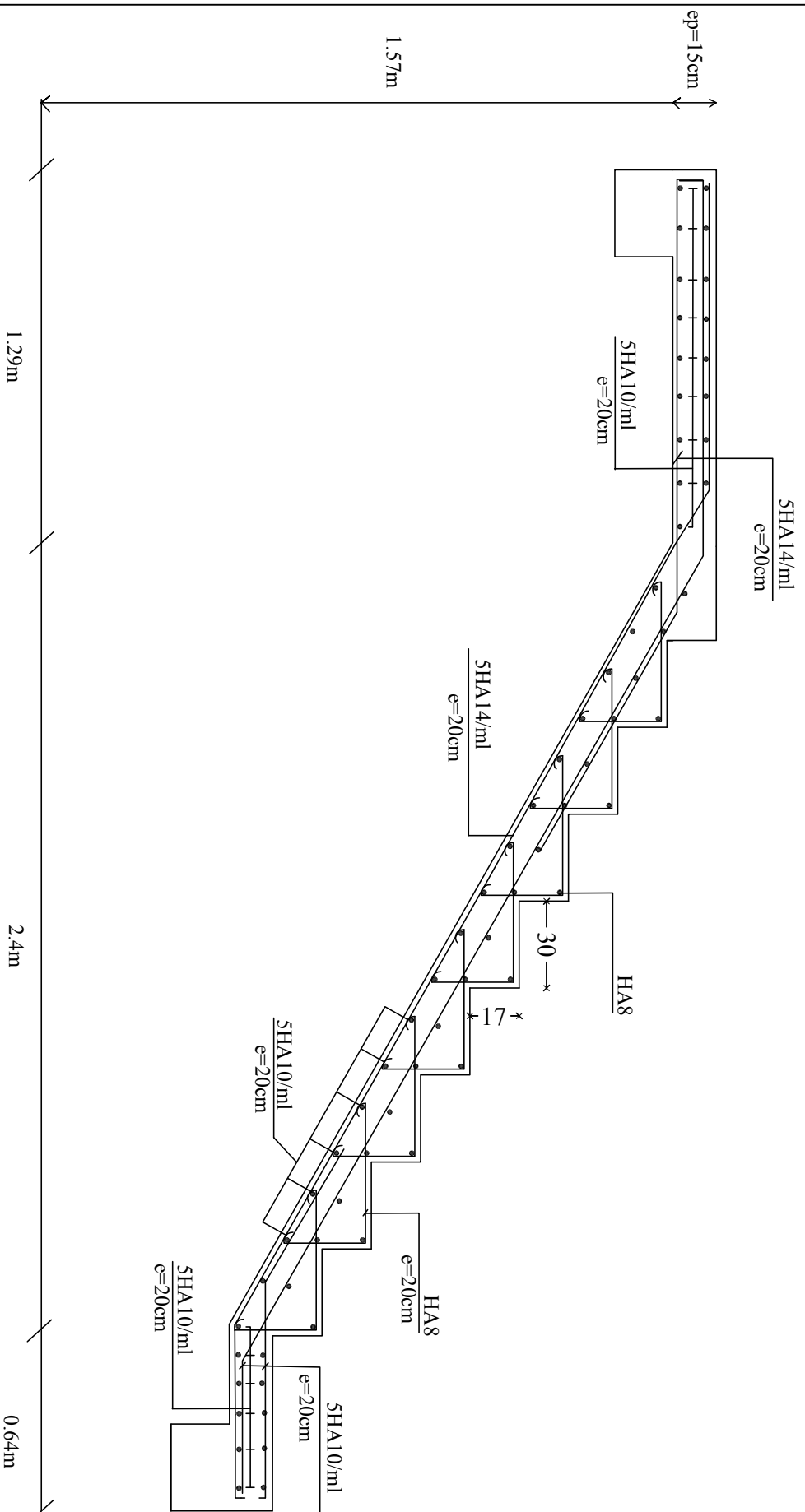
**Conclusion :**

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisante pour le ferrailage de l'escalier d'où on adopte le même ferrailage sur tous les niveaux :

$$\text{Aux appuis : } A_{sa} = 5HA12/ml = 5,65 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A_{ra} = 5HA10 / ml = 3,93 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée: } A_{st} = 5HA14/ml = 7,70 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A_{rt} = 5HA10 / ml = 3,93 \text{ cm}^2$$

Avec des espacements de :  $S_{t, \dots} = 20 \text{ cm}$



Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou  
 Faculté de Génie de la Construction  
 Département de Génie Civil

**Ferrailage des escaliers**

Proposé par :	Bureau d'étude	Septembre 2014
Dessiné par :	Melle OUBABAS NASSIMA Melle ZANOUN LYNDIA	Plan
Dirigé par :	Mr. MANSOURI .A	Echelle :

### III.4. Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse, du palier et le poids du mur. Elle est partiellement encastrée dans les poteaux.

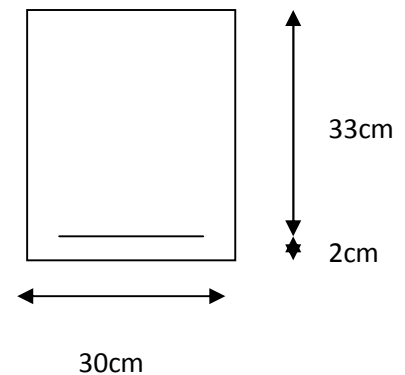
#### 1. Pré dimensionnement :

- Hauteur

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \quad \text{Avec } L=4,40 - 0,3 = 4,10\text{m.}$$

$$27,33 \text{ cm} \leq h_t \leq 41\text{cm.}$$

$$\text{Le RPA exige que } \begin{cases} h_t \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{cases}$$



Donc on fixe sa hauteur à :  $h_t = 35 \text{ cm.}$

- La largeur :

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

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35$$

$$14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

Soit :  $b = 30\text{cm}$

D'où la section de la poutre est de :  $(35 \times 30) \text{ cm}^2$ .

#### 2. Les charges revenant à la poutre :

son poids :  $G = 25 \times 0,3 \times 0,35 = 2,625 \text{ KN/ml}$

Réaction du palier (ELU)  $R_2 = 36,55 \text{ KN/ml.}$

Réaction du palier (ELS)  $R_2 = 26,48 \text{ KN/ml.}$

3. Combinaison des charges:

✓ **ELU:**  
 $q_u = 1,35 G + R_B.$   
 $q_u = 1,35 \times (2,625) + 36,55$   
 $= 38,91 \text{ KN/ml.}$

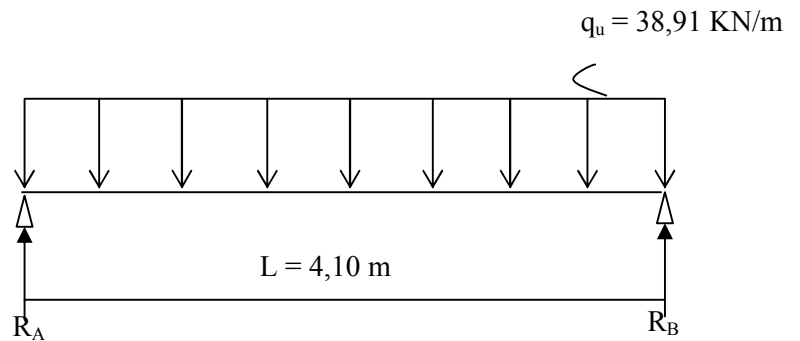


Fig.3.4.1 Schéma statique de la poutre palière (ELU)

➤ Réaction d'appuis

$$R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{38,91 \times 4,10}{2} = 79,77 \text{ KN.}$$

➤ Calcul des moments isostatique :

$$M_0 = M_{\max} = \frac{q_u \cdot \ell^2}{8} = \frac{38,91 \times 4,10^2}{8} = 81,76 \text{ KN.m.}$$

➤ Correction des moments

- Aux appuis

$$M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \times 81,76 = -24,53 \text{ KN.m.}$$

- En travée

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 81,76 = 69,5 \text{ KN.m.}$$

➤ Effort tranchant

$$T = R_A = R_B = \frac{q_u \cdot \ell}{2} = 79,77 \text{ KN.}$$

➤ Les diagrammes des moments et efforts tranchants

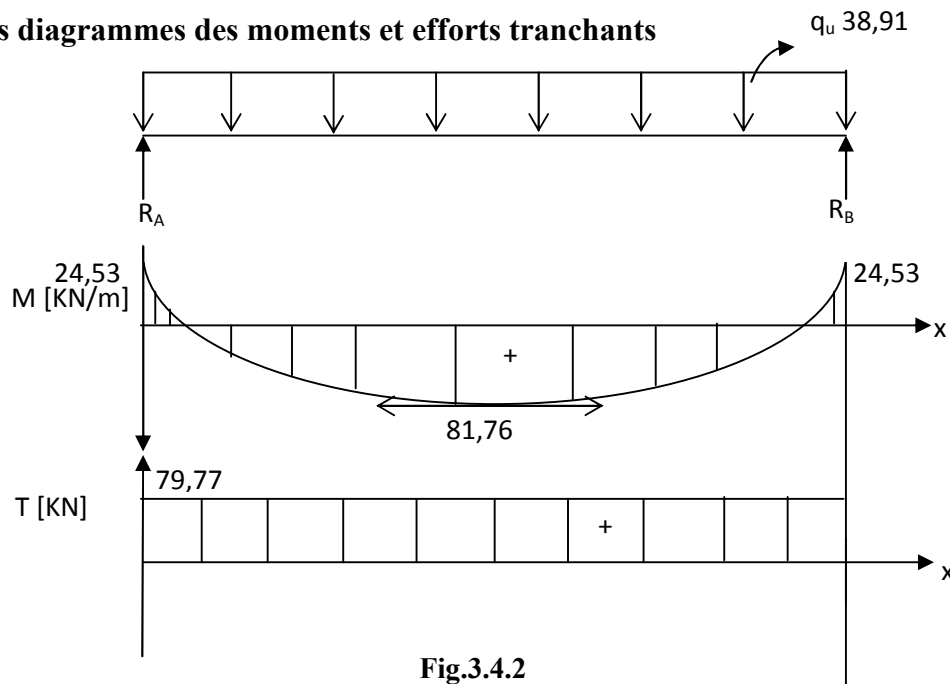


Fig.3.4.2

✓ ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 2,625 + 26,48$$

$$= 38,30 \text{ KN/ml.}$$

$$q_u = 38,30 \text{ KN/m}$$

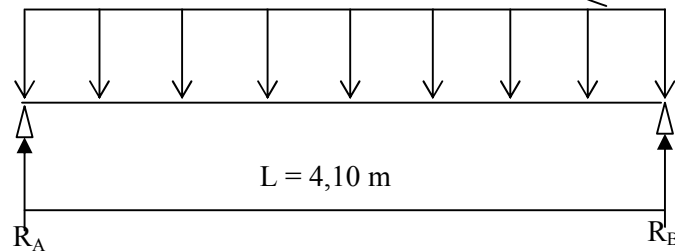


Fig.3.4.3 Schéma statique de la poutre palière (ELS)

➤ Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_s L}{2} = \frac{38,3 \times 4,10}{2} = 78,52 \text{ KN.}$$

➤ Calcul des moments isostatique :

$$M_0 = M_{\max} = \frac{q_u \cdot \ell^2}{8} = \frac{38,30 \times 4,10^2}{8} = 80,48 \text{ KN.m.}$$

➤ Correction des moments

- Aux appuis

$$M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \times 80,48 = -24,14 \text{ KN.m.}$$

- En travée

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 80,48 = 68,41 \text{ KN.m.}$$

➤ Effort tranchant

$$T = R_A = R_B = \frac{q_u \cdot \ell}{2} = 78,52 \text{ KN.}$$

➤ Les diagrammes des moments et efforts tranchants

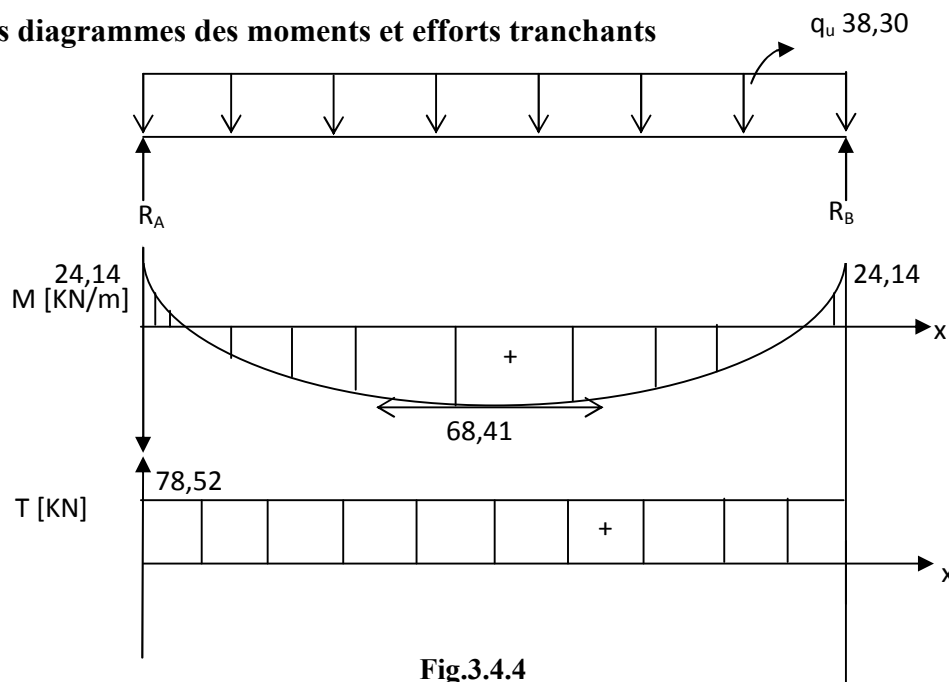


Fig.3.4.4

## 4. Ferrailage à l'ELU:

## ❖ Armatures principales (longitudinal)

✓ Aux appuis :

$$M_u = -24,53 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{24,53 \times 10^3}{30 \times (33)^2 \times 14,2} = 0,052 < \mu_e = 0,392 \rightarrow SSA.$$

$$\mu_b = 0,052 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,973$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{24,53 \times 10^3}{0,973 \times 33 \times 348} = 2,19 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3HA12 = 3,39 cm<sup>2</sup>**

✓ En travée

$$M_u = 69,5 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{69,5 \times 10^3}{30 \times (33)^2 \times 14,2} = 0,149 < \mu_e = 0,392 \rightarrow SSA.$$

$$\mu_b = 0,149 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,919$$

$$A_t = \frac{69,5 \times 10^3}{0,919 \times 33 \times 348} = 6,58 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **6HA12 = 6,78 cm<sup>2</sup>**.

## ❖ Armatures transversales (BEAL 91 Art A7-2-2).

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35} ; \phi_\ell ; \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ \frac{350}{35} ; 12 ; \frac{300}{10} \right\}$$

Avec :

$h_t$  : étant la hauteur totale de la poutre.

$\phi_\ell$  : Diamètre des barres longitudinale

$$\phi_t \leq \min \{10; 12; 30\}$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm} < 10 \text{ mm.}$$

Les armatures transversale seront constituée d'un cadre et d'un étrier ;

$$\text{Donc : } A_t = 2 \phi 8 = 1,0 \text{ cm}^2$$

**a. Espacement des armatures transversales : (Art : A.5-22. BAEL 91)**

$$S_t \leq \min \{0,9 d ; 40 \text{ cm}\} = \min \{0,9 \times 33 ; 40 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min (29,7 ; 40 \text{ cm} ) \rightarrow S_t \leq 29,7 \text{ cm}$$

On prend:  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

La section d'armature transversale doit vérifiée :

$$\frac{A_{st} f_e}{b \cdot S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL91 Art A.5-1-23})$$

$$\frac{1,0 \times 400}{30 \times 25} = 0,53 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**b. Vérification selon le RPA 99 :( Art 7-5-2,2)**

Selon le RPA 99, l'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit:

❖ **Dans la zone nodale et en travée :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_\ell \right\}.$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{35}{4} ; 12 \times 1,2 \right\}$$

$$S_t \leq \min \{8,75 ; 14,4\}.$$

Soit :  $S_t = 8 \text{ mm}$

❖ **En dehors de la zone nodale (zone courante) :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm}$$

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

Selon le RPA 99 la section d'armature transversale doit vérifiée :

$$A_{tr} \geq A_{tr}^{\min} = 0,003 \times S \times b = 0,003 \times 8 \times 30 = 0,72 \text{ cm}^2$$

$$A_{tr} = 1,0 \text{ cm}^2 > A_{tr}^{\min} = 0,72 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

### 5. Vérification à l'ELU :

#### a) Condition de non fragilité : BAEL (Art A-4-2-1)

$$A_{\min} = \frac{0.23 b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 33 \times 2,1}{400} = 1,195 \text{ cm}^2$$

- aux appuis  $A_a$

$$3,39 \text{ cm}^2 > 1,195 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- en travée  $A_t$

$$6,78 \text{ cm}^2 > 1,195 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

#### b) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3,15 \text{ MPa.}$$

$\Sigma u_{i.}$  : étant la somme des périmètres utiles des barres

$$\Sigma u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 6 \times \pi \times 12 = 226,08 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{u\max}}{0,9 d \Sigma u_i} = \frac{79,77 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 226,08} = 1,18 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,18 \text{ MPa} < \overline{\tau_{su}} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

#### c) Ancrage des barres :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{su}} = 0,6 \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,18 \text{ MPa} < \overline{\tau_{su}} = 2,835 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### d) Longueur de scellement droit (BEAL 91 Art A-6-1-2-3)

$$L_s = \frac{\phi_{travée} f_e}{\tau_{su}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,328 \text{ cm}$$

#### e) Longueur d'ancrage mesurée hors crochets

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \overline{\tau}_\mu = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1,167 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\tau_u = 0,80 < \overline{\tau}_u = 1,167 \text{ MPa.}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (BAEL 91. Art A.5-1-313)**

• **influence sur le béton**

On doit vérifier la condition :

$$\frac{2 V_u^{\max}}{a \times b} \leq 0,8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u^{\max} \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

Avec :  $a = 0,9 \times d = 0,9 \times 33 = 29,7 \text{ cm}$ .

$$V_u^{\max} \leq 0,267 \times 29,7 \times 10 \times 300 \times 25 = 594742,5 \text{ N}$$

$$V_u^{\max} = 79,77 \text{ KN} < 594,7425 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **influence sur l'acier**

$$A_a \geq \frac{V_u + \frac{M_a}{0,9d}}{\sigma_s} \Rightarrow A_a \geq \frac{1}{\sigma_s} \left\{ V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right\}$$

$$A_a \geq \frac{1}{34,8} \left( 79,77 - \frac{24,53}{0,9 \times 0,33} \right) = -0,081 \text{ cm}^2$$

$$-0,081 \text{ cm}^2 < 3,93 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**6. Vérification à l'ELS :**

• **Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures**

Fissuration peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

• **Vérification à l'état limite de compression du béton**

On peut se dispenser de calculer  $\tau_{bc} \leq \bar{\tau}_{bc}$  si ces conditions sont vérifiées.

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} \leq 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

**Aux appuis :**  $A_a = 3,39 \text{ cm}^2$  ;  $M_{as} = -24,14 \text{ KN.m}$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{30 \times 33} = 0,342$$

$$\rho = 0,342 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,909 \\ K = 0,025 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{24,14 \times 10^3}{0,909 \times 33 \times 3,39} = 237,38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,025 \times 237,38 = 5,93 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**En travée :**  $A_{st} = 6,78 \text{ cm}^2$  ;  $M_{st} = 68,41 \text{ kN.m}$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 6,78}{30 \times 33} = 0,684$$

$$\rho = 0,684 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,879 \\ K = 0,037 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{68,41 \times 10^3}{0,879 \times 33 \times 6,78} = 347,84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,037 \times 347,84 = 12,87 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **vérification à la flèche :**

Selon les règles de BAEL 91(Art B-6-5.1) le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions ci après ne sont pas vérifiées

$$1) \frac{h}{L} \succ \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h}{L} \succ \frac{M_t}{10.M_0}$$

$$3) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$* \frac{h}{L} = \frac{35}{300} = 0,116 \succ \frac{1}{16} = 0,061 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$* \frac{h}{L} = 0,116 \succ \frac{M_t}{10.M_0} = \frac{68,81}{10 \times 68,81} = 0,100 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$* \frac{A}{b.d} = \frac{6,78}{30 \times 33} = 0,0068 < \frac{4,10}{400} = 0,01025 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

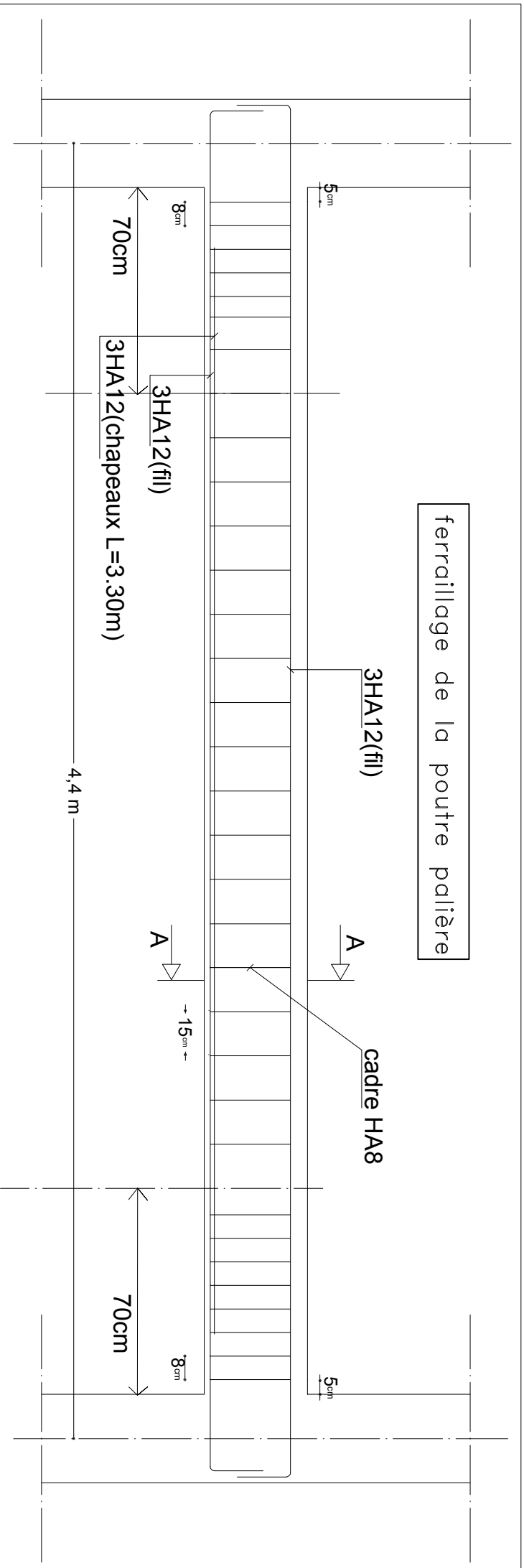
**Conclusion :**

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisante pour le ferrailage de la poutre palière d'où on adopte le même ferrailage sur tous les niveaux :

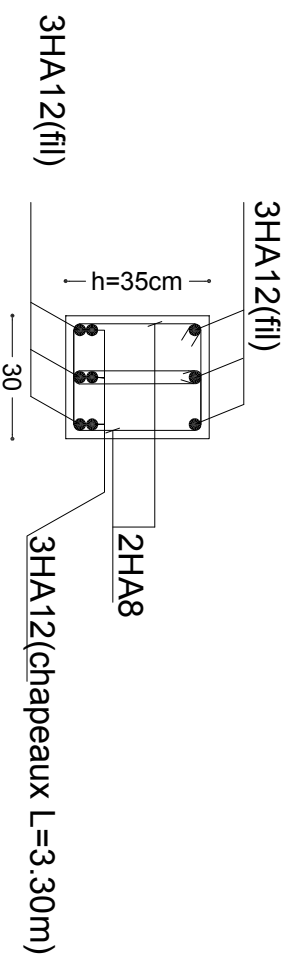
**Armatures principales :** Aux appuis :  $A_{sa} = 3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2$

En travée :  $A_{st} = 6HA12 = 6,78 \text{ cm}^2$

**Armatures transversales :**  $A_{st} = 2HA8 = 1,00 \text{ cm}^2$  (cadre + étrier) ;  $S_t = 25 \text{ cm}$



## Coupe A - A



Université Mouloud MAMMERRI de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil		
Ferrailage de la poutre palière		
Proposé par :	Bureau d'étude	<b>Septembre 2014</b>
Destiné par :	Melle. OUBABAS NASSIMA Melle. ZANOUN LYNDA	Plan
Dirigé par :	Mr. MANSOURI .A	Echelle :

**III.2.5. Calcul de la poutre de chaînage :**

La poutre de chaînage est destinée à supporter son poids propre, le poids du mur extérieur. Elle est appuyée sur quatre appuis.

**1. Pré dimensionnement :**

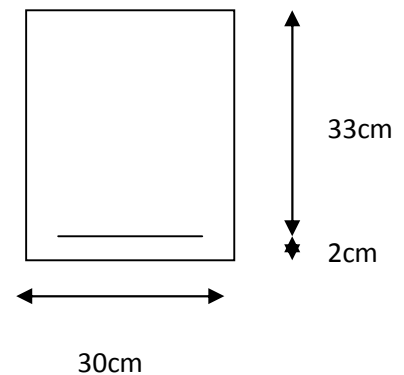
• **Hauteur**

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \quad \text{Avec } L = 4,40 - 0,3 = 4,10\text{m.}$$

$$27,33\text{ cm} \leq h_t \leq 41\text{ cm.}$$

Le RPA exige que

$$\begin{cases} h_t \geq 30\text{ cm} \\ b \geq 20\text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{cases}$$



Donc on fixe sa hauteur à :  **$h_t = 35\text{ cm.}$**

• **La largeur :**

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

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35$$

$$14\text{ cm} \leq b \leq 24,5\text{ cm}$$

Soit :  **$b = 30\text{ cm}$**

D'où la section de la poutre est de :  **$(30 \times 35)\text{ cm}^2$** .

• **Détermination des charges revenant à la poutre :**

Poids propre du plancher :	}	$\Rightarrow G_T = 11,925\text{ KN/ ml.}$
$G_1 = 5,20 \times 0,65/2 = 1,69\text{ KN/ ml.}$		
Poids propre de la poutre :		
$G_2 = 25 \times 0,35 \times 0,30 = 2,625\text{ KN/ ml.}$		
Poids du garde corps :		
$G_3 = 1\text{ KN/ ml.}$		
Poids du mur :		
$G_4 = 2,44 \times (306-35) = 6,61\text{ KN/ ml.}$		

Surcharge d'exploitation :

$$Q = 1,5 \times 0,65/2 = 0,5 \text{ KN/ ml. } \Rightarrow Q = 0,5 \text{ KN/ ml.}$$

- **Les combinaisons des charges :**

**ELU:**  $q_u = 1,35 G + 1,5 Q$   
 $= 1,35(11,925) + 1,5 (0,5) = 16,85 \text{ KN/ml.}$

**ELS:**  $q_s = G + Q$   
 $= 11,925 + 0,5 = 12,425 \text{ KN/ml.}$

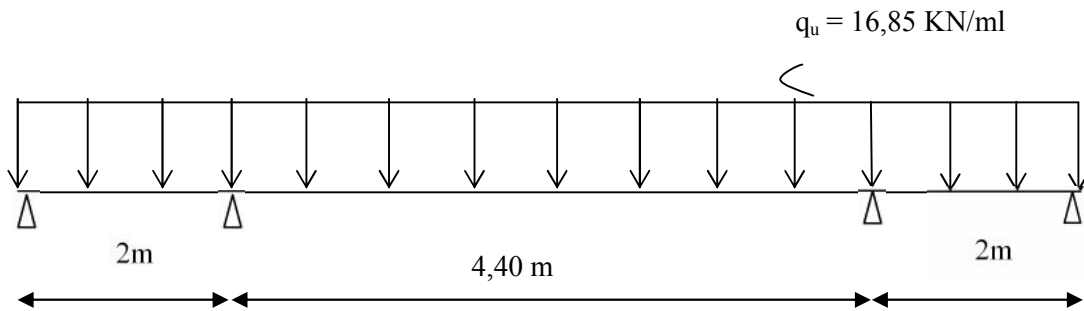


Fig.III.2.5.1 Schéma statique de la poutre de chaînage (ELU)

- **Calcul des efforts internes à l'ELU:**

➤ **Choix de la méthode :**

**Méthode des trois moments :**

**A. Calcul des moments :**

Les équations des trois moments donnés par les expressions suivantes :

- ❖ **Aux appuis :**

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

**Résultats :**

- L'appui 1:  $4 M_1 + 2 M_2 = -33,70$  .....(1)
- L'appui 2:  $2 M_1 + 12,8 M_2 + 4,4 M_3 = -392,53$ .....(2)
- L'appui 3 :  $4,4 M_2 + 12,8 M_3 + 2 M_4 = -392,53$ .....(3)
- L'appui 4 :  $2 M_3 + 4 M_4 = -33,70$  ..... (4)

La résolution de ce système avec le logiciel MATLAB nous donne les résultats suivants :

$$M_1 = 3,1701 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_2 = - 23,1901 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = - 23,1901 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_4 = 3,1701 \text{ KN.m}$$

❖ En travée :

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

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

**Résultats :**

Appliquons les formules précédentes pour toutes les travées :

Travée (1-2) → x = 0,21 m → M<sub>1 max</sub> (0,21) = 8,439 KN.m

Travée (2-3) → x = 2,20 m → M<sub>2 max</sub> (2,20) = 17,587 KN.m

Travée (3-4) → x = 1,78 m → M<sub>3 max</sub> (1,78) = 3,569 KN.m

**Remarque**

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 :
- Augmentation de 1/3 pour les moments en travées :

**Aux appuis :**

$$M_1 = 2,1134 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_2 = - 15,4600 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = - 15,4600 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_4 = 2,1134 \text{ KN.m}$$

**En travée :**

Travée (1-2) → M<sub>1 max</sub> = 11,252 KN.m

Travée (2-3) → M<sub>2 max</sub> = 23,4493 KN.m

Travée (3-4) → M<sub>3 max</sub> = 4,758 KN.m

**B. Calcul des efforts tranchant :**

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

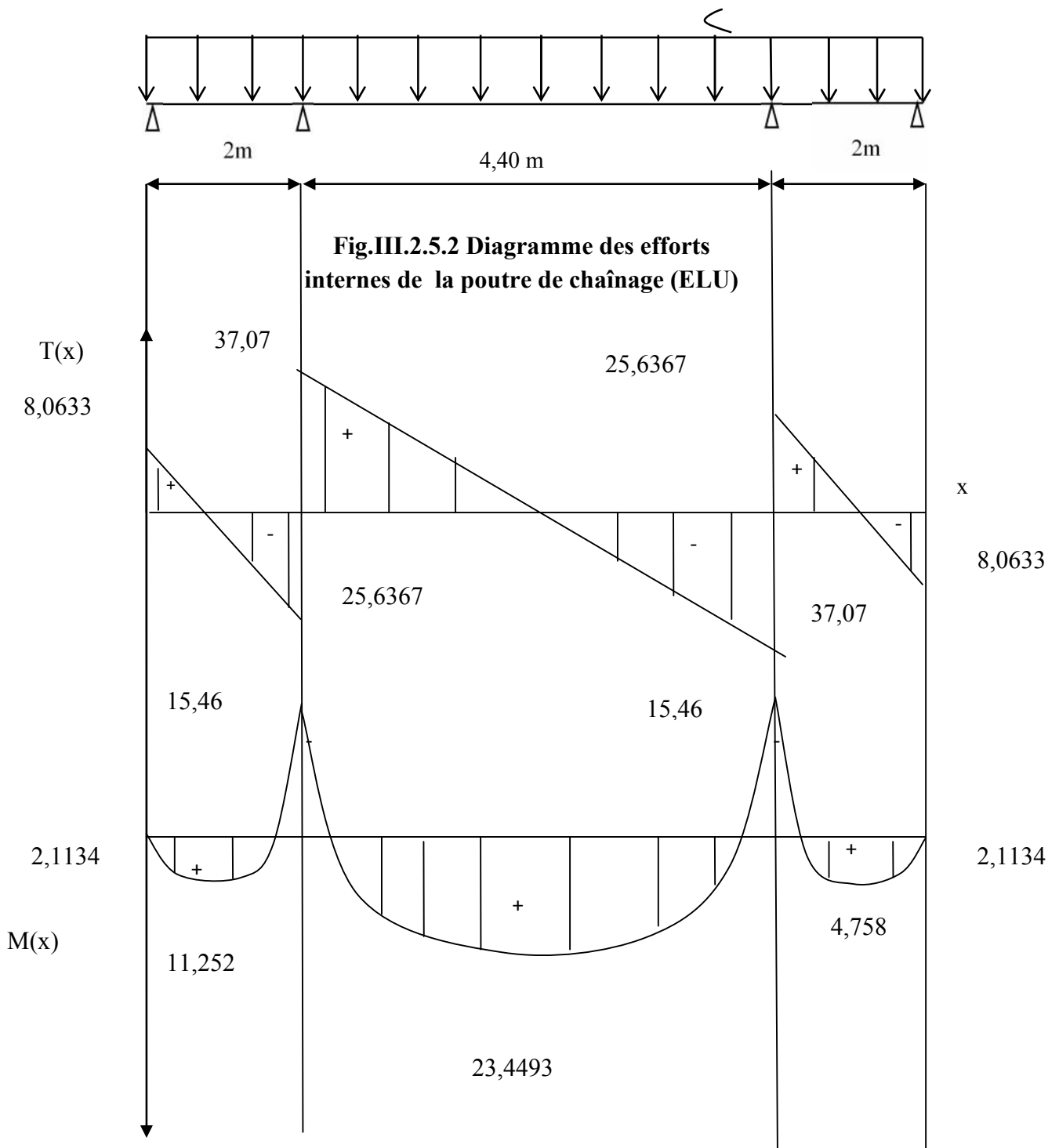
Résultats :

Travée	Longueur(m)	$T_i(x=0)$ KN	$T_{i+1}(x=l_i)$	X(m)	$M_{max}$ [KN.m]
Travée 1-2	2	8,0633	-25,6367	0,21	11,252
Travée 2-3	4,4	37,07	-37,07	2,20	23,4493
Travée 3-4	2	25,6367	-8,0633	1,78	4,758

Tableau. III.1 : Efforts tranchants et moments en travée

C. Les diagrammes des moments et efforts tranchants :

$q_u = 16,85 \text{ KN/ml}$



## 2. Ferrailage à l'ELU:

### ❖ Armatures principales (longitudinal)

✓ Aux appuis :

$$M_a = -15,46 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{15,46 \times 10^3}{30 \times (33)^2 \times 14,2} = 0,033 < \mu_e = 0,392 \rightarrow SSA.$$

$$\mu_b = 0,033 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_a = 0,983$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta_a \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{15,46 \times 10^3}{0,973 \times 33 \times 348} = 1,37 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3HA12 = 3,39 cm<sup>2</sup>**

✓ En travée

$$M_t = 23,4493 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_t = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{23,4493 \times 10^3}{30 \times (33)^2 \times 14,2} = 0,050 < \mu_e = 0,392 \rightarrow SSA.$$

$$\mu_t = 0,050 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_t = 0,974$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta_t \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{23,4493 \times 10^3}{0,974 \times 33 \times 348} = 2,09 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3HA12 = 3,39 cm<sup>2</sup>**.

### ❖ Armatures transversales (BEAL 91 Art A7-2-2).

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35} ; \phi_\ell ; \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ \frac{350}{35} ; 12 ; \frac{300}{10} \right\}$$

Avec :

$h_t$  : étant la hauteur totale de la poutre.

$\phi_\ell$  : Diamètre des barres longitudinale

$$\phi_t \leq \min \{10; 12; 30\}$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm} < 10 \text{ mm.}$$

Les armatures transversale seront constituée d'un cadre et d'un étrier ;

On opte pour :  $A_{tr} = 2HA8 = 1,00 \text{ cm}^2$

**a. Espacement des armatures transversales : (Art : A.5-22. BAEL 91)**

$$S_t \leq \min \{0,9 d ; 40 \text{ cm}\} = \min \{0,9 \times 33 ; 40 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min (29,7 ; 40 \text{ cm} ) \rightarrow S_t \leq 29,7 \text{ cm}$$

On prend:  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

La section d'armature transversale doit vérifiée :

$$\frac{A_{st} f_e}{b \cdot S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL91 Art A.5-1-23})$$

$$\frac{1,0 \times 400}{30 \times 25} = 0,53 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**b. Vérification selon le RPA 99 :( Art 7-5-2,2)**

Selon le RPA 99, l'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit:

❖ **Dans la zone nodale et en travée :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_\ell \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{35}{4} ; 12 \times 1,2 \right\}$$

$$S_t \leq \min \{8,75 ; 14,4\}$$

Soit :  $S_t = 8 \text{ mm}$

❖ **En dehors de la zone nodale (zone courante) :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm}$$

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

Selon le RPA 99 la section d'armature transversale doit vérifiée :

$$A_{tr} \geq A_{tr}^{\min} = 0,003 \times S \times b = 0,003 \times 8 \times 30 = 0,72 \text{ cm}^2$$

$$A_{tr} = 1,00 \text{ cm}^2 > A_{tr}^{\min} = 0,72 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

### 3. Vérification à l'ELU :

#### a) Condition de non fragilité : BAEL (Art A-4-2-1)

$$A_{\min} = \frac{0,23 b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 33 \times 2,1}{400} = 1,195 \text{ cm}^2$$

- aux appuis  $A_{sa}$

$$3,39 \text{ cm}^2 > 1,195 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- en travée  $A_{st}$

$$3,39 \text{ cm}^2 > 1,195 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

#### b) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3,15 \text{ MPa.}$$

$\Sigma u_i$  : étant la somme des périmètres utiles des barres

$$\Sigma u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times \pi \times 12 = 113,04 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{u\max}}{0,9 d \Sigma u_i} = \frac{37,07 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 113,04} = 1,10 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,10 \text{ MPa} < \overline{\tau_{su}} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

#### c) Ancrage des barres :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{su}} = 0,6 \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,180 \text{ MPa} < \overline{\tau_{su}} = 2,835 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### d) Longueur de scellement droit (BEAL 91 Art A-6-1-2-3)

$$L_s = \frac{\phi_{travée} f_e}{\tau_{su}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,328 \text{ cm}$$

#### e) Longueur d'ancrage mesurée hors crochets

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \overline{\tau_\mu} = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1,167 \text{ MPa.}$$

$\Rightarrow$  Condition vérifiée.

$$\tau_u = \frac{37,07 \times 10^3}{30 \times 330} = 0,37 < \overline{\tau_u} = 1,167 \text{ MPa.}$$

- ❖ Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (BAEL 91. Art A.5-1-313)
- influence sur le béton

On doit vérifier la condition :

$$\frac{2 V_u^{\max}}{a \times b} \leq 0,8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u^{\max} \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

Avec :  $a = 0,9 \times d = 0,9 \times 33 = 29,7 \text{ cm}$ .

$$V_u^{\max} \leq 0,267 \times (29,7 \times 10) \times 300 \times 25 = 594742,5 \text{ N}$$

$$V_u^{\max} = 37,07 \text{ KN} < 594,7425 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- ❖ influence sur l'acier

$$A_a \geq \frac{V_u + \frac{M_a}{0,9d}}{\sigma_s} \Rightarrow A_a \geq \frac{1}{\sigma_s} \left\{ V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right\}$$

$$A_a \geq \frac{1}{34,8} \left( 37,07 - \frac{15,46}{0,9 \times 0,33} \right) = -0,43 \text{ cm}^2$$

$$-0,43 \text{ cm}^2 < 3,93 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### 4. Vérification à l'ELS :

- Calcul des efforts internes à l'ELS:

##### a) Calcul des moments :

Résultats :

L'appui 1:  $4 M_1 + 2 M_2 = -24,85 \dots\dots\dots(1)$   
 L'appui 2:  $2 M_1 + 12,8 M_2 + 4,4 M_3 = -289,45 \dots\dots\dots(2)$   
 L'appui 3 :  $4,4 M_2 + 12,8 M_3 + 2 M_4 = -289,45 \dots\dots\dots(3)$   
 L'appui 4 :  $2 M_3 + 4 M_4 = -24,85 \dots\dots\dots(4)$

La résolution de ce système avec le logiciel MATLAB nous donne les résultats suivants :

$$M_1 = 2,3377 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_2 = - 17,1003 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = - 17,1003 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_4 = 2,3377 \text{ KN.m}$$

❖ En travée :

**Résultats :**

Appliquons les formules précédentes pour toutes les travées :

$$\text{Travée (1-2)} \rightarrow x = 0,21 \text{ m} \quad \rightarrow M_{1 \max}(0,21) = 2,6319 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (2-3)} \rightarrow x = 2,20 \text{ m} \quad \rightarrow M_{2 \max}(2,20) = 30,0685 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (3-4)} \rightarrow x = 1,78 \text{ m} \quad \rightarrow M_{3 \max}(1,78) = 2,6323 \text{ KN.m}$$

### Remarque

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 :
- Augmentation de 1/3 pour les moments en travées:

**Aux appuis :**

$$M_1 = 1,5584 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_2 = - 11,4002 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = - 11,4002 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_4 = 1,5584 \text{ KN.m}$$

**En travée :**

$$\text{Travée (1-2)} \rightarrow M_{1 \max} = 3,5092 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (2-3)} \rightarrow M_{2 \max} = 40,0913 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (3-4)} \rightarrow M_{3 \max} = 3,5097 \text{ KN.m}$$

- **Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures**

Fissuration peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

- **Vérification à l'état limite de compression du béton**

On peut se dispenser de calculer  $\tau_{bc} \leq \bar{\tau}_{bc}$  si ces conditions sont vérifiées.

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$   $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$

**Aux appuis :**  $A_a = 3,39 \text{ cm}^2$  ;  $M_{as} = -11,4002 \text{ KN.m}$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{30 \times 33} = 0,342$$

$$\rho = 0,342 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,909 \\ K = 0,025 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{11,4002 \times 10^3}{0,909 \times 33 \times 3,39} = 112,10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,025 \times 112,10 = 2,80 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**En travée :**  $A_{st} = 6,78 \text{ cm}^2$  ;  $M_{st} = 40,0913 \text{ KN.m}$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 6,78}{30 \times 33} = 0,342$$

$$\rho = 0,342 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,909 \\ K = 0,025 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{40,0913 \times 10^3}{0,909 \times 33 \times 6,78} = 394,25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,025 \times 394,25 = 9,856 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **vérification à la flèche :**

Selon les règles de BAEL 91(Art B-6-5.1) le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions ci après ne sont pas vérifiées

$$1) \frac{h}{L} \succ \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h}{L} \succ \frac{M_t}{10.M_0}$$

$$3) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$* \frac{h}{L} = \frac{35}{300} = 0,116 \succ \frac{1}{16} = 0,061$$

$\Rightarrow$  Condition vérifiée.

$$* \frac{h}{L} = 0,116 \succ \frac{M_t}{10.M_0} = \frac{40,0913}{10 \times 40,0913} = 0,100$$

$\Rightarrow$  Condition vérifiée.

$$* \frac{A}{b.d} = \frac{3,39}{30 \times 33} = 0,0034 < \frac{4,10}{400} = 0,01025$$

$\Rightarrow$  Condition vérifiée.

Toutes les conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**Conclusion :**

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisante pour le ferrailage de la poutre de chaînage d'où on adopte le même ferrailage sur tous les niveaux :

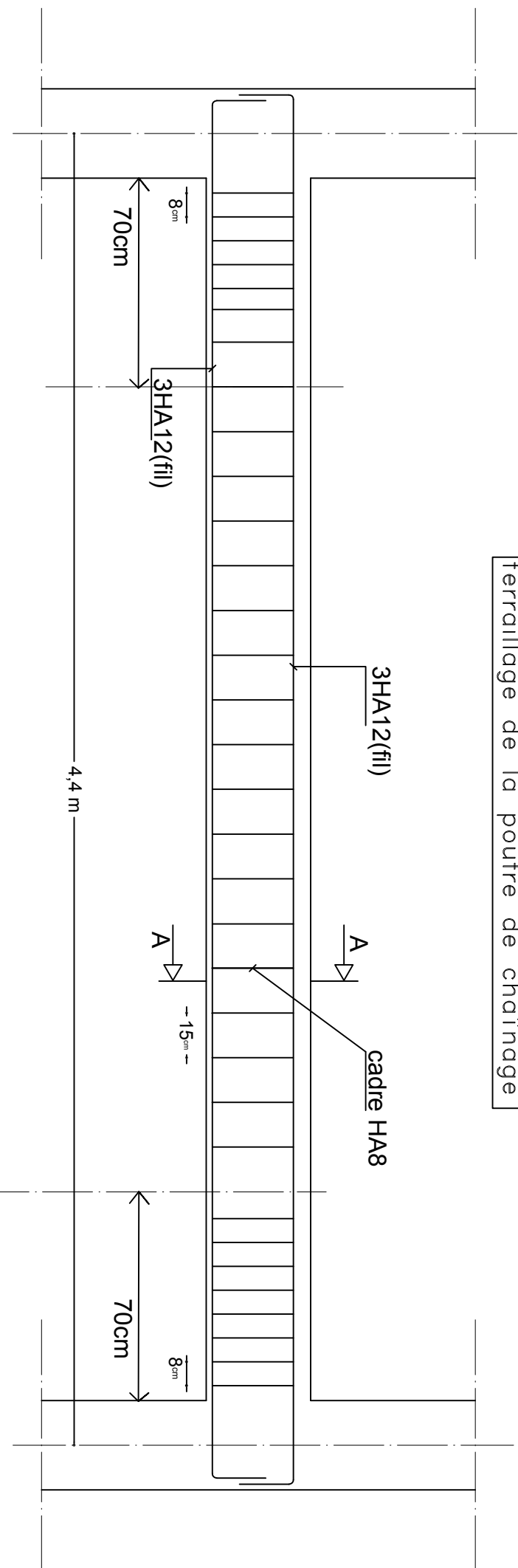
**Armatures principales :** Aux appuis :  $A_{sa} = 3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2$

En travée :  $A_{st} = 3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2$

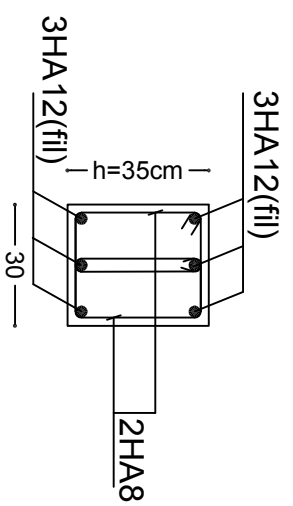
**Armatures transversales :**  $A_{st} = 2HA8 = 1,00 \text{ cm}^2$  (cadre + étrier) ;  $S_t = 25 \text{ cm}$

***Ferrailage :***

ferraillage de la poutre de chaînage



## Coupe A - A



Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil		
Ferraillage de la poutre de chaînage		
Proposé par :	Bureau d'étude	Septembre 2014
Dessiné par :	Melle. OUBABAS NASSIMA Melle. ZANOUN LYNDIA	Plan
Dirigé par :	Mr. MANSOURI .A	Echelle :

### III.2.6. Le Balcon :

Notre bâtiment est constitué de deux types de consoles, le premier type est en corps creux (16 + 4) coulé sur place qui est muni de poutres de chaînage et le deuxième type en dalle pleine.

Le balcon réalisé en dalle pleine coulée sur place est assimilé à une console encastrée à une extrémité.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations suivantes :

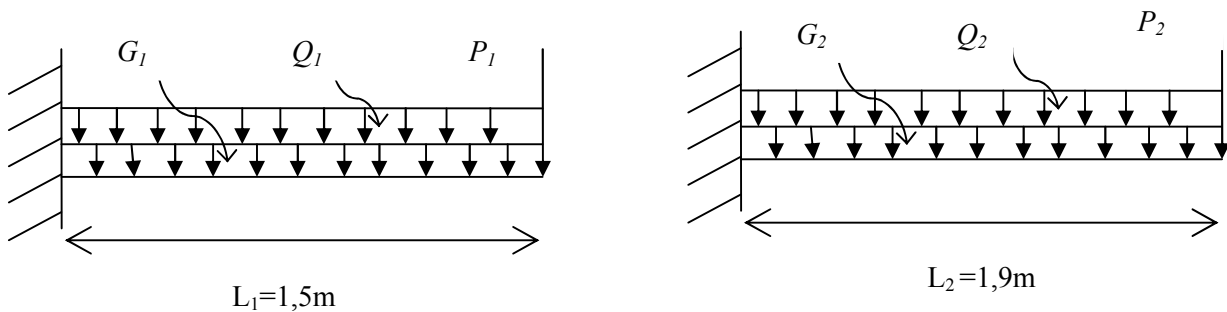


Fig III.7.1 : Schéma statique du balcon

$G_1 ; G_2$  : charges permanentes uniformément réparties dues au poids propre de la dalle pleine.

$Q_1 ; Q_2$  : surcharges d'exploitation verticale revenant au balcon.

$P_1 ; P_2$  : charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde corps en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

#### 1. Dimensionnement du balcon :

Pour les dalles pleines reposant sur un seul appui, leur épaisseur est déterminée comme suit :

$$ep_1 = L_1 / 10 = 150/10 = 15\text{cm}$$

$$ep_1 = L_2 / 10 = 190/10 = 19\text{cm}; \text{ on prend: } ep_2 = 20\text{cm}$$

#### 2. Détermination des charges et surcharges de la console :

- Charges permanentes :

Eléments		Charges permanentes (KN/m <sup>2</sup> )	Résultats (KN/m <sup>2</sup> )
Dalle pleine (e <sub>p</sub> =0,15m)		25 × 0,15	3,75
Dalle pleine (e <sub>p</sub> =0,20m)		25 × 0,20	5
Revêtements	Carrelage	22 × 0,02	0,44
	Mortier de pose	22 × 0,02	0,44
	Couche de sable	18 × 0,02	0,36
	Enduit de ciment	18 × 0,02	0,36
$\Sigma G_1$			5,35
$\Sigma G_2$			6,60

Tableau1 : Charges permanentes du balcon

- Charge concentrée (Poids propre du garde corps) :

Eléments	Charges permanentes (KN/m <sup>2</sup> )	Résultats (KN/m <sup>2</sup> )
Brique (e <sub>p</sub> =0,1m)	9 × 0,10	0,90
Enduit de ciment (e <sub>p</sub> =2cm)	18 × 0,02 × 2	0,72
$\Sigma P$		1,62

Tableau 2 : Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde corps.

- Surcharge d'exploitation :

D'après le DTR :  $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

### 3. Combinaisons de charges :

- **ELU :**

La dalle :  $q_{ui} = 1,35 G_i + 1,5 Q_i$

Le garde corps :  $P_{ui} = 1,35 P_i \times 1m$

- **ELS :**

La dalle :  $q_{si} = G_i + Q_i$

Le garde corps :  $P_{si} = P_i \times 1m$

/		La dalle 1	La dalle 2	Le garde corps
<i>ELU</i>	$q_u$	12,47	14,16	$P_u = 2,187$
<i>ELS</i>	$q_s$	8,85	10,10	$P_s = 1,62$

Tableau 3 : Combinaisons de charges

**4. Calcul à l'ELU:**

$$ELU : M_u = \frac{q_u l^2}{2} + P_u \times l \qquad ELS : M_s = \frac{q_s l^2}{2} + P_s \times l$$

**La dalle 1 :**

$$ELU : M_u^1 = \frac{q_u l^2}{2} + P_u \times l = \frac{12,47 \times 1,5^2}{2} + 2,187 \times 1,5 = 17,30 \text{ KN.m}$$

$$ELS : M_s^1 = \frac{q_s l^2}{2} + P_s \times l = \frac{8,85 \times 1,5^2}{2} + 1,62 \times 1,5 = 12,38 \text{ KN.m}$$

**La dalle 2:**

$$ELU : M_u^2 = \frac{q_u l^2}{2} + P_u \times l = \frac{14,16 \times 1,9^2}{2} + 2,187 \times 1,9 = 29,71 \text{ KN.m}$$

$$ELS : M_s^2 = \frac{q_s l^2}{2} + P_s \times l = \frac{10,10 \times 1,9^2}{2} + 1,62 \times 1,9 = 21,30 \text{ KN.m}$$

**5. Ferrailage à l'ELU :**

**La dalle 1 :**

**a) Armatures principales :**

$$\mu_1 = \frac{M_1}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{17,30 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,072$$

$$\mu_1 = 0,072 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{la section est simplement armée (SSA)}$$

$$\mu_1 = 0,072 \Rightarrow \beta_1 = 0,963.$$

$$A_{s1} = \frac{M_1}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{17,30 \times 10^3}{0,963 \times 13 \times 348} = 3,97 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{st} = 5HA12 = 5,65 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement de : } S_t = 20 \text{ cm}$$

## b) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{s1}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_r = 5HA10 / ml = 3,93 \text{ cm}^2$  avec un espacement de :  $S_t = 20 \text{ cm}$

La dalle 2 :

## c) Armatures principales :

$$\mu_2 = \frac{M_2}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{29,71 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,123$$

$\mu_2 = 0,123 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$  la section est simplement armée (SSA)

$\mu_2 = 0,123 \Rightarrow \beta_2 = 0,934.$

$$A_{s2} = \frac{M_2}{\beta_2 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{28,63 \times 10^3}{0,934 \times 13 \times 348} = 7,03 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow A_{st} = 5HA14 = 7,70 \text{ cm}^2$  avec un espacement de :  $S_t = 20 \text{ cm}$

## d) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{s2}}{4} = \frac{7,70}{4} = 1,925 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_r = 5HA10 / ml = 3,93 \text{ cm}^2$  avec un espacement de :  $S_t = 20 \text{ cm}.$

## 6. Vérification à l'ELU :

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

Le ferrailage de l'escalier doit satisfaire la CNF :  $A_s \geq A_{\min}$

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

## Dalle1 :

$A_{s1} = 5HA12 = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  la Condition est vérifiée.

## Dalle2 :

$A_{s2} = 5HA14 = 7,70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  la Condition est vérifiée.

**b) Espacement des barres :(B.A.E.L91 Art A 8.2.4.2) :**

**Armatures principales :**  $S_t = 20 \text{ cm} < \text{Min} \{3 h_{ti}, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$

⇒ **Condition vérifiée.**

**Armatures répartitions :**  $S_t = 20 \text{ cm} < \text{Min} \{4 h_{ti}, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$

⇒ **Condition vérifiée.**

(Avec :  $h_{t1} = 15 \text{ cm}$  ;  $h_{t2} = 20 \text{ cm}$ )

**c) Vérification au cisaillement : [BAEL99 Art 5.1.1, 211]**

Fissuration très préjudiciable :

$$\tau_u = \min \left( 0,15 \frac{f_c}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \quad \text{Avec : } T_u^{\max} = q_u \times l + P_u$$

- Dalle 1 :

$$T_u^{\max} = 12,47 \times 1,5 + 2,187 = 20,892 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{20,892 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,160 \text{ MPa} \quad \tau_u = 0,160 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \Rightarrow \text{la Condition est vérifiée.}$$

- Dalle 2 :

$$T_u^{\max} = 14,16 \times 1,5 + 2,187 = 29,091 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{29,091 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,223 \text{ MPa} \quad \tau_u = 0,223 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \Rightarrow \text{la Condition est vérifiée.}$$

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

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \sum u_i}$$

Avec :

$\tau_{se}$  = La contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres

Dalle 1 :

$\sum u_i$  Somme des périmètres Utiles des barres

$$\rangle u_i = n \times \quad \times \pi = 5 \times 0,12 \times 3,14 = 1,884 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{20,892}{0,9 \times 130 \times 1,884} = 0,094 \text{ Mpa} \quad \tau_{se} \quad \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Dalle 2 :

$\sum u_i$  Somme des périmètres Utiles des barres

$$\rangle u_i = n \times \quad \times \pi = 5 \times 0,14 \times 3,14 = 2,198 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{29,091}{0,9 \times 130 \times 2,198} = 0,113 \text{ Mpa} \quad ; \tau_{se} \quad \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

**e) Ancrage des barres : (BAEL 91/Art. A.6.1, 221) :**

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \quad ; \quad \tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

Dalle1 :

$$L_{s1} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \quad \Leftrightarrow \quad \text{Soit : } L_{s1} = 45 \text{ cm.}$$

Dalle2 :

$$L_{s2} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \quad \Leftrightarrow \quad \text{Soit : } L_{s2} = 50 \text{ cm.}$$

Pour des raisons de pratique on adopte un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après l'article **(A.6.1, 253/BAEL91 modifié 99)** est fixée pour les barres à haute adhérence à :

$$L_{r1} = 0,4 \times L_{s1} = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

$$L_{r2} = 0,4 \times L_{s2} = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

On adopte :  **$L_{r1} = 18 \text{ cm}$  ;  $L_{r2} = 20 \text{ cm}$ .**

## 7. Vérifications à l'ELS :

### a) contrainte de compression dans l'acier et le béton :

La console est exposée aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme très préjudiciable d'où on doit vérifier que :

#### Dalle 1 :

- La contrainte dans les aciers :  $\sigma_s$       $\bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min (0,5f_e ; 90\sqrt{\eta \times f_{tj}}) = (0,5 \times 400; 90\sqrt{1,6 \times 2,1}) = 164,97 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{100A_{s1}}{bd} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0,435 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0,899 \quad \Rightarrow \quad k_1 = 34,50 \quad \Rightarrow \quad K = \frac{1}{k_1} = 0,028$$

$$\sigma_{s1} = \frac{M_{s1}}{\beta_1 \times d \times A_{s1}} = \frac{12,38 \times 10^3}{0,899 \times 13 \times 5,65} = 187,48 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

- La contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc}$       $\bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,028 \times 187,48 = 5,249 < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

⇒ La condition est vérifiée.

#### Dalle 2 :

- La contrainte dans les aciers :  $\sigma_s$       $\bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min (0,5f_e ; 90\sqrt{\eta \times f_{tj}}) = (0,5 \times 400; 90\sqrt{1,6 \times 2,1}) = 164,97 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{100A_{s2}}{bd} = \frac{100 \times 7,70}{100 \times 13} = 0,592 \quad \Rightarrow \quad \beta_2 = 0,886 \quad \Rightarrow \quad k_2 = 28,86 \quad \Rightarrow \quad K = \frac{1}{k_2} = 0,034$$

$$\sigma_{s2} = \frac{M_{s2}}{\beta_2 \times d \times A_{s2}} = \frac{21,30 \times 10^3}{0,886 \times 13 \times 7,70} = 240,16 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

- La contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc}$       $\bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,034 \times 240,16 = 8,165 < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

⇒ La condition est vérifiée.

## b) Vérification de la flèche : (BAEL.99/Art B.6.5,2)

Pour dispenser du calcul de la flèche on vérifie :

**Dalle 1 :**

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} = \frac{15}{150} = 0,10 \\ \frac{1}{16} = 0,0625 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \text{ condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{h}{L} = \frac{15}{150} = 0,10 \\ \frac{M_t}{10M_0} = \frac{12,38}{10 \times 12,38} = 0,1 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \text{ condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{A_t}{bd} = \frac{5,65}{100 \times 13} = 0,0043 \\ \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ condition vérifiée}$$

**Dalle 2 :**

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} = \frac{15}{190} = 0,078 \\ \frac{1}{16} = 0,0625 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \text{ condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{h}{L} = \frac{15}{190} = 0,078 \\ \frac{M_t}{10M_0} = \frac{21,30}{10 \times 21,30} = 0,1 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \text{ condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{A_t}{bd} = \frac{7,70}{100 \times 13} = 0,0059 \\ \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ Condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

### Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisante pour le ferrailage des balcons en dalle pleine d'où on adopte le même ferrailage sur tous les niveaux :

**Dalle 1 :**  $A_{s1} = 5HA12/ml = 5,65 \text{ cm}^2$  ;  $A_{r1} = 5HA10 / ml = 3,93 \text{ cm}^2$

**Dalle 2 :**  $A_{s2} = 5HA14/ml = 7,70 \text{ cm}^2$  ;  $A_{r2} = 5HA10 / ml = 3,93 \text{ cm}^2$

Avec des espacements de :  $S_t = 20 \text{ cm}$

Ferraillages :

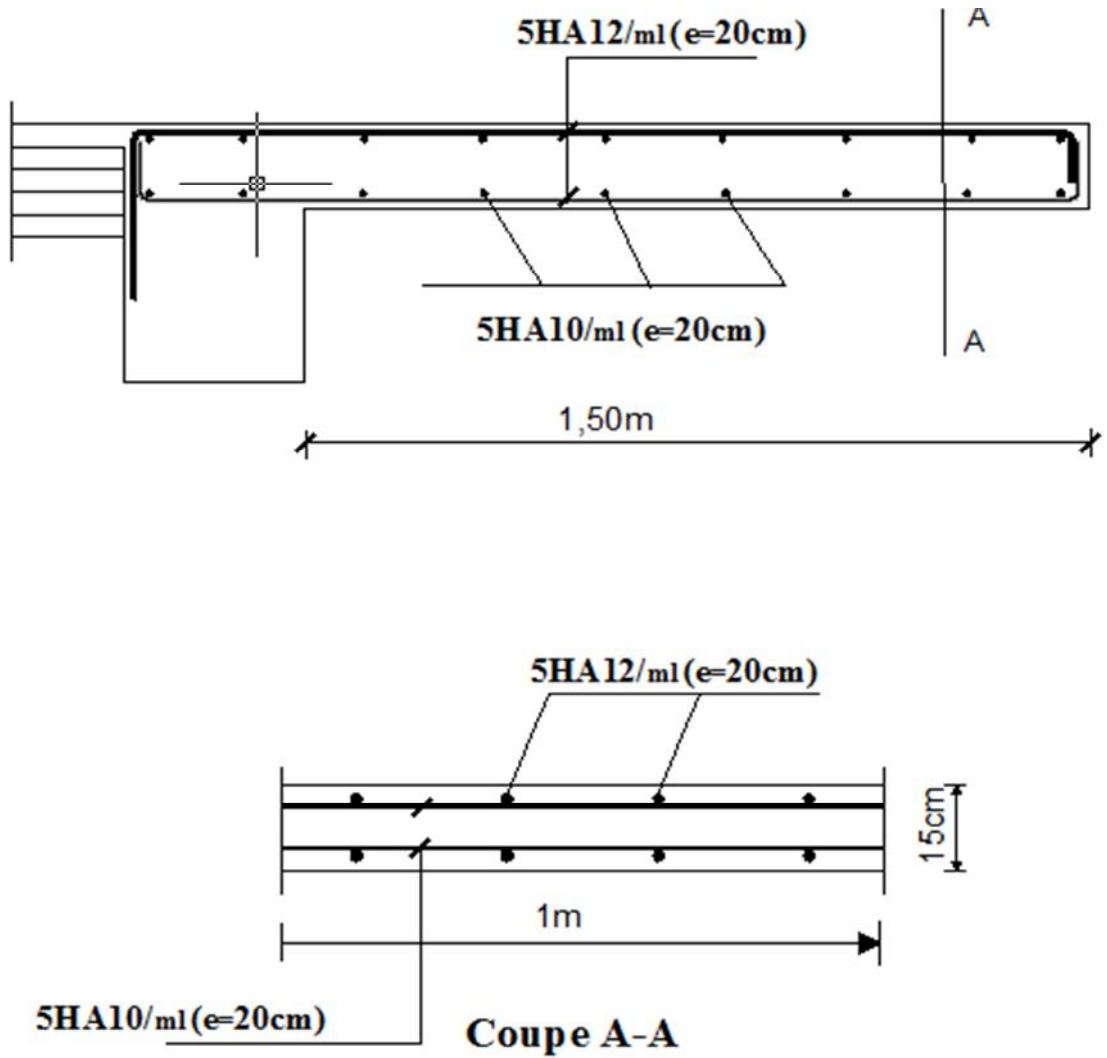


Fig III.7.2 : ferrailage du balcon1

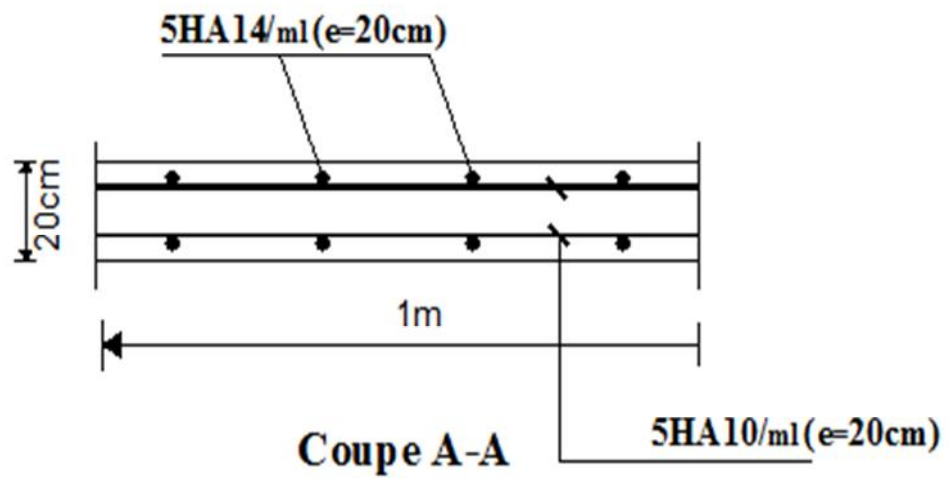
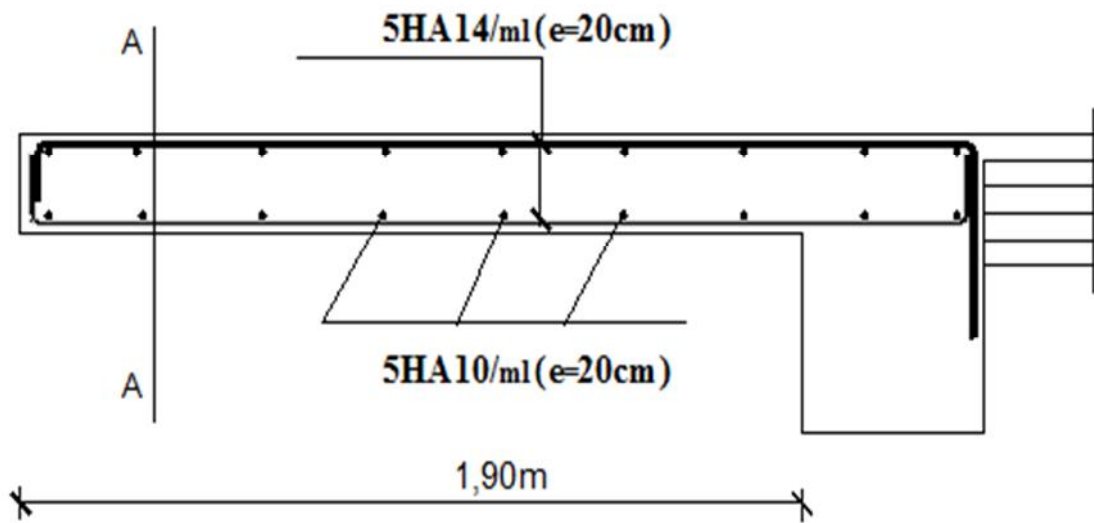


Fig III.7.2 : ferrailage du balcon2

### III.2.7. La salle machine :

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

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

#### 1. Caractéristiques de la cage d'ascenseur :

- La surface de la salle machine est de :  $1,80 \times 1,50 = 2,7 \text{ m}^2$ .
- La surface de la cabine est de :  $1,47 \times 1,11 = 1,6317 \text{ m}^2$ .
- La charge totale du système de levage et la cabine chargée est de :  $P=80 \text{ KN}$ .

#### 2. Calcul de la dalle plaine :

##### a. épaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule :  $h_t = \frac{L_x}{30} = \frac{150}{30} = 5 \text{ cm}$

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

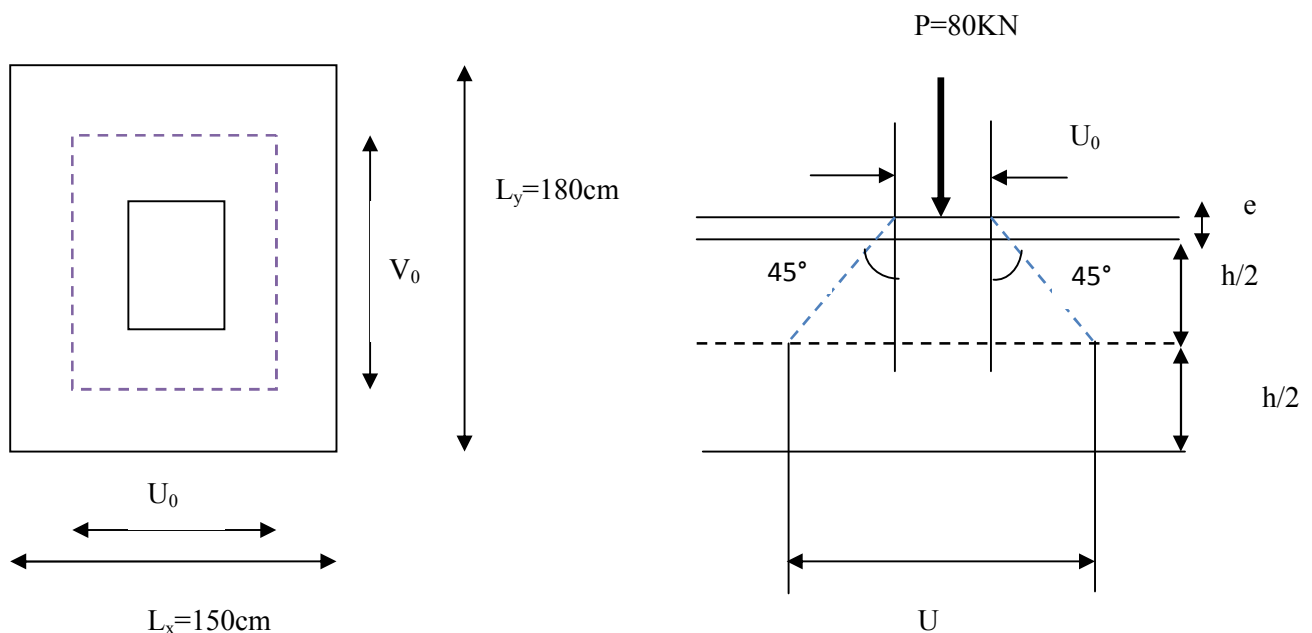


Fig III.2.6.1: schéma statique de la salle machine

La dalle repose sur 04 appuis et 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.

D'où 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.

$$\begin{cases} U = U_0 + 2e + h_t & \Rightarrow U = 111 + 2 \times 5 + 15 = 136 \text{ cm} \\ V = V_0 + 2e + h_t & \Rightarrow V = 147 + 2 \times 5 + 15 = 172 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Rightarrow U = 136 \text{ cm} \quad ; \quad V = 172 \text{ cm}$$

Avec :

$h_t$  : épaisseur de la dalle (15cm).

$e$  : épaisseur du revêtement (5cm).

$U_0 = 111 \text{ cm}$ .

$V_0 = 147 \text{ cm}$ .

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

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,50}{1,80} = 0,8 \quad ; \quad 0,4 \leq \rho \leq 1 \quad \Rightarrow \quad \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

#### b. Calcul des moments au centre du panneau :

Ils sont donnés par la formule :

$$\begin{cases} M_x = P (M_1 + \nu M_2) \\ M_y = P (M_2 + \nu M_1) \end{cases}$$

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

$M_1$  et  $M_2$  : coefficients déterminés à partir des rapports :

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1,36}{1,50} = 0,90 \quad ; \quad \frac{V}{L_y} = \frac{1,72}{1,80} = 0,95 \quad ; \quad (\text{Tableaux de PIGEAUD})$$

Après interpolation :  $M_1 = 0,0495$ .

$M_2 = 0,030$ .

D'où :

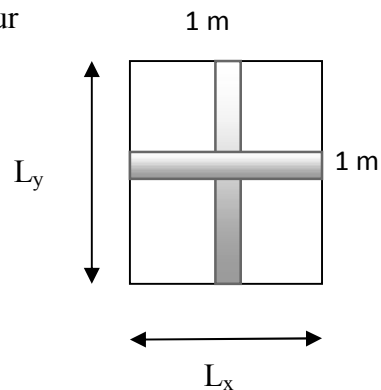
$$M_{x1} = 1,35P \times M_1 = 1,35 \times 80 \times 0,0495 = 5,346 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 1,35P \times M_2 = 1,35 \times 80 \times 0,030 = 3,24 \text{ KN.m}$$

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

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur  
Ils sont donnés par les formules :

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



$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,50}{1,80} = 0,8 \quad ; \quad 0,4 \leq \rho \leq 1 \quad \Rightarrow \quad \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0,0565 \quad ; \quad \mu_y = 0,595 \quad (\text{Tableaux de PIGEAUD}).$$

- Poids propre de la dalle :  $G = 0,15 \times 1 \times 25 = 3,75 \text{ KN/ml}$
- Surcharge d'exploitation :  $Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$   
 $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6,562 \text{ KN/ml}$

D'où :

$$\begin{aligned} M_{x2} &= 0,0495 \times 6,562 \times 1,5^2 = 0,834 \text{ KN.m} \\ M_{y2} &= 1 \times 0,595 = 0,496 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

**d. Superposition des moments:**

$$\begin{aligned} M_x &= M_{x1} + M_{x2} = 5,346 + 0,834 = 6,18 \text{ KN.m} \\ M_y &= M_{y1} + M_{y2} = 3,240 + 0,496 = 3,736 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

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 :**

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur  
 $d = h_t - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$

## ❖ Sens de la petite portée X-X :

- Aux appuis :  $M_{u,x} = -0,3 \times 6,18 = -1,854 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{1,854 \times 10^5}{100 \times 13^2 \times 1420} = 0,007 < 0,392 \quad \Rightarrow \text{SSA} \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,996$$

$$A_{sa} = \frac{1,854 \times 10^5}{0,996 \times 13 \times 34800} = 0,41 \text{ cm}^2$$

Soit :  $4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$  ; avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

- En travée :  $M_{u,x} = 0,85 \times 6,18 = 5,253 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{5,253 \times 10^5}{100 \times 13^2 \times 1420} = 0,022 < 0,392 \quad \Rightarrow \text{SSA} \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,989$$

$$A_{st} = \frac{5,253 \times 10^5}{0,989 \times 13 \times 34800} = 1,17 \text{ cm}^2$$

Soit :  $4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$  ; avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

## ❖ Sens de la petite portée Y-Y :

- Aux appuis :  $M_{u,y} = -0,3 \times 3,736 = -1,120 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{1,120 \times 10^5}{100 \times 13^2 \times 1420} = 0,004 < 0,392 \quad \Rightarrow \text{SSA} \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,998$$

$$A_{sa} = \frac{1,120 \times 10^5}{0,998 \times 13 \times 34800} = 0,25 \text{ cm}^2$$

Soit :  $4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$  ; avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

- En travée :  $M_{u,y} = 0,85 \times 3,736 = 3,176 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{3,176 \times 10^5}{100 \times 13^2 \times 1420} = 0,013 < 0,392 \quad \Rightarrow \text{SSA} \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,994$$

$$A_{st} = \frac{3,176 \times 10^5}{0,994 \times 13 \times 34800} = 0,7 \text{ cm}^2$$

Soit :  $4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$  ; avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

### 3. Vérification à L'ELU :

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

##### ❖ Sens de la petite portée X-X :

Le ferrailage de la salle machine doit satisfaire la CNF :

$$W_x = W_0(3 - \rho) = 0,0008 \times (3 - 0,8) / 2 = 0,00088$$

$$A_{\min} = W_x \times b \times h_t = 0,00088 \times 100 \times 15 = 1,32 \text{ cm}^2.$$

$\rho_0$  : taux d'armatures dans chaque direction ;  $\rho_0 = 0,8\%$

$$A_{\min} = 1,32 \text{ cm}^2 < A_{st} = 3,14 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{la Condition est vérifiée}$$

##### ❖ Sens de la petite portée Y-Y :

$$W_x = W_0 = 0,0008$$

$$A_{\min} = W_y \times b \times h_t = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 < A_{st} = 3,14 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{la Condition est vérifiée}$$

#### b. Espacement des barres :(B.A.E.L91 Art A 8.2.4.2) :

$$\text{Sens X-X : } S_t = 25 \text{ cm} = \min \{2 h_t, 25 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm}$$

$\Rightarrow$  Condition vérifiée.

$$\text{Sens Y-Y : } S_t = 25 \text{ cm} < \min \{3 h_t, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$$

$\Rightarrow$  Condition vérifiée.

(Avec :  $h_t = 15 \text{ cm}$ )

**c. Vérification au cisaillement : [BAEL99 Art 5.1.1,211]**

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

$$T = \frac{P}{3 \times V} = \frac{80}{3 \times 1,72} = 15,50 \text{ KN}$$

Au milieu de V :

$$T = \frac{P}{2 \times U + V} = \frac{80}{2 \times 1,36 + 1,72} = 18,02 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \quad \Rightarrow \quad \tau_u = \frac{18,02 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,138 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } T_u^{\max} = 18,02 \text{ KN}$$

$$\overline{\tau_u} \leq 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_s} = 1,16 \text{ MPa} \quad \tau_u = 0,138 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 1,16 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow$  la Condition est vérifiée.

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

A l'état limite ultime, la force résistante au poinçonnement  $Q_u$  est déterminée par les formules suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable du à la présence d'un ferrailage horizontal :

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 6,16 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 693 \text{ KN}$$

$$Q_u = 108 \text{ KN} \leq 693 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{ la Condition est vérifiée ;}$$

**Aucune armature transversale n'est nécessaire.**

**Avec :**

$$Q_u : \text{ charge de calcul à L'ELU ; } \quad Q_u = 1,35 \times 80 = 108 \text{ KN}$$

$h_t$  : épaisseur totale de la dalle

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

$$U_c = 2(U+V) = 2(1,36 + 1,72) = 6,16 \text{ m}$$

**4. Vérification à l'ELS :****a. Moments engendrés par le système de levage :**

$$\text{à l'ELS : } v = 0,2 \quad M_1 = 0,0495 \quad ; \quad M_2 = 0,030$$

$$M_{x1} = 80 (0,0495 + 0,2 \times 0,030) = 4,44 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 80 (0,030 + 0,2 \times 0,495) = 3,192 \text{ KN.m}$$

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

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

Ils sont donnés par les formules :

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

$$\mu_x = 0,0632 \quad ; \quad \mu_y = 0,710 \quad (\text{Tableaux de PIGEAUD}).$$

$$q_u = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN/ml}$$

D'où :

$$M_{x2} = 0,0632 \times 4,75 \times 1,5^2 = 0,4503 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,710 \times 0,4503 = 0,3197 \text{ KN.m}$$

**c. Superposition des moments:**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4,44 + 0,4503 = 4,8903 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3,192 + 0,3197 = 3,5117 \text{ KN.m}$$

**Remarque:**

Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0.85) et en appuis par (0.3) pour tenir compte de la continuité des voiles.

**Aux appuis :**

$$M_x^a = -0,3 \times 4,8903 = -1,4670 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0,3 \times 3,5117 = -1,0535 \text{ KN.m}$$

**En travée:**

$$M_x^t = 0,85 \times 4,8903 = 4,1567 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times 3,5117 = 2,9849 \text{ KN.m}$$

### 5. Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

#### ❖ Sens de la petite portée X-X :

##### • Aux appuis :

$$M_s = 1,4670 \text{ KN.m} ; \quad A_{sa} = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} \leq 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_{sa}}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,241$$

$$\rho = 0,241 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,921 \\ K = 0,020 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \times d \times A_{sa}} = \frac{1,4670 \times 10^3}{0,921 \times 13 \times 3,14} = 39,02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,020 \times 39,02 = 0,7804 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{En travée : } M_s = 4,1567 \text{ KN.m} ; \quad A_{st} = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,241$$

$$\rho = 0,241 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,921 \\ K = 0,020 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{4,1567 \times 10^3}{0,921 \times 13 \times 3,14} = 110,56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,020 \times 110,56 = 2,21 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### ❖ Sens de la petite portée Y-Y :

##### • Aux appuis :

$$M_s = 1,0535 \text{ KN.m} ; \quad A_{sa} = 3,14 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$

$$\rho = \frac{100 \times A_{sa}}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,241$$

$$\rho = 0,241 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,921 \\ K = 0,020 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \times d \times A_{sa}} = \frac{1,0535 \times 10^3}{0,921 \times 13 \times 3,14} = 28,02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,020 \times 28,02 = 0,5604 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**En travée :**  $M_s = 2,9849 \text{ KN.m}$  ;  $A_{st} = 3,14 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,241$$

$$\rho = 0,241 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,921 \\ K = 0,020 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{2,9849 \times 10^3}{0,921 \times 13 \times 3,14} = 79,39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,020 \times 79,39 = 1,5879 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

## 6. Etat limite de fissuration :

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

## 7. Diamètre maximal des barres :

$$\Phi_{\max} = 10 \text{ cm} \leq \frac{h_t}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

8. Plan de ferrailage de la dalle pleine de la salle machine :

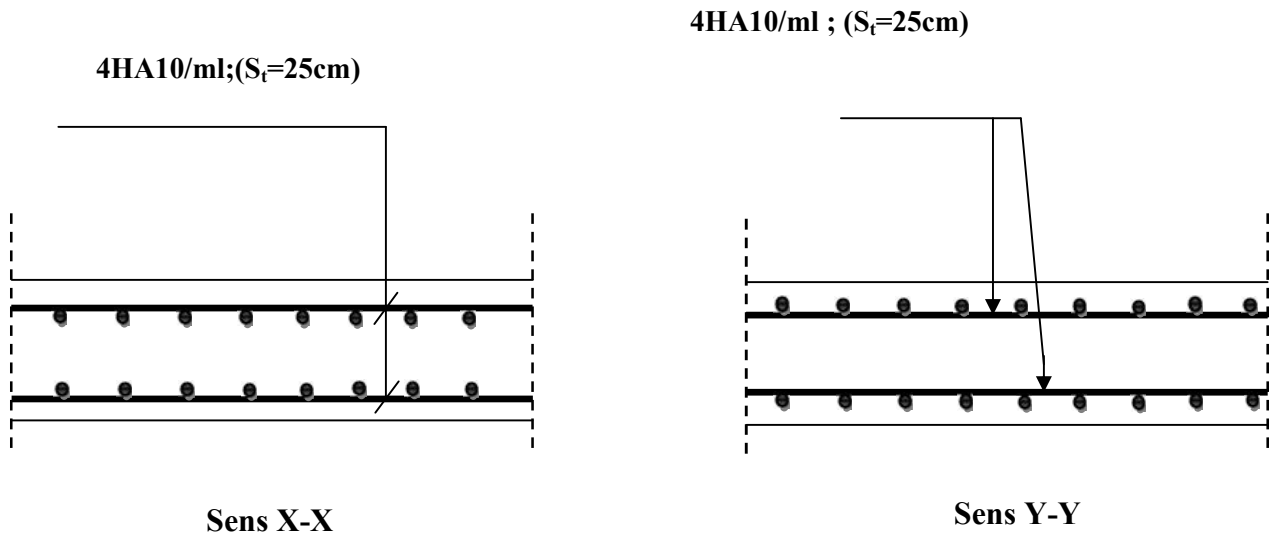


Fig.III.2.6.2 : Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine.



CHAPITRE IV

*Etude du  
contreventement*

**IV.1. Introduction :**

Le 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.

L'étude du contreventement est une étape importante et décisive dans l'étude de tout bâtiment, elle mérite le plus grand soin.

Un contreventement peut être assuré par :

- Des voiles ou murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage.
- Du système (poteaux – poutres) formant portiques étagés.
- Des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou gaines présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.
- Une combinaison des deux systèmes suscités, formant un contreventement mixte ou portiques et refends rigidement liés travaillant conjointement pour faire face aux séismes.

D'où la nécessité de comparer l'inertie des refends par rapport à celle des portiques pour choisir un système de contreventement et connaître la répartition des sollicitations entre refend et portique.

**IV.2. Caractéristiques géométriques des voiles :**

**1. Inertie des voiles :**

a. Voiles longitudinaux :

$$I_y = \frac{e.L^3}{12}$$

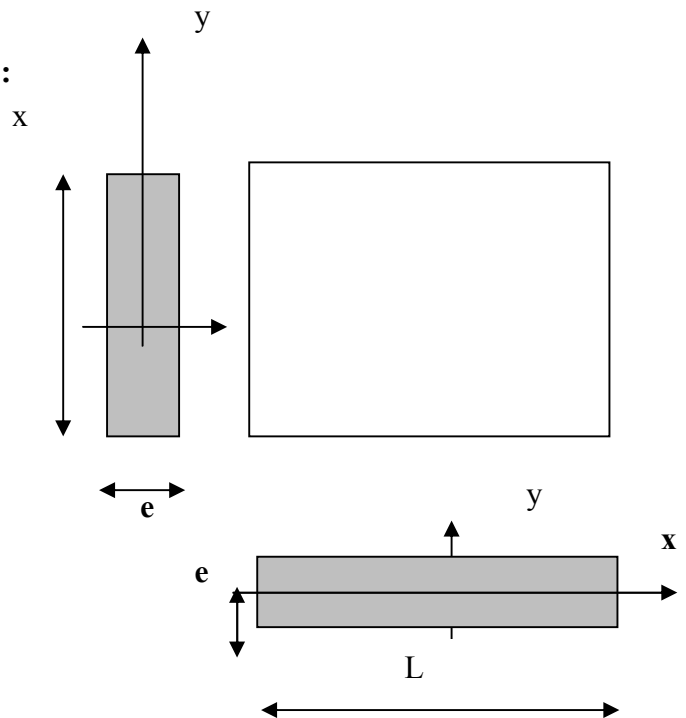
$$I_x = \frac{L.e^3}{12} \quad 0 \Rightarrow \text{On néglige l'inertie des voiles}$$

Longitudinaux par rapport à l'axe (x-x)

b. Voiles transversaux :

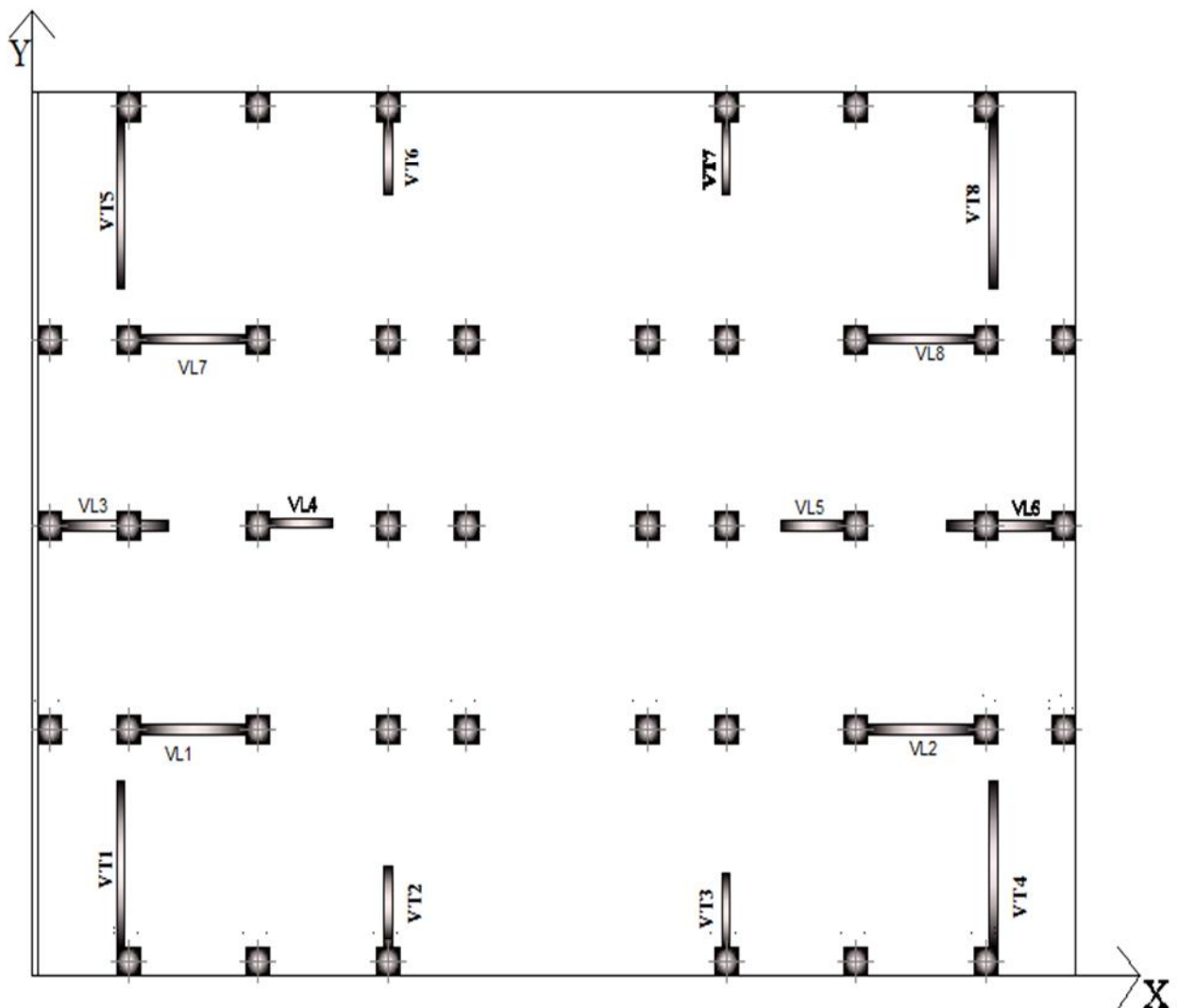
$$I_x = \frac{e.L^3}{12}$$

$$I_y = \frac{L.e^3}{12} \quad 0 \Rightarrow \text{On néglige l'inertie des voiles transversaux par rapport à l'axe (y-y)}$$



**Remarque :**

La longueur  $L$  des voiles est mesurée aux extrémités extérieures des poteaux encadrant ceux-ci, elle varie donc avec la section des poteaux. Pour éviter cette variation et assuré la continuité de ces voiles en élévation, chaque voile doit avoir la même longueur  $L$  pour tous les niveaux, cette longueur sera celle mesuré au dernier niveaux ou la section des poteaux est de  $(30 \times 30)$ .

**2. Calcul de l'inertie des voiles :**

**Fig IV.1. Disposition des voiles dans le RDC et les étages courants.**

**Sens Transversal :**

Niveau	Voile	L (m)	e (m)	I (m <sup>4</sup> )	Somme (m <sup>4</sup> )
<b>RDC+9</b>	VT1	4	0,2	1,06	4,512
	VT2	1,6	0,2	0,068	
	VT3	1,6	0,2	0,068	
	VT4	4	0,2	1,06	
	VT5	4	0,2	1,06	
	VT6	1,6	0,2	0,068	
	VT7	1,6	0,2	0,068	
	VT8	4	0,2	1,06	

**Tableau IV.1 : Calcul de l'inertie des voiles (sens transversal)****Sens Longitudinal :**

Niveau	Voile	L (m)	e (m)	I (m <sup>4</sup> )	Somme (m <sup>4</sup> )
<b>RDC+9</b>	VL1	3,4	0,2	0,655	3,412
	VL2	3,4	0,2	0,655	
	VL3	2,7	0,2	0,328	
	VL4	1,6	0,2	0,068	
	VL5	1,6	0,2	0,068	
	VL6	2,7	0,2	0,328	
	VL7	3,4	0,2	0,655	
	VL8	3,4	0,2	0,655	

**Tableau IV.2 : Calcul de l'inertie des voiles (sens longitudinal)**

**IV.3. Inertie fictive des portiques par la méthode des approximations successives :**

Dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes « CALCUL PRATIQUE DES OSSATURES DE BATIMENT EN BETON ARME » qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques.

Pour déterminer cette inertie, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de forces horizontales égale 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 (1 tonne à chaque niveau) .

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 refonds et pour les portiques.

**1. Calcul des flèches du refonds :**

Le calcul des flèches du refond dont l'inertie **I= 1[m<sup>4</sup>]**, 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 ». Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure qui suit, au dessous est donnée par :

$$f = \frac{S_i X_i}{EI}$$

Avec :

$S_i$  : surface du trapèze.

$X_i$  : distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

$$S_i = \frac{(b_i + b_{i+1}) \cdot h}{2}$$

La distance du centre de gravité d'un trapèze à sa plus petite base :

$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1}) \cdot h}{3 \cdot (b_i + b_{i+1})}$$



❖ Flèche dans les refonds :(méthode des moments des aires) :

Niveau	H(m)	bi(m)	b <sub>i+1</sub> (m)	di(m)	Si(m <sup>2</sup> )	di × Si(m <sup>3</sup> )	∑S <sub>i</sub> x d <sub>i</sub> = EI f <sub>i</sub>
10	3,06	3,06	0,00	2,040	4,682	9,551	123457,052
9	3,06	9,18	3,06	1,785	18,727	33,428	110916,98
8	3,06	18,36	9,18	1,700	42,136	71,632	98409,20
7	3,06	30,6	18,36	1,658	74,909	124,161	85995,64
6	3,06	45,9	30,6	1,632	117,045	191,017	73440,86
5	3,06	64,26	45,9	1,615	168,545	272,200	61492,95
4	3,06	85,68	64,26	1,603	229,408	367,709	46979,59
3	3,06	110,16	85,68	1,594	299,635	477,544	39072,69
2	3,06	137,7	110,16	1,587	379,226	601,705	28972,79
1	3,06	168,3	137,7	1,581	468,180	740,193	19909,11
RDC	3,06	201,9	168,3	1,576	566,4	892,646	12139,7

Tableau IV.3 : Flèche dans les refonds

$$f_{RDC} = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=4} S_i X_i = \frac{12139,70}{EI}$$

$$f_1 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=5} S_i X_i = \frac{19909,11}{EI}$$

$$f_2 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=6} S_i X_i = \frac{28972,79}{EI}$$

$$f_3 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=7} S_i X_i = \frac{39072,69}{EI}$$

$$f_4 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=8} S_i X_i = \frac{49979,59}{EI}$$

$$f_5 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=2} S_i X_i = \frac{61492,95}{EI}$$

$$f_6 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=9} S_i X_i = \frac{73440,86}{EI}$$

$$f_7 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=10} S_i X_i = \frac{85995,64}{EI}$$

$$f_8 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=11} S_i X_i = \frac{98409,20}{EI}$$

$$f_9 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=12} S_i X_i = \frac{110916,98}{EI}$$

$$f_{10} = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=12} S_i X_i = \frac{123457,052}{EI}$$

**2. Déplacement des portiques :**

$$\Delta_n = \Psi_n \times h \text{ Avec : } E \Delta_n = \frac{M_n}{12 \sum K_{pn}} + \frac{E \theta_n + E \theta_{n-1}}{2} \Rightarrow \text{(Déplacement de chaque niveau)}$$

$$\Delta_i = \sum_{n=1}^i \Delta_n \Rightarrow \text{(Déplacement du portique au niveau « i »)}$$

❖ **Rotation d'étage :**

La rotation d'un poteau encastré à la base au 1<sup>er</sup> niveau :  $E \theta_{o1} = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p1}}$

La rotation d'un poteau des étages courants :  $E \theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{tn}}$

**Avec :**

$$M_n = T_n \times h$$

$$K_{tn} : \text{raideur des poutres } K_{tn} = \frac{I_{tn}}{L}$$

$$K_{pn} : \text{raideur des poteaux } K_{pn} = \frac{I_{pn}}{h}$$

h : hauteur d'étage.

L : portée libre de la poutre.

❖ **Inertie fictive :**

$$I_{ei} = \frac{f_n}{\Delta_n}$$

$I_{ei}$  : Inertie fictive du portique au niveau i.

$f_n$  : Flèche du refend au même niveau i.

$\Delta_n$  : déplacement du portique au niveau i

$\sum K_{tn}$  : Somme des raideurs des poutres du niveau n.

$\sum K_{pn}$  : Somme des raideurs des poteaux du niveau n.

E : module de Young.

Le calcul des inerties se fera pour tous les portiques, dans les deux directions orthogonales.

Les résultats des différents calculs sont présentés dans les tableaux suivants :

➤ Tableau4.4 : inertie fictive des portiques longitudinaux :

niv	portique	$M_{n+1}$	$M_n$	$\Sigma K_{poteaux} \times 10^{-4}$	$\Sigma K_{poutres} \times 10^{-4}$	$E\vartheta_n \times 10^4$	$E\psi_n \times 10^4$	$E\Delta_i \times 10^4$	$\Sigma E\Delta_i \times 10^4$	$EF_i$	$I_{eiy}(m^4)$
10	A-A	0,00	3,06	6,617	7,823	0,0163	0,0711	0,2176	11,3825	123457,052	15,36
	B-B	0,00	3,06	8,823	7,110	0,0179	0,0648	0,1983	8,8700		
	C-C	0,00	3,06	11,029	14,933	0,0085	0,0402	0,1230	4,5242		
	D-D	0,00	3,06	8,823	7,110	0,0179	0,0648	0,1983	8,8700		
	E-E	0,00	3,06	6,617	7,823	0,0163	0,0711	0,2176	11,3825		
	F-F	0,00	3,06	6,617	7,823	0,0163	0,0711	0,2176	11,3825		
	G-G	0,00	3,06	8,823	7,110	0,0179	0,0648	0,1983	8,8700		
	H-H	0,00	3,06	11,029	14,933	0,0085	0,0402	0,1230	4,5242		
	I-I	0,00	3,06	8,823	7,110	0,0179	0,0648	0,1983	8,8700		
	J-J	0,00	3,06	6,617	7,823	0,0163	0,0711	0,2176	11,3825		
9	A-A	3,06	6,12	6,617	7,823	0,0489	0,1423	0,4354	11,1649	110916,98	14,12
	B-B	3,06	6,12	8,823	7,110	0,0538	0,1295	0,3963	8,6717		
	C-C	3,06	6,12	11,029	14,933	0,0256	0,0612	0,1873	4,4012		
	D-D	3,06	6,12	8,823	7,110	0,0538	0,1295	0,3963	8,6717		
	E-E	3,06	6,12	6,617	7,823	0,0489	0,1423	0,4354	11,1649		
	F-F	3,06	6,12	6,617	7,823	0,0489	0,1423	0,4354	11,1649		
	G-G	3,06	6,12	8,823	7,110	0,0538	0,1295	0,3963	8,6717		
	H-H	3,06	6,12	11,029	14,933	0,0256	0,0612	0,1873	4,4012		
	I-I	3,06	6,12	8,823	7,110	0,0538	0,1295	0,3963	8,6717		
	J-J	3,06	6,12	6,617	7,823	0,0489	0,1423	0,4354	11,1649		

➤ Tableau 4.5 : inertie fictive des portiques longitudinaux (suite) :

niv	portique	$M_{n+1}$	$M_n$	$\Sigma K_{poteaux} \times 10^{-4}$	$\Sigma K_{poutres} \times 10^{-4}$	$E\theta_n \times 10^4$	$E\psi_n \times 10^4$	$E\Delta_i \times 10^4$	$\Sigma E\Delta_i \times 10^4$	EIF <sub>i</sub>	$I_{ey}(m^4)$
8	A-A	6,12	9,18	6,617	7,823	0,0815	0,2114	0,6470	10,7295	98409,20	13,1
	B-B	6,12	9,18	8,823	7,110	0,0896	0,1936	0,5924	8,2754		
	C-C	6,12	9,18	11,029	14,933	0,00427	0,1006	0,3078	4,2139		
	D-D	6,12	9,18	8,823	7,110	0,0896	0,1936	0,5924	8,2754		
	E-E	6,12	9,18	6,617	7,823	0,0815	0,2114	0,6470	10,7295		
	F-F	6,12	9,18	6,617	7,823	0,0815	0,2114	0,6470	10,7295		
	G-G	6,12	9,18	8,823	7,110	0,0896	0,1936	0,5924	8,2754		
	H-H	6,12	9,18	11,029	14,933	0,00427	0,1006	0,3078	4,2139		
	I-I	6,12	9,18	8,823	7,110	0,0896	0,1936	0,5924	8,2754		
	J-J	6,12	9,18	6,617	7,823	0,0815	0,2114	0,6470	10,7295		
7	A-A	9,18	12,24	12,260	8,106	0,1101	0,2089	0,6395	10,0825	85995,64	12,28
	B-B	9,18	12,24	16,346	7,191	0,1241	0,2043	0,6252	7,6830		
	C-C	9,18	12,24	20,433	15,297	0,0983	0,1166	0,3568	3,9061		
	D-D	9,18	12,24	16,346	7,191	0,1241	0,2043	0,6252	7,6830		
	E-E	9,18	12,24	12,260	8,106	0,1101	0,2089	0,6395	10,0825		
	F-F	9,18	12,24	12,260	8,106	0,1101	0,2089	0,6395	10,0825		
	G-G	9,18	12,24	16,346	7,191	0,1241	0,2043	0,6252	7,6830		
	H-H	9,18	12,24	20,433	15,297	0,0983	0,1166	0,3568	3,9061		
	I-I	9,18	12,24	16,346	7,191	0,1241	0,2043	0,6252	7,6830		
	J-J	9,18	12,24	12,260	8,106	0,1101	0,2089	0,6395	10,0825		
6	A-A	12,24	15,3	12,260	8,106	0,1415	0,2612	0,7993	9,4430	73440,86	11,38
	B-B	12,24	15,3	16,346	7,191	0,1836	0,2553	0,7812	7,0578		
	C-C	12,24	15,3	20,433	15,297	0,0750	0,1457	0,4458	3,5493		

	<b>D-D</b>	12,24	15,3	16,346	7,191	0,1836	0,2553	0,7812	7,0578		
	<b>E-E</b>	12,24	15,3	12,260	8,106	0,1415	0,2612	0,7993	9,4430		
	<b>F-F</b>	12,24	15,3	12,260	8,106	0,1415	0,2612	0,7993	9,4430		
	<b>G-G</b>	12,24	15,3	16,346	7,191	0,1836	0,2553	0,7812	7,0578		
	<b>H-H</b>	12,24	15,3	20,433	15,297	0,0750	0,1457	0,4458	3,5493		
	<b>I-I</b>	12,24	15,3	16,346	7,191	0,1836	0,2553	0,7812	7,0578		
	<b>J-J</b>	12,24	15,3	12,260	8,106	0,1415	0,2612	0,7993	9,4430		
<b>5</b>	<b>A-A</b>	15,3	18,36	12,260	8,106	0,1796	0,3135	0,9593	8,6437	61492,95	10,72
	<b>B-B</b>	15,3	18,36	16,346	7,191	0,1950	0,3064	0,9376	6,2766		
	<b>C-C</b>	15,3	18,36	20,433	15,297	0,0927	0,1749	0,5352	3,1035		
	<b>D-D</b>	15,3	18,36	16,346	7,191	0,1950	0,3064	0,9376	6,2766		
	<b>E-E</b>	15,3	18,36	12,260	8,106	0,1796	0,3135	0,9593	8,6437		
	<b>F-F</b>	15,3	18,36	12,260	8,106	0,1796	0,3135	0,9593	8,6437		
	<b>G-G</b>	15,3	18,36	16,346	7,191	0,1950	0,3064	0,9376	6,2766		
	<b>H-H</b>	15,3	18,36	20,433	15,297	0,0927	0,1749	0,5352	3,1035		
	<b>I-I</b>	15,3	18,36	16,346	7,191	0,1950	0,3064	0,9376	6,2766		
	<b>J-J</b>	15,3	18,36	12,260	8,106	0,1796	0,3135	0,9593	8,6437		

➤ Tableau 4.6 : inertie fictive des portiques longitudinaux (suite) :

niv	portique	$M_{n+1}$	$M_n$	$\Sigma K_{poteaux} \times 10^{-4}$	$\Sigma K_{poutres} \times 10^{43}$	$E\theta_n \times 10^4$	$E\psi_n \times 10^4$	$E\Delta_i \times 10^4$	$\Sigma E\Delta_i \times 10^4$	$EIF_i$	$I_{eiy}(m^4)$
4	A-A	18,36	21,42	12,260	8,106	0,2044	0,7031	2,1515	7,6844	46979,59	9,62
	B-B	18,36	21,42	16,346	7,191	0,2305	0,3559	1,0890	5,3390		
	C-C	18,36	21,42	20,433	15,297	0,1083	0,2033	0,6221	2,5683		
	D-D	18,36	21,42	16,346	7,191	0,2305	0,3559	1,0890	5,3390		
	E-E	18,36	21,42	12,260	8,106	0,2044	0,7031	2,1515	7,6844		
	F-F	18,36	21,42	12,260	8,106	0,2044	0,7031	2,1515	7,6844		
	G-G	18,36	21,42	16,346	7,191	0,2305	0,3559	1,0890	5,3390		
	H-H	18,36	21,42	20,433	15,297	0,1083	0,2033	0,6221	2,5683		
	I-I	18,36	21,42	16,346	7,191	0,2305	0,3559	1,0890	5,3390		
	J-J	18,36	21,42	12,260	8,106	0,2044	0,7031	2,1515	7,6844		
3	A-A	21,42	24,48	20,915	8,210	0,9107	0,6849	2,0958	5,5329	39072,69	10,52
	B-B	21,42	24,48	27,886	7,273	0,2630	0,3537	1,0823	4,2500		
	C-C	21,42	24,48	34,858	15,483	0,1235	0,1902	0,5820	1,9464		
	D-D	21,42	24,48	27,886	7,273	0,2630	0,6849	1,0823	4,2500		
	E-E	21,42	24,48	20,915	8,210	0,9107	0,6849	2,0958	5,5329		
	F-F	21,42	24,48	20,915	8,210	0,9107	0,6849	2,0958	5,5329		
	G-G	21,42	24,48	27,886	7,273	0,2630	0,6849	1,0823	4,2500		
	H-H	21,42	24,48	34,858	15,483	0,1235	0,1902	0,5820	1,9464		

	<b>I-I</b>	21,42	24,48	27,886	7,273	0,2630	0,6849	1,0823	4,2500		
	<b>J-J</b>	21,42	24,48	20,915	8,210	0,9107	0,6849	2,0958	5,5329		
<b>2</b>	<b>A-A</b>	24,48	27,54	20,915	8,210	0,2640	0,3892	1,1909	3,4371	28972,79	11,24
	<b>B-B</b>	24,48	27,54	27,886	7,273	0,2980	0,3978	1,2173	3,1677		
	<b>C-C</b>	24,48	27,54	34,858	15,483	0,1399	0,2140	0,6548	1,3644		
	<b>D-D</b>	24,48	27,54	27,886	7,273	0,1399	0,3978	1,2173	3,1677		
	<b>E-E</b>	24,48	27,54	20,915	8,210	0,2640	0,3892	1,1909	3,4371		
	<b>F-F</b>	24,48	27,54	20,915	8,210	0,2640	0,3892	1,1909	3,4371		
	<b>G-G</b>	24,48	27,54	27,886	7,273	0,1399	0,3978	1,2173	3,1677		
	<b>H-H</b>	24,48	27,54	34,858	15,483	0,1399	0,2140	0,6548	1,3644		
	<b>I-I</b>	24,48	27,54	27,886	7,273	0,1399	0,3978	1,2173	3,1677		
	<b>J-J</b>	24,48	27,54	20,915	8,210	0,2640	0,3892	1,1909	3,4371		
<b>1</b>	<b>A-A</b>	27,54	30,60	20,915	8,210	0,2950	0,4138	1,2662	2,2462	19909,11	13,2
	<b>B-B</b>	27,54	30,60	27,886	7,273	0,3330	0,3973	1,2167	1,9504		
	<b>C-C</b>	27,54	30,60	34,858	15,483	0,1565	0,2242	0,6860	0,7096		
	<b>D-D</b>	27,54	30,60	27,886	7,273	0,3330	0,3973	1,2167	1,9504		
	<b>E-E</b>	27,54	30,60	20,915	8,210	0,2950	0,4138	1,2662	2,2462		
	<b>F-F</b>	27,54	30,60	20,915	8,210	0,2950	0,4138	1,2662	2,2462		
	<b>G-G</b>	27,54	30,60	27,886	7,273	0,3330	0,3973	1,2167	1,9504		
	<b>H-H</b>	27,54	30,60	34,858	15,483	0,1565	0,2242	0,6860	0,7096		

I-I	27,54	30,60	27,886	7,273	0,3330	0,3973	1,2167	1,9504		
J-J	27,54	30,60	20,915	8,210	0,2950	0,4138	1,2662	2,2462		

➤ **Tableau 4.7 : inertie fictive des portiques longitudinaux (suite) :**

Niv	portique	$M_{n+1}$	$M_n$	$\Sigma K_{poteaux} \times 10^{-4}$	$\Sigma K_{poutres} \times 10^{-4}$	$E\vartheta_n \times 10^4$	$E\psi_n \times 10^4$	$E\Delta_i \times 10^4$	$\Sigma E\Delta_i \times 10^4$	EIF <sub>i</sub>	$I_{ey}(m^4)$
RDC	A-A	30,60	33,60	20,915	8,210	0,2887	0,2782	0,8513	0,8513	12139,7	116,06
	B-B	30,60	33,60	27,886	7,273	0,2787	0,2398	0,7338	0,7338		
	C-C	30,60	33,60	34,858	15,483	0,1455	0,1531	0,0234	0,0234		
	D-D	30,60	33,60	27,886	7,273	0,2787	0,2398	0,7338	0,7338		
	E-E	30,60	33,60	20,915	8,210	0,2887	0,2782	0,8513	0,8513		
	F-F	30,60	33,60	20,915	8,210	0,2887	0,2782	0,8513	0,8513		
	G-G	30,60	33,60	27,886	7,273	0,2787	0,2398	0,7338	0,7338		
	H-H	30,60	33,60	34,858	15,483	0,1455	0,1531	0,0234	0,0234		
	I-I	30,60	33,60	27,886	7,273	0,2787	0,2398	0,7338	0,7338		
	J-J	30,60	33,60	20,915	8,210	0,2887	0,2782	0,8513	0,8513		

➤ **Tableau 4.8 : inertie fictive des portiques transversaux :**

niv	portiques	$M_{n+1}$	$M_n$	$\sum Kpot.10^{-4}$	$\sum Kpout.10^{-4}$	$E\theta_n \times 10^4$	$E\Psi_n \times 10^4$	$E\Delta_i \times 10^4$	$\sum E\Delta_i \times 10^4$	Eifi	$I_{eix}(m^4)$
10	(1-1)	0,00	3,06	13,235	10,161	0,0125	0,0443	0,1355	6,0787	123457,052	14,30
	(2-2)	0,00	3,06	22,058	30,656	0,00416	0,0199	0,0609	2,8585		
	(3-3)	0,00	3,06	13,235	8,096	0,01547	0,0506	0,1548	7,8292		
	(4-4)	0,00	3,06	22,058	30,656	0,00416	0,0199	0,0609	2,8585		
	(5-5)	0,00	3,06	13,235	10,161	0,0125	0,0443	0,1355	6,0787		
9	(1-1)	3,06	6,12	13,235	10,161	0,0376	0,0887	0,2714	5,9432	110916,98	13,10
	(2-2)	3,06	6,12	22,058	30,656	0,0125	0,0398	0,1218	2,7976		
	(3-3)	3,06	6,12	13,235	8,096	0,0472	0,1015	0,3106	7,6744		
	(4-4)	3,06	6,12	22,058	30,656	0,0125	0,0398	0,1218	2,7976		
	(5-5)	3,06	6,12	13,235	10,161	0,0376	0,0887	0,2714	5,9432		
8	(1-1)	6,12	9,18	13,235	10,161	0,0627	0,1324	0,4051	5,6718	98409,20	9,82
	(2-2)	6,12	9,18	22,058	30,656	0,0208	0,0593	0,1814	2,6758		
	(3-3)	6,12	9,18	13,235	8,096	0,0787	0,1673	0,5119	7,3638		
	(4-4)	6,12	9,18	22,058	30,656	0,0208	0,0593	0,1814	2,6758		
	(5-5)	6,12	9,18	13,235	10,161	0,0627	0,1324	0,4051	5,6718		
7	(1-1)	9,18	12,24	24,520	10,328	0,0864	0,1403	0,4293	5,2425	85995,64	11,43
	(2-2)	9,18	12,24	40,866	31,364	0,0285	0,0575	0,1759	2,4944		
	(3-3)	9,18	12,24	24,520	8,180	0,1091	0,1663	0,5089	6,8519		
	(4-4)	9,18	12,24	40,866	31,364	0,0285	0,0575	0,1759	2,4944		
	(5-5)	9,18	12,24	24,520	10,328	0,0864	0,1403	0,4293	5,2425		
6	(1-1)	12,24	15,30	24,520	10,328	0,1111	0,1754	0,5367	4,8132	73440,86	10,54
	(2-2)	12,24	15,30	40,866	31,364	0,0366	0,0718	0,2197	2,3185		
	(3-3)	12,24	15,30	24,520	8,180	0,1403	0,2079	0,6362	6,3430		
	(4-4)	12,24	15,30	40,866	31,364	0,0366	0,0718	0,2197	2,3185		
	(5-5)	12,24	15,30	24,520	10,328	0,1111	0,1754	0,5367	4,8132		

➤ **Tableau 4.9 : inertie fictive des portiques transversaux :**

niveau	portiques	$M_{n+1}$	$M_n$	$\sum K_{pot}.10^{-4}$	$\sum K_{pout}.10^{-4}$	$E\theta_n \times 10^4$	$E\Psi_n \times 10^4$	$E\Delta_i \times 10^4$	$\sum E\Delta_i \times 10^4$	$E_{ifi}$	$I_{eix}(m^4)$
5	(1-1)	15,30	18,36	24,520	10,328	0,1358	0,2105	0,6441	4,2765	61492,95	9,44
	(2-2)	15,30	18,36	40,866	31,364	0,0447	0,0862	0,2648	2,0988		
	(3-3)	15,30	18,36	24,520	8,180	0,1715	0,2494	0,7632	5,7068		
	(4-4)	15,30	18,36	40,866	31,364	0,0447	0,0862	0,2648	2,0988		
	(5-5)	15,30	18,36	24,520	10,328	0,1358	0,2105	0,6441	4,2765		
4	(1-1)	18,36	21,42	24,520	10,328	0,1605	0,2441	0,7469	3,6324	46979,59	8,66
	(2-2)	18,36	21,42	40,866	31,364	0,0528	0,0998	0,3054	1,8340		
	(3-3)	18,36	21,42	24,520	8,180	0,2026	0,2897	0,8865	4,9436		
	(4-4)	18,36	21,42	40,866	31,364	0,0528	0,0998	0,3054	1,8340		
	(5-5)	18,36	21,42	24,520	10,328	0,1605	0,2441	0,7469	3,6324		
3	(1-1)	21,42	24,48	41,830	10,500	0,1821	0,2430	0,7436	2,8855	39072,69	8,78
	(2-2)	21,42	24,48	69,716	32,156	0,0595	0,0927	0,2837	1,5286		
	(3-3)	21,42	24,48	41,830	8,268	0,2313	0,2955	0,9042	4,0571		
	(4-4)	21,42	24,48	69,716	32,156	0,0595	0,0927	0,2837	1,5286		
	(5-5)	21,42	24,48	41,830	10,500	0,1821	0,2430	0,7436	2,8855		

Tableau 4.10 : inertie fictive des portiques transversaux (suite) :

niveau	portiques	$M_{n+1}$	$M_n$	$\sum Kpot.10^{-4}$	$\sum Kpout.10^{-4}$	$E\vartheta_n \times 10^4$	$E\Psi_n \times 10^4$	$E\Delta_n \times 10^4$	$\sum E\Delta_i \times 10^4$	Eifi	$I_{eix}(m^4)$
2	(1-1)	24,48	27,54	41,830	10,500	0,2064	0,2734	0,8366	2,1419	28972,79	8,30
	(2-2)	24,48	27,54	69,716	32,156	0,0674	0,1043	0,3191	1,2449		
	(3-3)	24,48	27,54	41,830	8,268	0,2622	0,3324	1,0171	3,1529		
	(4-4)	24,48	27,54	69,716	32,156	0,0674	0,1043	0,3191	1,2449		
	(5-5)	24,48	27,54	41,830	10,500	0,2064	0,2734	0,8366	2,1419		
1	(1-1)	27,54	30,60	41,830	10,500	0,2307	0,2719	0,8320	1,3053	19909,11	9,67
	(2-2)	27,54	30,60	69,716	32,156	0,0753	0,1095	0,3351	0,9258		
	(3-3)	27,54	30,60	41,830	8,268	0,2929	0,3212	0,9829	2,1358		
	(4-4)	27,54	30,60	69,716	32,156	0,0753	0,1095	0,3351	0,9258		
	(5-5)	27,54	30,60	41,830	10,500	0,2307	0,2719	0,8320	1,3053		
RDC	(1-1)	30,60	33,6	41,830	10,500	0,1913	0,1662	0,4975	0,4975	12139,7	17,60
	(2-2)	30,60	33,6	69,716	32,156	0,0705	0,0754	0,2307	0,2307		
	(3-3)	30,60	33,6	41,830	8,268	0,2276	0,1807	0,5529	0,5529		
	(4-4)	30,60	33,6	69,716	32,156	0,0705	0,0754	0,2307	0,2307		
	(5-5)	30,60	33,6	41,830	10,500	0,1913	0,1662	0,4975	0,4975		

## 2. Comparaison des inerties des voiles à celles des portiques :

- **Sens longitudinal :**

Inertie totale (voiles+portiques) .....	56,652 [m <sup>4</sup> ]	.....100%
Inertie des portiques.....	13,53[m <sup>4</sup> ]	.....23, 88%
Inertie des voiles .....	43,122 [m <sup>4</sup> ]	.....76, 11%

- **Sens transversal :**

Inertie totale (voiles+portiques) .....	57, 284 [m <sup>4</sup> ]	.....100%
Inertie des portiques.....	12,164 [m <sup>4</sup> ]	.....21,23%
Inertie des voiles.....	45,12[m <sup>4</sup> ]	.....78,76%

- **Conclusion**

En examinant les résultats obtenus par cette étude au contreventement, nous avons constaté que les portiques et les voiles travaillent conjointement aussi bien dans le sens longitudinal que dans le sens transversal.

Du fait que l'inertie des portiques dépasse les 20 % (tel que prévu par le RPA) de l'inertie totale de la structure, cela nous ramène à dire que nous avons **un contreventement par voiles porteurs en béton armé** dans les deux sens principaux.

D'où le coefficient de comportement :  $R = 3,5$  (Tableau 4.3 RPA 99 révisé 2003)

**Rappel : RPA99/ modifié 2003**

### 2. Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé

Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.



# CHAPITRE V

*Modélisation de la  
structure avec ETABS  
et vérifications RPA*

### **IV.1. Introduction :**

Dans le domaine du génie civil, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (MEF) permettant un calcul automatique de diverses structures.

On considère l'analyse de la structure sous un chargement dynamique, se qui rend l'étude plus complexe vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent en particulier celui de l'effort sismique, Pour éviter le calcul manuel laborieux et peu fiable, et pour des résultats plus exacts et un travail facile l'outil informatique devient indispensable afin de modéliser une structure, de ces outils on utilisera l'ETABS pour aboutir aux résultats voulus.

### **IV.2. Description du logiciel ETABS (Extended Three Dimensions Anlyses Building Systems) :**

L'ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour un calcul de bâtiment et ouvrages de génie civil, il permet une modélisation facile et rapide grâce à son interface graphique unique, Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique et son calcul est basé sur la MEF.

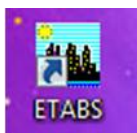
Grace à ces diverses fonctions, il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle.

Ce logiciel utilise aussi une certaine terminologie propre au domaine du bâtiment (dalle, plancher, trumeau, linteau, etc...)et permet un transfert de données avec d'autres logiciels comme, Autocad, SAP2000.....

### **IV.3. Manuel d'utilisation de L'ETABS :**

La version exploitée dans notre travail est l'ETABS v 9.6

Pour ouvrir l'ETABS on clique sur son icône (fig1) :



**FigV.1**

#### IV.4. Etapes de modélisations :

##### A. Première étape :

Elle consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

##### ➤ Choix des unités :

Le choix du système d'unités pour la saisie de données dans ETABS, se fait du bas de l'écran, on sélectionne **KN-m** comme unités de base pour les forces et déplacements :

FigV.2



##### ➤ Géométrie de base :

Dans le menu en haut de l'écran on sélectionne **File** ⇒ **New model** ⇒ **Default.edb**. Cette option permet d'introduire :

- ❖ Le nombre de portiques suivant x-x, (dans notre cas nous avons 16 lignes suivant x-x)
- ❖ Le nombre de portique suivant y-y, (dans notre cas nous avons 9 lignes suivant y-y)
- ❖ \*Le nombre des étages, (10 niveaux R+9)

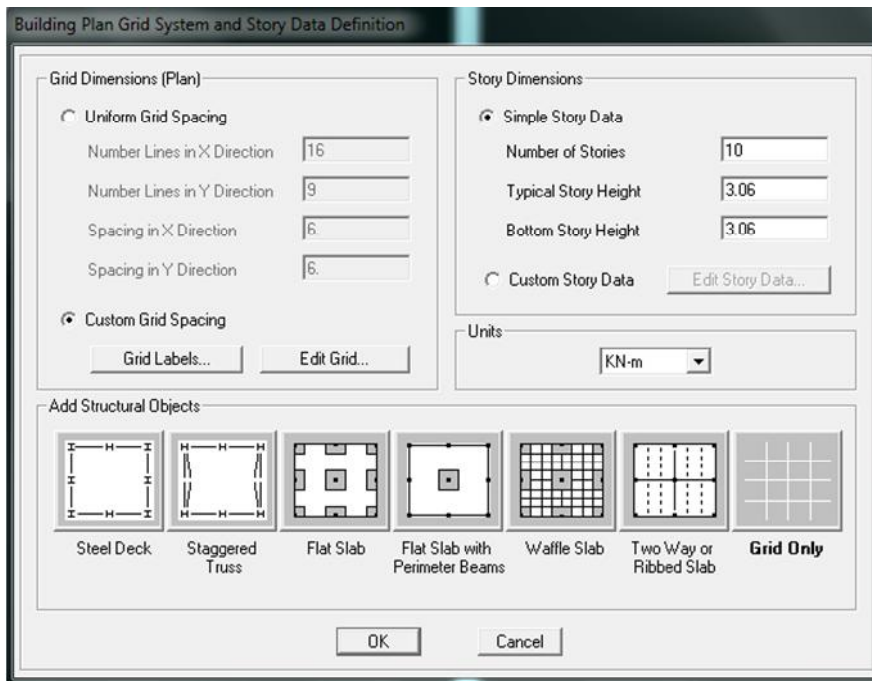


Fig V.3. Géométrie de base

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre à 2D suivant l'un des plans : **X-Y**. **X-Z**. **Y-Z**.

➤ **Modification de la géométrie de base :**

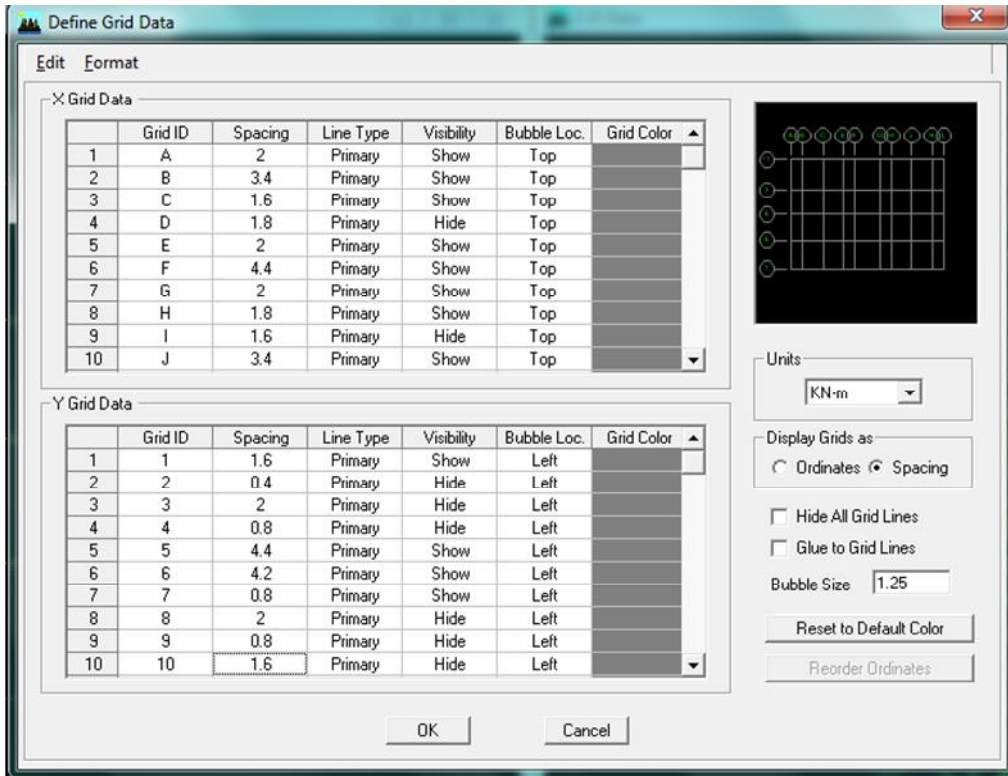
On procédera à la modification des longueurs des trames et des hauteurs d'étage,



-On clique sur

-On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**.


-la modification des hauteurs d'étage n'est pas nécessaire :  $hec = h_{RDC}$

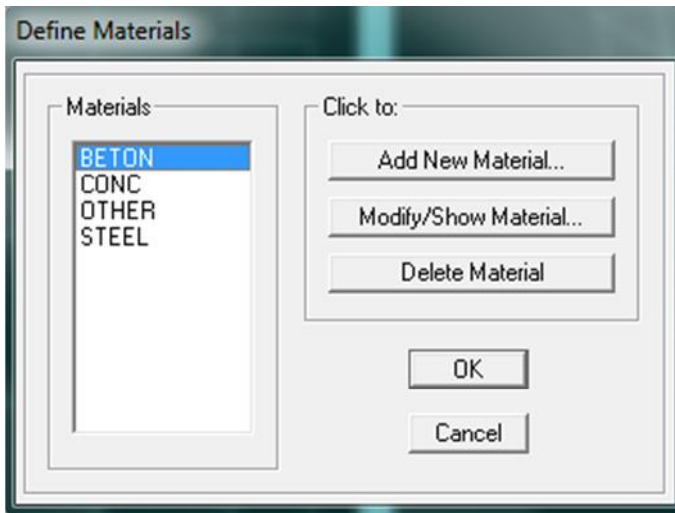


**FigV. 4. Modification des longueurs de trames suivant X-X et Y-Y**

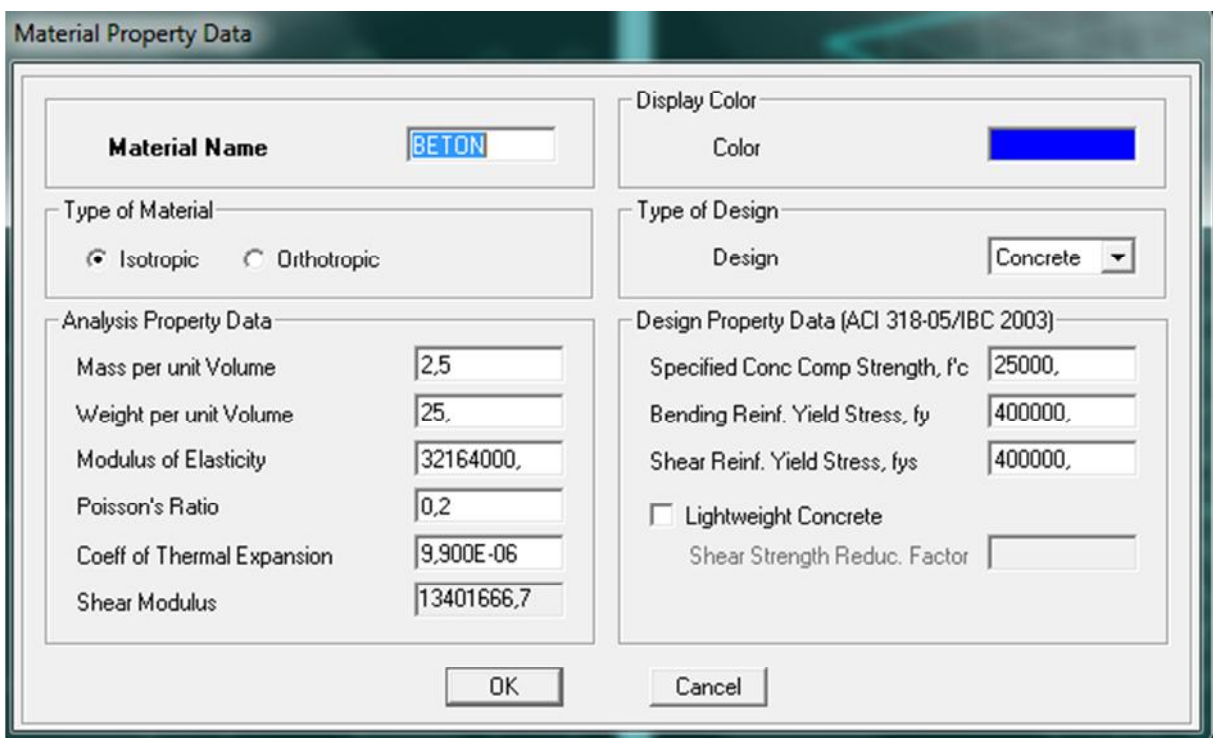
**B. deuxième étape :**

La deuxième étape consiste à la définition des *propriétés mécaniques* des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** ⇒ **Material proprietes** nous sélectionnant **Add new material** et on écrit BETON dans la case **Material name**, ou bien l'icone  et on apporte les modifications inscrites dans la **Fig.7**:



FigV.6 : définir un nouveau matériau




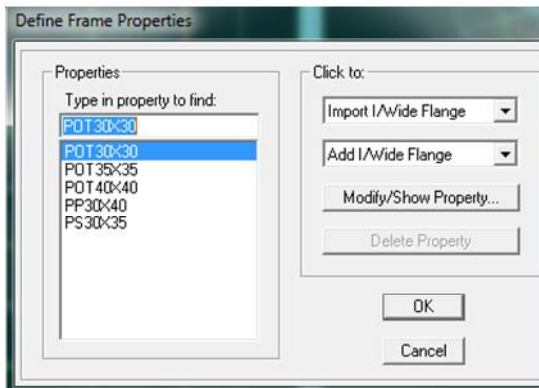
FigV.7. Introduction des propriétés mécaniques du béton,

➤ **Troisième étape :**

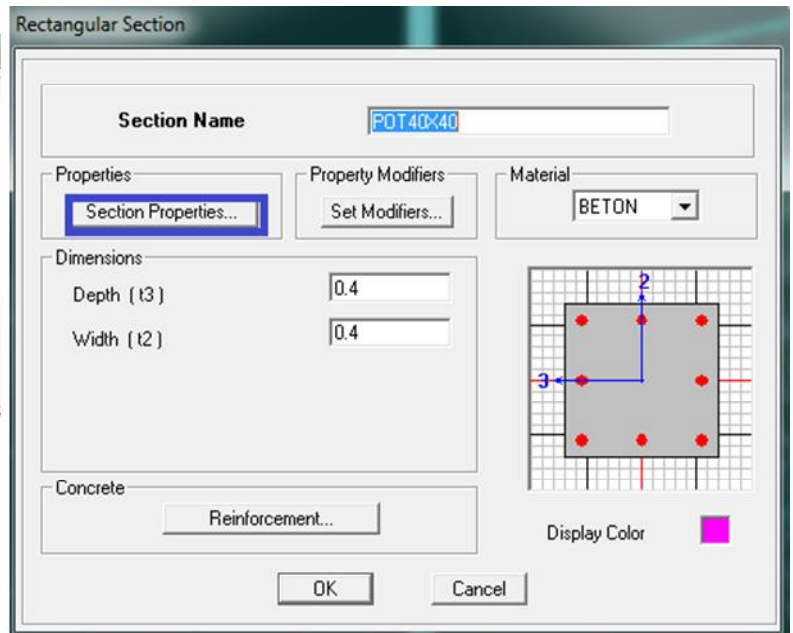
La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (poutre, poteaux et voile)

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales (**PP**) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** ⇒ **Frame sections** (  ), On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).



FigV.8.dimensions des éléments



FigV.9 dimensionnement des éléments

L'icône **Reinforcement** ouvre une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures

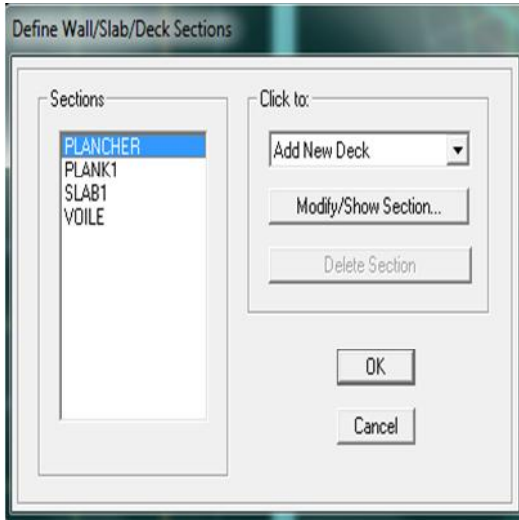
Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS

- ❖ Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments
- ❖ Après avoir finis de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **plaques** (voile, plancher)

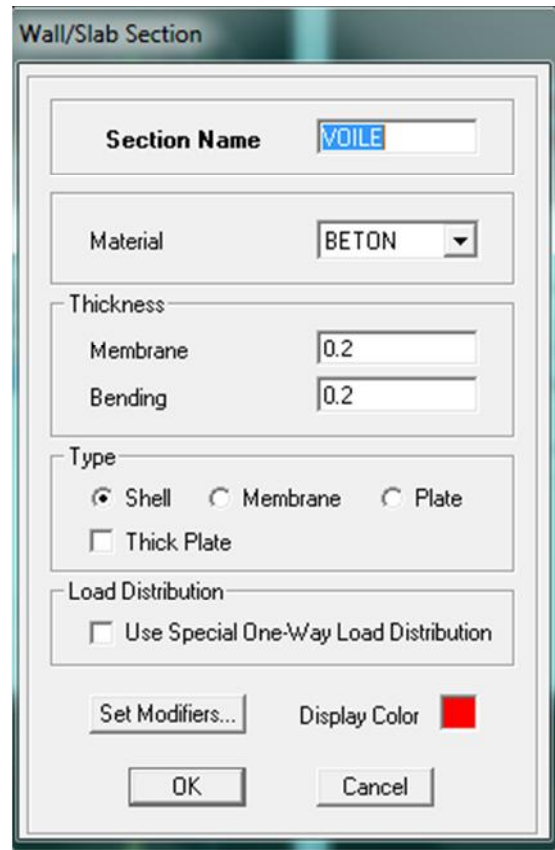
On choisit le menu :

**Define** ⇒ wall/slab/deck section ⇒ **Add new Wall** pour le dimensionnement du voile Fig11

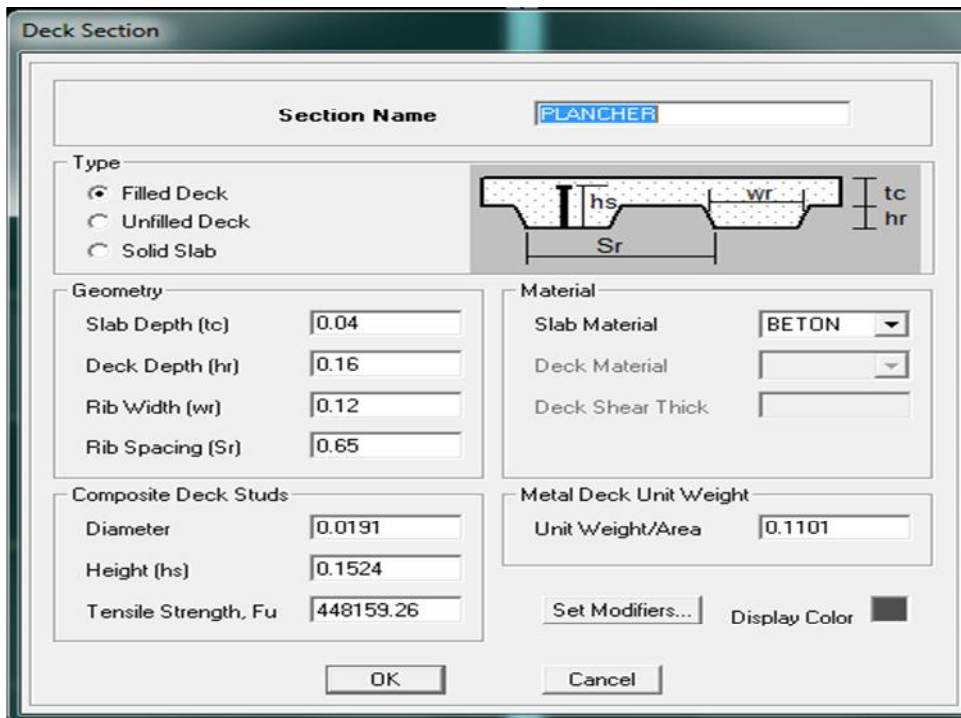
**Define** ⇒ wall/slab/deck section ⇒ **Add new deck** pour le dimensionnement du plancher Fig12



FigV.10



FigV.11. Dimensionnement des voiles



FigV.12 Dimensionnement du plancher

➤ **Quatrième étape :**

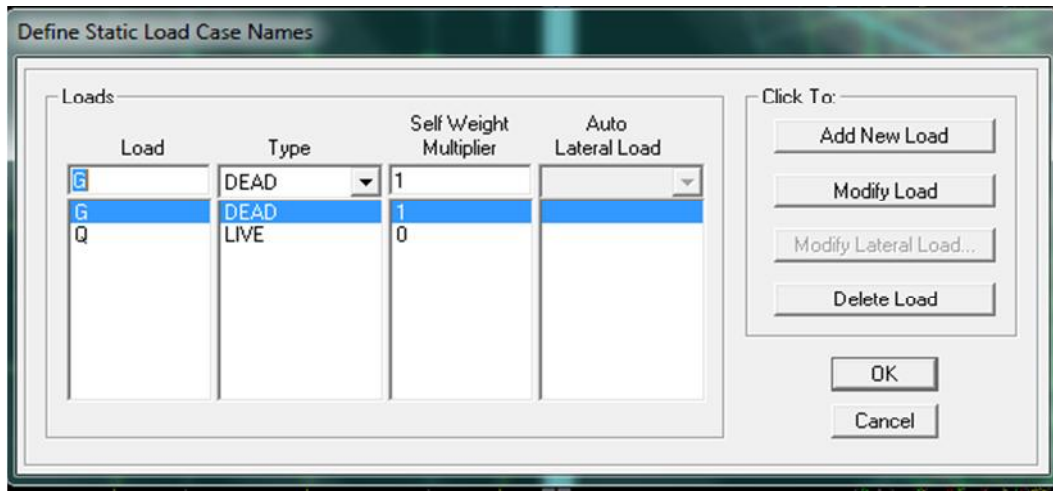
Définir les charges appliquées à la structure modélisée.

❖ **Charges statiques (G et Q):**

La structure est soumise à :

Des charges permanentes (**G**) et des surcharges d'exploitation **Q**, pour les définir on clique

sur :**Define** ⇒ **Static Load Cases**, Ou bien l'icone: 



FigV.13.définition des charges G et Q

❖ **Charge dynamique (E):**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

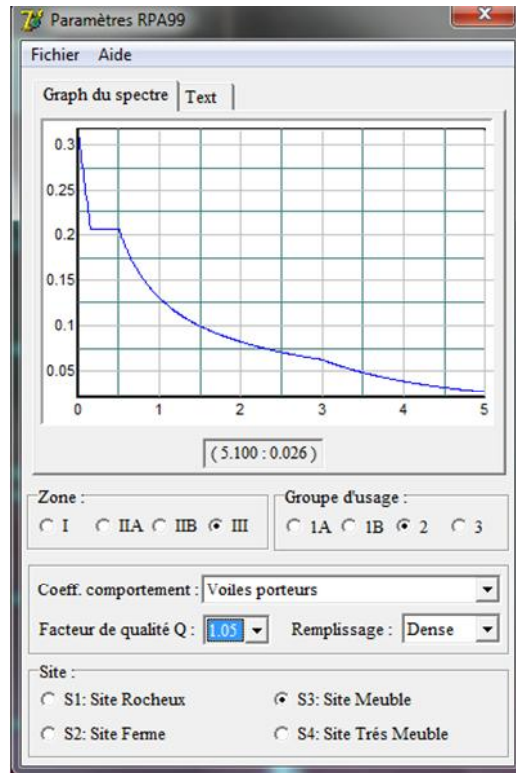
Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération ( $S_a/g$ ) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

**Données à introduire dans le logiciel :**

- **Zone : III** (Zone à sismicité élevée, voir **Annexe 1** du **RPA 2003**)
- **Groupe d'usage : 2** (bâtiments courants, voir chapitre **3.2** du **RPA 2003**)
- **Coefficient de comportement : A= 3,5** (voile porteurs)
- **Remplissage : Danse**
- **Site : S3** (site meuble)
- **Facteur de qualité (Q):**  $Q=1+ P_q$  ;  $Q=1$




- On ouvre l'application en cliquant sur l'icone :

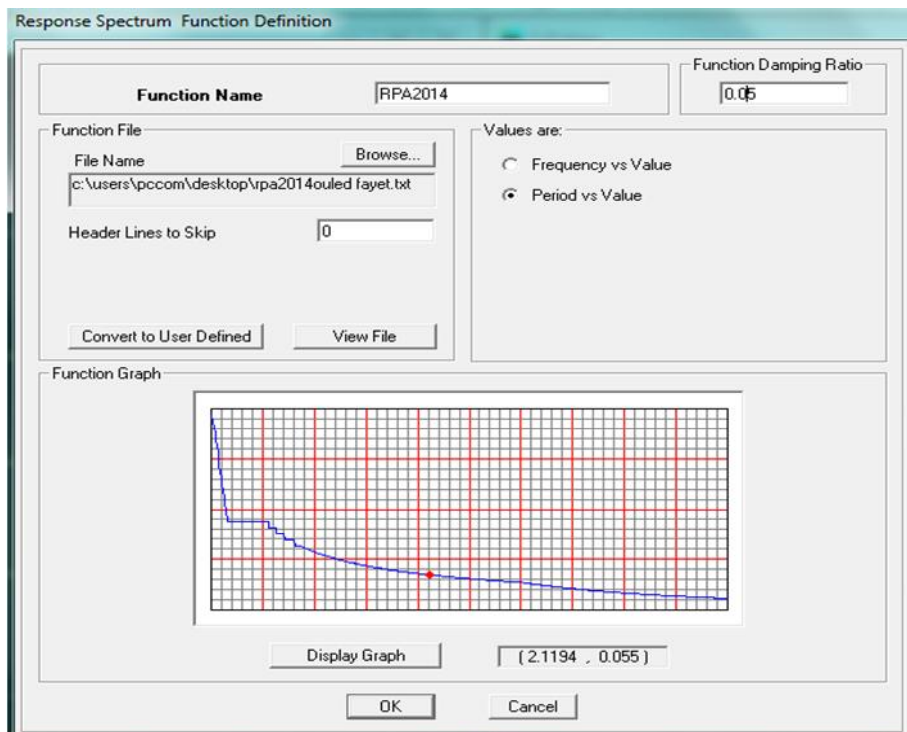


FigV.12.le spectre de réponse

- ❖ Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Text** et on enregistre.

Ensuite on introduit le spectre dans le logiciel **ETABS** par :

**Define** ⇒ **Response Spectrum Functions** (ou ) ⇒ **Add Spectrum from file**

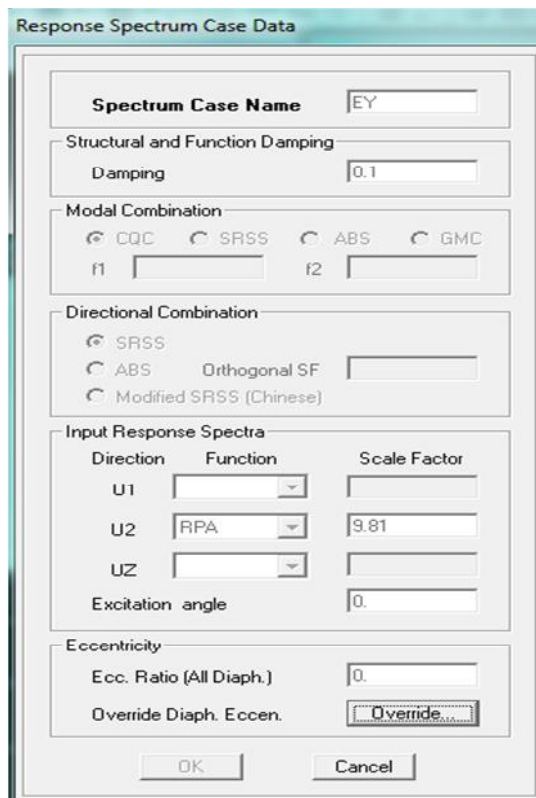
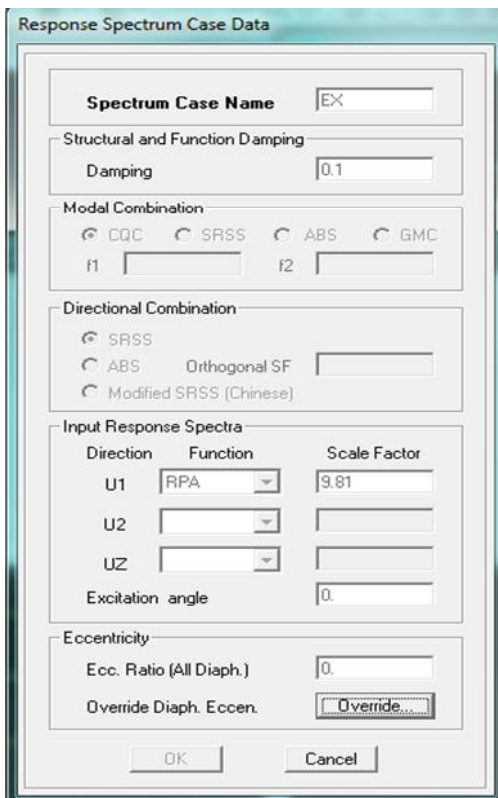
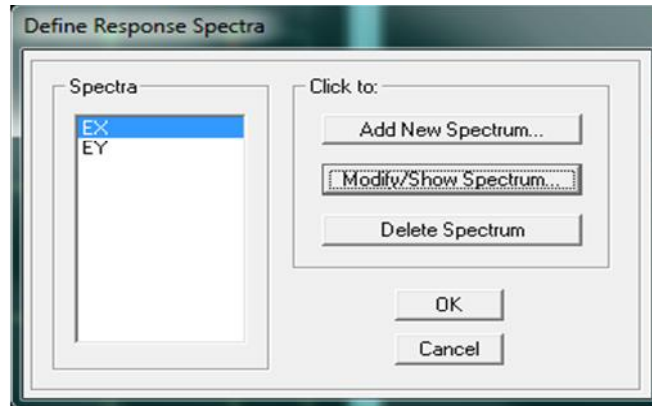


FigV.13.introduction du spectre de réponse

- ❖ Après l'introduction du spectre, vient la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement EX et EY (séisme), pour cela on clique sur :

**Define** ⇒ **Reponses spectrum cases** ⇒ **Add New Spectrum** (ou ).

Dans la partie **Input Response Spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dont les deux direction principales sont U1 et U2 .




FigV.14.définition du chargement Ex et Ey (séisme)

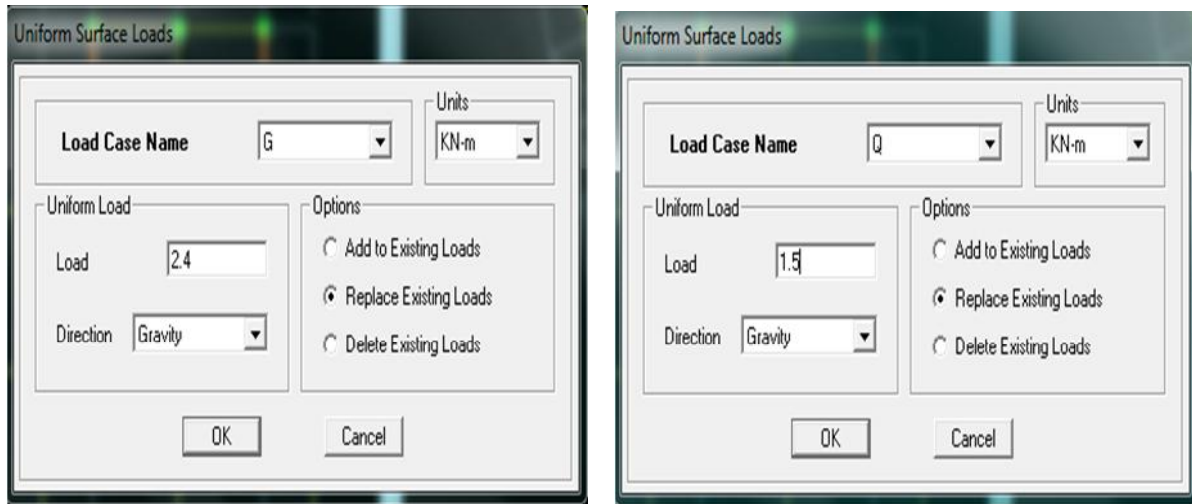
➤ *Cinquième étape :*

Chargement du plancher

❖ **Etapes du chargement :**

Les charges statiques étant définies, on sélectionne les plancher et on introduit le chargement **linéaire** qui lui revient en cliquant sur :

Assign ⇒ Shell/Area loads ⇒ Uniform... (ou sur )



**FigV.15.Chargement du plancher**

On spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**) sur la case **Load Case Name**, ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

➤ *Sixième étape :*❖ **Introduction des combinaisons d'actions**

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

- **Combinaisons aux états limites (ELU/ELS) :**

**ELU** :  $1,35 G + 1,5 Q$

**ELS** :  $G + Q$

- **Combinaisons accidentelles du RPA :**


**GQEx** :  $G+Q+Ex$

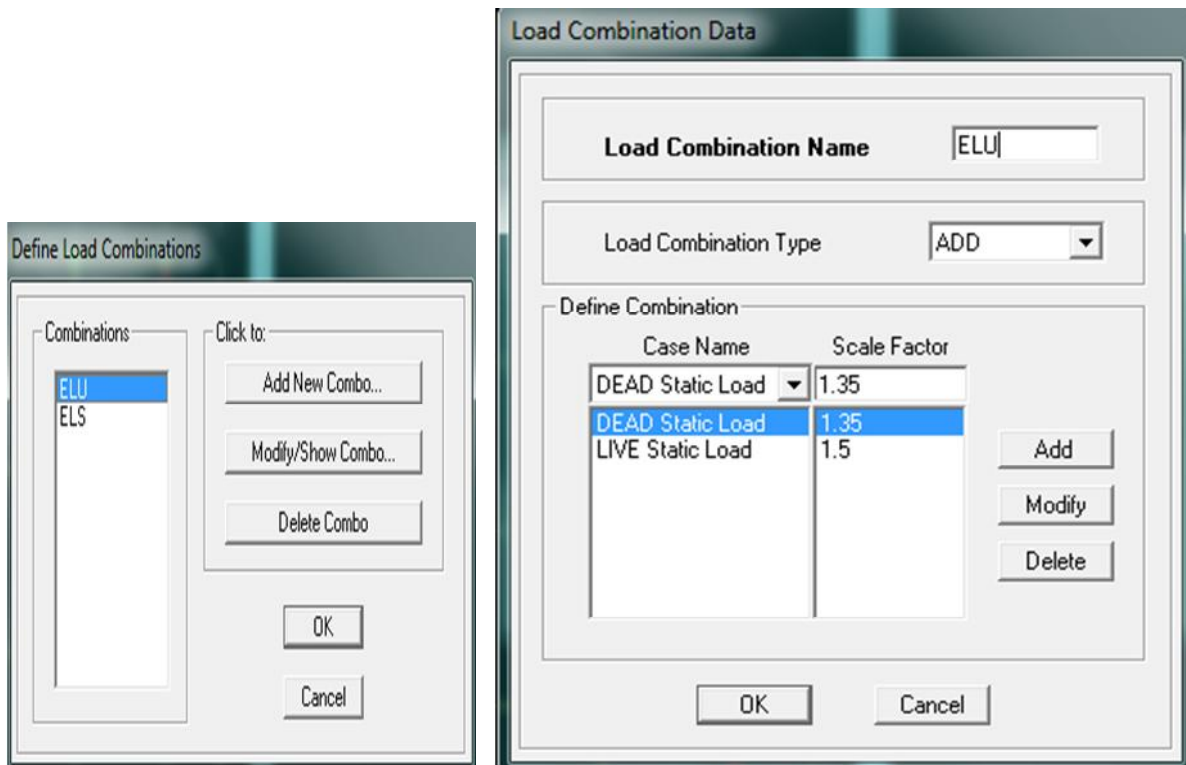
**GQEy** :  $G+Q+Ey$

**0,8GEx** :  $0,8G+Ex$

**0,8GEy** :  $0,8G+Ey$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define ⇒ load Combinations ⇒ Add New Combo (ou )



FigV.15.Introduction des combinaisons d’actions

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d’actions.

➤ *Septième étape :*

❖ **Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) :**

• **Appuis :**


Les poteaux sont supposés **parfaitement encastéré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du **RDC** puis on clique sur :

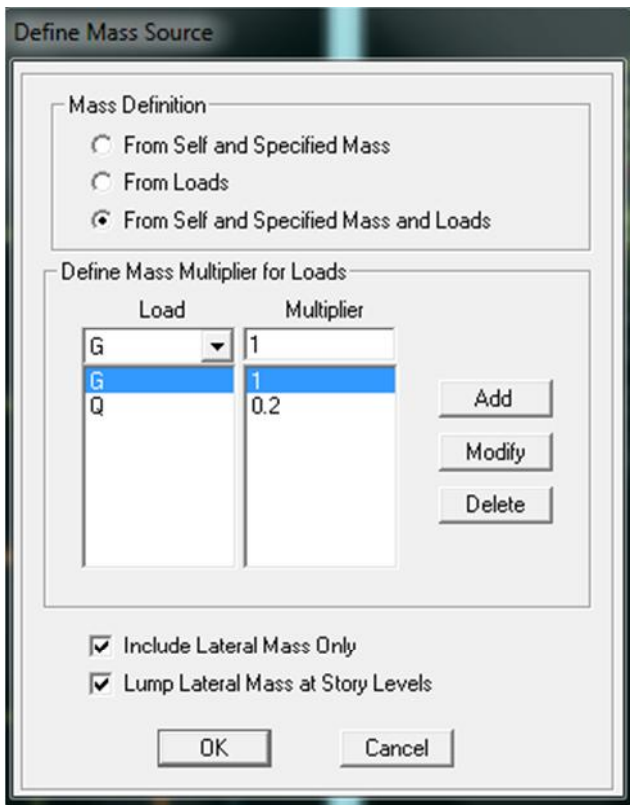
Assign ⇒ Joint/point ⇒ Restraints (ou )



FigV.16. Encastrement des appuis

- **Mass- Source :**

introduire la masse sismique  $G+0,2Q$  par : Define ⇒ Mass source (ou )



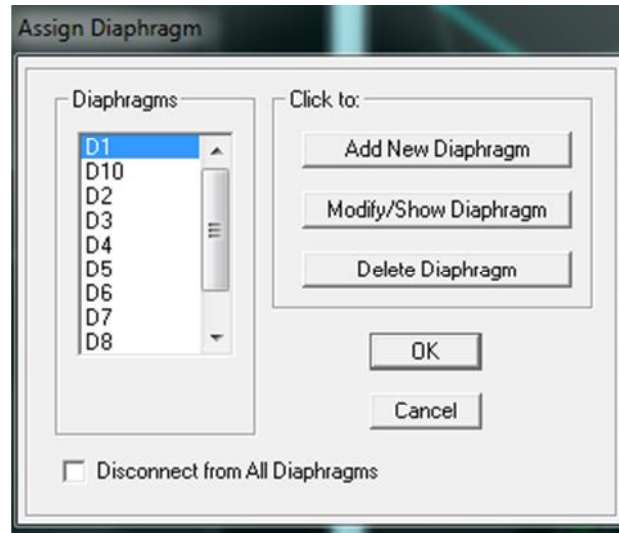
FigV.17.la combinaison du poids ( $G+0,2Q$ )

- **Diaphragme :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

**Assign** ⇒ **Joint/point** ⇒ **Diaphragm** ⇒ **Add New Diaphragm** (ou )




**FigV.18. Le diaphragme**

Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider et on refait la même opération pour tous les autres planchers.

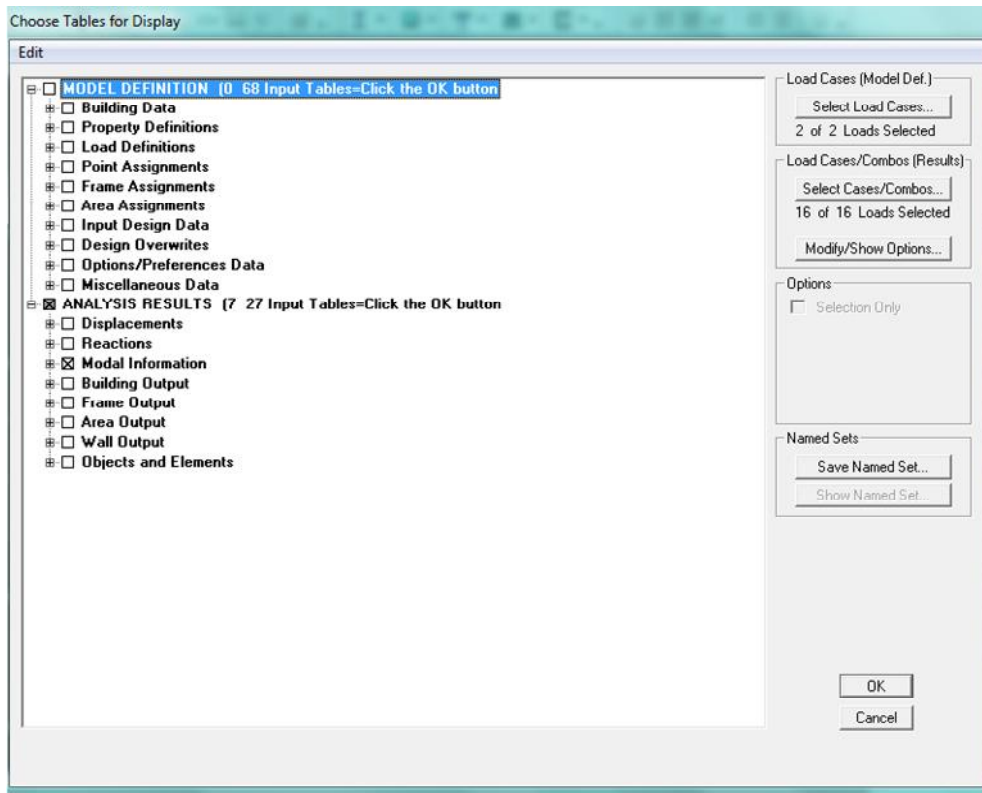
➤ *Huitième étape :*

- **Analyse et visualisation des résultats**

Pour le lancement de l'analyse : **Analyze** ⇒ **Run Analysis** (ou )  
pour la visualisation des résultats :


- ❖ **Période et participation modale :**

Dans la fenêtre **Display** ⇒ **show tables**, on click sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal** ».




FigV.19.Choix des tableaux à afficher

- Déformée de la structure :

On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape** (  ) et on sélectionne une combinaison d'actions.

- Diagramme des efforts internes :

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne **Show Member forces/Stresses Diagram**(  ) dans le menu **Display**

- Efforts internes dans les éléments barres :

❖ Les poutres :

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur :

**Display** ⇒ **Show tables** 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 « **Displacements** »

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 tables** on coche « **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **EX ou EY** »

- **Effort tranchant de niveau :**

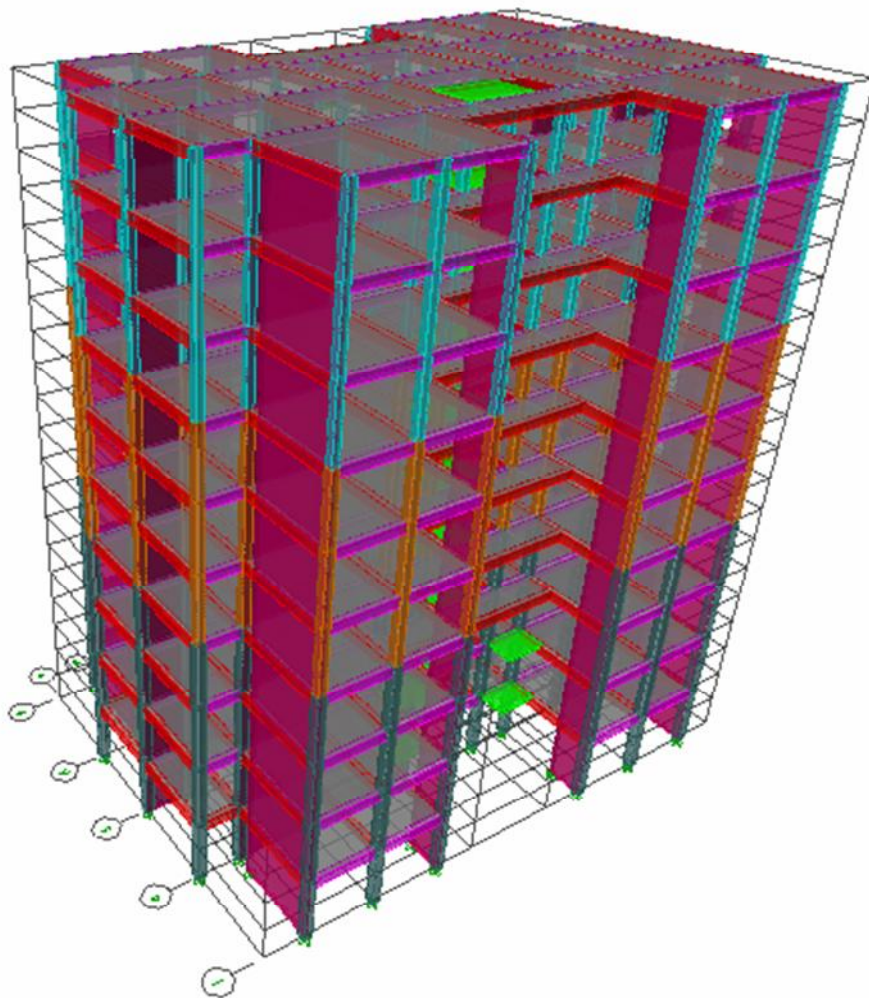
Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan XZ

Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **EX ou EY** .

Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

**Remarque :**

En désélectionnant la case **wall** on aura l'effort repris par les portiques et on désélectionnant la case **Frames** nous aurons l'effort repris par les voiles.



**FigV.21.**Modèle 3D de la structure

#### IV.5. Etude sismique:

##### A. Introduction :

Le déplacement continu des plaques à la surface de la terre engendre des contraintes, Le relâchement de ces contraintes aux frontières des plaques lors d'un séisme entraîne une dissipation de l'énergie sous forme d'ondes sismique et de chaleur appelé rupture d'équilibre.

Les ondes sismiques se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol et leur intensités peut provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions ; d'où l'intérêt d'une étude permettant la réalisation de structures plus résistantes aux effets engendrés par les sollicitations dues aux séismes.

##### B. Méthode de calcul :

Le calcul des forces sismiques dépend de type de la structure et ces dimensions ; se fait à l'aide des trois méthodes :

- par la méthode statique équivalente (dans notre cas n'est pas applicable **RPA99/03 Tab 4.1.2**)
- par Méthode dynamique qui regroupe :
  - par la méthode d'analyse modale spectrale
  - par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes (nécessite l'intervention de spécialistes).

La méthode qui convient dans notre cas et dans tout les cas, est la méthode modale spectrale.

##### C. Présentation de la méthode modale spectrale :

Par cette méthode, on cherche pour chacun des modes de vibration le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul, Ces effets sont combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

##### D. Caractéristiques de la structure relative à l'étude dynamique :

La structure est classée comme suit :

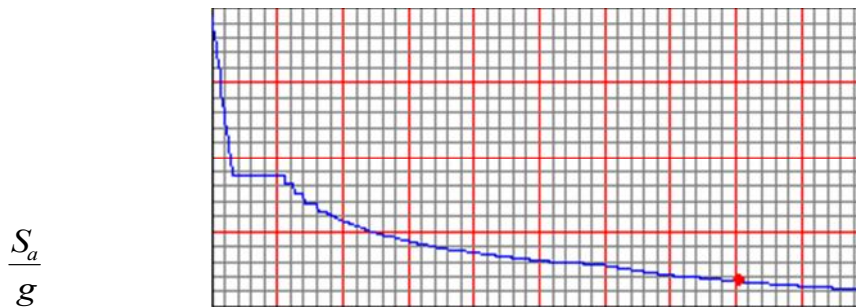
- En groupe d'usage **2 (RPA 99/03 Art 3.2)**.
- Un sol de catégorie **S3** (sol meuble)
- Dans une zone de sismicité élevée : **Zone III**.

- La structure étudiée fait 33,6m de hauteur(**R+9**), le système structural est constitué de voiles porteurs en béton armé et de portiques, Dans ce cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales et on considère que la charge horizontale est reprise uniquement par les voiles.

**E. Vérifications aux exigences de l’RPA99 modifié en 2003 :**

**a) Spectre de réponse de calcul :**

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3,0s \end{cases} \quad \text{(RPA 2003 A 4.3.3)}$$



**FigV.22 : Spectre de réponse de calcul.**

**Avec :**

**T (sec) :** la période avec une précision de 0,1 sec

**A :** coefficient d’accélération de zone

**η :** facteur de correction d’amortissement

**R :** coefficient de comportement de la structure

**T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub> :** périodes caractéristiques associées à la catégorie du site

**Q :** facteur de qualité de la structure,  $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$  Formule (4-4)

**P<sub>q</sub>** est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q ;(tableau 4-4 du RPA2003)

b) Calcul du facteur de qualité Q :

- Sens longitudinal :

Critère q	Pénalités P <sub>q</sub>
1, Conditions minimales sur les files de contreventement	0
2, Redondance en plan	0
3, Régularité en plan	0
4, Régularité en élévation	0
5, Contrôle de la qualité des matériaux	0
6, Contrôle de la qualité de l'exécution	0

Tableau V.1: valeurs des pénalités P<sub>q</sub> Sens longitudinal

$$Q = 1 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0) = 1,00$$

- Sens transversal :

Critère q	Pénalités P <sub>q</sub>
1, Conditions minimales sur les files de contreventement	0
2, Redondance en plan	0
3, Régularité en plan	0
4, Régularité en élévation	0
5, Contrôle de la qualité des matériaux	0
6, Contrôle de la qualité de l'exécution	0

Tableau V.2: valeurs des pénalités P<sub>q</sub> Sens transversal

$$Q = 1 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0) = 1,00.$$

**Note :** D'où la valeur de Q à introduire dans le spectre de réponse est la plus défavorable

Qui est : Q =1,00.

- Pour notre structure les paramètres à considérer sont :

$A = 0,25$  [zone III. groupe d'usage 2 (RPA 2003 tableau 4.1)].

$R = 3,5$  [voiles porteurs (RPA 2003, Tableau 4.3)].

$T_1 = 0,15$  s ;  $T_2 = 0,5$  s [Site S3 (RPA 2003 Tableau 4.7)].

$Q = 1,00$  ; tous les critères sont vérifiés.

**c) Nombre de modes à considérer : (RPA99/ 03 Art 4.3.2)**

- Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :
- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
  - Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes ( $K$ ) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \times \sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0,20 \text{ sec} \quad (4-14)$$

$N$  : est le nombre de niveaux au dessus du sol et  $T_k$  la période du mode  $K$ .

- Dans notre cas  $N=10$  niveaux  $\Rightarrow K \geq (3 \times \sqrt{10} = 9,48)$

Donc :  **$K=10$**  nombre de modes.

**d) Combinaison des réponses modales :**

Les réponses des deux modes de vibration i et j de périodes  $T_i$ ,  $T_j$  et d'amortissement

$\xi_i, \xi_j$  sont considérées comme indépendantes si le rapport

$$r = T_i / T_j \quad (T_i \leq T_j) \text{ vérifie}$$

$$\Rightarrow r \leq 10 / (10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}) \quad (4-15)$$

Avec : i et j deux modes de vibration des périodes  $T_i$ ,  $T_j$  et d'amortissement  $\xi_i, \xi_j$

- Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2} \quad (4-16)$$

**E** : effet de l'action sismique considéré

**E<sub>i</sub>**: valeur modale de E selon le mode « i »

**K** : nombre de modes retenus

- Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes ;  $E_1$  et  $E_2$  par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \quad (4-16)$$

**F. Caractéristiques géométriques de la Structure :**

- **Le centre de masse et le centre de torsion pour chaque niveau :**

Etages	Masse		Centre de masse [m]		Centre de torsion [m]		Excentricité calculée		Excentricité accidentelle	
	X	Y	X <sub>CM</sub>	Y <sub>CM</sub>	X <sub>CR</sub>	Y <sub>CR</sub>	e <sub>x</sub>	e <sub>y</sub>	e <sub>x1</sub>	e <sub>y1</sub>
ETAGE9	572,3614	572,3614	13	9,109	13	9,113	0	0,004	0,93	1,23
ETAGE8	572,3614	572,3614	13	9,109	13	9,113	0	0,006	0,93	1,23
ETAGE7	571,782	571,782	13	9,109	13	9,113	0	0,006	0,93	1,23
ETAGE6	560,8869	560,8869	13	9,109	13	9,113	0	0,006	0,93	1,23
ETAGE5	551,8929	551,8929	13	9,109	13	9,114	0	0,005	0,93	1,23
ETAGE4	551,8929	551,8929	13	9,109	13	9,114	0	0,005	0,93	1,23
ETAGE3	542,352	542,352	13	9,109	13	9,116	0	0,007	0,93	1,23
ETAGE2	534,3599	534,3599	13	9,109	13	9,117	0	0,008	0,93	1,23
ETAGE1	534,3599	534,3599	13	9,109	13	9,121	0	0,012	0,93	1,23
RDC	444,1886	444,1886	13	9,107	13	9,13	0	0,023	0,93	1,23
$e_x < e_{x1}$ et $e_y < e_{y1} \Rightarrow$ La condition est vérifiée										

Tableau V.3 Centre de torsion et centre de masse de la structure.

➤ **l'excentricité :**

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- ✓ 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion)
- ✓ Excentricité théorique résultant des plans

**a) Excentricité accidentelle: (RPA 2003 Art 4.2.7)**

Le RPA dicte que :  $e_{x1} = 0,05 \times 18,6 = 0,93$  m.

$$e_{y1} = 0,05 \times 26,4 = 1,23$$
 m.

**G. Caractéristiques dynamiques de la structure :**

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes :

Mode	Période	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,840401	68,1818	0	0
2	0,7841	68,1818	68,2383	0
3	0,771903	68,1822	68,2383	0
4	0,210015	85,687	68,2383	0
5	0,195835	85,687	86,535	0
6	0,18928	85,6872	86,535	0
7	0,092313	92,2388	86,535	0
8	0,08833	92,2388	92,7025	0
9	0,083431	92,2389	92,7025	0
10	0,05408	95,7104	92,7025	0
11	0,053114	95,7104	95,9017	0
12	0,049489	95,7105	95,9017	0

Tableau V.4 périodes et participations massiques

**Note :** La valeur de participation massique a atteint les 90% dans le **mode 8**.

#### H. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon le RPA la résultante des forces sismiques à la base 'V<sub>i</sub>' obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la *méthode statique équivalente* (RPA 2003 Art 4.2).

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W \quad (\text{RPA 2003 Art 4.2.3})$$

**Avec:**

- **A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le **RPA 2003 tableau 4.1** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment : A= 0,25
- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( η ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(T_2/3,0)^{\frac{2}{3}}(3,0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

$T_1=0,15$  ;  $T_2=0,5$  voir le **tableau 4.7**

$\eta$  : donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

•  $\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Quand  $\xi = 7\%$  ; On a  $\eta = 0,76$

**T** : La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}} \quad \text{(4-6)}$$

- $h_N$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau ( $N$ ).  $h_N = 30,6$  m
- $C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.  $C_T = 0,05$

$$T = 0,65 \text{ sec}, \Rightarrow T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec.}$$

Vérification de la période selon l'**RPA 99 / 03 (Art4.2.4.b.4)**:

Les valeurs de  $T$ , calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T_{MMS} = 0,8404 \text{ sec} < T \times 1,30 = 0,845 \text{ sec.}$$

Donc :  $D = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,59 \Rightarrow \underline{\underline{D = 1,59}}$

- **R** : le coefficient de comportement global de la structure (RPA 2003 tableau 4.3)

$$\underline{\underline{R = 3,5}}$$

- **Q** : facteur de qualité voir le titre E - b).

$$Q_x = Q_y = 1$$

- **W** : poids total de la structure, donné par ETABS

$$W_{tx} = W_{ty} = 22633,402 \text{ KN}$$

- **Résultante des forces sismiques de calcul : (RPA 2003 Art 4.3.6)**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ; calculée par **ETABS** ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la *méthode statique équivalente*  $V_{max}$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. ( $V_t > 0,80 V$ )

- ✓ Si  $0,8V_{max} < V_t$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport  $0,8 V_{max} / V_t$ .

Finalement les résultats de la force sismique à la base :

	$V_{MSE}(V_{max}) \text{ KN}$	$0,8 V_{MSE} \text{ KN}$	$V_{MMS}(V_t)\text{KN}$	Observation
Séisme sens x-x	2699,0332	2159,2265	5936,26	Condition vérifiée
Séisme sens y-y	2570,5078	2056,4063	5963,75	Condition vérifiée

Tableau V.5 : Vérification de la résultante des forces sismiques

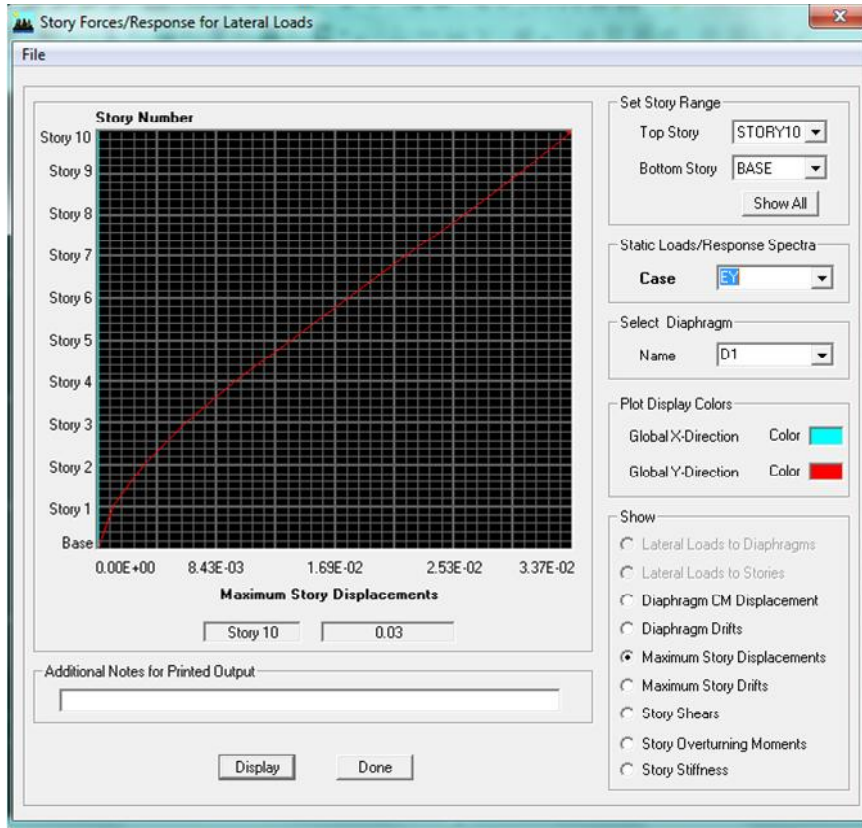
### I. Vérification des déplacements :

On doit aussi vérifier que les déplacements relatifs entre étages voisins ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage [RPA 2003 Art 5.10].

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel ETABS.

Déplacement maximal :

❖ Sens transversal :



FigV.23. Vérification des déplacements selon E<sub>y</sub>

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule

suiivante :

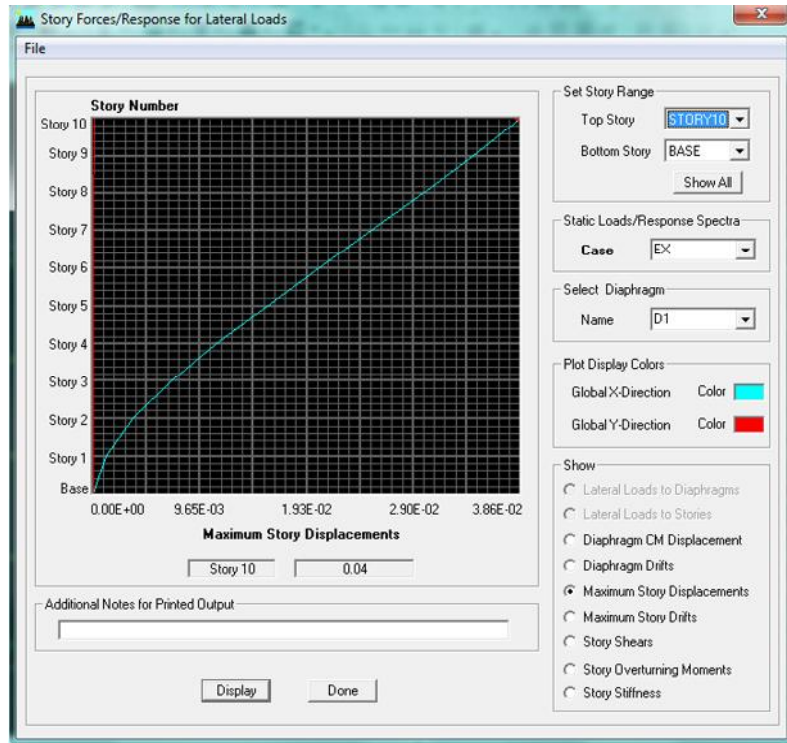
$$\delta_{\max} \leq f = \frac{H_t}{500}$$

f : La flèche admissible.

H<sub>t</sub> : La hauteur totale du bâtiment.

$$\delta_{\max} = 0,03 \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{30,6}{500} = 0,0612 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Sens longitudinal :



FigV.24. Vérification des déplacements selon E<sub>x</sub>

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule

$$\text{suivante : } \delta_{\max} \leq f = \frac{H_t}{500}$$

f : La flèche admissible.

H<sub>t</sub> : La hauteur totale du bâtiment.

$$\delta_{\max} = 0,04 \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{30,6}{500} = 0,0612 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Le déplacement horizontal** : à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

D'après le RPA 99 (Art 4.43) :  $\delta_K = R \times \delta_{ek}$

**Avec** :  $\delta_k$  : déplacement du aux forces sismique. F<sub>i</sub> (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement.

**Le déplacement relatif** : au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

NIVEAU	$\delta_x$ (m)	$\delta_y$ (m)	$\Delta_k x$ (m)	$\Delta_k y$ (6m)	1% h (m)	Vérification
9	0,0385	0,0337	0,0042	0,0038	0,0306	OK
8	0,0343	0,0299	0,0045	0,0040	0,0306	OK
7	0,0298	0,0259	0,0047	0,0041	0,0306	OK
6	0,0251	0,0218	0,0047	0,0041	0,0306	OK
5	0,0204	0,0177	0,0048	0,0041	0,0306	OK
4	0,0156	0,0136	0,0045	0,0039	0,0306	OK
3	0,0111	0,0097	0,0040	0,0035	0,0306	OK
2	0,0071	0,0062	0,0035	0,0030	0,0306	OK
1	0,0036	0,0032	0,0025	0,0022	0,0306	OK
RDC	0,0011	0,001	0,0011	0,001	0,0306	OK

Tableau V.6: Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey.

**Remarque:**

Lors du calcul des déplacements, la valeur du coefficient de comportement R est déjà introduite dans le logiciel ETABS, d'où il n'est pas nécessaire de l'introduire au moment de modéliser (on a spécifié le type de contreventement dans le spectre de réponse).

**J. Justification Vis a Vis De l'effet P-Δ:**

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \times \Delta_k / V_k \times h_k \leq 0,10 \quad (\text{RPA99 / Art 5.9})$$

Avec :

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k » calculés suivant le formule ci-après

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{G^*} + \beta W_{Q_i})$$

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérant la combinaison (G+Q+E).

$h_k$  : hauteur de l'étage « k ».

Niv	P <sub>k</sub> (KN)	Δ <sub>kξ</sub> (μ)	Δ <sub>kψ</sub> (μ)	V <sub>kx</sub> (m)	V <sub>ky</sub> (m)	h <sub>k</sub> (m)	θ <sub>kξ</sub>	θ <sub>kψ</sub>	Vérification
9	3221,46	0,0042	0,0038	1227,07	1222,07	3,06	0,0036	0,0032	OK
8	6386,26	0,0045	0,0040	2265,88	2272,02	3,06	0,0020	0,0036	OK
7	9551,06	0,0047	0,0041	3063,93	3072,47	3,06	0,0047	0,0041	OK
6	12810,34	0,0047	0,0041	3737,01	3740,47	3,06	0,0052	0,0046	OK
5	16069,61	0,0048	0,0041	4305,66	4304,83	3,06	0,0058	0,0050	OK
4	19328,89	0,0045	0,0039	4796,4	4793,97	3,06	0,0059	0,0051	OK
3	22691,44	0,0040	0,0035	5214,66	5216,76	3,06	0,0057	0,0049	OK
2	26059,73	0,0035	0,0030	5553,41	5564,86	3,06	0,0053	0,0046	OK
1	29428,02	0,0025	0,0022	5812,65	5834,07	3,06	0,0041	0,0036	OK
RDC	32796,31	0,0011	0,001	5936,26	5963,75	3,06	0,0019	0,0018	OK

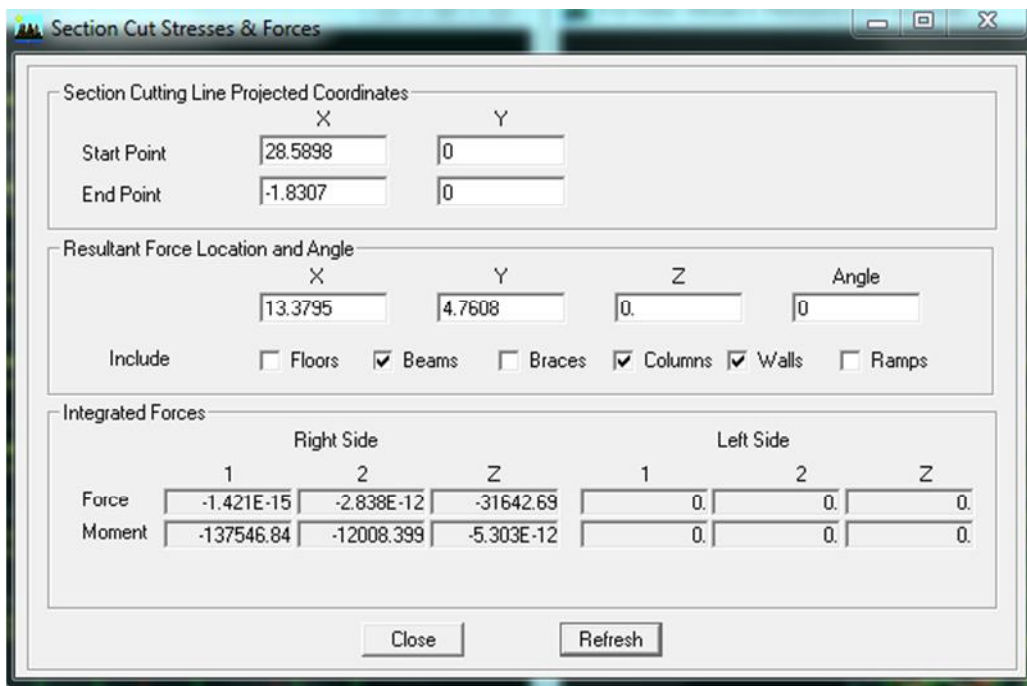
Tableau V.9 : justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ dans les deux Sens

D'où θ<sub>kx</sub> et θ<sub>ky</sub> sont inférieure à « 0,1 × h<sub>k</sub> ».

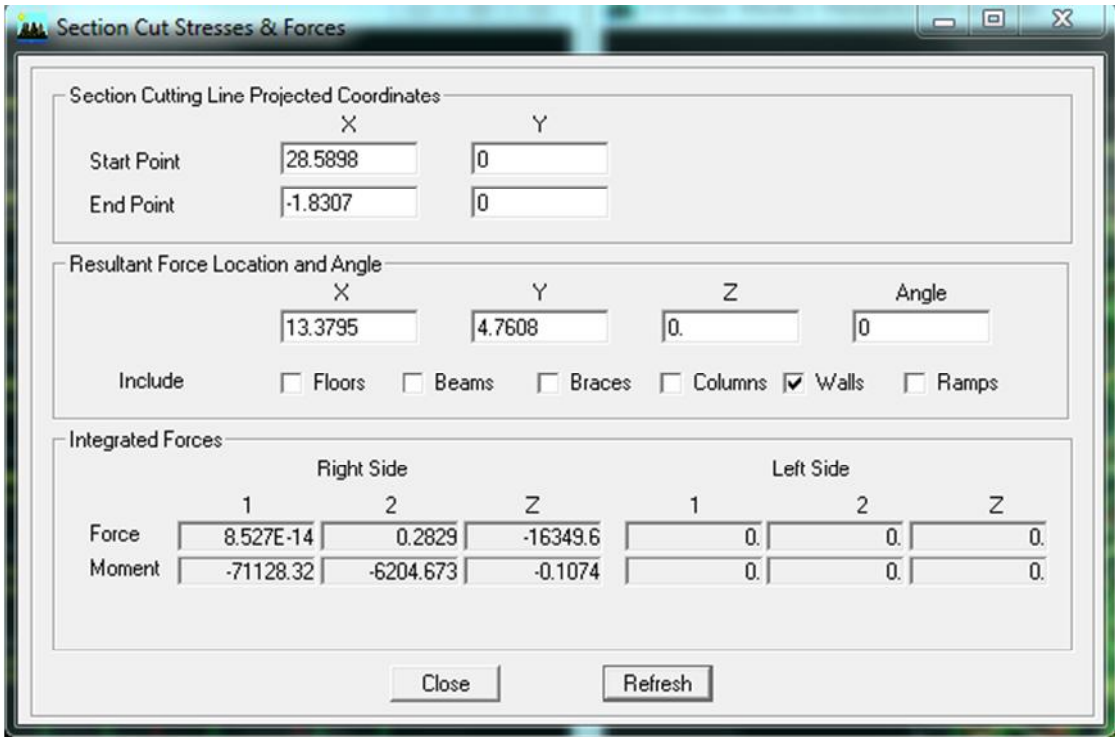
Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

**K. Calcul du pourcentage de participation des voiles et portiques :**

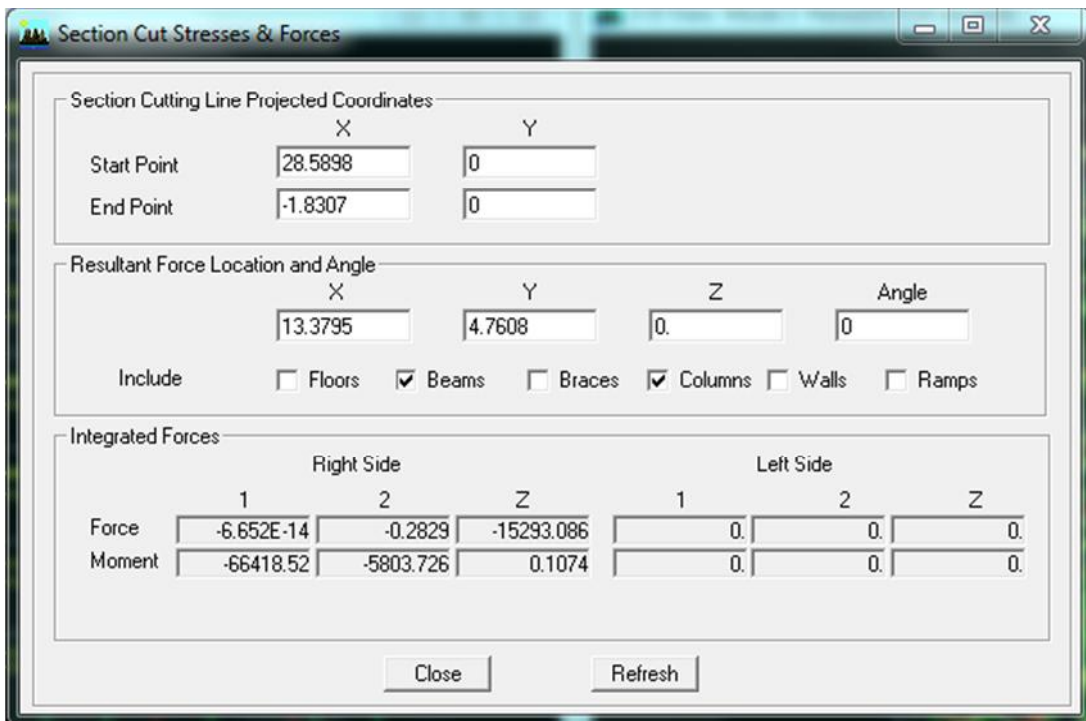
❖ **Charge verticale :**



FigV.25 L'effort de la charge verticale repris par l'ensemble



FigV.26 L'effort de la charge verticale repris par les voiles



FigV.27 L'effort de la charge verticale repris par les portiques

**Résultats :**

Effort repris par l'ensemble :-31642,69 KN

Effort repris par les portiques :-15293,086 KN

Effort repris par les voiles :-16349,6 KN

**Conclusion 1 :**

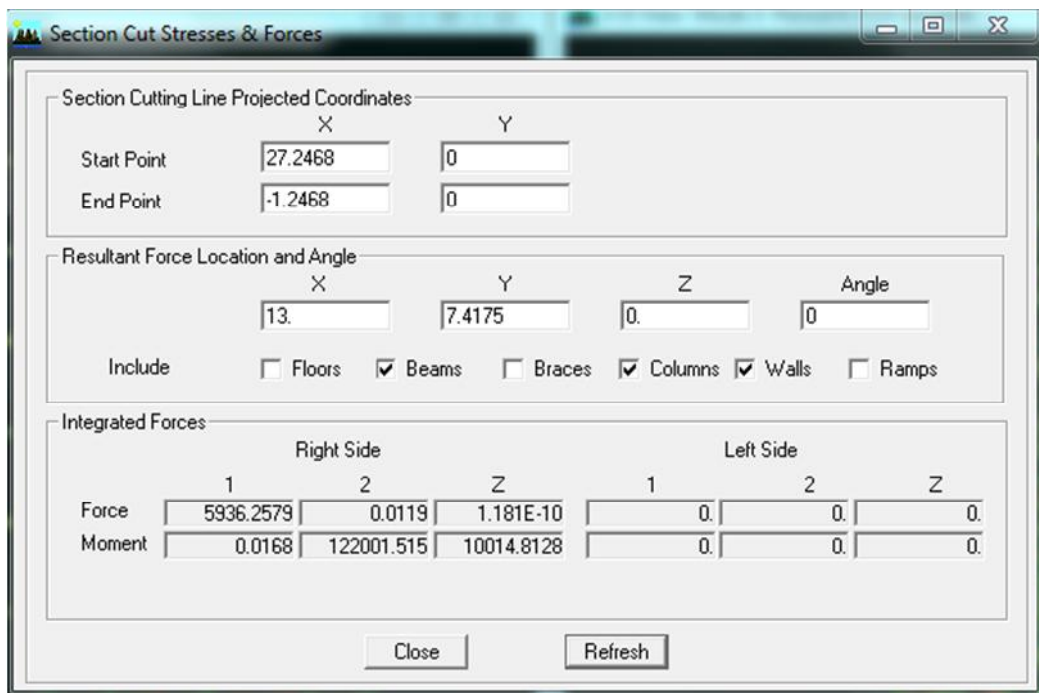
Le pourcentage repris par :

Les portiques : 48,3305%

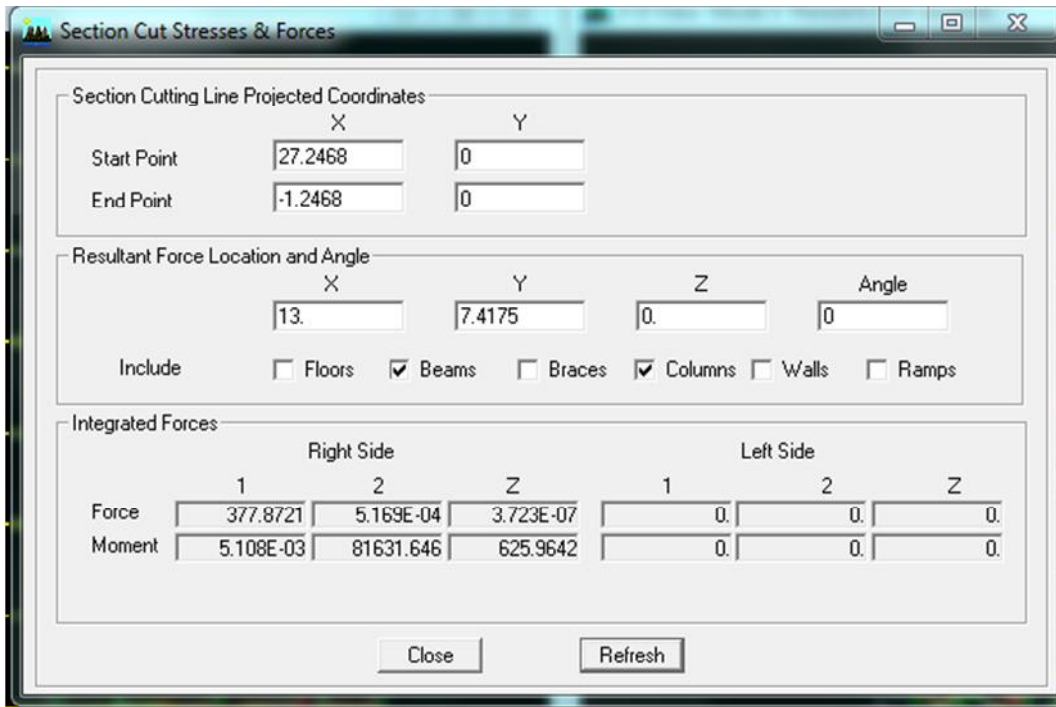
Les voiles : 51,669%

❖ **Charges horizontales :**

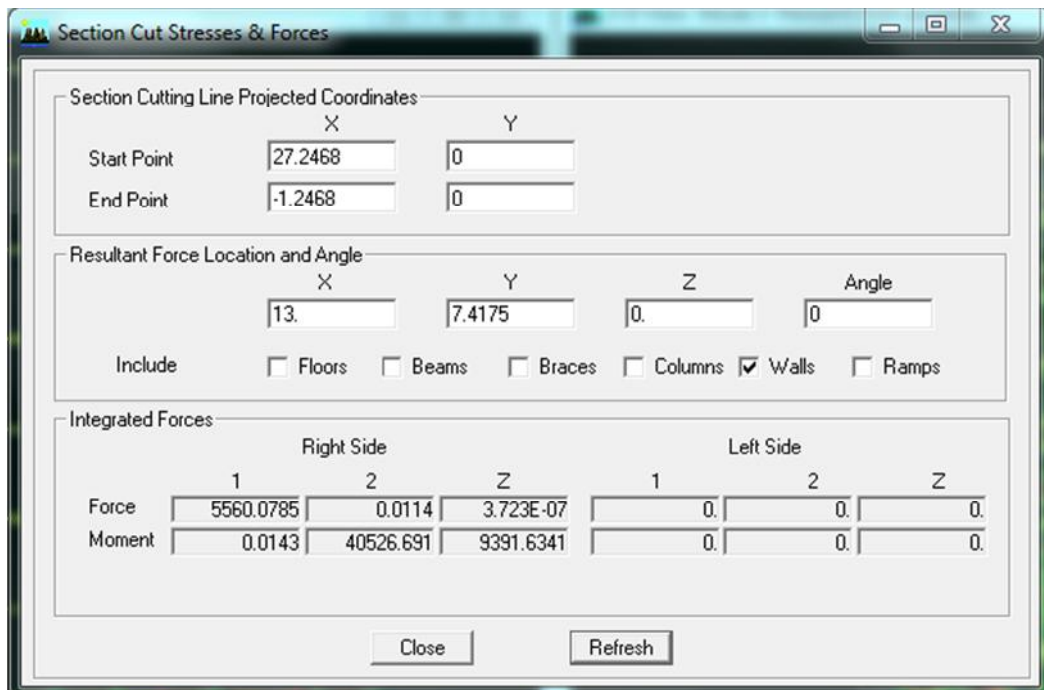
- **Suivant X-X :**



**FigV.28** L'effort de la charge Ex repris par l'ensemble



FigV.29 L'effort de la charge Ex repris par les portiques



FigV.30 L'effort de la charge Ex repris par les voiles

**Résultats :**

Effort repris par l'ensemble : 5936,2579 KN

Effort repris par les portiques: 377,8721 KN

Effort repris par les voiles : 5560,0785KN

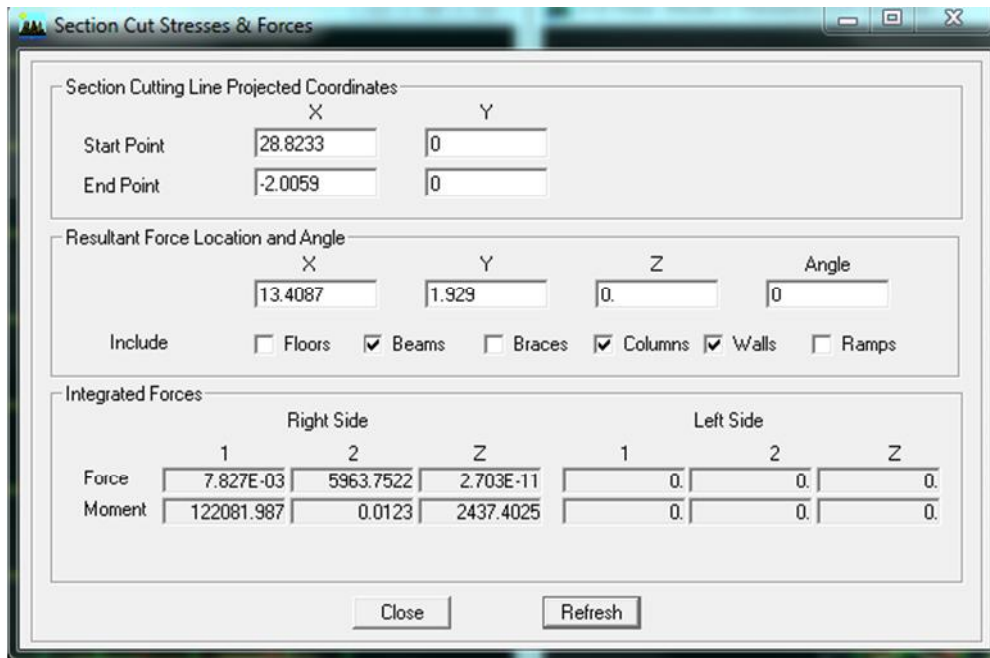
**Conclusion 2:**

Le pourcentage repris par :

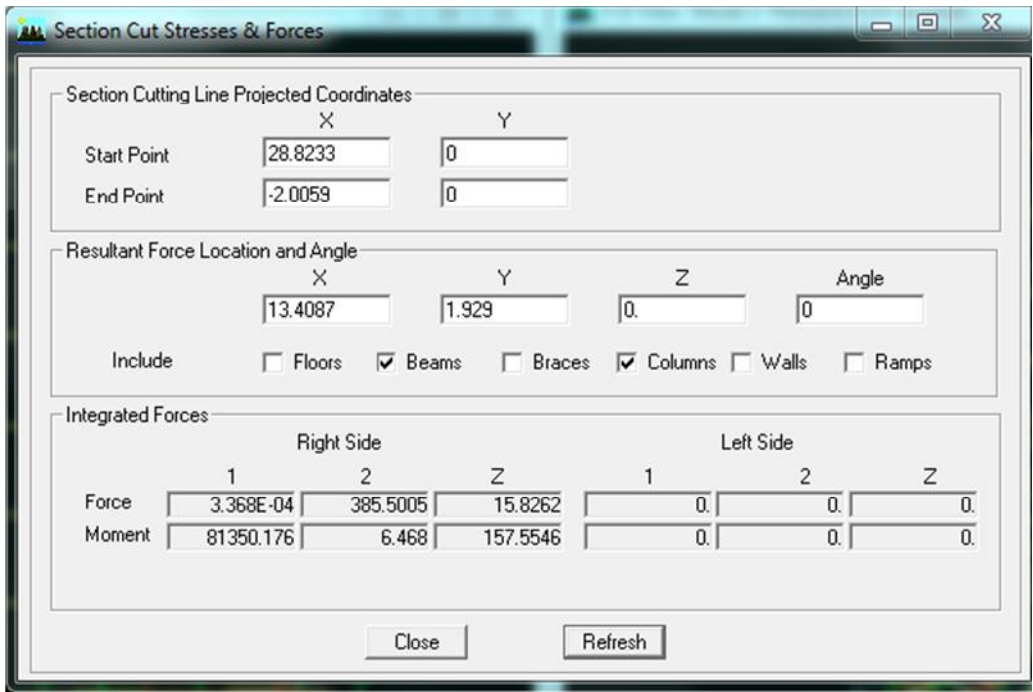
Les portiques : 6,36%

Les voiles : 93,67%

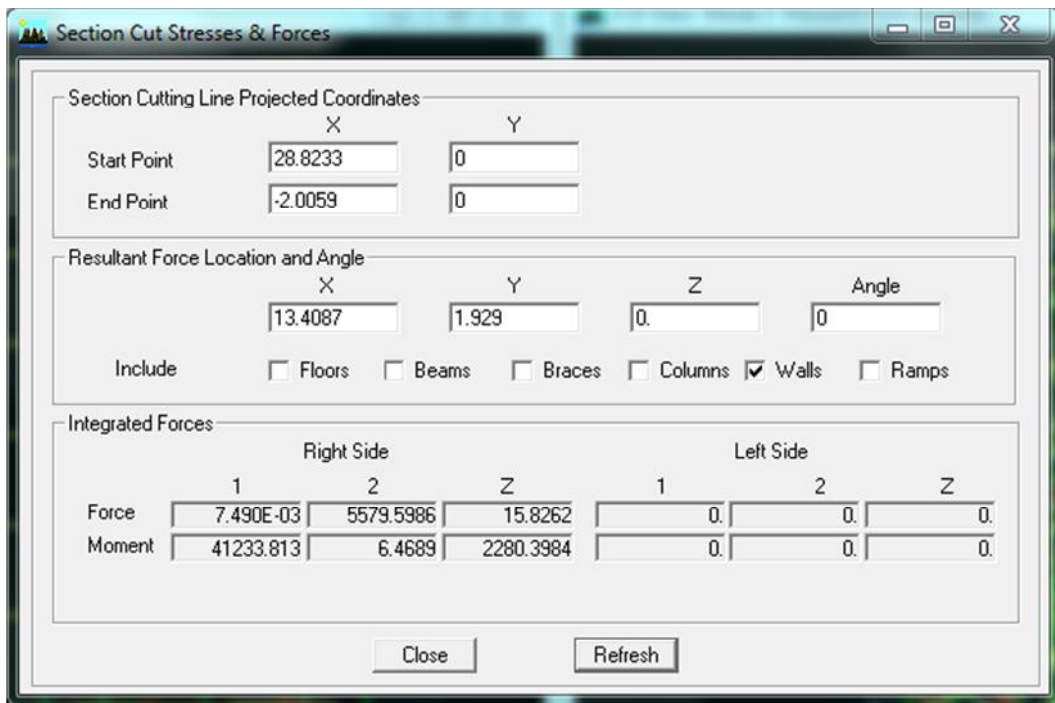
- **Suivant Y-Y :**



**FigV.31 L'effort de la charge Ey repris par l'ensemble**



FigV.32 L'effort de la charge Ey repris par les portiques



FigV.33 L'effort de la charge Ey repris par les voiles

**Résultats :**

Effort repris par l'ensemble : 5963,7522 KN

Effort repris par les portiques : 385,5005 KN

Effort repris par les voiles : 5579,5986 KN

**Conclusion 3 :**

Le pourcentage repris par :

Les portiques : 6,46 %

Les voiles : 93,56 %

**Conclusion :**

Des trois conclusions précédentes, on déduit que notre structure est contreventée par voiles porteurs en béton armé.

**Rappel : RPA99/ modifié 2003(Art 3.4.A)****2. Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé :**

Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

**Donc :**

Les vérifications de l'RPA sont vérifiées, d'où on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.



CHAPITRE VI

*Ferraillage des  
portiques*

**VII.1 Poteaux :****1. Introduction**

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à L'ELS en flexion composée, le calcul est effectué en considérant les efforts et moments fléchissant suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.
- Et sous l'effet des sollicitations les plus défavorables pour les cas suivants:

<i>Situation</i>	$\sigma_b$	$f_{c28}$ (MPa)	$f_{bu}$ (MPa)	$F_e$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
<i>Situation durable</i>	1,5	25	14,2	400	348
<i>Situation accidentelle</i>	1,15	25	18,48	400	400

**Tableau VI.1.1 : Caractéristiques mécanique des matériaux**

**2. Recommandations de l'RPA :**❖ **Armatures longitudinales (Art 7.4.2.1) :**

Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence (HA), droites et sans crochets et avoir un diamètre minimal est supérieur ou égal à 12 mm.

- La longueur minimale de recouvrement est de  $50\Phi$  (zone III).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm (zone III).
- Le pourcentage minimal est 0,9 % ( $b \times h$ )
- Le pourcentage maximum est :  
4 % (zone courante) ; 6 % (zone de recouvrement) ;
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

❖ **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 :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e}$$

**Avec :**  $V_u$  : Effort tranchant de calcul.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par 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'élancement 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.

✓ **Dans la zone nodale :**  $S_t \leq 10 \text{ cm}$ .

✓ **Dans la zone courante :**  $S_t \leq \text{Min} (b_1/2, h_1/2, 10 \varnothing_1)$

$\varnothing$  : 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 ( $\Phi_{\text{cheminées}} 12\text{cm}$ ) 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  $135^0$  ayant une longueur droite de  $10\Phi_{\text{min}}$ .
- ❖ **Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport aux sections du béton sont :**

Sections des poteaux	Pourcentage minimal	Pourcentage maximal	
	$A_{\text{min}} = 0,9\% \times b \times h$ ( $\text{cm}^2$ )	Zone courante $A_{\text{max}} = 0,04 \times b \times h$	Zone de recouvrement $A_{\text{max}} = 0,06 \times b \times h$
(40 × 40)	14,4	64	96
(35 × 35)	11,025	49	73,5
(30 × 30)	8,1	36	54

Tableau VI.1.2 : sections minimale et maximale dans les poteaux

3. *Etapes de calcul en flexion composée à l'ELU :*

❖ **Calcul du centre de pression :**

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

N étant un effort de compression, deux cas peuvent se présenter :

- Section partiellement comprimée (SPC)
- Section entièrement comprimée (SEC)

**a) Section partiellement comprimée (S.P.C) :**

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

$$e_u > \left(\frac{h}{2} - c\right) \quad ; \quad N_u (d - c') - M_f \leq (0,337h - 0,81c)bh^2f_{bu}$$

Avec :

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

$M_f$  : Moment fictif.

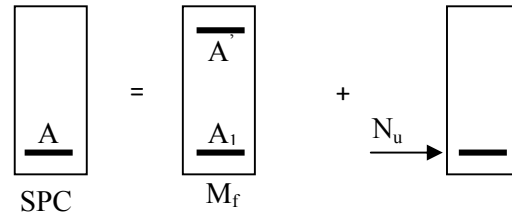


Fig VI.1.1 section d'un poteau à SPC

✓ Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}$$

Si :  $\mu \leq \mu_1 = 0,392$  .....la section est simplement armée.

$$\mu \xrightarrow{\text{tableau}} \beta$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est :  $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

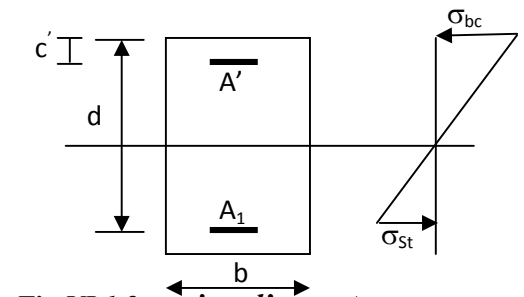


Fig VI.1.2 section d'un poteau

Si :  $\mu \geq \mu_1 = 0,392$  .....la section est doublement armée.

et on calcul : .....  $M_r = \mu_1 bd^2 f_{bu}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$M_r$  : Moment ultime pour une section simplement armée

La section réelle d'armature :  $A'_s = A'$  ;  $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

**b) Section entièrement comprimée (S.E.C) :**

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est vérifiée :

$$e_u \leq \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u (d - c') - M_f > \left( 0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bu}$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$\mathbf{b.1) Si :} \left( 0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bu} < N_u (d - c') - M_f < \left( 0,5 - \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bu}$$

$$\text{Les sections d'armatures sont : } A_1 = \frac{N - 100\Psi bh f_{bu}}{100\sigma_s} \quad ; \quad A_2 = 0$$

Avec :

$$\Psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{bh^2 f_{bu}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

$$\mathbf{b.2) Si} N_u (d - c') - M_f \geq \left( 0,5 - \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bu}$$

$$\text{Les sections d'armatures sont : } A_1 = \frac{M_f - (d - 0,5h) bh f_{bu}}{(d - c')\sigma_s} \quad ; \quad A_2 = \frac{N - bh f_{bu}}{\sigma_s} - A_1$$

**Remarque :**

Si :  $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$  (excentricité nulle  $\Rightarrow$  compression pure), le calcul se fera à l'état limite de

stabilité de forme et la section d'armature sera :  $A = \frac{N_u - B f_{bu}}{\sigma_s}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier.

**Note :**

Le ferrailage des poteaux sera fait par zone, car il est possible de d'adopter le même ferrailage pour certains niveaux.

**Zone I :** du 1<sup>er</sup> niveau au 3<sup>ème</sup>.  $\Rightarrow$  Section (40  $\times$  40).

**Zone II :** du 4<sup>ème</sup> niveau au 7<sup>ème</sup>.  $\Rightarrow$  Section (35  $\times$  35).

**Zone III :** du 8<sup>ème</sup> niveau au 10<sup>ème</sup>.  $\Rightarrow$  Section (30  $\times$  30).

*Sens longitudinal :*

Poteau	Combinaison	$N_{max}$ (KN)	$M_{cors}$ (KN.m)	$N_{min}$ (KN)	$M_{cors}$ (KN.m)	$M_{max}$ (KN)	$N_{Corr}$ (KN.m)
40×40	ELU	1824,24	1,666	251,62	4,014	12,853	682
	ELS	1322,51	1,211	183,9	2,925	9,322	495,78
	Acc	1576,56	15,564	1007,79	3,478	64,394	401,54
35×35	ELU	1028,51	11,678	112,37	4,653	18,866	676,52
	ELS	745,92	8,46	82,08	3,387	13,666	490,95
	Acc	853,73	1,917	193,76	0,116	29,952	310,01
30×30	ELU	504,87	14,382	7,7	0,309	21,082	171,52
	ELS	366,61	10,418	5,61	0,225	15,279	125,31
	Acc	417,51	40,519	51,2	0,905	49,436	141,84

*Sens transversal :*

Poteau	Combinaison	$N_{max}$ (KN)	$M_{cors}$ (KN.m)	$N_{min}$ (KN)	$M_{cors}$ (KN.m)	$M_{max}$ (KN)	$N_{Corr}$ (KN.m)
40×40	ELU	1824,24	1,017	251,62	0,592	39,295	682
	ELS	1322,51	0,734	183,9	0,429	28,372	495,78
	Acc	1697,65	15,245	1243,44	2,881	16,315	505,84
35×35	ELU	1028,51	2,672	112,37	0,353	40,779	378,88
	ELS	745,92	1,93	82,08	0,255	29,45	275,55
	Acc	750,61	31,308	296,72	1,1	53,348	290,13
30×30	ELU	504,87	2,37	7,7	3,768	39,02	92,49
	ELS	366,61	1,712	5,61	2,73	28,237	67,61
	Acc	368,1	23,178	42,59	0,632	46,607	72,95

Tableau VI.1.3: les valeurs des différents efforts relevés de l'ETABS.

## 4. Calcul à l'ELU et au Séisme :

Exemple de calcul manuel :

## • Poteaux 30x30 :

 $N_u = 504,87 \text{ KN}$  et  $M_u = 2,37 \text{ KN.m}$  (sens transversal)

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} = 0,0047 \leq \left( \frac{h}{2} - c \right) = 0,12 \quad \Rightarrow \quad \text{S.E.C}$$

Vérification de la 1<sup>er</sup> condition :

$$\left( 0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bu} < N_u (d - c') - M_f < \left( 0,5 - \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bu}$$

 $\Rightarrow$  Condition non vérifiée.

Donc : Les sections d'armatures sont :

$$A_1 = \frac{M_f - (d - 0,5h) bh f_{bu}}{(d - c') \sigma_s} \quad \Rightarrow$$

$$A_1 = \frac{73,36 - (0,27 - 0,5h) 0,3 \times 0,3 \times 14,2 \times 10^3}{(0,27 - 0,03) 348 \times 10^{-3}} = -9,57 \text{ cm}^2$$

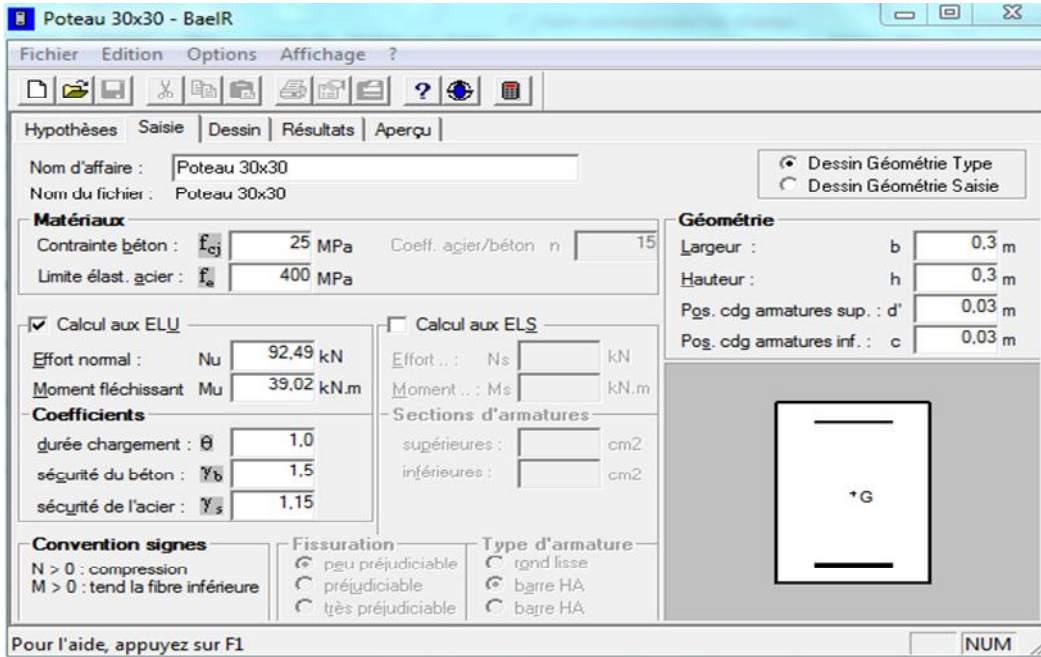
$$A_2 = \frac{N - bh f_{bu}}{\sigma_s} - A_1 = -2,22 \text{ cm}^2$$

**Remarque :**Les valeurs des sections d'armature  $A_1$  et  $A_2$  sont négatives donc les armatures sont négligées.**Note :**

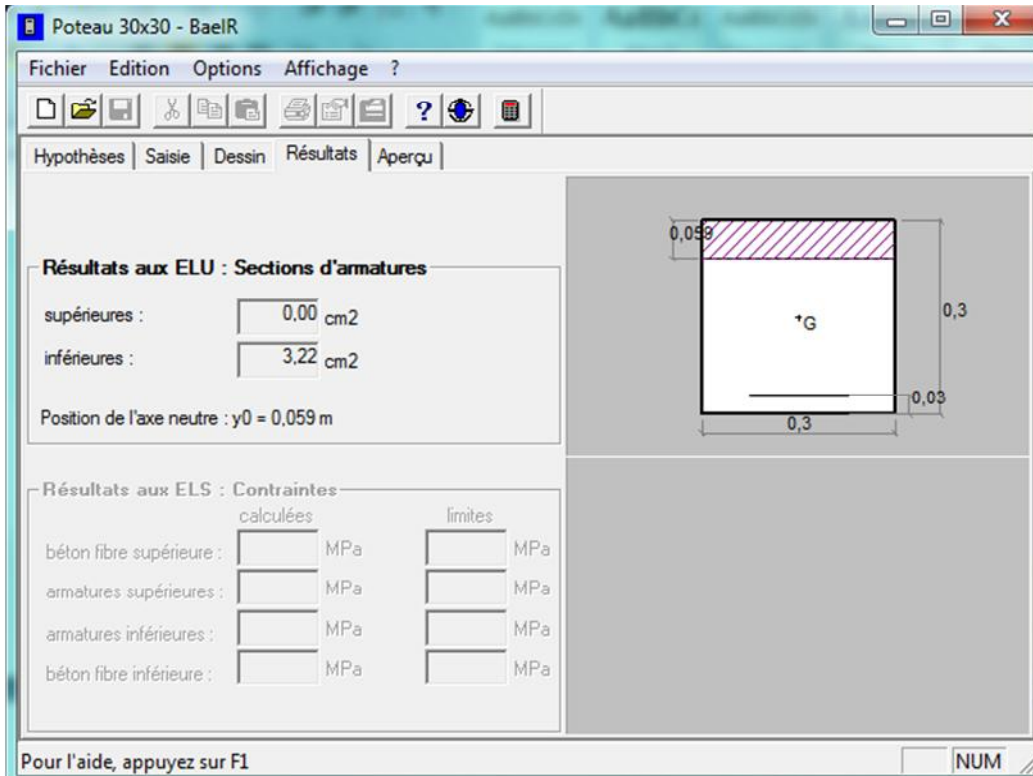
Les résultats des sections d'armature dans les tableaux qui suivent sont donnés par le logiciel SOCOTEC.

Exemple de calcul donné par SOCOTEC:

On introduit les données : N, M, b, h, fe .



Et le résultat qu'on obtient est le suivant :



Section	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	Nature	A <sub>1</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>2</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (RPA) (cm <sup>2</sup> )	Choix (A <sub>s</sub> )	Section adoptée (cm <sup>2</sup> )
40×40	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	1824,24	M <sub>2</sub> = 1,017	SEC	0	0	14,4	8HA16	16,08
			M <sub>3</sub> = 1,666		0	0			
	N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	251,62	M <sub>2</sub> = 0,592	SEC	0	0			
			M <sub>3</sub> = 4,014		0	0			
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	682	M <sub>2</sub> = 39,295	SEC	0	0			
			M <sub>3</sub> = 12,853		0	0			
35×35	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	1028,51	M <sub>2</sub> = 2,672	SEC	0	0	11,025	4HA16 + 4HA14	14,19
			M <sub>3</sub> = 11, 678		0	0			
	N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	112,37	M <sub>2</sub> = 0,353	SEC	0	0			
			M <sub>3</sub> = 4,653		0	0			
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	676,52	M <sub>2</sub> = 40,779	SEC	0	0			
			M <sub>3</sub> = 18,866		0	0			

Tableau VI.1.4. Ferraillage des poteaux à l'ELU dans les deux sens.

Section	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	Nature	A <sub>1</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>2</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (RPA) (cm <sup>2</sup> )	Choix (A <sub>s</sub> )	Section adoptée (cm <sup>2</sup> )
30×30	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	504,87	M <sub>2</sub> = 2,37	SEC	0	0	8,1	8HA14	12,30
			M <sub>3</sub> = 14,382		0	0			
	N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	7,7	M <sub>2</sub> = 3,678	SPC	0	0,28			
			M <sub>3</sub> = 0,309	SEC	0	0			
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	92,49	M <sub>2</sub> = 39,171	SEC	0	3,22			
			M <sub>3</sub> = 21,082		0	0			

Tableau VI.1.5. Ferraillage des poteaux à l'ELU dans les deux sens (suite).

Section	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	Nature	A <sub>1</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>2</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (RPA) (cm <sup>2</sup> )	Choix (A <sub>s</sub> )	Section adoptée (cm <sup>2</sup> )
40×40	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	1824,24	M <sub>2</sub> = 1,017	SEC	0	0	14,4	8HA16	16,08
			M <sub>3</sub> = 1,666		0	0			
	N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	251,62	M <sub>2</sub> = 0,592	SEC	0	0			
			M <sub>3</sub> = 4,014		0	0			
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	682	M <sub>2</sub> = 39,295	SEC	0	0			
			M <sub>3</sub> = 12,853		0	0			
35×35	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	1028,51	M <sub>2</sub> = 2,672	SEC	0	0	11,025	4HA16 + 4HA14	14,19
			M <sub>3</sub> = 11, 678		0	0			
	N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	112,37	M <sub>2</sub> = 0,353	SEC	0	0			
			M <sub>3</sub> = 4,653		0	0			
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	676,52	M <sub>2</sub> = 40,779	SEC	0	0			
			M <sub>3</sub> = 18,866		0	0			

Tableau VI.1.6. Ferraillage des poteaux en situation accidentelle dans les deux sens.

Section	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	Nature	A <sub>1</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>2</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (RPA) (cm <sup>2</sup> )	Choix (A <sub>s</sub> )	Section adoptée (cm <sup>2</sup> )
<b>30×30</b>	<b>N<sub>max</sub>-M<sub>corr</sub></b>	504,87	M <sub>2</sub> = 2,37	SEC	0	0	8,1	<b>8HA14</b>	<b>12,30</b>
			M <sub>3</sub> = 14,382		0	0			
	<b>N<sub>min</sub>-M<sub>corr</sub></b>	7,7	M <sub>2</sub> = 3,678	SPC	0	0,28			
			M <sub>3</sub> = 0,309	SEC	0	0			
	<b>N<sub>corr</sub>-M<sub>max</sub></b>	92,49	M <sub>2</sub> = 39,171	SEC	0	3,22			
			M <sub>3</sub> = 21,082		0	0			

Tableau VI.1.7. Ferraillage des poteaux en situation accidentelle dans les deux sens (suite)

## 5. Vérification à l'ELU :

## a. Longueur de recouvrement :

$$\text{Zone I : } L_r = 50 \phi_1 = 50 \times 1,6 = 80 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone II : } L_r = 50 \phi_1 = 50 \times 1,6 = 80 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone III : } L_r = 50 \phi_1 = 50 \times 1,4 = 70 \text{ cm}^2$$

## b. Délimitation de la zone nodale : (Art 7.4.2.2 de RPA 99 modifié 2003).

Au niveau des poutres :  $L' = 2 h$  ; Avec :  $h =$  hauteur de la poutre

Au niveau des poteaux :  $h' = \max (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm})$

$$= \max (286/6 ; 40 ; 40 ; 60) = 60 \text{ cm}$$

Avec :

$b_1, h_1$  : dimensions du poteau

$h_e$  : hauteur entre nu de poteau.

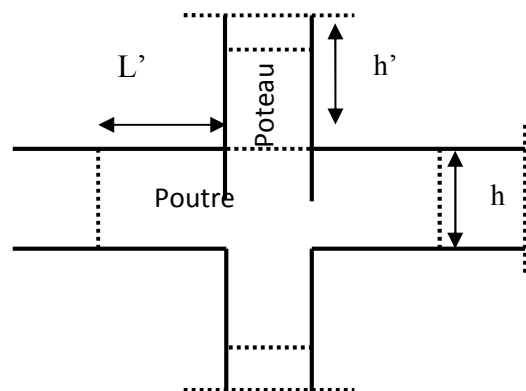


Fig VI.1.3. Délimitation de la zone nodale

## c. Vérification au cisaillement :

$$\tau_b = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

Avec :

$\tau_u$  : contrainte de cisaillement

$T_u$  : effort tranchant de la section étudiée

$b$  : la largeur de la section étudiée

$d$  : la hauteur utile ( $d = h - c$ )

❖ Calcul de la contrainte dans le béton:

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

❖ Calcul de la contrainte admissible dans le béton:

On a: 
$$\begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \lambda_g = \frac{l_f}{h} > 5 \end{cases}$$

$\lambda_g$  : l'élanement géométrique du poteau.

$l_f$ : longueur du flambement du poteau ;  $l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$

Les résultats sont les suivants :

Niveau	Vu	b(m)	d(m)	$\lambda_g$	$\rho_d$	$\tau_b$	$\bar{\tau}_{bu}$	obs
RDC, 1, 2, 3	$V_2 = 8,98$	0,40	0,37	5,355	0,075	0,006	1,875	OK
	$V_3 = 26,98$					0,018		
4, 5, 6	$V_2 = 13,05$	0,35	0,32	6,12	0,075	0,116	1,875	OK
	$V_3 = 27,94$					0,025		
7, 8, 9	$V_2 = 15,02$	0,30	0,27	7,14	0,075	0,018	1,875	OK
	$V_3 = 27,7$					0,034		

Tableau VI.1.8 Vérification des efforts tranchant dans les poteaux dans les deux sens.

6. Vérification à l'ELS :

a. Condition de non fragilité : si :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \left[ \frac{e_s - 0,455 \cdot d}{e_s - 0,185 \cdot d} \right]$$

⇒ Condition vérifiée.

Section	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	$e_s$	Nature	h/6	$A_{min}(RPA)$ (cm <sup>2</sup> )	Obs
40×40	$N_{max}-M_{corr}$	1322,51	$M_2 = 0,734$	0,00055	SEC	0,066	4,39	OK
			$M_3 = 1,211$	0,00091				
	$N_{min}-M_{corr}$	183,9	$M_2 = 0,429$	0,00233	SEC		4,40	
			$M_3 = 2,925$	0,01590				
	$N_{corr}-M_{max}$	495,78	$M_2 = 28,372$	0,0572	SEC		4,41	
			$M_3 = 9,322$	0,0188				
35×35	$N_{max}-M_{corr}$	745,92	$M_2 = 1,93$	0,0026	SEC	0,058	4	OK
			$M_3 = 8,46$	0,0113				
	$N_{min}-M_{corr}$	82,08	$M_2 = 0,255$	0,0031	SEC		4,02	
			$M_3 = 3,387$	0,0412				
	$N_{corr}-M_{max}$	275,55	$M_2 = 29,45$	0,1068	SEC		4,06	
			490,95	$M_3 = 13,666$				

Tableau VI.1.9. Vérification de la condition non fragilité à l'ELS dans les deux sens

Section	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	$e_s$	Nature	h/6	$A_{min}(RPA)$ (cm <sup>2</sup> )	Obs
30×30	$N_{max}-M_{corr}$	366,61	$M_2 = 1,712$	0,0046	SEC	0,05	2,41	OK
			$M_3 = 10,418$	0,0284				
	$N_{min}-M_{corr}$	5,61	$M_2 = 2,73$	0,4866	SPC		2,56	
			$M_3 = 0,225$	0,0401	SEC		2,41	
	$N_{corr}-M_{max}$	125,31	$M_2 = 15,279$	0,1219	SEC		2,44	
			$M_3 = 28,237$	0,4117			2,53	

Tableau VI.1.10. Vérification de la condition non fragilité à l'ELS dans les deux sens (suite).

**b. Vérification des contraintes :**❖ **Contrainte du béton :** [BAEL 91A.4.5.2]

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

**Remarque :**

On peut y vérifier la contrainte dans le béton par deux méthodes, manuellement ou à l'aide du logiciel SOCOTEC.

• **Méthode manuelle :**

On a deux cas à vérifier à l'ELS :

➤ **Si :**  $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$   $\Rightarrow$  La section est entièrement comprimée (SEC).

✓ L'aire de la section homogène totale :  $S = bh + 15(A_s + A'_s)$

✓ La position du centre de gravité qui est situé à une distance  $X_G$  au-dessus du CDG géométrique :

$$X_G = 15 \frac{A'_s (0,5h - d') - A_s (d - 0,5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

✓ L'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15[A'_s (0,5h - d' - X_G)^2 + A_s (d - 0,5h + X_G)^2]$$

✓ Les contraintes dans le béton valent :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \frac{N_{\text{ser}} (e_s - X_G) \left( \frac{h}{2} - X_G \right)}{I} \quad \text{Sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} - \frac{N_{\text{ser}} (e_s - X_G) \left( \frac{h}{2} + X_G \right)}{I} \quad \text{Sur la fibre inférieure}$$

**Enfin ; on vérifie :**

$$\max (\sigma_{\text{sup}} ; \sigma_{\text{inf}}) \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

➤ Si :  $\frac{M_s}{N_s} \geq \frac{h}{6} \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée (SPC)

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :  $y_1 = y_2 + l_c$

Avec :

$y_1$  : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé.

$y_2$  : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp.

$l_c$  : La distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

$y_2$  est obtenu avec la résolution de l'équation suivante :  $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

$$\left\{ \begin{array}{l} l_c = \frac{h}{2} - e_s \\ \text{Avec : } p = -3 \times l_c^2 - 6n\bar{A}_u \frac{l_c - c'}{b} + 6nA_u \frac{d - l_c}{b} \\ q = -2 \times l_c^3 - 6n\bar{A}_u \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6nA_u \frac{(d - l_c)^2}{b} \end{array} \right.$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul  $\Delta$  :  $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

➤ Si  $\Delta \geq 0$  :  $t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q)$  ;  $u = \sqrt[3]{t}$  ;  $y_2 = u - \frac{p}{3u}$

➤ Si  $\Delta < 0 \Rightarrow$  L'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = \text{acos}\left(\frac{\alpha}{3}\right) \quad ; \quad y_2^2 = \text{acos}\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) \quad ; \quad y_2^3 = \text{acos}\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) \quad ; \quad a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour  $y_2$  la valeur positive ayant un sens physique tel que :  $0 < y_1 = y_2 + l_c < h$

Donc :  $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15\left[A_s(d - y_1)^2 + A'_s(y_1 - d')^2\right]$$

**Finalement la contrainte de compression dans le béton est :**  $\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{I} y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Les résultats de la vérification sont donnés par le logiciel SOCOTEC :

Section	sollicitation	M <sub>2</sub>		M <sub>3</sub>		$\overline{\sigma}_{bc}$	Observation
		$\sigma_{inf}$	$\sigma_{sup}$	$\sigma_{inf}$	$\sigma_{sup}$		
40 × 40	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	9,5	5,3	9,6	5,2	15	OK
	N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	1,4	0,7	1,6	0,5	15	
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	6	0	4,3	1,4	15	
35 × 35	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	7,3	3,5	8,1	2,9	15	OK
	N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	0,8	0,4	1,2	0	15	
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	6,4	0	6,3	1,1	15	
30 × 30	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	5,1	2	7,2	0	15	OK
	N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	0,7	0	0,1	0	15	
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	4,0	0	7,2	0	15	

Tableau VI.1.11. Vérification de la contrainte du béton.

c. Contrainte de l'acier :

On vérifie :

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Section	solicitation	M2	M3	$\overline{\sigma}_{st}$	Observation
		$\sigma_{inf}$	$\sigma_{inf}$		
40 × 40	$N_{max}-M_{corr}$	85,5	85,1	348	OK
	$N_{min}-M_{corr}$	11,6	9,7	348	
	$N_{corr}-M_{max}$	8,9	25	348	
35 × 35	$N_{max}-M_{corr}$	57,4	50	348	OK
	$N_{min}-M_{corr}$	6,3	1,6	348	
	$N_{corr}-M_{max}$	-18,2	23,7	348	
30 × 30	$N_{max}-M_{corr}$	35,4	10,8	348	OK
	$N_{min}-M_{corr}$	-8	0,2	348	
	$N_{corr}-M_{max}$	-21,1	-80,3	348	

Tableau VI.1.12. Vérification de la contrainte de l'acier

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

Aucune vérification à effectuer car la fissuration est non préjudiciable.

### 7. Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées d'une manière à empêcher tout mouvement des armatures longitudinales vers les parois.

- **Diamètre des aciers :**

$$\phi_t = \frac{\phi_{l_{\max}}}{3} = \frac{16}{3} = 5,33$$

$\phi_t$  : Diamètre maximum des armatures longitudinales.

Soit :  $\phi_t = 8\text{mm}$ .

- **L'espacement  $St$  :**

Il est calculé la section d'armature **At ; (RPA 99/modifié03, Art 7.4.2.2)**

- ✓ **Dans la zone nodale :**  $St \leq 10 \text{ cm}$ .  $\Rightarrow$  Soit  $St = 10\text{cm}$  (zone III)
- ✓ **Dans la zone courante :**  $St \leq \text{Min} (b_1/2, h_1/2, 10 \phi_1) \Rightarrow St = 14 \text{ cm}$ .

Ou  $\Phi_1$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{St} = \frac{\rho_1 \cdot T_u}{h_1 \cdot f_e} \quad (\text{RPA 2003 art 7.4.2.2})$$

**Avec :**

$T_u$  : effort tranchant de calcul.

$h_1$  : hauteur total de la section brute.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_1$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$\rho_1 = 2,5$  si l'élançement géométrique dans la direction considérée est  $\lambda_1 \geq 5$ .

$\rho_1 = 3,75$  dans le cas contraire.

L'élançement  $\lambda_g$  est donné par la relation :  $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$  ou  $\frac{l_f}{b}$

Exemple :  $l_0=306\text{cm}$

- Poteau de  $(30 \times 30) \text{ cm}^2$  :  $\lambda = \frac{l_f}{h} = \frac{0,7 \times 306}{30} = 7,14$
- Poteau de  $(35 \times 35) \text{ cm}^2$  :  $\lambda = \frac{l_f}{h} = \frac{0,7 \times 306}{35} = 6,14$
- Poteau de  $(40 \times 40) \text{ cm}^2$  :  $\lambda = \frac{l_f}{h} = \frac{0,7 \times 306}{40} = 5,355$

D'après l'RPA :

Si:  $\lambda_g \geq 5$  .....  $A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b_1$

Si:  $\lambda_g \geq 3$  .....  $A_t^{\min} = 0,8\% S_t \times b_1$

Si:  $3 < \lambda_g < 5$  ..... Interpoler entre les deux valeurs précédentes.

**Avec :**

$\lambda_g$  : L'élanement géométrique du poteau

$b_1$  : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

On remarque que :  $\lambda > 5 \Rightarrow$  donc :  $\rho_1 = 2,5$

- La quantité minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S_t \cdot b_1} \text{ en \%}$$

**En zone nodale : ( $S_t = 10\text{cm}$ )**

**Dans la zone courante : ( $S_t = 14\text{cm}$ )**

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

	(40 × 40)		(35 × 35)		(30 × 30)	
<b>Vu(KN)</b>	$V_2 = 8,98$	$V_3 = 26,98$	$V_2 = 13,05$	$V_3 = 27,94$	$V_2 = 15,02$	$V_3 = 27,7$
<b><math>\rho_1</math></b>	2,5		2,5		2,5	
<b><math>A_t^{\min}</math> (cm<sup>2</sup>) (zone nodale)</b>	1,2		1,05		0,9	
<b><math>A_t^{\min}</math> (cm<sup>2</sup>) (zone courante)</b>	1,68		1,47		1,26	
<b><math>A_t</math> (cm<sup>2</sup>) (zone nodale)</b>	0,14	0,42	0,23	0,49	0,31	0,57
<b><math>A_t</math> (cm<sup>2</sup>) (zone courante)</b>	1,96	0,59	0,32	0,69	0,44	0,8

Tableau VI.1.13. Sections des armatures transversales

**D'où :** les armatures transversales des poteaux seront composées d'un cadres HA8 et d'un losange HA8 pour tous les poteaux :  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

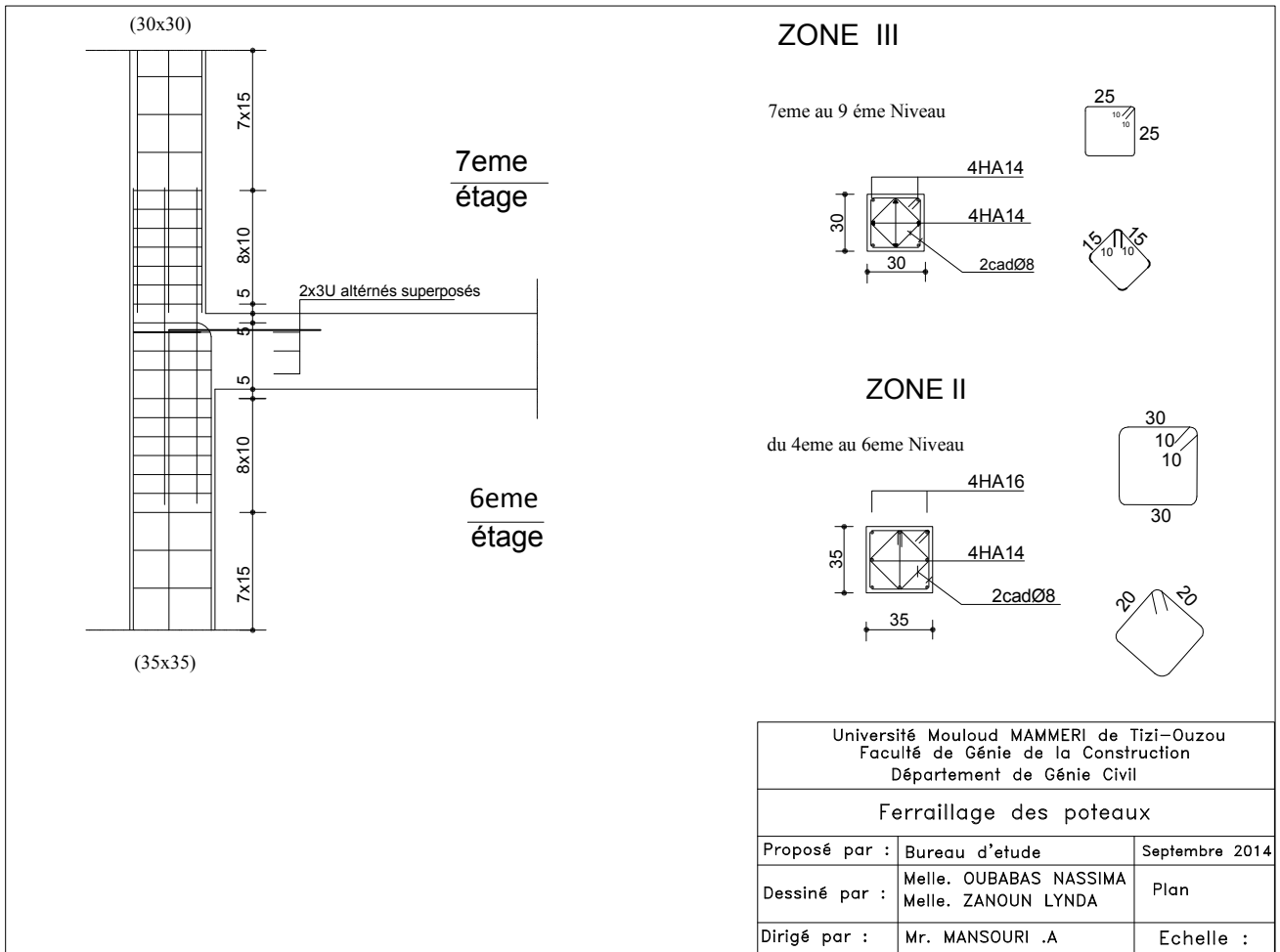
Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10 \phi_t$  minimum ;

**Conclusion :**

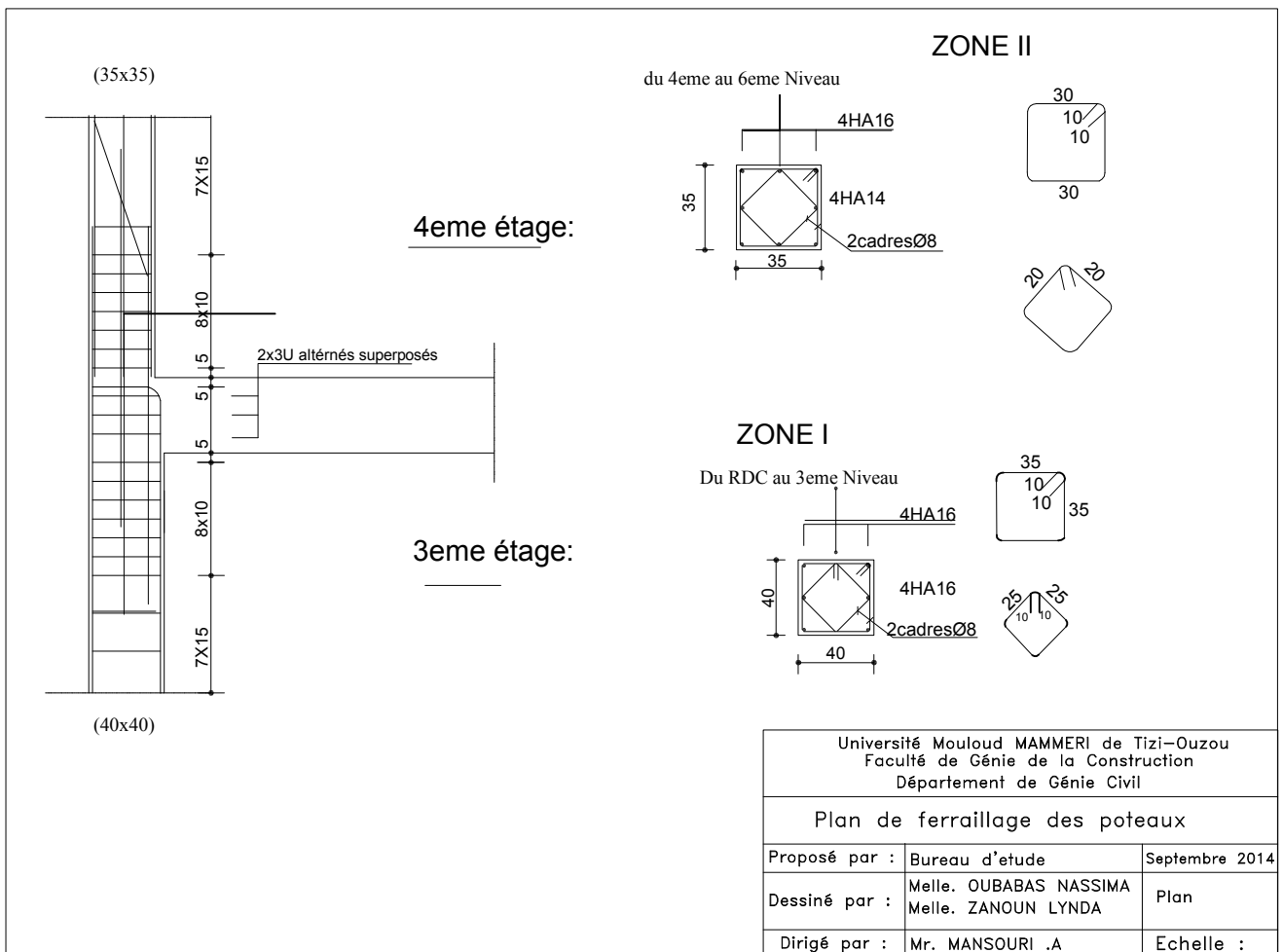
	Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Armatures longitudinales	Armatures transversales
<b>Zone I</b>	RDC, 1, 2 et 3	40 × 40	8HA16	4HA8
<b>Zone II</b>	4, 5,6	35 × 35	4HA16+4HA14	
<b>Zone III</b>	7, 8 et 9	30 × 30	8HA14	

**Tableau VI.1.14. Ferrailage final des poteaux**

**8. Ferrailage des poteaux :**

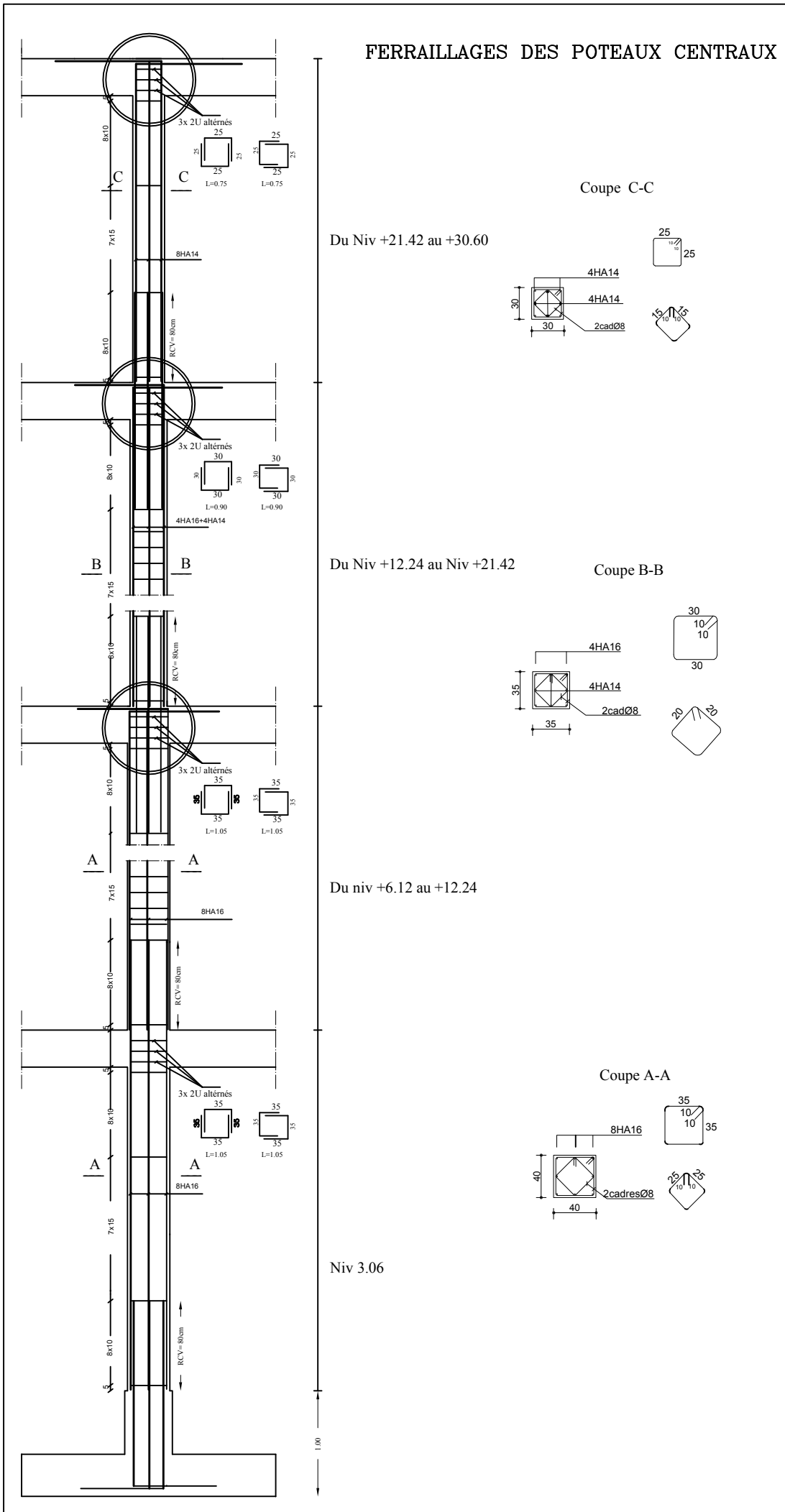


190

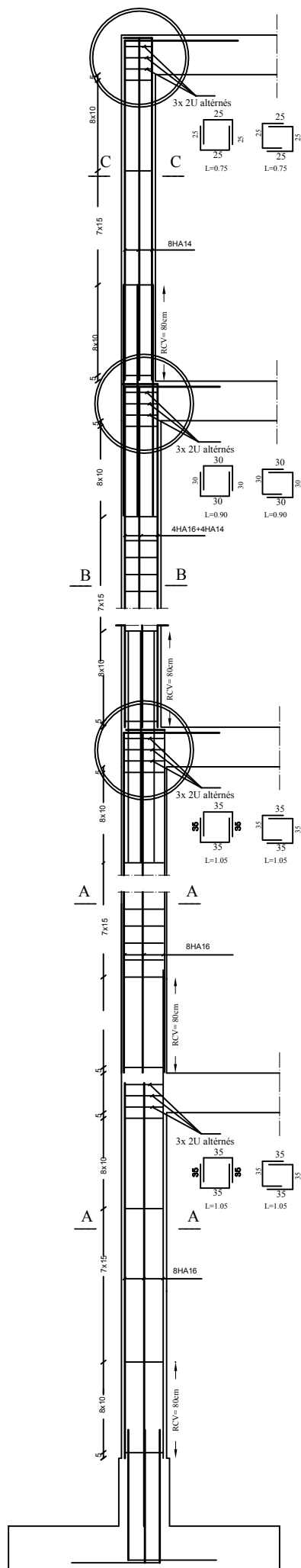


189

# FERRAILLAGES DES POTEAUX CENTRAUX

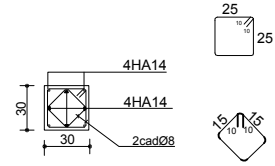


# FERRAILLAGES DES POTEAUX DE RIVES



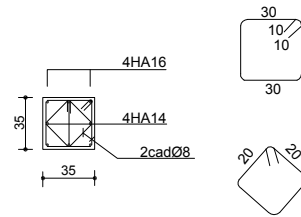
Du Niv +21.42 au +30.60

Coupe C-C



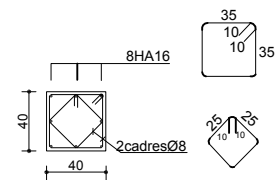
Du Niv +12.24 au Niv +21.42

Coupe B-B



Du niv +6.12 au +12.24

Coupe A-A



Niv 3.06

## VI.2. Les Poutres

### 1. Introduction :

Le ferrailage des poutres se fera en flexion simple, suivant les cas les plus défavorables, selon les combinaisons suivantes :

- **1,35G+1,5Q** ELU
- **G +Q** ELS
- **G +Q ± E** RPA 2003
- **0,8G ± E** RPA 2003

Les vérifications nécessaires se feront à l'ELS.

### 2. Recommandation de l'RPA:

#### ❖ Armatures longitudinales (Art 7.5.2 RPA) :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de (0.5% b×h) en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% b×h en zone courant
- 6% b×h en zone de recouvrement

#### ➤ Le tableau représentatif des sections minimales et maximales des armatures :

POUTRE	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\max}$ de la zone nodale (cm <sup>2</sup> )	$A_{\max}$ de la zone courante (cm <sup>2</sup> )
Principales	6,00	72	48
Secondaires	5,25	63	42

Tableau VII.2.1

Avec :

Poutres principales : (30 x 40) cm<sup>2</sup>

Poutres secondaires : (30 x 35) cm<sup>2</sup>

#### ❖ Armatures transversales :

La longueur minimale de recouvrement est de :

- 50  $\phi$  en zone III
- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :  $A_t = 0,003 \times S_t \times b$
- ✓ L'espace maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t^{max} = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ ; En zone de recouvrement.}$$

Avec :

$\phi$  : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales.

### 3. Les étapes de calculs :

#### A. Armatures longitudinales :

Les contraintes admissibles de déformations du béton et de l'acier sont données par la formule suivante :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} ; \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- **situations durables** (1,35G + 1,5Q) dans ce cas :
- $$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_b = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$
- **Situations accidentelles** (G + Q ± E) dans ce cas :
- $$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_b = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,15} = 18,48 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$\theta = 1$  si la durée d'application de l'action considérée est supérieure à 24 heures.

$\theta = 0,85$  si la durée d'application de l'action considérée est inférieure à 1 heure.

En résumant dans un tableau :

Situation	$\sigma_b$	$f_{c28}$ (MPa)	$f_{bu}$ (MPa)	$F_e$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
Situation durable	1,5	25	14,2	400	348
Situation accidentelle	1,15	25	18,48	400	400

Tableau VII.2.2

❖ Sens longitudinale (poutres secondaires) :

Niveau	Sollicitation	ELU	ELS	Acc
RDC	M <sup>+</sup>	5,098	3,659	29,907
	M <sup>-</sup>	6,99	5,062	34,303
	V <sub>2</sub>	10,39	7,55	42,23
Etage 1	M <sup>+</sup>	10,658	7,68	46,554
	M <sup>-</sup>	12,298	8,896	53,913
	V <sub>2</sub>	17,18	12,46	64,88
Etage2	M <sup>+</sup>	15,521	11,195	57,224
	M <sup>-</sup>	17,044	12,325	65,176
	V <sub>2</sub>	23,19	16,8	78,25
Etage3	M <sup>+</sup>	17,951	12,95	64,328
	M <sup>-</sup>	19,568	14,151	71,855
	V <sub>2</sub>	26,28	19,04	80,93
Etage4	M <sup>+</sup>	20,146	14,547	68,653
	M <sup>-</sup>	22,049	15,946	77,694
	V <sub>2</sub>	28,51	20,65	78,23
Etage5	M <sup>+</sup>	23,957	17,292	70,545
	M <sup>-</sup>	25,537	18,469	81,058
	V <sub>2</sub>	32,92	23,84	77,05
Etage6	M <sup>+</sup>	23,496	16,958	68,393
	M <sup>-</sup>	25,313	18,309	79,352
	V <sub>2</sub>	32,5	23,54	68,47
Etage7	M <sup>+</sup>	22,393	16,158	64,708
	M <sup>-</sup>	24,801	17,943	76,477
	V <sub>2</sub>	30,77	22,29	57,54
Etage8	M <sup>+</sup>	25,062	18,096	61,77
	M <sup>-</sup>	26,859	19,436	74,404
	V <sub>2</sub>	33,55	24,31	53,32
Etage9	M <sup>+</sup>	16,142	11,634	55,936
	M <sup>-</sup>	20,217	14,634	66,88
	V <sub>2</sub>	24,4	17,68	40,32

Tableau VII.2.3: Différentes sollicitations

## ❖ Sens transversale (poutres principales) :

Niveau	Sollicitation	ELU	ELS	Acc
RDC	M <sup>+</sup>	38,653	27,892	29,481
	M <sup>-</sup>	58,087	41,928	64,158
	V <sub>2</sub>	95,54	68,95	79,68
Etage 1	M <sup>+</sup>	38,596	27,852	32,498
	M <sup>-</sup>	60,604	43,748	79,578
	V <sub>2</sub>	96,77	69,84	87,21
Etage2	M <sup>+</sup>	38,657	27,895	35,193
	M <sup>-</sup>	62,838	45,363	90,183
	V <sub>2</sub>	97,92	70,67	91,99
Etage3	M <sup>+</sup>	39,486	28,503	36,595
	M <sup>-</sup>	65,105	47,005	96,55
	V <sub>2</sub>	99,12	71,54	94,85
Etage4	M <sup>+</sup>	41,591	30,026	37,35
	M <sup>-</sup>	69,432	50,133	103,874
	V <sub>2</sub>	101,2	73,05	98,26
Etage5	M <sup>+</sup>	41,912	30,258	39,105
	M <sup>-</sup>	70,929	51,217	107,828
	V <sub>2</sub>	101,95	73,58	100,16
Etage6	M <sup>+</sup>	43,664	31,525	37,84
	M <sup>-</sup>	72,197	52,136	107,033
	V <sub>2</sub>	102,6	74,06	99,55
Etage7	M <sup>+</sup>	45,986	33,204	36,597
	M <sup>-</sup>	76,04	54,916	106,831
	V <sub>2</sub>	104,42	75,37	98,83
Etage8	M <sup>+</sup>	45,671	32,917	36,685
	M <sup>-</sup>	76,678	55,375	107,74
	V <sub>2</sub>	104,69	75,57	99,36
Etage9	M <sup>+</sup>	48,591	35,317	38,121
	M <sup>-</sup>	73,663	53,545	91,104
	V <sub>2</sub>	100,39	73,00	89,37

Tableau VII.2.4: Différentes sollicitations

## ❖ Détermination du type de ferrailage des poutres:

Le type de ferrailage se fait par rapport à la condition suivante :

- Si  $\mu < \mu_1 \Rightarrow c$ 'est une section simplement armé (SSA).
- Si non  $c$ 'est une section doublement armé (SDA).

$$\text{Avec : } \mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} \quad ; \quad A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

**Avec :**

Mu : moment de flexion à l'E.L.U.

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.

Remarque : le ferraillage des poutres se fait par zones tel que :

ZONE 1 : RDC, 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étages.

ZONE 2 : 4<sup>ème</sup> au 6<sup>ème</sup> étages.

ZONE 3 : 7<sup>ème</sup> au 9<sup>ème</sup> étages.

Les calculs sont résumés dans les tableaux ci-après :

- Poutres principales :

		Zo ne	M <sub>u</sub>	μ	β	obs	A <sub>s</sub>	A <sub>min</sub>	ferrai	A <sub>adopté</sub>
<i>Situation courante</i>	<b>En travée</b>	<b>I</b>	39,486	0,068	0,965	SSA	3,18	6	3HA14	4,62
		<b>II</b>	43,664	0,074	0,962	SSA	3,53	6	3HA14	4,62
		<b>III</b>	48,991	0,084	0,956	SSA	3,95	6	3HA14	4,62
	<b>Aux appuis</b>	<b>I</b>	65,105	0,112	0,94	SSA	5,38	6	3HA14+ 3HA12	8,01
		<b>II</b>	72,197	0,124	0,934	SSA	6,00	6	3HA14+ 3HA12	8,01
		<b>III</b>	76,678	0,130	0,93	SSA	6,40	6	3HA14+ 3HA12	8,01
<i>Situation accidentelle</i>	<b>En travée</b>	<b>I</b>	36,595	0,048	0,975	SSA	2,53	6	3HA12	3,39
		<b>II</b>	39,105	0,052	0,973	SSA	2,72	6	3HA12	3,39
		<b>III</b>	38,121	0,050	0,974	SSA	2,64	6	3HA12	3,39
	<b>Aux appuis</b>	<b>I</b>	96,55	0,127	0,931	SSA	7	6	3HA14+ 3HA12	8,01
		<b>II</b>	107,828	0,142	0,923	SSA	7,89	6	3HA14+ 3HA12	8,01
		<b>III</b>	107,74	0,142	0,923	SSA	7,89	6	3HA14+ 3HA12	8,01

Tableau VII.2.5. Ferraillage des poutres principales

- Poutres secondaires :

		Zone	M <sub>u</sub>	μ	β	obs	A <sub>s</sub>	A <sub>min</sub>	ferrai	A <sub>adopté</sub>
Situation courante	En travée	I	17,951	0,041	0,979	SSA	1,43	5,25	3HA12	3,39
		II	23,957	0,055	0,971	SSA	1,93	5,25	3HA12	3,39
		III	25,062	0,057	0,970	SSA	2,01	5,25	3HA12	3,39
	Aux appuis	I	19,568	0,044	0,978	SSA	1,56	5,25	3HA14	4,62
		II	25,537	0,058	0,970	SSA	2,05	5,25	3HA14	4,62
		III	26,859	0,062	0,968	SSA	2,16	5,25	3HA14	4,62
Situation accidentelle	En travée	I	64,328	0,147	0,920	SSA	5,46	5,25	3HA14+ 3HA12	8,01
		II	70,545	0,162	0,911	SSA	6,05	5,25	3HA14+ 3HA12	8,01
		III	64,708	0,148	0,919	SSA	5,50	5,25	3HA14+ 3HA12	8,01
	Aux appuis	I	71,855	0,165	0,909	SSA	6,17	5,25	3HA14+ 3HA12	8,01
		II	81,058	0,186	0,896	SSA	7,07	5,25	3HA14+ 3HA12	8,01
		III	76,477	0,175	0,902	SSA	6,62	5,25	3HA14+ 3HA12	8,01

Tableau VII.2.6. Ferraillage des poutres secondaires

4. Vérifications à l'ELU:

❖ Condition de non fragilité :

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

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1,34 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 1,16 \text{ cm}^2$$

Avec : PP  $\Rightarrow A_{s \text{ adop}} = 4,62 \text{ cm}^2 > 1,34 \text{ cm}^2$ .

PS  $\Rightarrow A_{s \text{ adop}} = 3,39 \text{ cm}^2 > 1,16 \text{ cm}^2$ .

A<sub>min</sub> est inférieur à toute section d'armature adoptée  $\Rightarrow$  Condition vérifiée.

❖ Influence de l'effort tranchant sur le béton en appuis :

$$T_u^{\max} \leq \bar{T}_u = 0,267.a.b.f_{c28}$$

$$\bar{T}_u = 0,267 \times 0,9 \times 0,37 \times 0,3 \times 25 \times 10^3 = 666,83 \text{KN.}$$

Poutres principales :  $T_u^{\max} = 104,69 \text{KN} \leq \bar{T}_u = 666,83 \text{KN}$

$$\bar{T}_u = 0,267 \times 0,9 \times 0,32 \times 0,3 \times 25 \times 10^3 = 576,72 \text{KN.}$$

Poutres secondaires :  $T_u^{\max} = 33,55 \text{KN} \leq \bar{T}_u = 576,72 \text{KN}$

❖ Justification de l'effort tranchant : (BAEL91.art A.5.1)

Les poutres soumises a des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « $\tau_u$ », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \quad T_u^{\max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU}$$

Poutres principales :  $\tau_u = \frac{104,69 \times 10^3}{300 \times 370} = 0,94 \text{ MPa}$

Poutres secondaires :  $\tau_u = \frac{33,55 \times 10^3}{300 \times 320} = 0,35 \text{ MPa}$

• Etat limite ultime du béton de l'âme :(BAEL91.art A.5.1.21)

Dans le cas ou la fissuration est peu nuisibles la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u \leq \min \left( \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{MPa} \right) = 3,33 \text{MPa}$$

Poutres principales  $\tau_u = 0,94 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

Poutres secondaires  $\tau_u = 0,35 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

❖ Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :

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

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$  : Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.

**Poutres principales :**

$$3HA14 + 3HA12 \Rightarrow \sum U_i = 24,49 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{104,69 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 244,9} = 1,28 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Poutres secondaires :**

$$3HA12 \Rightarrow \sum U_i = 11,30 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{33,55 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 113} = 1,03 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Calcul de longueur de scellement droit des barres :**

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec :} \quad \tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

Pour les  $\Phi 12$  :  $l_s = 42,33 \text{ cm}$ .

Pour les  $\Phi 14$  :  $l_s = 49,38 \text{ cm}$ .

Pour les  $\Phi 16$  :  $l_s = 56,43 \text{ cm}$ .

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à «  $0,4 \cdot l_s$  », pour les barres à haute adhérence.

Pour les  $\Phi 12$  :  $l_s = 16,92 \text{ cm}$ .

Pour les  $\Phi 14$  :  $l_s = 19,75 \text{ cm}$ .

Pour les  $\Phi 16$  :  $l_s = 22,57 \text{ cm}$ .

**B. Armatures transversales :**

• **Diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10}\right) = \min(1,14 ; 1,2 ; 3)$$

Soit  $\Phi_t = 8 \text{ mm}$  ; On choisit un cadre + un étrier.

$$\text{Soit : } A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

• **Calcul des espacements :**

➤ **Zone nodale :**  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_L\right)$

- Poutre principales de (30 x 40)      ⇒       $S_t = 10\text{cm}$

- Poutre secondaire de (30 x 35)      ⇒       $S_t = 7\text{cm}$

➤ **Zone courante :**  $S_t \leq \frac{h}{2}$

- Poutre principales de (30 x 40)      ⇒       $S_t = 20\text{cm}$

- Poutre secondaire de (30 x 35)      ⇒       $S_t = 15\text{cm}$

• **Délimitation de la zone nodale :**

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right\}$$

**Avec :**

h : hauteur de la poutre.

b<sub>1</sub> et h<sub>1</sub> : dimensions du poteau.

h<sub>e</sub> : hauteur entre nus des poutres.

On aura :

$$h' = 60 \text{ cm}$$

$$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm} : \text{poutre principales de (30 x 40)}$$

$$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm} : \text{poutre secondaire de (30 x 35)}$$

**Remarque :**

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

• **Armatures transversales minimales :**

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1,35 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

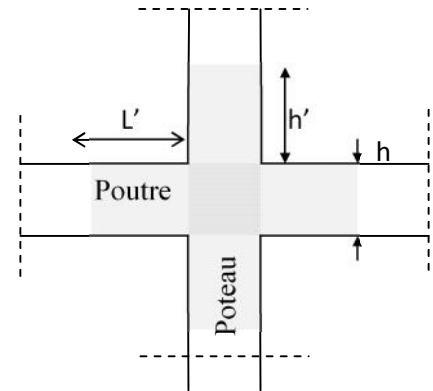


Fig VII.2.1.

5. Vérification à l'ELS :

a. Vérification des contraintes (dans le béton et l'acier):

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_u}{b \times d} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_u} \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux qui suivent :

		Zone	M <sub>s</sub>	A <sub>u</sub>	ρ	β	K <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub>	σ <sub>b</sub>	σ̄ <sub>b</sub>	obs
<i>Poutres principales</i>	En travée	I	28,503	4,62	0,418	0,901	35,50	185,06	5,21	15	C.V
		II	31,525	4,62	0,418	0,901	35,50	204,68	5,76	15	C.V
		III	35,317	4,62	0,418	0,901	35,50	229,30	6,46	15	C.V
	Aux appuis	I	47,005	8,01	0,719	0,877	25,65	180,84	7,05	15	C.V
		II	52,136	8,01	0,719	0,877	25,65	200,58	7,82	15	C.V
		III	55,375	8,01	0,719	0,877	25,65	213,05	8,31	15	C.V
<i>Poutres secondaires</i>	En travée	I	12,95	3,39	0,307	0,913	42,47	130,75	3,08	15	C.V
		II	17,292	3,39	0,307	0,913	42,47	174,6	4,11	15	C.V
		III	18,096	3,39	0,307	0,913	42,47	182,7	4,30	15	C.V
	Aux appuis	I	14,151	3,39	0,307	0,913	42,47	142,88	3,36	15	C.V
		II	18,469	3,39	0,307	0,913	42,47	186,48	4,39	15	C.V
		III	19,436	3,39	0,307	0,913	42,47	196,24	4,62	15	C.V

Tableau VII.2.7. Vérification à l'ELS

b. ELS vis-à-vis des déformations :

On doit justifier l'état limite de déformation par le calcul de la flèche « f », qui ne doit pas dépasser la valeur limite « f̄ ».

• Valeurs limites de la flèche :

Pour L ≤ 5 m ⇒  $\bar{f} = \frac{L}{500}$  ; L : La portée mesurée entre nus d'appuis.

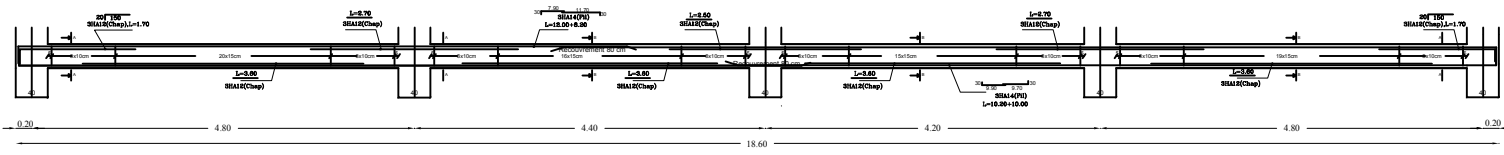
Sens longitudinal :  $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{440}{500} = 0,88$

Sens transversal :  $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{480}{500} = 0,96$

6. Schémas de ferraillage :

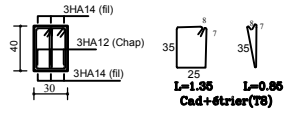
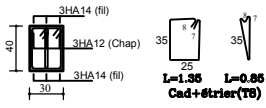


# FERRAILLAGE DE LA POUTRE PRINCIPALE (30X40)



Coupe A-A

Coupe B-B



INSTITUT NATIONAL CANADIEN DE RECHERCHES PROJET DE RECHERCHES DE LA CONSTRUCTION DÉPARTEMENT DE RECHERCHES		
FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES		
ÉLABORÉ PAR:	DÉSIGNÉ PAR:	RÉVISÉ PAR:
DATE:	PROJET:	PLAN:
ÉCHELLE:	NO. DE RECHERCHES:	ÉTAPE:

VI.3. Poutre palière :

Les étapes de calculs :

1. Détermination du type de ferraillage des poutres:

Le type de ferraillage se fait par rapport à la condition suivante :

- Si  $\mu < \mu_1 = >$  c'est une section simplement armé (SSA).
- Si non c'est une section doublement armé (SDA).

$$\text{Avec : } \mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} \quad ; \quad A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

le ferraillage de la poutrepalière se fait aussi par zones tel que :

**ZONE 1 :** RDC, 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étages.

**ZONE 2 :** 4<sup>ème</sup> au 6<sup>ème</sup> étages.

**ZONE 3 :** 7<sup>ème</sup> au 9<sup>ème</sup> étages.

Les calculs sont résumés dans les tableaux ci-après :

- **Poutre palière:**

		Zo ne	M <sub>u</sub>	μ	β	obs	A <sub>s</sub>	A <sub>min</sub>	ferrai	A <sub>adopté</sub>
<i>Situation courante</i>	En travée	I	11,001	0,068	0,987	SSA	1,00	6	3HA12	3,39
		II	10,388	0,074	0,988	SSA	0,94	6	3HA12	3,39
		III	10,554	0,084	0,988	SSA	0,96	6	3HA12	3,39
	Aux appuis	I	14,678	0,112	0,983	SSA	1,34	6	3HA12	3,39
		II	15,568	0,124	0,982	SSA	1,42	6	3HA12	3,39
		III	16,328	0,130	0,981	SSA	1,49	6	3HA12	3,39
<i>Situation accidentelle</i>	En travée	I	51,26	0,048	0,937	SSA	4,91	6	6HA12	6,78
		II	59,28	0,052	0,927	SSA	5,74	6	6HA12	6,78
		III	51,788	0,050	0,937	SSA	4,96	6	6HA12	6,78
	Aux appuis	I	69,056	0,127	0,914	SSA	6,78	6	6HA12	6,78
		II	78,143	0,142	0,900	SSA	7,79	6	3HA12+ 3HA14	8,01
		III	70,551	0,142	0,911	SSA	6,95	6	3HA12+ 3HA14	8,01

Tableau VI.3.1. Ferraillage de la poutre palière.

## 2. Vérifications à l'ELU:

### ❖ Condition de non fragilité :

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

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 1,16 \text{ cm}^2$$

Avec : P. palière  $\Leftrightarrow A_{s \text{ adop}} = 3,39 \text{ cm}^2 > 1,16 \text{ cm}^2$ .

$A_{\min}$  est inférieur à toute section d'armature adoptée  $\Leftrightarrow$  **Condition vérifiée.**

### ❖ Influence de l'effort tranchant sur le béton en appuis :

$$T_u^{\max} \leq \bar{T}_u = 0,267.a.b.f_{c28}$$

$$\bar{T}_u = 0,267 \times 0,9 \times 0,32 \times 0,3 \times 25 \times 10^3 = 576,72 \text{ KN}.$$

$$\text{Poutre palière: } T_u^{\max} = 25,73 \text{ KN} \leq \bar{T}_u = 576,72 \text{ KN}$$

### ❖ Justification de l'effort tranchant : (BAEL91.art A.5.1)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « $\tau_u$ », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \quad T_u^{\max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU}$$

$$\text{Poutre palière : } \tau_u = \frac{25,73 \times 10^3}{300 \times 320} = 0,26 \text{ MPa}$$

### • Etat limite ultime du béton de l'âme : (BAEL91.art A.5.1.21)

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u \leq \min \left( \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Poutre palière :  $\tau_u = 0,26 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Leftrightarrow$  **Condition vérifiée.**

❖ Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :

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

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$  : Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.

**Poutre palière :**

$$3\text{HA}12 \Rightarrow \sum U_i = 11,30 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{25,73 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 113} = 0,79 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Calcul de longueur de scellement droit des barres :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec :} \quad \tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

Pour les  $\Phi 12$  :  $l_s = 42,33 \text{ cm}$ .

Pour les  $\Phi 14$  :  $l_s = 49,38 \text{ cm}$ .

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à «  $0,4 \cdot l_s$  », pour les barres à haute adhérence.

Pour les  $\Phi 12$  :  $l_s = 16,92 \text{ cm}$ .

Pour les  $\Phi 14$  :  $l_s = 19,75 \text{ cm}$ .

**B. Armatures transversales :**

• Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10}\right) = \min(1,14 ; 1,2 ; 3)$$

Soit  $\Phi_t = 8 \text{ mm}$  ; On choisit un cadre + un étrier.

$$\text{Soit : } \underline{A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2}$$

• **Calcul des espacements :**

➤ **Zone nodale :**  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_L\right)$

-Poutre palière (30 x 35)  $\Rightarrow S_t=7\text{cm}$

➤ **Zone courante :**  $S_t \leq \frac{h}{2}$

-Poutre palière (30 x 35)  $\Rightarrow S_t=15\text{cm}$

• **Délimitation de la zone nodale :**

$$L'=2 \times h$$

$$h'=\max\left\{\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right\}$$

**Avec :**

h : hauteur de la poutre.

b<sub>1</sub> et h<sub>1</sub> : dimensions du poteau.

h<sub>e</sub> : hauteur entre nus des poutres.

On aura :

$$h' = 60 \text{ cm}$$

$$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$$

**Remarque :**

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

• **Armatures transversales minimales :**

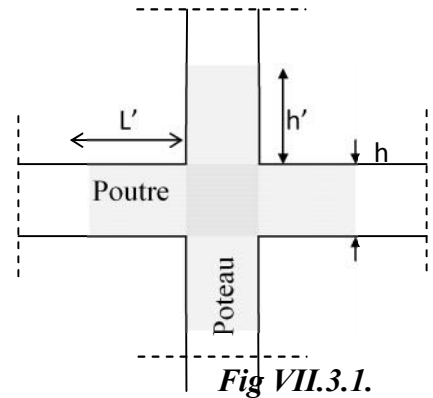
La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1,35 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**VI.4. Vérification à l'ELS :**

**a. Vérification des contraintes (dans le béton et l'acier):**



$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_u}{b \times d} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_u} \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux qui suivent :

		Zone	M <sub>s</sub>	A <sub>u</sub>	ρ	β	K <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub>	σ <sub>b</sub>	σ̄ <sub>b</sub>	obs
Poutre palière	En travée	I	8,003	3,39	0,351	0,908	39,95	81,25	2,034	15	C.V
		II	7,559	3,39	0,351	0,908	39,95	76,74	1,92	15	C.V
		III	7,682	3,39	0,351	0,908	39,95	77,98	1,95	15	C.V
	Aux appuis	I	10,671	3,39	0,351	0,908	39,95	108,33	2,71	15	C.V
		II	11,321	3,39	0,351	0,908	39,95	114,93	2,87	15	C.V
		III	11,871	3,39	0,351	0,908	39,95	120,51	3,01	15	C.V

Tableau VII.3.2 Vérification à l'ELS

**b. ELS vis-à-vis des déformations :**

On doit justifier l'état limite de déformation par le calcul de la flèche « f », qui ne doit pas dépasser la valeur limite « f̄ ».

• Valeurs limites de la flèche :

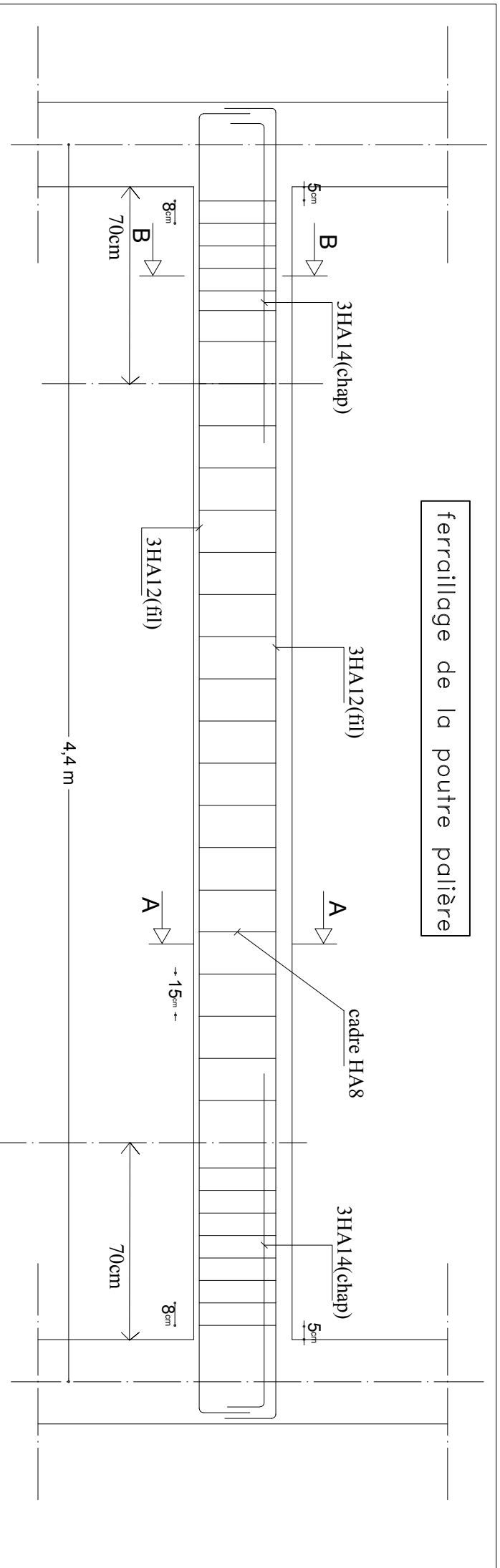
Pour L ≤ 5 m ⇒  $\bar{f} = \frac{L}{500}$  ; L : La portée mesurée entre nus d'appuis.

$$L = 440 \text{ cm} ; \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{440}{500} = 0,88$$

**Remarque :**

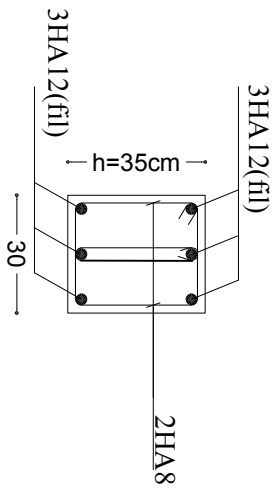
Nous avons constaté que la poutre palière est sous ferraillée au niveau des nœuds en utilisant la méthode statique (chapitre 3) cela est dû à la négligence des efforts sismiques aux appuis.

**VI.5. Schémas de ferraillage :**

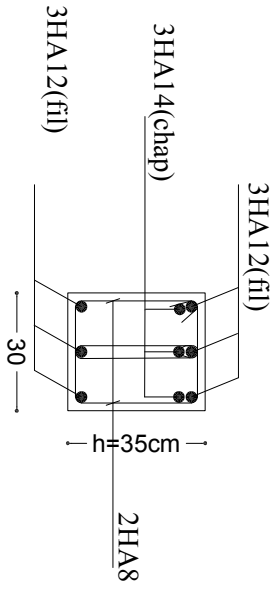


ferrailage de la poutre palière

### Coupe A - A



### Coupe B - B



Université Mouloud MAMMERT de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil			
<b>Ferrailage de la poutre palière</b>			
Proposé par :	Bureau d'étude	<b>Septembre 2014</b>	
Dessiné par :	Melle. OUBABAS NASSIMA Melle. ZANOUN LYNDA	Plan	
Dirigé par :	Mr. MANSOURI .A	Echelle :	



CHAPITRE VII

*Ferraillage des voiles*

### VII.1. Les voiles :

#### 1. Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. 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.

Pour faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose la structure en (03) zones :

Zone I : RDC, 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage  
Zone II : 4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> étage  
Zone III : 7<sup>ème</sup>, 8<sup>ème</sup> et 9<sup>ème</sup> étage

#### 2. Combinaison d'action :

Les combinaisons d'action sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 91} \left\{ \begin{array}{l} 1,35 G + 1,5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

$$\text{Selon le RPA révisé 2003} \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right.$$

#### 3. Ferrailage des voiles:

La méthode utilisée est la méthode de la RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

**A. Exposé de la méthode :**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

**Avec :**

B : section du béton.

I : moment d'inertie du voile.

V et V' : bras de levier,  $V=V' = L_{\text{voile}}/2$

Le calcul se fera pour des bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

$h_e$  : hauteur entre nus du planchers du voile considéré

$L_c$  : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

$L_t$  : longueur tendue avec  $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

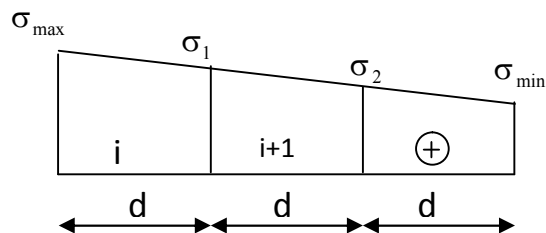
**• Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

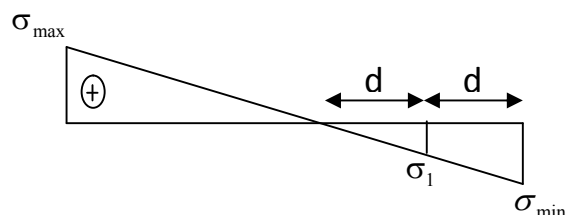
Avec :

e : épaisseur du voile.



**• Section partiellement comprimée :**

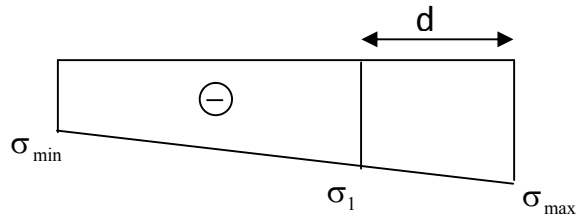
$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

- Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



### B. Détermination des armatures :

#### ❖ Armatures verticales :

##### ✎ Section entièrement comprimée :

$$A_V = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du voile.

$\sigma(2\text{‰})$  = Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2‰).

$$\text{Combinaisons courantes : } \sigma(2\text{‰}) = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}$$

$$\text{Combinaisons accidentelles : } \sigma(2\text{‰}) = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{MPa}$$

##### ✎ Section partiellement comprimée :

$$A_V = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

$\sigma(10\text{‰})$  = Contrainte dans les aciers correspondante à un allongement de (10‰).

$$\text{Combinaisons courantes : } \sigma(10\text{‰}) = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}$$

$$\text{Combinaisons accidentelles : } \sigma(10\text{‰}) = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{MPa}$$

##### ✎ Section entièrement tendue :

$$A_V = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

$\sigma(2\text{‰})$  = Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2‰).

$$\text{Combinaisons courantes : } \sigma(2\text{‰}) = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}$$

$$\text{Combinaisons accidentelles : } \sigma(2\%) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

❖ **Armatures minimales :**

✎ **Pour une Section entièrement comprimée :**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

$$0,2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

✎ **Pour une Section entièrement tendue**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{Bf_{t28}}{f_e}; 0,15\%B \right\}$$

✎ **Section partiellement comprimée :**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0,23Bf_{t28}}{f_e}; 0,005B \right\}$$

Avec :

B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu.

- Exigences de RPA 2003 (article 7.7.4.3/RPA99 version 2003)

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 15 %
- En zone courantes 0,10 %

❖ **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10 et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

D'après le RPA 99 :

- $A_H$  0,15%B Globalement dans la section du voile.
- $A_H$  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.

**❖ 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.

**❖ Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} \quad (\text{Art 7.7.4.3/RPA99 version 2003})$$

$$T = 1,4 V_u$$

$V_u$ : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

**❖ Potelet :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$

**✍ Dispositions constructives :**

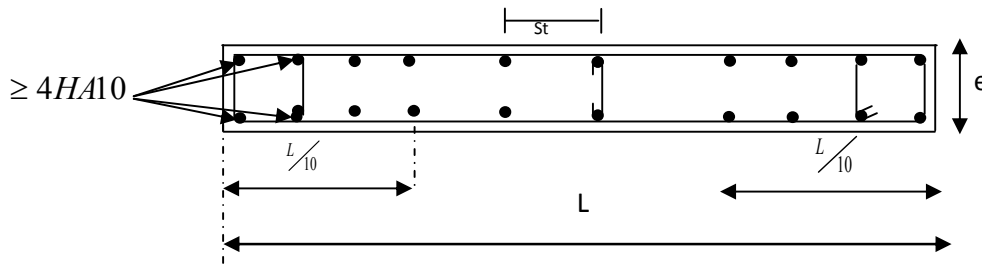
**➤ Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_i \leq \min\{1,5e; 30cm\} \dots\dots\dots (\text{Art 7.7.4.3 RPA 2003})$$

Avec : e = épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.



FigVII.1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

➤ **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à : .....( Art 7.7.4.3 RPA 2003)

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ **Diamètre maximal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\varphi_{\max} = \frac{e}{10} = 20\text{mm}$$

**4. Vérification :**

➤ **Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, il considère :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$N_s$  : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

- Selon le RPA 2003 :

$$\tau_b = \frac{1,4T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec :

d : Hauteur utile (d = 0,9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

- **Selon le BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa\right) = 2,5 \text{ MPa.} \quad (\text{La fissuration est préjudiciable})$$

Avec :  $\tau_u$  : contrainte de cisaillement

 **Exemple de calcul :**

**Soit à calculer le ferraillage des voiles VT1, VT4, VT5, VT8 de la zone I :**

$$B = 0,80m^2$$

$$\sigma_{\max} = 11711,98KN/m^2$$

$$\sigma_{\min} = -14539,35KN/m^2$$

$L_c = 1,78 \text{ m} \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée (SPC).

$$\Rightarrow L_t = L - L_c = 2,22 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en bandes de longueur (d)

**Avec :**  $d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right) = 1,108 \text{ m}$

$$\sigma_1 = (L_t - d) \times \frac{\sigma_{\min}}{L_t} = 7269,675KN/m^2$$

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2}\right) d \cdot e = 2415,79KN$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 805,265KN$$

**Calcul des armatures :**

- **Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = 60,39cm^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = 20,13cm^2$$

- **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = \max \left( 0,5 \%B; \frac{0,23B \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$$

Telque  $B = d \times e$

$$A_{\min} = \max (4 \text{ cm}^2 ; 1,15 \text{ cm}^2 )$$

$$A_{\min} = 4 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage à adopter sur toute la surface de la bande du voile est  $A_v = 20,14 \text{ cm}^2$

Soit : 6HA14 = 9,23 cm<sup>2</sup>/nappe , S<sub>t</sub> = 20 cm

➤ **Armatures horizontales :**

D'après le **BAEL 91 :**

$$A_H = \frac{A_v \text{ adopté}}{4} = 6,65 \text{ cm}^2$$

D'après le **RPA révisé 2003 :**

$$A_H \geq 0,15 \% \cdot B = 6,65 \text{ cm}^2$$

Soit : 6 HA14 = 9,23 cm<sup>2</sup>/ml

Soit : 6HA14 = 9,23 cm<sup>2</sup>/nappe Avec : S<sub>t</sub> = 20 cm

➤ **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

➤ **Armature de coutures :**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 1,37 \times 10}{400}$$

$$A_{vj} = 0,05 \text{ cm}^2$$

➤ **Sections d'armatures totales :**

$$A_{v1} = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 60,39 + \frac{0,05}{4} = 60,41 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 20,13 + \frac{0,05}{4} = 20,14 \text{ cm}^2$$

Les voiles sont ferrailés symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique

**1<sup>ère</sup> bande** : 7HA16 = 14,06 cm<sup>2</sup>/d<sub>1</sub> soit: 6HA14 /nappe avec espacement de 20 cm

**2<sup>ème</sup> bande** : 6HA14 = 9,23 cm<sup>2</sup>/d<sub>2</sub> soit: 7HA14/nappe avec espacement de 25 cm

❖ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$\text{BAEL 91 : } \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1,37 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3480} = 0,002 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{25}{1,15}; 4 \text{ MPa}\right) = 3,26 \text{ MPa. (La fissuration est préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 0,002 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$$

**RPA 2003 :**

$$\tau_u = \frac{1,4T}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 1,37 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 4000} = 0,002 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,002 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15.A} \Rightarrow \sigma_b = 7,9 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \Leftrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	4	4	4	
	e (m)	0, 2	0, 2	0, 2	
	B (m)	0, 8	0, 8	0, 8	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	11711, 98	4804, 61	2388	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-14539, 35	-6273, 76-	-3163, 79	
	<b>Nature de la section</b>		<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>
	V <sub>u</sub> (kN)	1, 37	2, 7	2, 27	
	L <sub>t</sub> (m)	2, 22	2, 27	2, 28	
	L <sub>c</sub> (m)	1, 78	1, 73	1, 72	
	d (m)	1, 108	1, 133	1, 140	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	7269, 675	3136, 880	1581, 895	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	2415, 79	1065, 86	540, 88
		N <sub>2</sub>	805, 265	355, 288	180, 294
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>60, 39</b>	<b>26, 65</b>	<b>13, 52</b>
		A <sub>v2</sub>	<b>20, 13</b>	<b>8, 88</b>	<b>4, 51</b>
	A <sub>vi</sub> (cm <sup>2</sup> )		0, 05	0, 10	0, 09
	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>1</sub> =A <sub>v1</sub> +A <sub>vi</sub> /4	<b>60, 41</b>	<b>26, 67</b>	<b>13, 54</b>
		A <sub>2</sub> =A <sub>v2</sub> +A <sub>vi</sub> /4	<b>20, 14</b>	<b>8, 91</b>	<b>4, 53</b>
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		11, 63	11, 89	11, 97
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	<b>28,13</b>	<b>21,54</b>	<b>21,54</b>
		Bonde 2	<b>21,54</b>	<b>21,54</b>	<b>21,54</b>
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	<b>2*7HA16</b>	<b>2*7HA14</b>	<b>2*7HA14</b>
		Bonde 2	<b>2*7HA14</b>	<b>2*7HA14</b>	<b>2*7HA14</b>
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	15 cm	15cm	15 cm
		Bonde 2	20 cm	20cm	20cm
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm2)/bande		6, 65	6, 80	6, 84
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		7, 91	6, 78	5, 65
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>6HA14</b>	<b>6HA12</b>	<b>6HA12</b>
ep =20cm		<b>A = 9,23</b>	<b>A = 6,78</b>	<b>A = 6, 78</b>	
Vérification des contraintes	Armature transversale		<b>4 Epingles HA8/m<sup>2</sup></b>		
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0, 002	0, 004	0, 003
		$\tau_b$ (MPa)	0, 003	0, 005	0, 004
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	6787, 57	4264, 01	2138, 08
$\sigma_b$ (MPa)		<b>7, 9E+00</b>	<b>5, 0E+00</b>	<b>2, 5E+00</b>	

Tableau VII.1 : Ferrailage des voiles transversaux (VT1, VT4, VT5, VT8).

	Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		1, 6	1, 6	1, 6
	e (m)		0, 2	0, 2	0, 2
	B (m)		0, 32	0, 32	0, 32
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		4144, 42	1616, 24	3971, 7
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-7414, 36	-3884, 17	-4347, 51
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)		0, 23	0, 44	0, 35
	L <sub>t</sub> (m)		1, 03	1, 13	0, 84
	L <sub>c</sub> (m)		0, 57	0, 47	0, 76
	d (m)		0, 513	0, 565	0, 418
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]		3707, 180	1942, 085	2173, 755
	N (kN)	N <sub>1</sub>	570, 71	329, 14	272, 63
		N <sub>2</sub>	190, 237	109, 714	90, 878
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	14, 27	8, 23	6, 82
		A <sub>v2</sub>	4, 76	2, 74	2, 27
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		0, 01	0, 02	0, 01
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	14, 27	8, 23	6, 82
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	4, 76	2, 75	2, 28
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		5, 39	5, 93	4, 39
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	12,06	9,23	9,23
		Bonde 2	11, 30	12,30	12,30
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*3HA16	2*3HA14	2*3HA14
		Bonde 2	2*4HA16	2*4HA14	2*4HA14
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	10 cm	10cm	10 cm
		Bonde 2	20cm	20cm	20cm
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm2)/bande		3, 08	3, 39	2, 51
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		7, 91	6, 78	5, 65
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		6HA14	6HA12	6HA12
ep =20cm		A = 9,23	A = 6,78	A = 6,78	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>		
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0, 001	0, 002	0, 001
		$\tau_b$ (MPa)	0, 001	0, 002	0, 002
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	3645, 31	2220, 88	1105, 55
$\sigma_b$ (MPa)		9, 5E+00	5, 9E+00	3, 0E+00	

Tableau VII.2: Ferrailage des voiles transversaux (VT2, VT3, VT6, VT7).

	Zones	Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3, 4	3, 4	3, 4	
	e (m)	0, 2	0, 2	0, 2	
	B (m)	0, 68	0, 68	0, 68	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	10607, 64	5496, 66	3789, 99	
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-14364, 02	-7292, 36	-4304, 31	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V <sub>u</sub> (kN)	4, 31	3, 73	4, 72	
	L <sub>t</sub> (m)	1, 96	1, 94	1, 81	
	L <sub>c</sub> (m)	1, 44	1, 46	1, 59	
	d (m)	0, 978	0, 969	0, 904	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	7182, 010	3646, 180	2152, 155	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	2106, 90	1060, 33	583, 67
		N <sub>2</sub>	702, 301	353, 442	194, 557
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	52, 67	26, 51	14, 59
		A <sub>v2</sub>	17, 56	8, 84	4, 86
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		0, 17	0, 14	0, 18
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	52, 71	26, 54	14, 64
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	17, 56	8, 87	4, 91
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		10, 27	10, 18	9, 49
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	28 ,13	21,54	21,54
Bonde 2		18,46	21,54	21,54	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*7HA16	2*7HA14	2*7HA14
		Bonde 2	2*7HA14	2*7HA14	2*7HA14
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	10 cm	10cm	10 cm
		Bonde 2	25cm	25cm	25cm
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm2)/bande		5, 87	5, 82	5, 42
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		7, 91	6, 78	5, 65
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		6HA14	6HA12	6HA12
ep =20cm		A = 9,23	A = 6,78	A = 6,78	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>		
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0, 007	0, 006	0, 008
		$\tau_b$ (MPa)	0, 010	0, 009	0, 011
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	8253, 25	4791, 69	2367, 61
$\sigma_b$ (MPa)		1, 1E+01	6, 5E+00	3, 3E+00	

Tableau VII.3: Ferrailage des voiles longitudinaux (VL1, VL2, VL7, VL8).

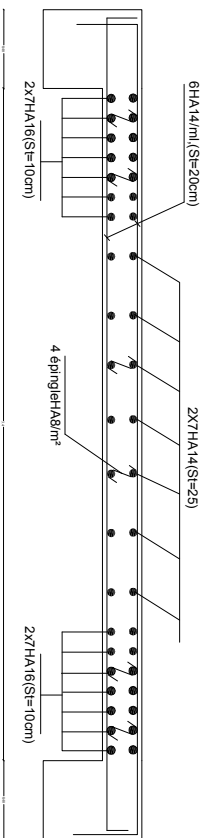
	Zones	Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,7	2,7	2,7	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,54	0,54	0,54	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	7574,17	3347,73	5095,34	
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-11279,07	-4925,5	-5576,29	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V <sub>u</sub> (kN)	2,49	2,44	3,12	
	L <sub>t</sub> (m)	1,62	1,61	1,41	
	L <sub>c</sub> (m)	1,08	1,09	1,29	
	d (m)	0,808	0,804	0,705	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	5639,535	2462,750	2788,145	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	1366,42	593,81	590,04
		N <sub>2</sub>	455,475	197,938	196,682
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	34,16	14,85	14,75
		A <sub>v2</sub>	11,39	4,95	4,92
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		0,10	0,09	0,12
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	34,18	14,87	14,78
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	11,39	4,97	4,95
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		8,48	8,44	7,41
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	16,08	12,30	12,30
Bonde 2		11,30	12,30	12,30	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*4HA16	2*4HA14	2*4HA14
		Bonde 2	2*4HA16	2*4HA14	2*4HA14
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	15cm	15cm	15cm
		Bonde 2	30cm	30cm	30cm
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		4,85	4,82	4,23
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		7,91	6,78	5,65
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		6HA14	6HA12	6HA12
ep =20cm		A = 9,23	A = 6,78	A = 6,78	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>		
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,005	0,005	0,006
		$\tau_b$ (MPa)	0,007	0,007	0,009
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	3158,2	1927,18	971,11
$\sigma_b$ (MPa)		5,2E+00	3,2E+00	1,7E+00	

Tableau VII.4: Ferrailage des voiles longitudinaux (VL3, VL6)

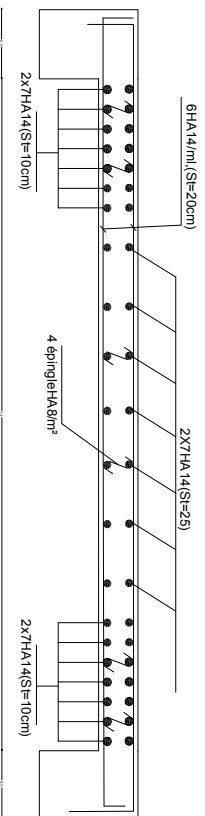
	Zones	Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,6	1,6	1,6	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,32	0,32	0,32	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	7388,2	4067,69	6637	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-11279,07	-6702,78	-13380,93	
	<b>Nature de la section</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	
	V <sub>u</sub> (kN)	4,24	4,43	5,12	
	L <sub>t</sub> (m)	0,97	1,00	1,07	
	L <sub>c</sub> (m)	0,63	0,60	0,53	
	d (m)	0,483	0,498	0,535	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	5639,535	3351,390	6690,465	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	817,80	500,56	1073,33
		N <sub>2</sub>	272,600	166,853	357,778
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>20,44</b>	<b>12,51</b>	<b>26,83</b>
		A <sub>v2</sub>	<b>6,81</b>	<b>4,17</b>	<b>8,94</b>
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		0,16	0,17	0,20
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>20,49</b>	<b>12,56</b>	<b>26,88</b>
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>6,81</b>	<b>4,21</b>	<b>8,99</b>
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		5,08	5,23	5,61
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	<b>12,06</b>	<b>6,15</b>	<b>6,15</b>
Bonde 2		<b>11,30</b>	<b>12,30</b>	<b>12,30</b>	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	<b>2*3HA16</b>	<b>2*3HA14</b>	<b>2*3HA14</b>
		Bonde 2	<b>2*4HA16</b>	<b>2*4HA14</b>	<b>2*4HA14</b>
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	10 cm	10 cm	10 cm
		Bonde 2	25 cm	25 cm	25 cm
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		2,90	2,99	3,21
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		7,91	6,78	5,65
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>6HA14</b>	<b>6HA12</b>	<b>6HA12</b>
ep =20cm		<b>A =9,23</b>	<b>A = 6,78</b>	<b>A = 6,78</b>	
Vérification des contraintes	Armature transversale		<b>4 Epingles HA8/m<sup>2</sup></b>		
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,015	0,015	0,018
		$\tau_b$ (MPa)	0,021	0,022	0,025
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	589,66	372,4	321,65
$\sigma_b$ (MPa)		<b>1,5E+00</b>	<b>1,0E+00</b>	<b>8,8E-01</b>	

Tableau VII.5: Ferrailage des voiles longitudinaux (VL4, VL5).

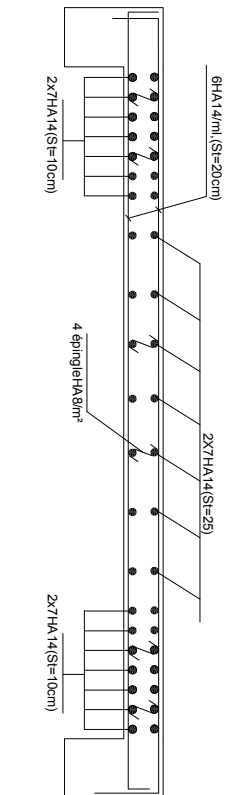
Ferrailage des voiles longitudinaux (VL1, VL2, VL7, VL8) Zone I



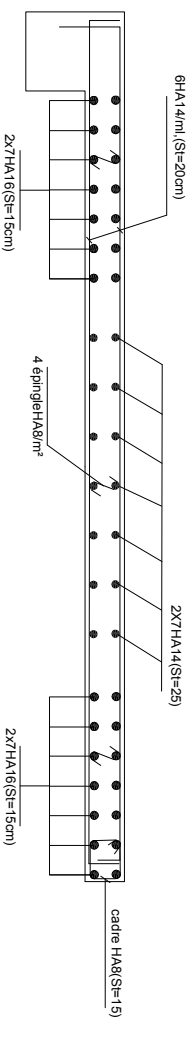
Ferrailage des voiles longitudinaux (VL1, VL2, VL7, VL8) Zone II



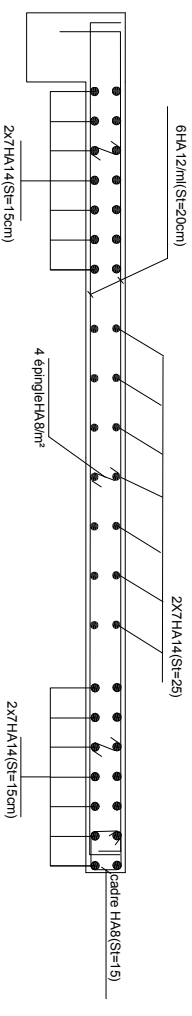
Ferrailage des voiles longitudinaux (VL1, VL2, VL7, VL8) Zone III



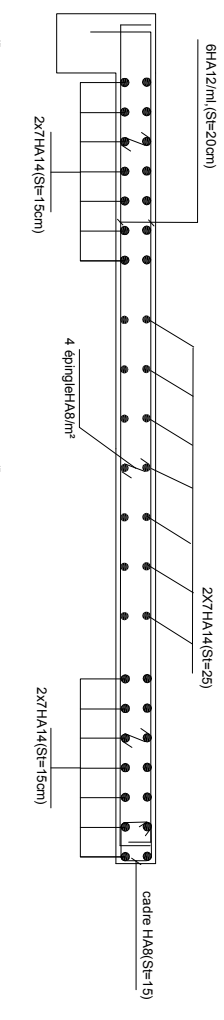
Ferrailage des voiles transversaux (VT1, VT4, VT5, VT8) Zone I



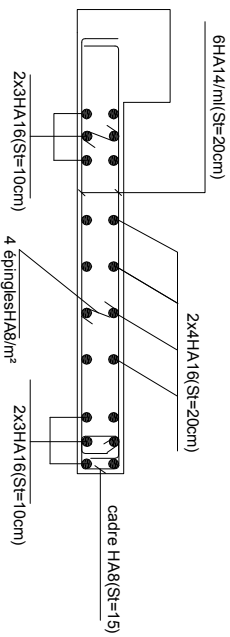
Ferrailage des voiles transversaux (VT1, VT4, VT5, VT8) Zone II



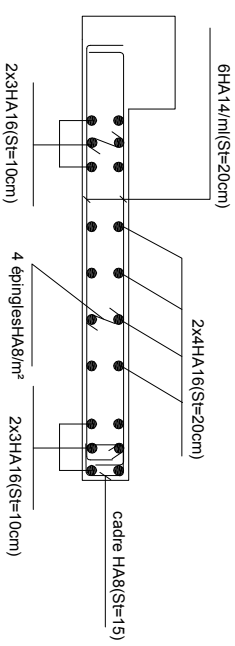
Ferrailage des voiles transversaux (VT1, VT4, VT5, VT8) Zone III



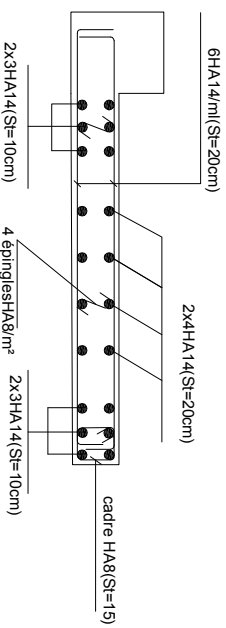
Ferrailage des voiles longitudineaux (VL4, VL5) Zone I



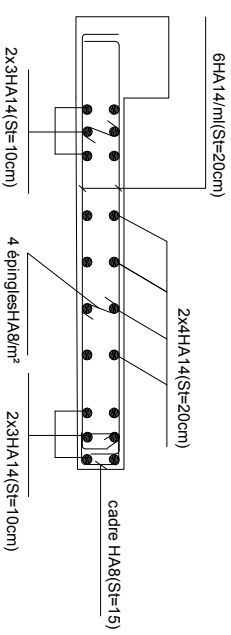
Ferrailage des voiles transversaux (VT2, VT3, VT6, VT7) Zone I



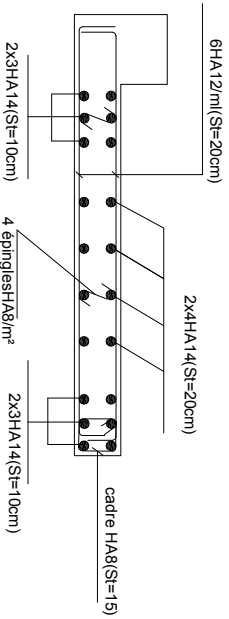
Ferrailage des voiles longitudineaux (VL4, VL5) Zone II



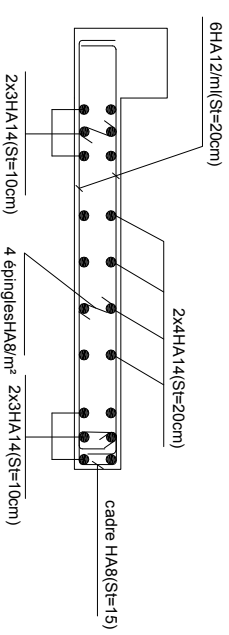
Ferrailage des voiles transversaux (VT2, VT3, VT6, VT7) Zone II



Ferrailage des voiles longitudineaux (VL4, VL5) Zone III



Ferrailage des voiles transversaux (VT2, VT3, VT6, VT7) Zone III





CHAPITRE VIII

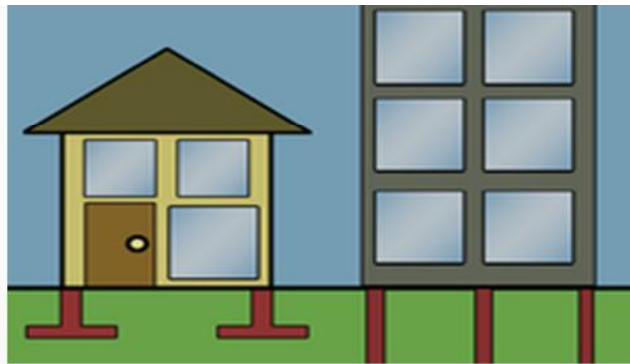
*Etude de  
l'infrastructure*

### VIII.1. Introduction :

Une **fondation** se définit comme un élément architectural d'un bâtiment qui assure la transmission et la répartition des charges de cet ouvrage dans le sol (poids propre du bâtiment, forces climatiques et surcharges liées à son utilisation).

Les fondations d'un bâtiment représentent un enjeu essentiel de son architecture, car elles forment la partie structurelle qui s'oppose au tassement et aux infiltrations. Selon la capacité portante, les forces mises en jeu et les tassements admissibles, le constructeur choisira une solution du type fondation superficielle, semi-profonde ou profonde, qui diffèrent par leur géométrie et leur fonctionnement.

En dernier recours, si le sol en place ne possède pas les qualités suffisantes pour qu'on puisse y fonder l'ouvrage, des techniques de renforcement des sols sont utilisables



**Fig VIII.1 Fondations superficielles (à gauche) et fondations profondes (à droite).**

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder et sa stabilité
- La nature du terrain et sa résistance
- Profondeur du bon sol
- Le tassement du sol.
- Capacité portante du sol ;
- L'importance de la superstructure ;
- La facilité de l'exécution ;
- L'économie.

❖ *Type de fondation :*• **Fondations superficielles :**

En général on dit qu'une fondation est superficielle lorsque sa plus petite dimension est plus grande que la profondeur minimale de son niveau, le rapport de ces dimensions doit

vérifier l'inégalité suivante :  $\frac{\text{profondeur}}{\text{largeur}} < 4$

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante, lorsque les couches de terrain sont capables de supporter l'ouvrage. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol ; c'est le cas des semelles filantes et les radiers.

• **Fondations profondes**

Ce type de fondation est généralement utilisé dans les cas des mauvais sols et qui ont une faible capacité portante, ou lorsque le bon sol est assez profond (> 2m) .Il s'agit de fondations sur puits ou sur pieux.

Les fondations sur pieux peuvent être préfabriquées ou forcées et coulées sur place. Les puits remplis de gros béton se distinguent des pieux forcés par leur plus grand diamètre (1m et plus).

Ainsi, suivant la profondeur de bon sol, on procède à la mise en place des fondations suivantes :

- [0,8 ; 1,5] m : fondations superficielles.
- [1,5 ; 5] m : fondations profondes sur puits.
- > 5 m : fondations profondes sur pieux.

❖ *Etude du sol :*

Le choix de types 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 nous ont donné une contrainte admissible du sol  $\sigma_{\text{sol}} = 1,70 \text{ bars}$ .

**Remarque**

Les semelles reposent toujours sur une couche du béton de propreté de 5 à 10cm d'épaisseur dosé à 150 kg/m<sup>3</sup> de ciment.

**VIII.2. Dimensionnement :**➤ *Semelles isolés sous poteaux :*

Pour le pré-dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_{\text{smax}}$  qui est obtenu à la base de tous les Poteaux de la base.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :  $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{40}{40} = 1 \Rightarrow A = B$  poteau carré

$$D'où B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{0,8 \cdot \sigma_{sol}}}$$

Avec :  $\sigma_{sol} = 1,7$  bars.

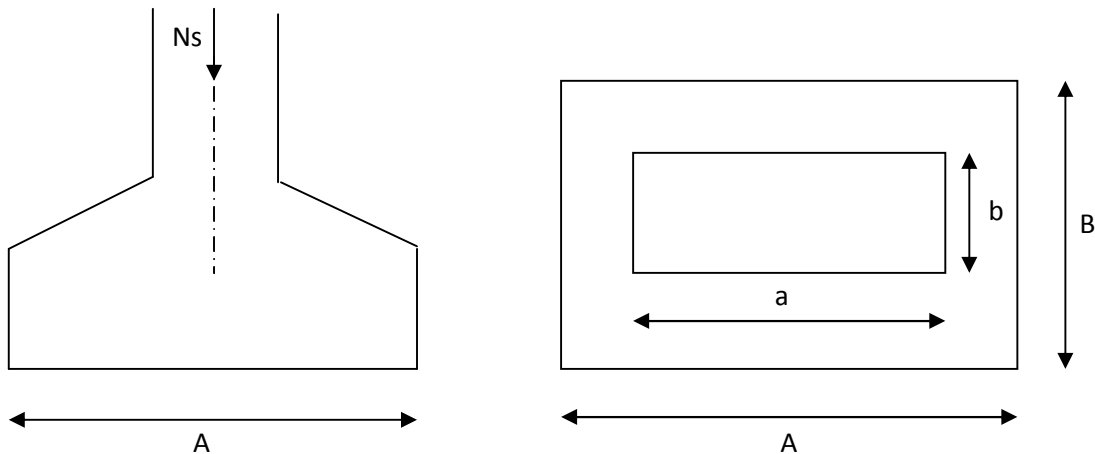


Fig VIII.2 : Schéma de la semelle isolée.

**Exemple de calcul :**

$$N_{ser} = 1322,52 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 170 \text{ KN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1322,52}{170 \times 0,8}} = 3,12 \text{ m} \Rightarrow A = B = 3,12 \text{ m}$$

**Conclusion :**

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors on opte pour des semelles filantes.

### VIII.3. Semelles filantes :

#### 1. Semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \cdot L} \text{ Avec : } B : \text{ La largeur de la semelle.}$$

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

$\sigma_{SOL}$  : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voiles	N <sub>s</sub>	L (m)	B (m)	S=B.L (m <sup>2</sup> )
VT1	2078,6	3,4	3,6	12,24
VT2	2078,6	3,4	3,6	12,24
VT3	1579,1	2,7	3,44	9,29
VT4	1904,27	1,6	7	11,2
VT5	1904,27	1,6	7	11,2
VT6	1579,1	2,7	3,44	9,29
VT7	2048,02	3,4	3,54	12,04
VT8	2088,02	3,4	3,54	12,04
				<b>89,54</b>

*Tableau VIII.1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)*

Voiles	N <sub>s</sub>	L (m)	B (m)	S=B.L (m <sup>2</sup> )
VT1	1701,31	4	2,5	10,00
VT2	911,64	1,6	3,35	5,36
VT3	911,64	1,6	3,35	5,36
VT4	1701,31	4	2,5	10,00
VT5	1692,48	4	2,49	9,96
VT6	911,02	1,6	3,35	5,36
VT7	911,02	1,6	3,35	5,36
VT8	1692,48	4	2,49	9,96
				<b>61,36</b>

*Tableau VIII.2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)*

$$S_v = \sum S_i = 150,90\text{m}^2 \quad \text{Avec : } S_v : \text{Surface totale des semelles filantes sous voiles.}$$

## 2. Semelles filantes sous poteaux

### Résultantes des charges :

Le calcul se fera sur la file du portique le plus sollicité (sur ETABS il est nommé : C-6).

Sens transversal :  $N_s = 2374,54 \text{ KN}$

Sens longitudinal :  $N_s = 4505,86 \text{ KN}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	$N_s$ (KN)	$M_i$	$e_i$ m	$N \times e_i$
1	355,26	0,335	13	4618,38
2	575,15	0,631	7,6	4371,14
3	1322,52	0,734	2,2	2909,54
4	1322,52	0,734	-2,2	-2909,54
5	575,15	0,631	-7,6	-4371,14
6	355,26	0,335	-13	-4618,38
<b>Somme</b>	<b>4505,86</b>	<b>3,4</b>	/	<b>0</b>

**Tableau VIII.3 : Résultante des charges sous poteaux.**

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R = \sum N_i} = 0,0007 \text{ m}$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = 0,0007 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{26}{6} = 4,33 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{4505,86}{26,4} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,0007}{26,4}\right) = 170,64 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{4505,86}{26,4} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,0007}{26,4}\right) = 170,70 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{4505,86}{26,4} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,0007}{26,4}\right) = 170,69 \text{ KN} / \text{m}^2$$

**Détermination de la largeur de la semelle**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{170,69}{170} = 1,00m$$

On prend :  $B = 1,00$  m.

On aura donc :  $S = 1,00 \times 26,4 = 26,4m^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante :  $S_t = S \times n + S_v$

$$S_t = 26,4 \times 6 + 150,9 = 309,30m^2$$

**Avec :**  $n$  : Nombre de portique dans le sens considéré.

**Conclusion :**

- La surface totale du bâtiment :  $S_{bat} = 491,04m^2$
- La surface totale des semelles filantes dans le sens transversal :  $S_t = 309,90 m^2$

Après le calcul :

$$\frac{S_T}{S_{BAT}} = \frac{312,42}{491,04} = 62,98\% ; (S_t > 50 \% S_{bat})$$

$$S_t > 50 \% S_{bat}$$

Etant donné que la surface totale des semelles filantes dépasse les 50% de la surface du bâtiment (62,98 %) donc on opte pour un radier général.

**VIII.4. Etude du radier :**

Les radiers dalles sont des fondations planes : il s'agit, en quelque sorte, de planchers inversés en béton armé dont la totalité de la surface participe à la répartition des charges sur le sol.

Leur épaisseur, de plusieurs dizaines de centimètres, dépend :

- des charges apportées par l'ouvrage ;
- de l'espacement des éléments porteurs ;
- de la consistance du sol.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire) ;
- Facilité de coffrage ;
- Rapidité d'exécution ;
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

## 1) Pré dimensionnement du radier :

Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{\min} \geq 25$  cm)

Selon la condition forfaitaire :

- Sous voiles :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

Avec :

$h$  : épaisseur du radier

$L_{\max}$  : distance entre deux voiles, ou poteaux successifs.

$$L_{\max} = 480\text{cm} \Rightarrow 60\text{ cm} \leq h \leq 96\text{cm}$$

On prend :  $h_v = 75\text{ cm}$

- Sous poteaux :

## ➤ La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{Avec une hauteur minimale de 25cm}$$

$$h \geq \frac{480}{20} = 24\text{ cm} \Rightarrow \text{On prend : } h_d = 40\text{cm}$$

## ➤ La nervure :

La nervure du radier doit avoir une hauteur  $h_t$  égale à :

$$h \geq \frac{480}{10} = 48\text{cm} \Rightarrow \text{On prend : } h_n = 60\text{ cm}$$

Selon la condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt{\frac{4 \cdot EI}{K \cdot b}} > \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Avec :

$L_e$  : Longueur élastique

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface.  $K = 40$  MPa

$L_{\max}$  : La distance maximale entre deux voiles successifs

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{MAX}\right)^4 \cdot \frac{3K}{E}}$$

I : Inertie de la section du radier (b=1m)

E : Le module de Young

Pour un chargement de long durée ; E = 10818,86 MPa, donc :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4,8}{3,14}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,98 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \underline{\underline{h=100 \text{ cm.}}}$$

• **Largeur de la nervure :**

$$0,4 h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n \quad \Rightarrow \quad 0,4 \times 60 \leq b_n \leq 0,7 \times 60$$

$$\Rightarrow 24 \text{ cm} \leq b_n \leq 42 \text{ cm}$$

Soit :  $b_n = 45 \text{ cm.}$

**Conclusion :**

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant:

$$h_{rad} = 100 \text{ cm} \quad ; \quad \text{hauteur du radier}$$

$$h_n = 60 \text{ cm} \quad ; \quad \text{hauteur de la nervure}$$

$$h_d = 40 \text{ cm} \quad ; \quad \text{hauteur de la dalle}$$

$$b_n = 45 \text{ cm} \quad ; \quad \text{largeur de la nervure}$$

**2) Détermination des efforts :**

$$\text{ELU: } N_u = 50591,46 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } N_s = 36904,56 \text{ KN}$$

*Détermination de la surface nécessaire du radier :*

$$\text{ELU: } S_{radier} \geq \frac{N_u}{1,33 \bar{\sigma}_{sol}} = \frac{50591,46}{1,33 \times 170} = 223,75 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{radier} \geq \frac{N_s}{1,33 \bar{\sigma}_{sol}} = \frac{36904,56}{1,33 \times 170} = 176,50 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 491,04 \text{ m}^2 > \text{Max} (S_1; S_2) = 223,75 \text{ m}^2.$$

**Remarque:**

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm}$$

Soit un débord de :  $L_{\text{déb.}} = 50 \text{ cm.}$

Donc on aura une surface totale du radier :  $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}} = 491,04 + 49,6 = 540,64 \text{ m}^2$

$$S_{\text{rad.}} = 540,64 \text{ m}^2.$$

**3) Détermination des efforts à la base du radier :****a) Charges permanentes :**

**Poids du bâtiment :**  $G_{\text{bat}} = 31769,24 \text{ KN}$  (Tiré à partir du logiciel ETABS)

**▪ Poids du radier :**

$G_{\text{rad}} =$  Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

Poids de la dalle :  $P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_{\text{da}} \times \rho_b$

$$P_{\text{dalle}} = (540,64 \times 0,4) \times 25 = 5406,4 \text{ KN}$$

$$P_{\text{dalle}} = 5406,4 \text{ KN}$$

Poids de la nervure :  $P_n = b \times (h_n) \times L \times n \times \rho_b$

$$P_n = [(0,45 \times (0,6) \times 26,4 \times 10) + (0,45 \times (0,6) \times 18,6 \times 5)] \times 25$$

$$P_n = 2409,75 \text{ KN}$$

**▪ Poids de T.V.O:**

$P_{\text{T.V.O}} = [ (S_{\text{rad}} - S_{\text{nerv}}) \times (h_{\text{rad}} - h_{\text{dal}}) \times \rho_{\text{TVO}}$

$$\text{Avec : } S_{\text{nerv}} = (0,6 \times 26,4 \times 10) + (0,6 \times 18,6 \times 5) = 214,2 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{T.V.O}} = [(540,64 - 214,2) \times (1 - 0,4)] \times 17 = 3329,69 \text{ KN.}$$

$$P_{\text{T.V.O}} = 3329,69 \text{ KN.}$$

**▪ Poids de la dalle flottante libre :**

$P_{\text{df}} = S_{\text{rad.}} \times e_p \times \rho_b$

$P_{\text{df}} = 540,64 \times 0,1 \times 25 = 1351,6 \text{ KN.}$  ( $e_p = 10 \text{ cm}$ ).

$$P_{\text{df}} = 1351,6 \text{ KN}$$

**▪ Poids totale du radier:**

$G_{\text{rad}} = 5406,4 + 2409,75 + 3329,69 + 1351,6 = 12497,44 \text{ KN}$

**b) Charges d'exploitation :**

Surcharges du bâtiment :  $Q_{\text{bat}} = 5135,32 \text{ KN}$

Surcharges du radier :  $Q_{\text{rad}} = 1,5 \times 540,64 = 810,96 \text{ KN}$

**❖ Poids total de la structure :**

$G_{\text{tot}} = G_{\text{rad}} + G_{\text{sup}} = 12497,44 + 31769,24 = 44266,68 \text{ KN}$

$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{rad}} + Q_{\text{sup}} = 810,96 + 5135,32 = 5946,28 \text{ KN}$

**❖ Combinaisons d'action :**

A l'ELU :  $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 68679,44 \text{ KN}$

A l'ELS :  $N_s = G + Q = 50212,96 \text{ KN}$

**4) Calcul des caractéristiques géométriques du radier :****❖ Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 17,33 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 12,09 \text{ m}$$

Avec :  $S_i$  : Aire du panneau considéré et  $X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

**❖ Moment d'inertie du radier**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{18,6 \times 26,4^3}{12} = 28519,6 \text{ m}^4.$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{26,4 \times 18,6^3}{12} = 14156,68 \text{ m}^4.$$

**VIII.5. Vérifications :****a. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

Avec :  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $d = 0,9 h = 36 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \frac{L_{\max}}{2} = \frac{68317,97 \times 1}{540,64} \times \frac{4,8}{2} = 303,276 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{303,276}{1 \times 0,3 \times 1000} = 0,84 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**b. Vérification de la stabilité du radier :**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

**Avec :**

$M_{j(K=0)}$  : Moment sismique à la base du bâtiment

$T_{j(K=0)}$  : Effort tranchant à la base du bâtiment

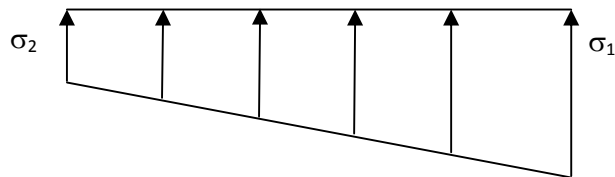
$I_{xi}, I_{yi}$  : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

$h$  : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :



**FigVIII.3 : Diagramme des contraintes**

A l'ELU :  $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{SOL}$  (RPA99/2003 .Art.10.1.4.1)

A l'ELS :  $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$

**Avec :**  $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$

V: distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

$N_d = 68679,44 \text{ KN}$  ;  $N_s = 50212,96 \text{ KN}$

- **Sens longitudinal**

A l'ELU:  $M_X = 54072,589 + 5936,2579 \times 1,00 = 60008,847 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{68679,44}{540,64} + \frac{60008,847}{14156,68} \times 17,33 = 199,825 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{68679,44}{540,64} - \frac{60008,847}{14156,68} \times 17,33 = 52,905 \text{ KN} / \text{m}^2$$

**D'où :**

$$\sigma_m = \frac{3 \times 199,825 + 52,905}{4} = 163,095 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad ; \quad 1,33\sigma_{SOL} = 1,33 \times 170 = 226,1 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m < 1,33 \cdot \sigma_{SOL} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

A l'ELS:  $M_X = 54072,589 + 5936,2579 \times 1,00 = 60008,847 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{50212,96}{540,64} + \frac{60008,847}{14156,68} \times 17,33 = 165,842 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{50212,96}{540,64} - \frac{60008,847}{14156,68} \times 17,33 = 18,921 \text{ KN} / \text{m}^2$$

**D'où :**

$$\sigma_m = \frac{3 \times 165,842 + 18,921}{4} = 129,112 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad ; \quad \sigma_{SOL} = 170 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Sens transversal :**

A l'ELU:  $M_y = 77528,759 + 5963,7522 \times 1,00 = 83492,51 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{68679,44}{540,64} + \frac{83492,51}{28519,6} \times 12,09 = 161,759 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{68679,44}{540,64} - \frac{83492,51}{28519,6} \times 12,09 = 90,971 \text{ KN} / \text{m}^2$$

**D'où :**

$$\sigma_m = \frac{3 \times 161,759 + 90,971}{4} = 144,062 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad ; \quad 1,33\sigma_{SOL} = 1,33 \times 170 = 226,1 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m < 1,33\sigma_{SOL} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

A l'ELS:  $M_y = 77528,759 + 5963,7522 \times 1,00 = 83492,51 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{50212,96}{540,64} + \frac{83492,51}{28519,6} \times 12,09 = 127,776 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{50212,96}{540,64} - \frac{83492,51}{28519,6} \times 12,09 = 56,987 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 127,776 + 56,987}{4} = 110,067 \text{ KN/m}^2 ; \sigma_{SOL} = 170 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Conclusion :** Toutes les contraintes sont vérifiées.

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Contrainte		ELU			ELS		
		$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_m$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_m$
sens	Long	199,825	52,905	163,095	165,842	18,921	129,112
	Trans	161,759	90,97	144,062	127,776	56,987	110,067

Tableau VIII.4

**c. Vérification au poinçonnement :** (BAEL99 Art A.5.2 4)

On doit vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$\mu_c$  : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier

$N_u$  : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile le plus sollicité.

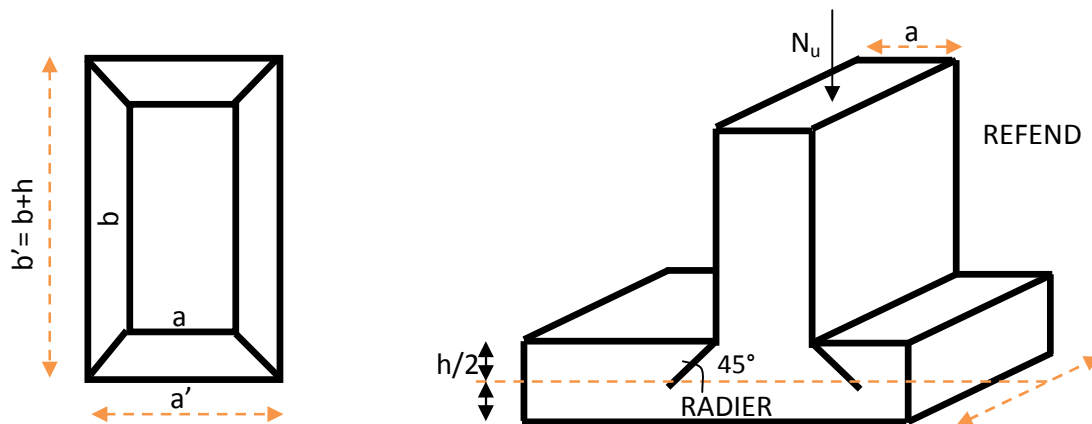
h: Epaisseur totale du radier.

❖ **Vérification pour les poteaux :**

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,4 + 0,4 + 2 \times 1) \times 2 = 5,6 \text{ m}$$

$$\frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 5,6 \times 1 \times 25000}{1,5} = 6533,33 \text{ KN}$$

$$N_u = 1824,24 \leq 6533,33 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$



FigVIII.4 Périmètre utile des voiles et des poteaux

❖ **Vérification pour les voiles:**

On considère une bonde de 01 ml du voile

$$N_u = 2825,18 \text{ KN}$$

$$\mu_c = (a' + b') = (a + b + 2h) \times 2 = (0,2 + 1 + 2 \times 1) \times 2 = 6,4 \text{ m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 6,4 \times 1 \times 25000}{1,5} = 7466,66 \text{ KN}$$

$$N_u = 2825,18 \text{ KN} < \bar{N}_u = 7466,66 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée}$$

**d. Vérification à l'effort sous pressions :**

$$P \geq \alpha \times S_{\text{Radier}} \times \gamma \times Z$$

P : Poids total à la base du radier ; P = 31769,24 KN.

γ : Poids volumique de l'eau = 10 kN/m<sup>3</sup>

Z : Profondeur de l'infrastructure Z = 1,0 m.

α: coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement α = 1,5

$$\alpha \times S_{\text{radier}} \times \gamma \times Z = 1,5 \times 540,64 \times 10 \times 1 = 8109,6 \text{ KN}$$

$$P > 8109,31 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**VIII.6. Ferrailage du radier :**

Pour le calcul de ce radier, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL.91.

**1. Ferrailage de la dalle :**

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme, et encadrée sur quatre cotés, on distingue deux cas :

On distingue deux cas :

- **1<sup>er</sup> Cas :** Si  $\alpha < 0,4$   $\Rightarrow$  La flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} ; \quad M_{oy} = 0$$

- **2<sup>eme</sup> Cas :** Si  $0,4 < \alpha \leq 1$   $\Rightarrow$  Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite portée  $L_x$  :  $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

Dans le sens de la grande portée  $L_y$  :  $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

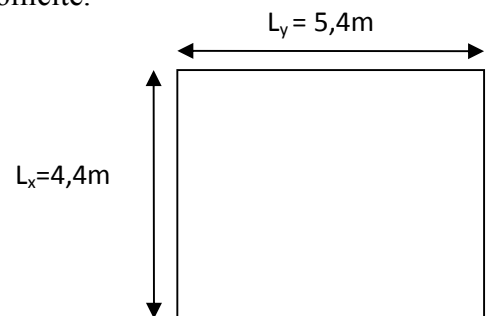
Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont donnés par les tables de *PIGEAUD*.

Avec :  $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$  avec  $(L_x < L_y)$

**Remarque :** Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

*Identification du panneau le plus sollicité :*

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,4}{5,4} = 0,8$$



$0,4 < \rho \leq 1$   $\Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte  $\sigma_m$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

**A l'ELU :**  $q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (163,095 - \frac{124997,44}{540,64}) \times 1m = 140,474 \text{ KN/ml}$

**A l'ELS :**  $q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (129,112 - \frac{124997,44}{540,64}) \times 1m = 106,491 \text{ KN/ml}$ .

**Calcul à l'ELU :**

**Evaluation des moments  $M_x, M_y$  :**

$\nu = 0 ; \rho = 0,8 \rightarrow \mu_x = 0,0565$   
 $\mu_y = 0,595$

On aura donc :  $\left\{ \begin{array}{l} M_x = 0,0565 \times 140,474 \times 4,4^2 = 153,656 \text{ KN.m} \\ M_y = 0,595 \times 153,656 = 91,425 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

**Remarque :**

Afin de tenir compte des semi encastremets de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de (0,5) aux appuis et de (0,75) en travée.

➤ **Ferraillage dans le sens x-x :****Moments aux appuis**

$$M_{ua} = (0,5) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = (0,5) \times 153,656$$

$$M_{ua} = 76,828 \text{KNm}$$

**Moments en travée**

$$M_{ut} = (0,75) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ut} = (0,75) \times 153,656$$

$$M_{ut} = 115,242 \text{KN.m}$$

• **Aux appuis :**  $\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{76,828 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,040 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires :

$$\mu_u = 0,040 \Rightarrow \beta_u = 0,980$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{76,828 \times 10^3}{0,980 \times 37 \times 348} = 6,088 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ua} = 6,088 \text{cm}^2/\text{ml} .$$

Soit :  $A_{ua} = 5\text{HA}14/\text{ml} = 7,70 \text{cm}^2/\text{ml}$

Avec :  $\underline{St = 20 \text{cm}}$

• **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{115,242 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,062 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,062 \Rightarrow \beta_u = 0,968$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{115,242 \times 10^3}{0,968 \times 37 \times 348} = 9,25 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ut} = 9,25 \text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit :  $A_{ut} = 5\text{HA}16/\text{ml} = 10,05 \text{cm}^2/\text{ml}$

Avec :  $\underline{St = 20 \text{cm}}$

## ➤ Ferrailage dans le sens y-y :

**Moments aux appuis**

$$M_{ua} = (0,5) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = (0,5) \times 91,425$$

$$M_{ua} = 45,713 \text{KNm}$$

**Moments en travée**

$$M_{ut} = (0,75) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ut} = (0,75) \times 91,425$$

$$M_{ut} = 68,569 \text{KN.m}$$

• **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{45,713 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,024 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,024 \Rightarrow \beta_u = 0,988$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{45,713 \times 10^3}{0,988 \times 37 \times 348} = 3,60 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ua} = 3,60 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } A_{ua} = \mathbf{5HA14/ml = 7,70 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

Avec : St=20 cm.

• **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{68,569 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,036 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,036 \Rightarrow \beta_u = 0,982$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{68,569 \times 10^3}{0,982 \times 37 \times 348} = 5,42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = 5,42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } A_{ut} = \mathbf{5HA16/ml = 10,05 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

Avec : St=20 cm

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

	Sens x-x	Sens y-y
Armatures inférieures	5 HA14 (St= 20cm)	5 HA14 (St = 20 cm)
Armatures supérieures	5 HA16 (St = 20cm)	5HA16 (St = 20 cm)

Tableau VIII.5

➤ **Vérification à l'E L U :**

**Vérification de la condition de non fragilité :**

Avec :  $A_{\min} = \delta_o \cdot b \cdot h \left( \frac{3-\rho}{2} \right)$

$\delta_o = 0,8 \text{ ‰}$  pour les HA

$A_{\min} = \delta_o \cdot b \cdot h \left( \frac{3-\rho}{2} \right) = 0,0008 \times 100 \times 40 \times \left( \frac{3-0,8}{2} \right) = 3,52 \text{ cm}^2 .$

• **Aux appuis :**

$\left. \begin{matrix} A_{ax} = 7,70 \text{ cm}^2 \\ A_{ay} = 7,70 \text{ cm}^2 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées.}$

• **En travée :**

$\left. \begin{matrix} A_{ax} = 10,05 \text{ cm}^2 \\ A_{ay} = 10,05 \text{ cm}^2 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées.}$

• **Espacements des armatures : (BAEL91/A.8.2,42)**

L'écartement maximal des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous dans lesquels « h » désigne l'épaisseur totale de la dalle :

Sens x-x :  $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min \{3h; 33 \text{ cm}\} = \min \{120; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

Sens y-y :  $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min \{4h; 45 \text{ cm}\} = S_t = \min \{160; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

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

Avec :

$$V_u = \frac{q_u L_y}{2} = \frac{140474 \times 5,4}{2} = 379,280 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{379,280 \times 10^3}{1000 \times 370} = 1,025 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa} \quad \Leftrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\tau_u = 1,025 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

### Vérification à l'ELS :

- **Evaluation des moments  $M_x$ ,  $M_y$  :**

$$\nu = 0,2 ; \rho = 0,8 \rightarrow \mu_x = 0,0632$$

$$\mu_y = 0,710$$

$$\text{On aura donc : } \begin{cases} M_x = 0,0632 \times 106,491 \times 4,4^2 = 130,297 \text{ KN.m} \\ M_y = 0,710 \times 130,297 = 92,51 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Sens X-X :**

#### **Moments aux appuis**

$$M_{ua} = (0,5) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = (0,5) \times 130,297$$

$$M_{ua} = 65,148 \text{ KN.m}$$

#### **Moments en travée**

$$M_{ut} = (0,75) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ut} = (0,75) \times 130,297$$

$$M_{ut} = 97,723 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens Y-Y :**

#### **Moments aux appuis**

$$M_{ua} = (0,5) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = (0,5) \times 92,51$$

$$M_{ua} = 46,255 \text{ KN.m}$$

#### **Moments en travée**

$$M_{ut} = (0,75) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ut} = (0,75) \times 92,51$$

$$M_{ut} = 69,382 \text{ KN.m}$$

- **Vérification des contraintes (dans le béton et l'acier):**

Le radier étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration très préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_u}{b \times d} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_u} \leq \bar{\sigma}_s = \min \{ 0,5 f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \} = 164,97 \text{ MPa}$$

Sens		M <sub>s</sub>	A <sub>u</sub>	ρ	β	K <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub>	σ <sub>b</sub>	σ <sub>b</sub>	obs
X-X	Appui	65,148	7,70	0,214	0,925	51,67	254,077	4,92	15	C.V
	travée	97,723	10,05	0,279	0,917	45,24	294,549	6,51	15	C.V
Y-Y	Appui	46,255	7,70	0,214	0,925	51,67	180,39	3,49	15	C.V
	travée	69,382	10,05	0,279	0,917	45,24	209,126	4,62	15	C.V

Tableau VIII.6 Vérification des contraintes

2. Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console courte encastree dans le radier de longueur L = 40cm, soumise à une charge uniformément repartie.

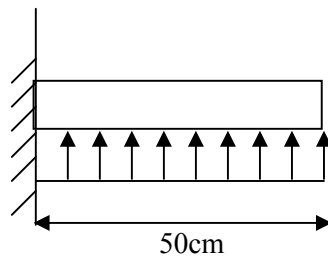


Fig. VIII.5 : Schéma statique du débord

$$\text{A PELU : } M_u = \frac{-q_{um} \cdot L^2}{2} = \frac{-140,474 \times 0,5^2}{2} = -17,59 \text{ KN.m}$$

$$\text{A PELS : } M_s = \frac{-q_{sm} \cdot L^2}{2} = \frac{-106,491 \times 0,5^2}{2} = -13,31 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul des armatures :

a. Armatures principales :

$$b = 100 \text{ cm} ; \quad d = 37 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{17,59 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,008 < \mu_r = 0,392$$

$$\mu_u = 0,008 \Rightarrow \beta_u = 0,996$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{17,59 \times 10^3}{0,996 \times 37 \times 348} = 1,37 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit :  $A_u = 4\text{HA}12/\text{ml} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**b. Armatures de répartition :**

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

Soit :  $A_r = 4 \text{ HA}10 / \text{ml} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

❖ **Vérification à l'ELU :**

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 37 \times 2,1}{400} = 4,46 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,46 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc on adopte :  $4\text{HA}12/\text{ml} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

❖ **Vérification à l'ELS :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{17,59}{13,31} = 1,32$$

$$\mu_s = 0,0068 \Rightarrow \alpha = 0,381$$

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,32 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,41 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

**Remarque :**

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; a fin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

**3. Ferrailage de la nervure :**

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées

$$h = 100 \text{ cm} ; b = 45 \text{ cm} ; c = 3 \text{ cm}$$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

❖ **Détermination des efforts :**

$$ELU : q_u = 140,474 \text{ KN/m}$$

$$ELS : q_s = 106,491 \text{ KN/m}$$

Les résultats des moments et efforts relevés de l'ETABS sous forme de schémas sont résumés dans le tableau suivant :

	Sollicitations (max)	ELU	ELS
<b>Sens Longitudinal</b>	<b>M<sub>a</sub> (KN.m)</b>	176,78	134,01
	<b>M<sub>t</sub> (KN.m)</b>	185,97	120,51
	<b>T (KN)</b>	309,04	234,28
<b>Sens transversal</b>	<b>M<sub>a</sub> (KN.m)</b>	284,63	215,17
	<b>M<sub>t</sub> (KN.m)</b>	143,81	109,102
	<b>T (KN)</b>	347,09	263,12

**Tableau VIII.7.**

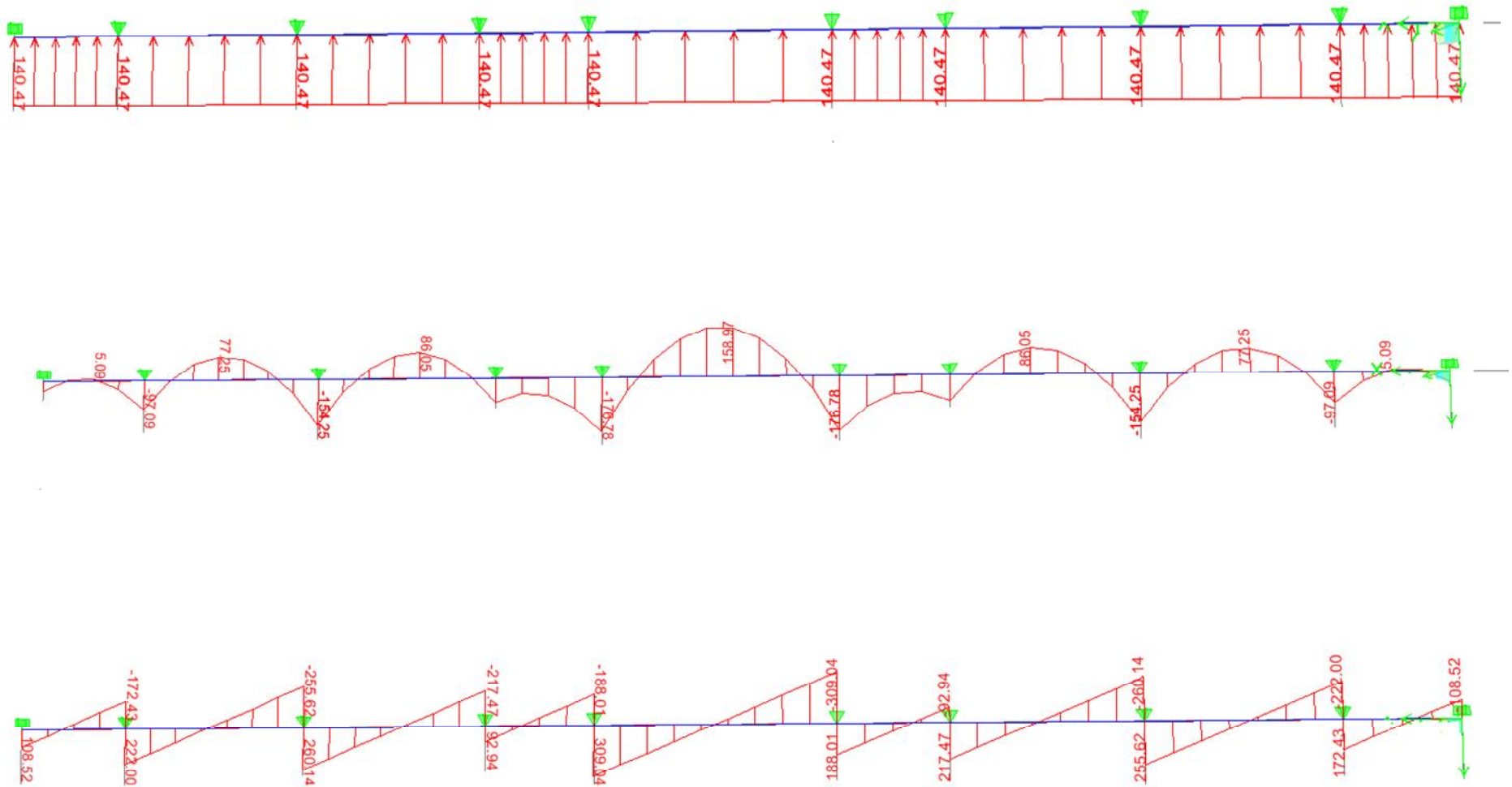


Fig VIII.6. Diagrammes des moments et des efforts à l'ELU (sens longitudinal)

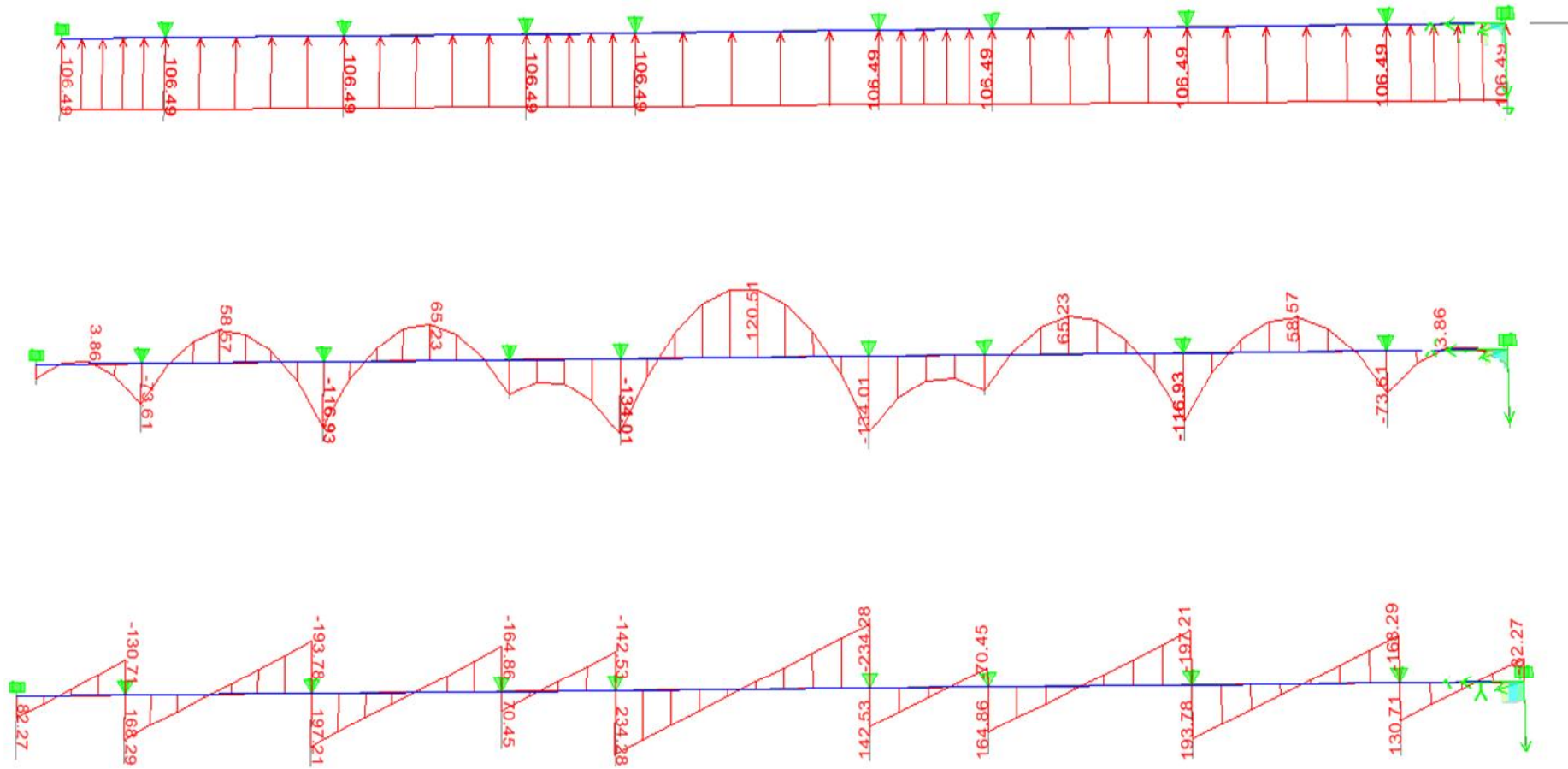


Fig VIII.7. Diagrammes des moments et des efforts à l'ELS (sens longitudinal)

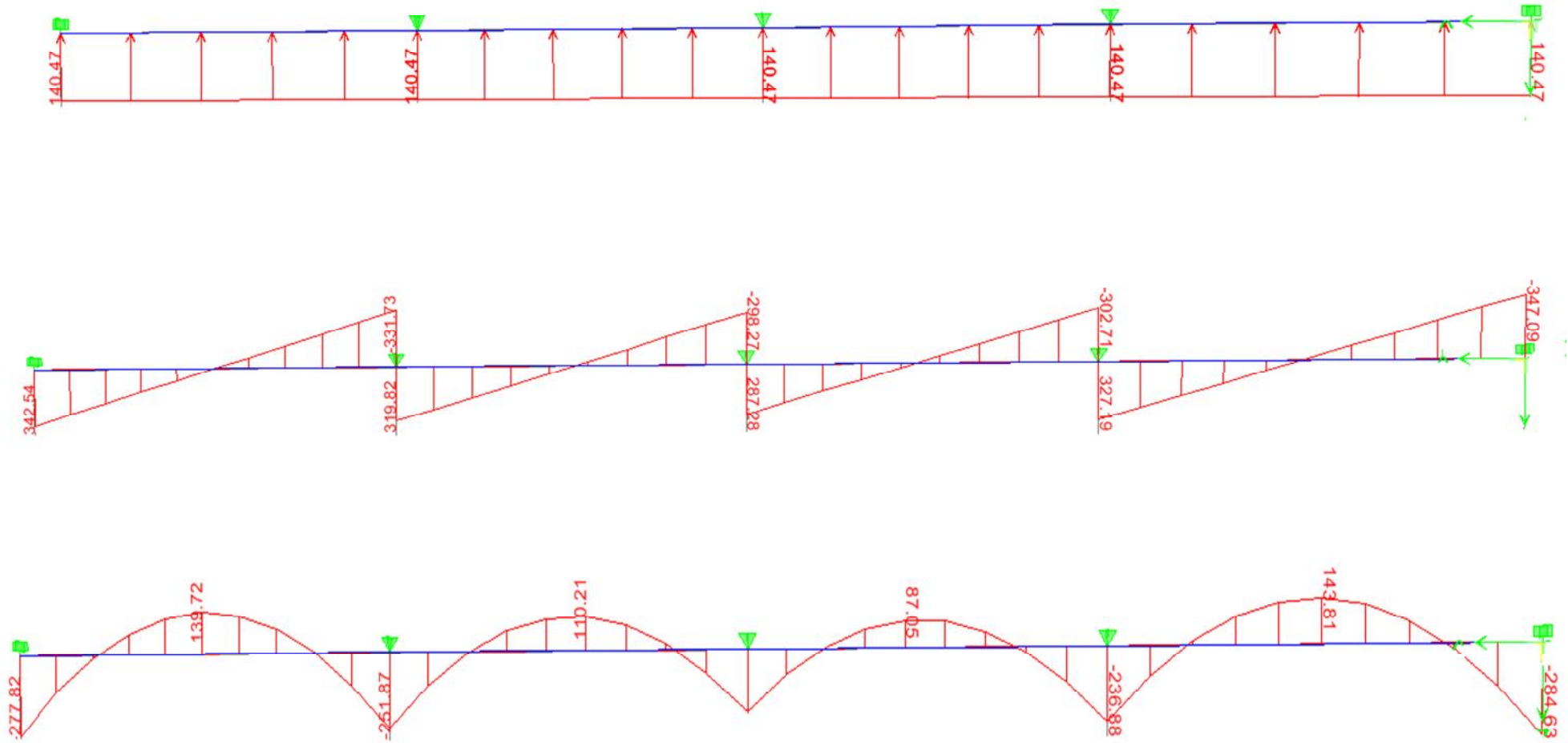


Fig VIII.8 .Diagrammes des moments et des efforts à l'ELU (sens transversal)

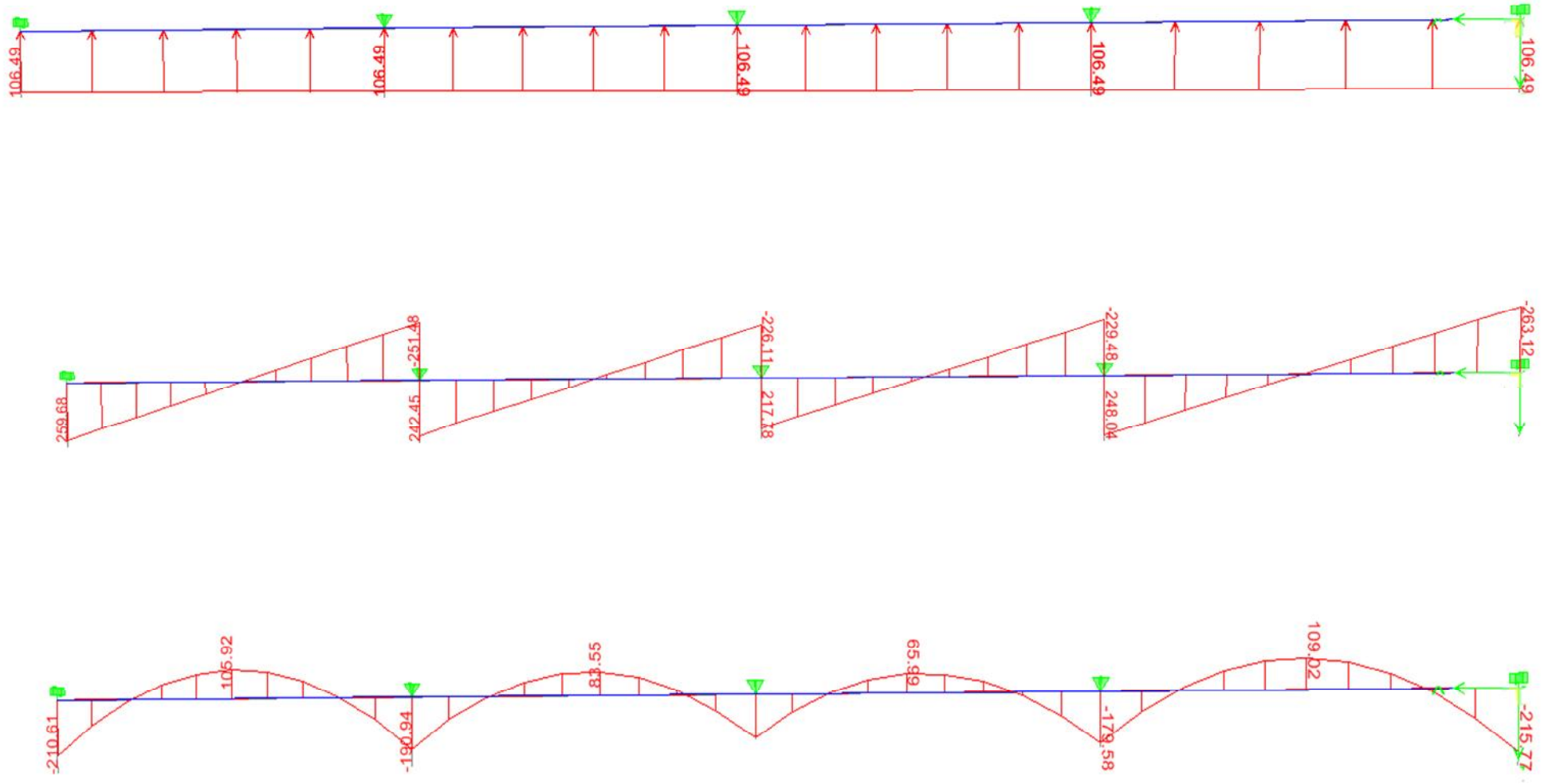


Fig VIII.9. Diagrammes des moments et des efforts à l'ELS (sens transversal).

## ❖ Calcul des armatures :

## • Sens longitudinal X-X :

$$M_t^{\max} = 185,97 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = -176,78 \text{ KN.m}$$

$$b = 45 \text{ cm}; h = 100 \text{ cm}; d = 97 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

➤ Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{176,78 \times 10^3}{45 \times 97^2 \times 14,2} = 0,029 < \mu_1 = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée (SSA)

$$\mu_u = 0,029 \rightarrow \beta = 0,983$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{176,78 \times 10^3}{0,983 \times 97 \times 348} = 5,33 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA16 = 8,04 cm<sup>2</sup>/ml.**

Avec : **S<sub>t</sub> = 10 cm**

• En travée :

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{185,97 \times 10^3}{40 \times 97^2 \times 14,2} = 0,034 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée (SSA).

$$\mu_u = 0,034 \rightarrow \beta = 0,983$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{185,97 \times 10^3}{0,983 \times 97 \times 348} = 5,60 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA16 = 8,04 cm<sup>2</sup>/ml.**

Avec : **S<sub>t</sub> = 10 cm.**

- Sens transversal Y-Y :

$$M_t^{\max} = 143,81 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = -284,63 \text{ KN.m}$$

$$b = 40 \text{ cm}, h = 100 \text{ cm}, d = 97 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

➤ Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{284,63 \times 10^3}{40 \times 97^2 \times 14,2} = 0,053 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée (SSA).

$$\mu_u = 0,053 \rightarrow \beta = 0,972$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{284,63 \times 10^3}{0,972 \times 97 \times 348} = 8,67 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA16 = 8,04 cm<sup>2</sup>/ml.**

Avec : **S<sub>t</sub> = 10 cm**

- En travée :

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{143,81 \times 10^3}{40 \times 97^2 \times 14,2} = 0,027 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée (SSA)..

$$\mu_u = 0,027 \rightarrow \beta = 0,986$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{143,81 \times 10^3}{0,986 \times 97 \times 348} = 4,32 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA16 = 8,04 cm<sup>2</sup>/ml.**

Avec : **S<sub>t</sub> = 10cm.**

Les résultats des ferrailrages sont résumés dans les tableaux qui suivent :

		$M_u$	$\mu$	obs	$\beta$	As	$A_{adopté}$
Sens X-X	Appui	176,78	0,033	SSA	0,983	5,33	4HA16=8,04cm <sup>2</sup>
	travée	185,97	0,034	SSA	0,893	5,60	
Sens Y-Y	Appui	284,63	0,053	SSA	0,972	8,67	
	travée	143,81	0,027	SSA	0,986	4,32	

❖ Vérification à l'ELU :

$$A_{min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 40 \times 97 \times 2,1}{400} = 4,68 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

✓ Armatures transversales :

• Diamètre minimal :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm}$$

Soit :  $\phi = 8 \text{ mm}$ .

• Espacement des armatures :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right\} = \min \{25 ; 19,2\}$$

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

• Armatures transversales minimales :

$$A_{min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 1,2 \text{ cm}^2.$$

Soit :

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

✓ Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec :  $T_{u \max} = 347,09 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{347,09 \times 10^3}{400 \times 970} = 0,89 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Vérification à l'ELS :

- Vérification des contraintes (dans le béton et l'acier):

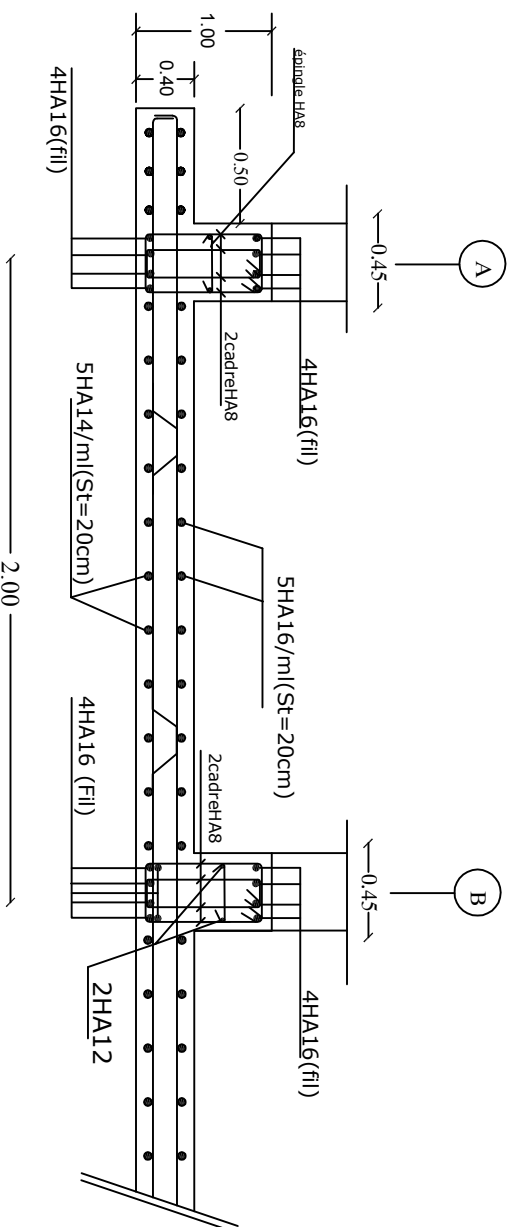
$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_u}{b \times d} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_u} \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ 0,5 f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 164,97 \text{ MPa}$$

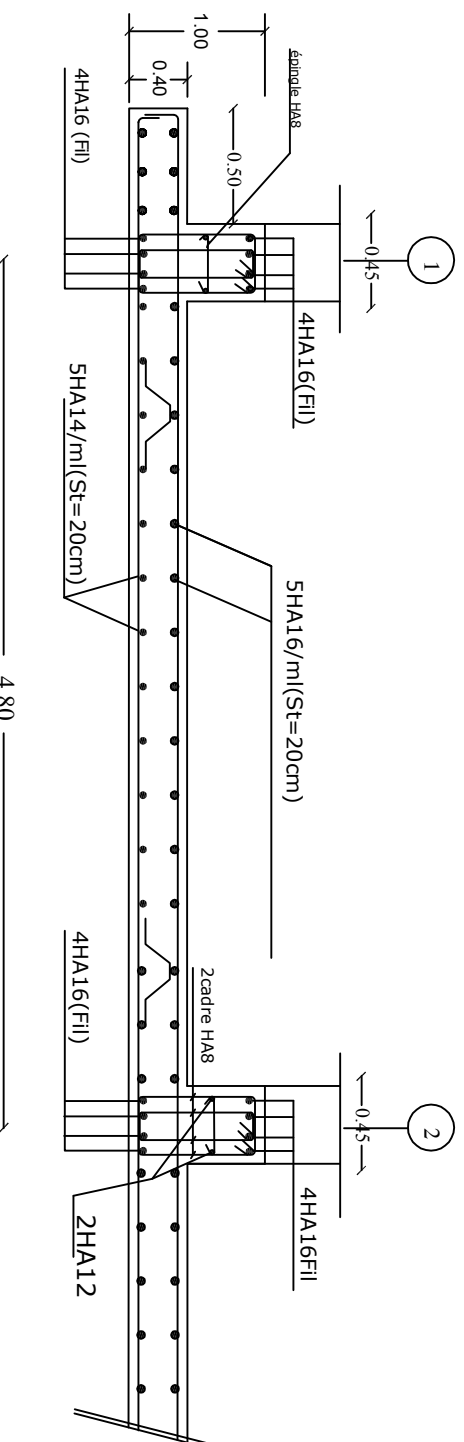
Sens		M <sub>s</sub>	A <sub>u</sub>	ρ	β	K <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub>	σ <sub>b</sub>	σ <sub>b</sub>	obs
X-X	Appui	134,01	8,04	0,207	0,926	53,03	185,566	3,50	15	C.V
	travée	120,51	8,04	0,207	0,926	53,03	166,872	3,15	15	C.V
Y-Y166,	Appui	215,17	8,04	0,207	0,926	53,03	297,949	5,62	15	C.V
	travée	109,02	8,04	0,207	0,926	53,03	150,962	2,85	15	C.V

Tableau VIII.6 Vérification des contraintes

➤ Ferrailage du radier et de la nervure :



Ferrailage du radier général dans le sens X-X



Ferrailage du radier général dans le sens Y-Y

Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil		
<b>Ferrailage du radier</b>		
Proposé par :	Bureau d'étude	Septembre 2014
Dessiné par :	Melle. OUBABAS NASSIMA Melle. ZANOUN LYNDA	Plan
Dirigé par :	Mr. MANSOURI A	Echelle :



# Conclusion générale

*En premier lieu, le choix d'étudier un quelconque projet en génie civil, nous permet de mieux approfondir nos connaissances acquises tout le long des années qui précèdent et les enrichir chaque un dans son domaine.*

*Notre choix s'est porté sur le domaine du bâtiment sachant que ce dernier est le mieux convoité sur le marché, surtout après le séisme qui a touché de nombreuses régions du Nord Algérien (Boumerdes, Tizi Ouzou, Alger. . . .) le 21 Mai 2003 causant à son passage d'énormes pertes tant humaine que matérielles.*

*Suite à cela différents règlements à savoir le « BAEL 91/modifié 99 », en plus de « l'RPA 99/modifié 03 » et différents documents techniques sont mis à notre disposition.*

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

*Et pour finir, nous espérons que ce travail sera d'une grande utilité pour les promotions à venir*



BIBLIOGRAPHIE

# *Bibliographie*

- Règles parasismiques algérienne RPA99 (version 2003).
- DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation).
- Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Aide mémoire RDM Dunod (Abaques de GALERKIN et HAHN).
- Cours et TD (Béton, MDS et RDM).
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.