

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



# Mémoire de fin d'étude

*En vue d'obtention du diplôme de master en Génie Civil.*  
*Option : Constructions Civiles et Industrielles.*

## THEME

*Etude d'un bâtiment (R+8) à usage d'habitation, à  
ossature mixte  
avec l'application du ETABS*



Proposé par : B.E.R.H.T.O

Dirigé par : M' BOUHERAOUA

Etudié par: Melle BENBRAHIM NOUARA  
Melle ARAB OURDIA

Année 2015/2016

## **REMERCIEMENT**

Au terme de notre travail, il nous est agréable d'exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur M<sup>r</sup> : BOUHERAOUA. A, pour ses conseils précieux et à toute personne ayant contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.

Nous remercions également les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail et l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation.

## DÉDICACES

Je dédie ce modeste travail à :

- Mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci ma maman
- Ma chère grand-mère.
- Ma très chère Imane
- Mes frères et mes sœurs
- Mes cousins et cousines
- Mon binôme.
- Toute ma famille.
- Tous(tes) mes amis (es) .
- A tous ceux qui ont contribué, de toute manière que se soit en particulier Rachid.
- Tous les étudiants (es) de ma promotion
- Et à vous.

Nouara

## DÉDICACES

Je tiens vivement à dédier ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance à :

- mes très chers parents
- mes amours Katouche et Meziane
- A la mémoire de ma chère grand-mère (lah yrhamha )
- Ma famille qui m'a accompagné d'encouragement notamment au début de mon cursus.
- Mes cousins et cousines (Melissa , Nouara, yanis ,Lynda.....)
- Tous(tes) ceux qui ont semé leurs graines de savoir dans ma cervelle
- Tous ceux qui me connaissent et me sont chers
- Toute la promotion Génie Civil 2015-2016 .

Ourdia

**SOMMAIRE**

<b>Chapitre 0 INTRODUCTION GENERALE</b>	<b>01</b>
<b>Chapitre I - PRESENTATION ET DESCRIPTION DE L'OUVRAGE</b>	<b>03</b>
<b>Chapitre II - PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS</b>	<b>11</b>
Planchers	11
Poutres	12
Poteaux et Voiles	14
Combinaison d'action	16
Charges permanentes	17
Surcharge d'exploitation	20
Vérification aux exigences du RPA	22
<b>Chapitre III - CALCUL DES ELEMENTS</b>	<b>25</b>
III-1 Acrotère	25
III-2 Plancher	32
III-3 Escalier	53
III-4 Poutre palière	66
III-4 Salle machine	75
<b>Chapitre IV - PRESENTATION DU LOGICIEL</b>	<b>83</b>
<b>Chapitre V – VERIFICATIONS DU RPA</b>	<b>89</b>
<b>Chapitre VI - FERRAILLAGE DES POTEAUX</b>	<b>103</b>
<b>Chapitre VII - FERRAILLAGE DES POUTRES</b>	<b>112</b>
<b>Chapitre VIII - FERRAILLAGE DES VOILES</b>	<b>123</b>
<b>Chapitre IX - LES FONDATIONS</b>	<b>134</b>
<b>CONCLUSION</b>	<b>154</b>

*Chapitre 0***INTRODUCTION GÉNÉRALE**

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace. Ceci est particulièrement vrai et important pour le Nord de l'Algérie et en particulier pour une région montagneuse comme la Kabylie. Ceci d'une part.

D'autre part, l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, ce qui voudra dire qu'elle est soumise à une forte activité sismique.

Il est donc important de prendre en considération la construction parasismique.

L'exemple le plus proche de nous est le **séisme de BOUMERDES** qui a occasionné beaucoup de dégâts à cause de la non prise en compte de la construction parasismique.

On doit donc, et c'est notre cas dans ce projet de fin de cycle, de prendre en considération, de respecter les normes et recommandations parasismiques qui permettent de rigidifier convenablement la structure.

Rappelons en effet qu'un projet de bâtiment est tenu d'obéir aux faits suivants :

- la sécurité : assurer la stabilité de l'ouvrage,
- l'économie : diminuer le coût du projet,
- le confort,
- l'esthétique.

Le matériau que nous utiliserons est le béton armé. Son utilisation est économique : il est moins cher comparé aux autres matériaux tels que le bois ou le métal.

De plus, il permet :

- souplesse dans son utilisation,
- durabilité : durée de vie importante,
- résistance au feu.

Dans le cadre de ce projet, nous avons pris le pari de procéder au calcul d'un bâtiment, à ossature mixte, en béton armé à usage d'habitation avec commerce. Il est implanté dans une zone de moyenne sismicité. Il comporte huit (08) étages et un rez-de-chaussée.

Pour ce faire, nous avons conçu ce mémoire en neuf (09) chapitres :

- Le premier chapitre consiste en la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et en le choix des matériaux à utiliser.

- Le deuxième chapitre présente le prédimensionnement des éléments structuraux tels que les poteaux, les poutres, les voiles.
- Le troisième chapitre présente les calculs des éléments non structuraux tels que l'acrotère, les escaliers et les planchers.
- La présentation du logiciel ETABS sera faite au quatrième (04) chapitre.
- Toutes les vérifications relatives aux lois (règles diverses...) qui régissent le calcul des structures de bâtiments sont prévues au cinquième (05) chapitre.
- Le calcul des ferraillements des poteaux (élément structural), fondé sur les résultats du logiciel ETABS est présenté au sixième (06) chapitre.
- Le calcul des ferraillements des poutres (élément structural), fondé sur les résultats du logiciel ETABS est présenté au septième (07) chapitre.
- Le calcul des ferraillements des voiles (élément structural), fondé sur les résultats du logiciel ETABS est présenté au huitième (08) chapitre.
- Le dernier et neuvième (09) chapitre sera réservé aux fondations (ou étude de l'infrastructure).

## Chapitre I

### PRESENTATION DU PROJET

#### I.1. INTRODUCTION

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 modifié en 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

#### I.2. PRESENTATION DU BATIMENT

Nous sommes chargés d'étudier un bloc R+8 en béton armé, à ossature mixte. Il est implanté aux OUADHIAS, wilaya de TIZI OUZOU.

La configuration du bâtiment présente une régularité en plan et en élévation.

D'après la classification des RPA99 version 2003 :

- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48 m.
- Le bâtiment est implanté dans une zone de moyenne sismicité (zone IIa).
- Le site est considéré comme meuble.

#### I.3. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

Les dimensions géométriques principales de l'ouvrage sont :

- longueur.....	20,00 m
- largeur.....	16,45 m
- Hauteur totale.....	31,60 m
- Hauteur du RDC.....	04,08 m
- Hauteur de l'acrotère.....	00,60 m

#### I.4 ELEMENTS DE L'OUVRAGE

##### I.4.1 Planchers

###### 1. Planchers en corps creux

Ils sont composés en corps creux et en 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.

## 2. Dalle pleine en béton armé

Des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau des balcons.

### I.4.2 Maçonnerie

#### 1. Murs extérieurs

Ils sont réalisés en double cloisons de briques creuses de 20 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm (10+5+10)

#### 2. Murs intérieurs

Ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur

### I.4.3 L'escalier

Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier, composée d'un palier et d'une paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place.

### I.4.4 Cage d'ascenseur

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

### 1.4.5 Les revêtements

Les divers types de revêtements et leurs destinations se présentent comme suit :

- mortier de ciment : pour les murs de façades et les salles d'eau de 2 cm d'épaisseur,
- plâtre pour les cloisons et les plafonds de 2 cm d'épaisseur,
- carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.

## I.5 CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX

### I.5.1 Le béton

#### 1. Résistance caractéristique à la compression

Un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite « résistance caractéristique à la compression », notée  $f_{c28}$ .

- Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge  $j=28$  jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (Art 2-1-11 BAEL 91).

On adopte :  $f_{c28} = 25$  MPa.

- Pour  $j < 28$  jours :  $f_{c_j} = \frac{j}{4,76 + 0,83 j} f_{c_{28}}$  Pour  $f_{c_{28}} \leq 40$  MPa

$$f_{c_j} = \frac{j}{1,40 + 0,95 j} f_{c_{28}} \quad \text{Pour } f_{c_{28}} > 40 \text{ MPa}$$

- Pour  $j > 28$  jours :  $f_{c_j} = 1,1 f_{c_{28}}$  Pour  $f_{c_{28}} \geq 40$  MPa

## 2. Résistance caractéristique à la traction

La résistance à la traction du béton est calculée à partir de sa résistance à la compression. Elle est notée  $f_{tj}$  et est donnée par la formule suivante (Art 2-2-12 BAEL 91) :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}, \quad \text{pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$$

Ainsi, pour 28 jours on aura :  $f_{t28} = 0,6 + 0,06 * 25 = 2,1 \text{ MPa}$ .

### I.5.2 Contrainte limite

#### 1. Contrainte limite à la compression « $f_{bc}$ »

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta(\gamma_b)} \quad [\text{MPa}] \quad (\text{Art A4.3.41/ BAEL 91})$$

Avec  $\theta$  : coefficient de la durée d'application de la combinaison d'action.

Il a pour valeur :

- $\theta = 1$  : si la durée d'application est supérieure à 24 heures
- $\theta = 0,9$  : si la durée d'application est comprise entre 1 heure et 24 heures
- $\theta = 0,85$  : si la durée d'application est inférieure à 1 heure.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité :

- $\gamma_b = 1,15$  pour les situations accidentelles
- $\gamma_b = 1,5$  pour les situations durables

Pour :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ,  $\theta = 1$ ,  $\gamma_b = 1,5$ , on aura :  $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$ .

#### 2. Contrainte limite au cisaillement (Art A – 5.1.21/ BAEL91)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d_{bc}}$$

Elle ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$\tau_u = \min (0,13 f_{c28}, 5) \text{ MPa}, \quad \text{pour la fissuration peu nuisible.}$$

$\tau_u = \min (0,10 f_{c28}, 4) \text{ MPa}$ , pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

#### 3. Contrainte de service à la compression (Art 4 – 5 .2 BAEL91)

La contrainte de compression du béton est donnée par la formule :

$$\sigma_{bc} = 0,60 f_{c28} \quad (\text{MPa}) \quad (\text{Art 4 – 5 .2 BAEL91})$$

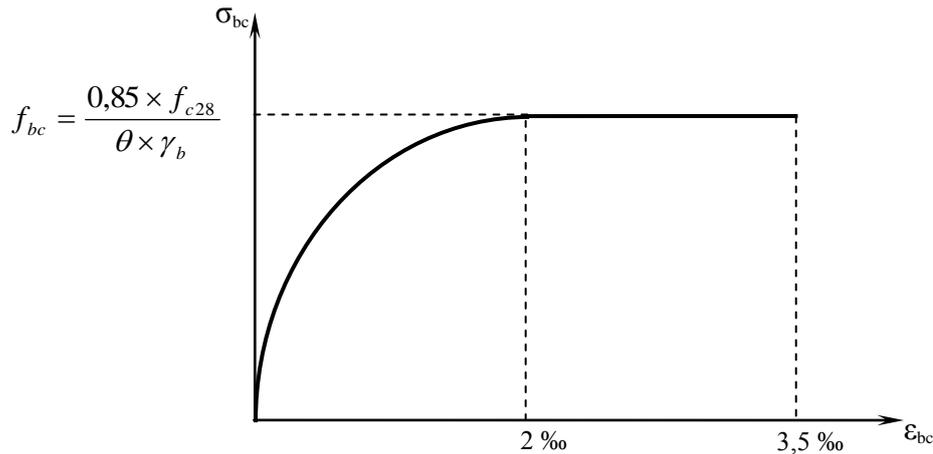
D'où :  $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

### I.5.3 Diagramme contraintes déformations

Dans le calcul du béton armé relatif aux états limites, les diagrammes réels sont remplacés par les diagrammes conventionnels suivants :

#### 1. Etat limite ultime

La relation contrainte –déformation est illustrée dans la figure 1-1.



**Figure I.1** diagramme contrainte-déformation du béton (ELU).

Le diagramme est constitué :

- d'un tronç de courbe parabolique et la déformation relative limitée à 2‰ (état élastique)
- d'une partie rectangle (état plastique).

Le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit «parabole rectangle ».

$$0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰}, \quad \sigma_{bc} = 0,25f_{bc} 10^3 \epsilon_{bc} (4 - 10^3 \epsilon_{bc})$$

$$2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}, \quad \sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \gamma_b} \epsilon_{bc} = f_{bc}$$

## 2. Etat limite de service

L'état limite de service est l'état au delà du quel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites, on distingue :

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

La contrainte de compression du béton est donnée par la formule :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,60 f_{c28} \quad [\text{MPa}] \quad (\text{BAEL91 / Art 4.5.2})$$

D'où :  $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \quad [\text{MPa}]$

Le béton est considéré comme élastique et linéaire. La relation contrainte-déformation est illustrée dans la figure I-2.

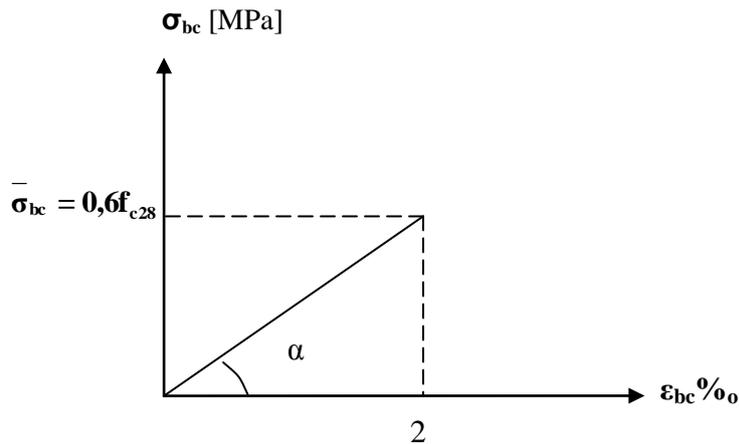


Figure I.2 Diagramme contrainte – déformation du béton à la compression (ELS)

#### I.5.4 Contrainte tangente conventionnelle

Elle est donnée par la formule suivante :  $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d_{bc}}$  (BAEL91 / Art 5.1.21)

Elle ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$\begin{aligned} \tau_u &= \min (0,13 f_{c28}, 5) \text{ [MPa]}, && \text{pour la fissuration peu nuisible,} \\ \tau_u &= \min (0,10 f_{c28}, 4) \text{ [MPa]}, && \text{pour la fissuration préjudiciable ou très} \\ &&& \text{préjudiciable.} \end{aligned}$$

#### I.5.5 Module d'élasticité

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules :

##### 1. Module de déformation instantanée (art A – 2 .1. 21 BAEL91):

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il en résulte un module égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}$$

$$\text{D'où: pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{i28} = 32164,195 \text{ MPa}$$

##### 2. Module de déformation différée (art A – 2.1.22 BAEL91)

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et à fin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égal à  $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$  (MPa)

$$\text{d'où : } E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa.}$$

### 3. Module de déformation transversale

Le module de déformation transversale noté « G » est donné par la formule suivante:

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

Avec E : module de Young

$\nu$  : Coefficient de poisson

#### I.5.6 Coefficient de poisson (art A.2 1 3 BAEL91)

C'est le rapport des déformations relatives transversales et longitudinales, il sera pris égal à :

$\nu = 0,2$  à l'état limite de service

$\nu = 0$  à l'état limite ultime

#### I.5.7 Les aciers

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression.

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 03 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

##### 1. Caractéristiques des aciers utilisés

Tableau I-1 : Caractéristiques des aciers

	Nomination	Symbole	Limite d'élas. Fe (MPa)	Coef. de fissuration	Coef. de scellement $\psi$
Aciers en Barre	Rond lisse FeE235	R L	235	1	1
	Haute adhérence FeE400	H A	400	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL 520( $\Phi < 6$ )	T S	520	1,3	1

##### 2. Limite d'élasticité longitudinale

Le module d'élasticité longitudinale ( $E_s$ ), a une valeur constante quelle que soit la nuance de l'acier.  $E_s = 200000$  MPa (art II 1 BAEL99).

##### 3. Coefficient de poisson des aciers

Le coefficient de poisson  $\nu$  pour les aciers est pris égal à 0,3.

##### 4. La limite élastique garantie Fe

C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne une déformation résiduelle de 2‰.

### 5. Diagramme contrainte déformation

Le diagramme contrainte déformation est illustré dans la figure 1-3 (art A 2.2.2 BAEL91)

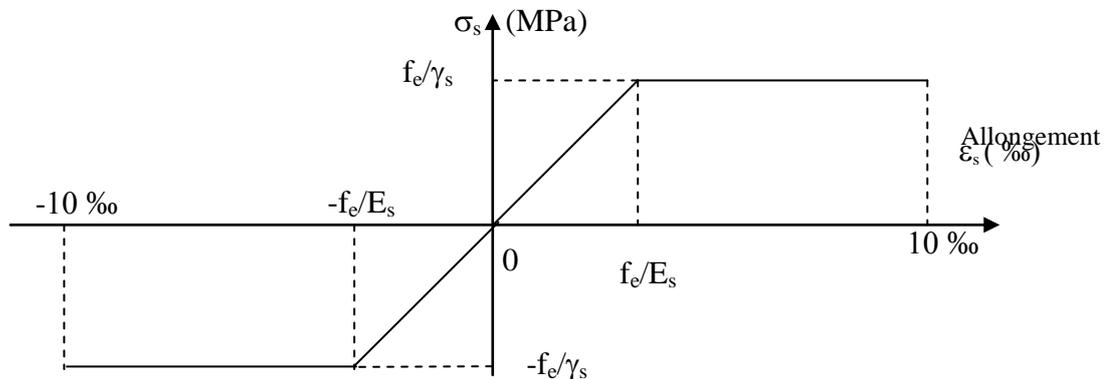


Figure I.3 Diagramme contrainte déformation

### 6. Contrainte limite de l'acier

#### a) Etat limite

La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par (art A 4.3.2 Bael91) :

- $\sigma_s = f_e/\gamma_s$ , avec  $\gamma_s$  : coefficient de sécurité
- $\gamma_s = 1,15$ , en situation durable
- $\gamma_s = 1,00$ , en situation accidentelle

#### b) Etat limite de service (E L S)

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et ce, en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL91. On distingue trois cas de fissurations.

##### b.1) Fissuration peu nuisible (BAEL91 /Art 4-5-32)

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

##### b.2) Fissuration préjudiciable (BAEL91/Art 4-5-33)

Cas des éléments exposés aux intempéries. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

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

avec  $\eta$  : coefficient de fissuration égal à :

- $\eta = 1,00$ ..... Pour les RL
- $\eta = 1,6$ ..... pour les HA si  $\Phi \geq 6\text{mm}$
- $\eta = 1,3$ ..... pour les HA si  $\Phi < 6\text{mm}$

Les valeurs exactes obtenues sont :

$$\bar{\sigma}_s = 156 \text{ MPa} \quad \text{pour les RL}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{pour les HA}$$

### **b.3) Fissuration très préjudiciable (BAEL91 / Art 4-5.3.4)**

Cas d'un milieu agressif : nécessité d'une étanchéité. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

Avec :  $\eta$  coefficient de fissuration.

$\eta = 1.0$ .....pour les RL

$\eta = 1.6$ .....pour les HA.

Les valeurs exactes obtenues sont:

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

$$\bar{\sigma}_s = 130 \text{ MPa} \quad \text{pour les RL.}$$

### **7. Protection des armatures (art A.7-2 4 BAEL91)**

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

- $C \geq 5 \text{ cm}$  : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3 \text{ cm}$  : pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)
- $C \geq 1 \text{ cm}$  : pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

### **8. Conclusion**

A ce niveau on a défini tous les éléments qui contiennent notre ouvrage, et les caractéristiques mécanique et massique des matériaux qu'on va utiliser lors de la construction, on respectant les règles de **BAEL91 modifié 99**, et le Règlement parasismique Algérien (**RPA**).

## Chapitre II

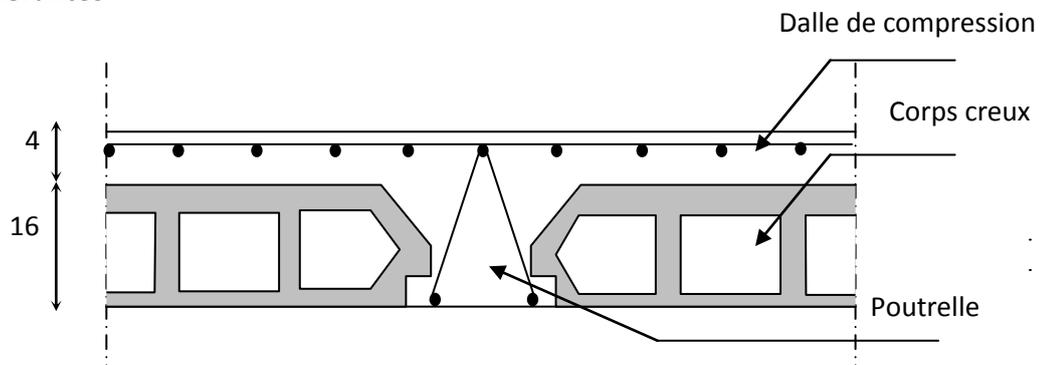
## PREDIMENSIONNEMENT

## II.1 INTRODUCTION

Après avoir défini les caractéristiques de notre ouvrage et celles des matériaux utilisés dans le chapitre précédent, nous passons dans ce chapitre au pré dimensionnement des éléments porteurs, à savoir les planchers, les poteaux, les poutres, les escaliers et les voiles, en utilisant les règlements RPA99/V2003 et BAEL99, CBA93.

## II.2 LES PLANCHERS

## II.2.1 Généralités



**Figure II.1** Schéma descriptif d'un plancher courant.

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

La hauteur du plancher est déterminée par :

$$H_t \geq L/22,5$$

Avec :

$H_t$  : Hauteur (épaisseur) totale du plancher.

$L_{max}$  : portée libre maximale de la poutre dans le sens des poutrelles.

Le RPA exige  $\min(b_1 ; h_1) \geq 25$  cm en zone (IIa).

Pour :  $L_{max} = L - 0,25$

$L$  : La plus grande portée entre axes des poteaux.

AN : dans le cas de notre bâtiment on a :

$$L = 3,40 \text{ et } L_{max} = 3,40 - 0,25 = 3,15 \text{ m}$$

Donc :  $H_t \geq 315/22,5 = 14$  cm

Pour faciliter l'exécution, et pour des raisons commerciales, on adopte la hauteur :

$$Ht=16+4=20\text{cm}$$

- 16 cm : la hauteur du corps creux.
- 4 cm : l'épaisseur minimal de la dalle de compression.

### II.2.2 Dalle pleine

C'est une dalle réalisée en béton armé uniquement. Elle repose avec ou sans continuité sur deux ou plusieurs appuis constitués de poutres ou de refends.

La réalisation d'une dalle pleine nécessite la mise en place d'un coffrage sur toute la surface concernée

### II.2.3 Balcons

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion. Dans notre cas la dalle est considérée comme une console encastrée.

$$e_p \geq L/10$$

avec L: largeur de la console.

Dans notre cas  $L=130$  cm

$$e_p \geq 130 / 10 \text{ d'où } e_p \geq 13 \text{ cm.}$$

On prend  $e_p = 15$  cm.

## II.3 LES POUTRES

Les poutres sont des éléments porteurs en béton armé (horizontales et linéaires), faisant partie de l'ossature du plancher. Elles reçoivent les actions mécaniques (efforts et moments) et les transmettent aux éléments verticaux (poteaux, voiles). On distingue :

- Les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles.
- Les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Le pré dimensionnement des poutres sera effectué selon les lois suivantes :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ et } 0.4h \leq b \leq 0.7h$$

L : désigne la plus grande portée libre des poutres.

Tout en respectant les conditions du RPA99 (article 7.5.1), relatives au coffrage des poutres à savoir :

$$b \geq 20 \text{ [cm]}$$

$$h \geq 30 \text{ [cm]}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

$$B_{\max} \leq 1.5h + b_1$$

### II.3.1 Poutres principales (sens transversal)

Elles supportent les poutres secondaires et les poutrelles et elles reposent sur des porteurs verticaux (poteaux et voiles).

#### 1. Hauteur

Elle est donnée par la formule suivante :  $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

$$340/15 \leq h \leq 340/10 \Rightarrow 22,66 \leq h \leq 34$$

Soit : **h = 40** [cm].

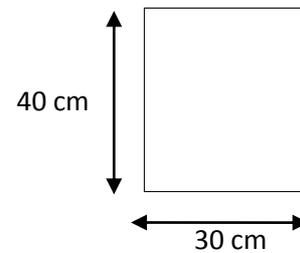
#### 2. Largeur

Elle est donnée par la formule suivante :

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

$$0,4(35) \leq b \leq 0,7(35) \Rightarrow 16 \leq b \leq 28$$

On prend : **b = 30** cm



### II.3.2 Poutres secondaires (sens longitudinal)

Elles sont parallèles aux poutrelles. Leur rôle est de transmettre les efforts aux poutres principales.

#### 1. La hauteur

Elle est donnée par :  $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

$$340/15 \leq h \leq 340/10 \Rightarrow 22,66 \leq h \leq 34$$

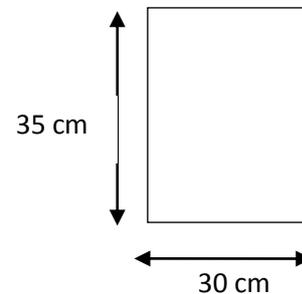
Soit : **h = 35** cm

#### 2. La largeur

Elle est donnée par :  $0,4 h \leq b \leq 0,7$

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \Rightarrow 14 \leq b \leq 24,5$$

On prend : **b = 30** cm.



#### 3. Vérification des conditions exigées par le RPA

Condition	Poutres principales	Poutres secondaires	Observation
$h \geq 30$ [cm]	40 [cm]	35 [cm]	vérifiée
$b \geq 20$ [cm]	30 [cm]	30 [cm]	vérifiée
$h/b \leq 4$	1.33	1.16	vérifiée

#### 4. Conclusion

On adoptera, enfin, des poutres dont les dimensions transversales sont les suivants :

- Poutres principales :  $h = 40$  [cm] ;  $b = 30$  [cm].
- Poutres secondaires:  $h = 35$  [cm] ;  $b = 30$  [cm].

#### II.4 LES POTEAUX

Ce sont des éléments porteurs qui transmettent aux fondations tous les efforts provenant de la superstructure.

Le pré dimensionnement des poteaux sera fait à l'ELS en compression simple, en considérant un effort  $N$  qui sera appliqué sur la section de béton du poteau le plus sollicité ; cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$$

$S$  : section transversale du poteau.

$N$  : effort de compression repris par les poteaux avec  $N=G+Q$

$G$  : charge permanente.

$Q$  : charge d'exploitation

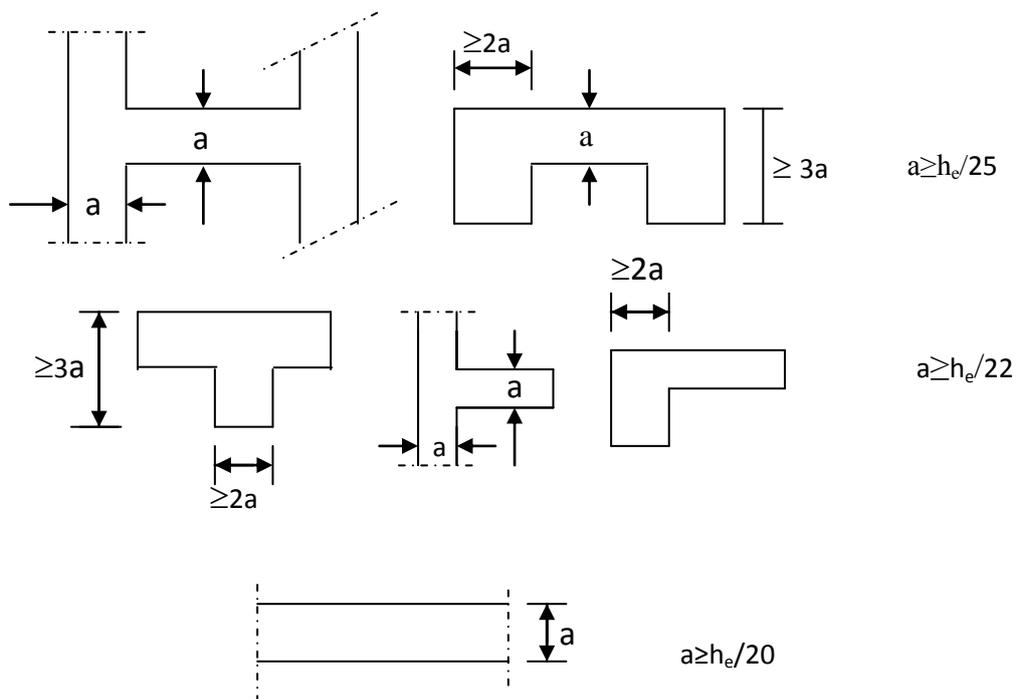
$\sigma_{bc}$ : Contrainte limite de service du béton en compression

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 [\text{Mpa}]$$

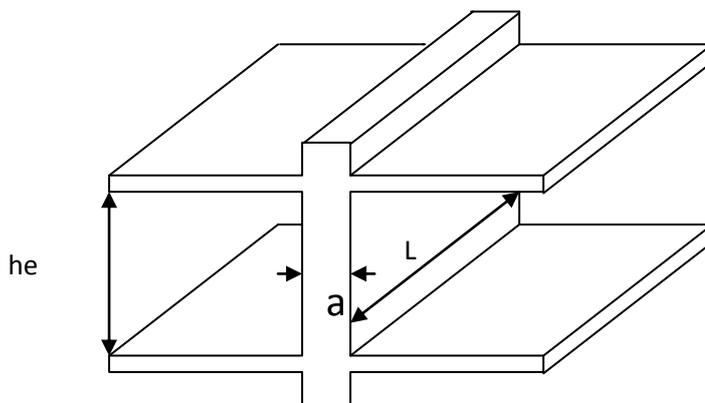
#### II.5 LES VOILES

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulé 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 de charges horizontales.

Le pré dimensionnement sera fait conformément à l'article (7-7-1 de RPA99 modifié 2003)



**Figure II.2** Coupe de voile en plan



**Figure II.3** Coupe de voile en élévation

Ils sont considérés comme des voiles de contreventement si  $L \geq 4a$

Leur pré dimensionnement se fera conformément au RPA

$$h_e = h - h_t$$

L'épaisseur des voiles est donnée par la formule suivante :

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

Pour le RDC On a:  $h_e = h - e_p$

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

$$a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow a \geq \frac{388}{20} = 19,40 \text{ cm} \quad \Rightarrow a = 20 \text{ cm.}$$

Pour l'étage courant On a :  $h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$

$$a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow a \geq \frac{286}{20} = 14,30 \text{ cm} \quad \Rightarrow a = 20 \text{ cm.}$$

**Conclusion** : on prend  $a = 20 \text{ cm}$

## II.6 ACTIONS ET COMBINAISONS D'ACTION

### II.6.1 Les actions

L'étude des charges est une étape cruciale dans tout projet et elle doit être faite avec un grand soin. On distingue :

#### 1. Les actions permanentes G

- Le poids propre des éléments,
- Le poids propre des équipements permanents,
- Le poids des poussées de terres.

#### 2. Les actions variables Q

- Charges d'exploitations appliquées au cours de l'exécution.
- Charges climatiques.

#### 3. Les actions accidentelles

- le séisme,
- les explosions,
- les chocs.

### II.6.2 Combinaison d'actions

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments, on utilise les combinaisons suivantes :

$$\begin{aligned} \text{Situation durables : ELU : } & 1.35 G + 1.5 Q \\ \text{ELS : } & G + Q \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Situation accidentelles : } & G + Q \pm E \\ & 0.8 G \pm E \\ & G + Q \pm 1.2E \end{aligned}$$

## II.7 DETERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES

### II.7.1 Charges permanentes G

#### a) L'acrotère

En se basant sur les dimensions de l'acrotère dans le schéma illustré dans la figure II.3, nous pouvons déterminer la charge permanente correspondante.

$$G_{acr} = \rho_{beton} \times S_{acr} \cdot$$

$$G_{acr} = 25 \left[ (0,5 \times 0,1) + (0,1 \times 0,2) - \left( \frac{0,03 \times 0,1}{2} \right) \right]$$

$$G_{acr} = 1,712 \text{ KN/ml.}$$

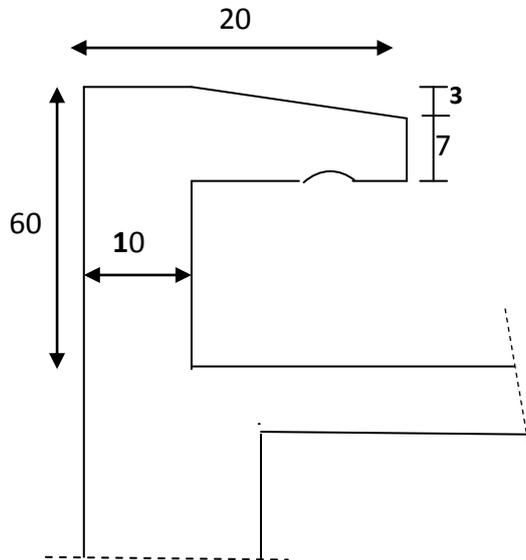


Figure II.4 Coupe verticale de l'acrotère

**b) Plancher terrasse (inaccessible)**

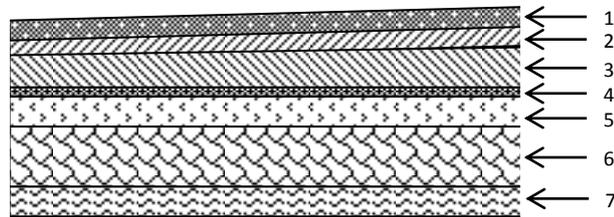
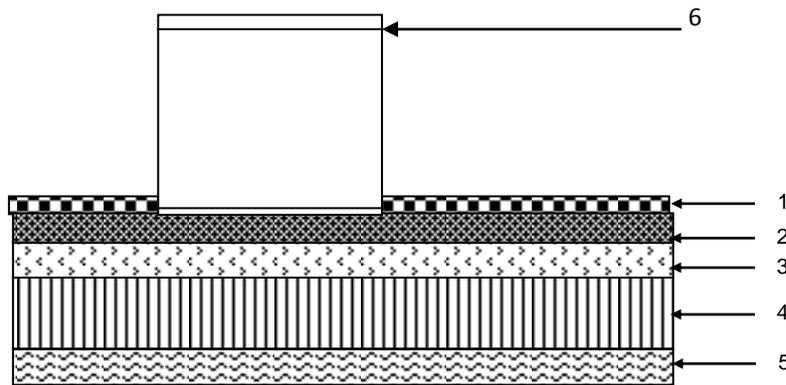


Figure II.5 Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible

01- Couche de gravier roulé, $e_p=5$ cm	1,00 $\text{KN/m}^2$
02- Etanchéité multicouche, $e_p=2$ cm	0,12 $\text{KN/m}^2$
03- Béton en forme de pente, $e_p=7$ cm	1,54 $\text{KN/m}^2$
04- Pare vapeur (feuille polyane)	0,01 $\text{KN/m}^2$
05- Isolation thermique, $e_p=4$ cm	0,16 $\text{KN/m}^2$
06- Plancher à corps creux (16+4) cm	2,80 $\text{KN/m}^2$
07- Enduit sous plafond, $e_p=2$ cm	0,20 $\text{KN/m}^2$
	<b>5,8 <math>\text{KN/m}^2</math></b>

**c) Plancher d'étage courant**



**Figure II.6** Coupe transversale du plancher d'étage courant

01- Carrelage scellé ep=2 cm	0,40 kN/m <sup>2</sup>
02- Mortier de pose ep=3 cm	0,60 kN/m <sup>2</sup>
03- Couche de sable ep=3 cm	0,66 kN/m <sup>2</sup>
04- Dalle en corps creux (16+4) cm	2,80 kN/m <sup>2</sup>
05- Enduit en plâtre ep=2 cm	0,20 kN/m <sup>2</sup>
06- Cloison de séparation interne ep=10cm	0,90 kN/m <sup>2</sup>
*	<b>5,56 kN/m<sup>2</sup></b>

**d) Dalle pleine (balcon)**



**Figure II.7** Coupe transversale de la dalle pleine

1- Revêtement en carrelage (ep = 2cm)	0,40kN/m <sup>2</sup>
2- Mortier de pose ( ep = 3cm)	0,60kN/m <sup>2</sup>
3- Couche de sable (ep = 3cm)	0,66kN/m <sup>2</sup>
4- Dalle pleine en béton armé (ep = 15cm)	3,75kN/m <sup>2</sup>
5- Mortier de ciment ep=2 cm	0,36kN/m <sup>2</sup>
	<hr/>
	<b>5,77kN/m<sup>2</sup></b>

## e) Les murs

## ▪ Mur extérieur

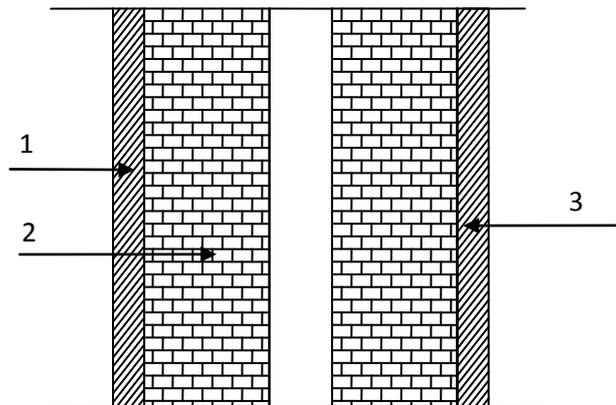


Figure II.8 Coupe transversale du mur double cloison

01-Mortier de ciment	$e_p=2\text{ cm}$	$0,36\text{ kN/m}^2$
02-Brique creuse	$e_p=2\times 10\text{ cm}$	$1,80\text{ kN/m}^2$
03-Enduit de plâtre	$e_p=2\text{ cm}$	$0,20\text{ kN/m}^2$
		$2,36\text{ kN/m}^2$

## ▪ Mur intérieur

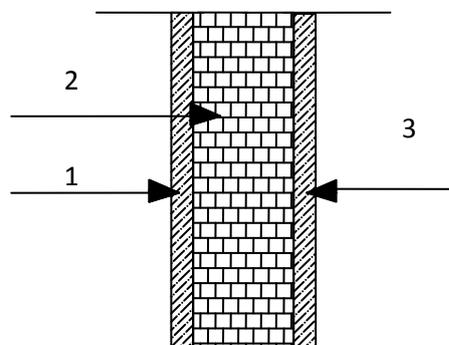


Figure II.9 Coupe transversale du mur en simple cloison

01- Enduit de plâtre,	$e_p = 2\text{ cm}$	$0,20\text{ kN/m}^2$
02- Brique creuse,	$e_p = 10\text{ cm}$	$0,90\text{ kN/m}^2$
03- Enduit de plâtre,	$e_p = 2\text{ cm}$	$0,20\text{ kN/m}^2$
		$1,30\text{ kN/m}^2$

### II.7.2 Les surcharges d'exploitation

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

- Plancher terrasse :	$Q = 1,00 \text{ kN/m}^2$
- Plancher étage courant : à usage d'habitation	$Q = 1,50 \text{ kN/m}^2$
- Plancher du RDC	$Q = 1,50 \text{ kN/m}^2$
- L'acrotère	$Q = 1,00 \text{ kN/ml}$
- L'escalier	$Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$
- Balcons	$Q = 3,50 \text{ kN/m}^2$

### II.7.3 Localisation du poteau le plus sollicité C5

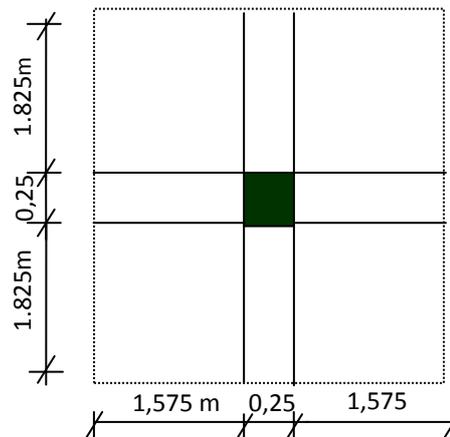
#### a) Surface d'influence

$$S = (1.825 \times 1,575) \times 4$$

$$S = 11,50 \text{ m}^2$$

$$S' = 3.4 \times 3.9 \text{ m}^2$$

$$S' = 13.26 \text{ m}^2$$



Surface d'influence du poteau C5 Charges

#### b) Charges permanentes revenant à chaque plancher

- Plancher terrasse
- Plancher étage courant  
 $G = 5,56 \text{ kN/m}^2$
- Plancher rez-de-chaussée  
 $G = 5,56 \text{ kN/m}^2$

#### c) Poids revenant à chaque plancher

$$\text{Poids du plancher} \quad P = G \times S$$

Plancher terrasse :

$$P = 5,83 \times 11,50 = 67.045 \text{ KN}$$

Plancher étage :

$$P = 5,56 \times 11,50 = 63.94 \text{ KN}$$

#### d) Poids revenant à chaque poutre

Poutres principales :

$$P_p = (1,825 \times 0,30 \times 0,40) \times 25 \times 2 = 10,95 \text{ KN}$$

Poutres secondaires :

$$P_s = (1,575 \times 0,30 \times 0,35) \times 25 \times 2 = 8,268 \text{ KN}$$

D'ou le poids total  $P_t = 10,95 + 8,268$

$$P_{tot} = 19,218 \text{ kN}$$

**e) poids propres des poteaux**

Le dimensionnement des poteaux est le but de ce chapitre. Pour ce faire, nous avons fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre structure :

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

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

Poids des poteaux d'étages courants :

$$P_{\text{poteaux}} : 0,25 \times 0,25 \times 3,06 \times 25 = 4,781 \text{ KN}$$



**II.7.4 Loi de dégression de charge**

a) En raison du nombre d'étages qui composent la tour étudiée ( $n > 5$ ), on doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes.

$$\Sigma_0 = Q_0$$

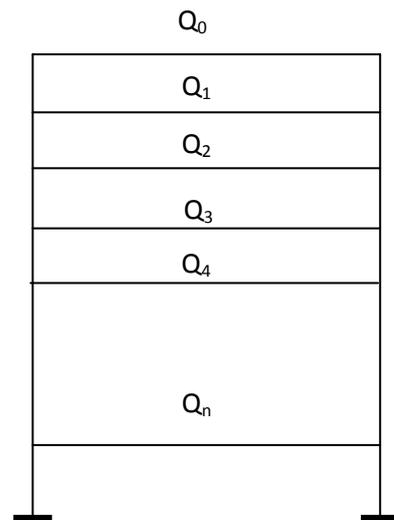
$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma_2 = Q_0 + 0,9 (Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

⋮

$$\Sigma_n = Q_0 + [(3+n)/2n] \cdot \Sigma_{i=1}^n Q_i \quad \text{Pour } n \geq 5$$



**b) Coefficients de dégression des surcharges**

Niveaux	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Coefficient	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714	0,687	0,66

**Les surcharges cumulées**

$$Q_0 = 1 \times 11,50 = 11,50 \text{ KN}$$

$$Q_0 + Q_1 = 11,50 + 1,5 \times 11,50 = 28,75 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 11,50 + 0,95(2 \times 17,25) = 44,275 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 11,50 + 0,90(3 \times 17,25) = 58,075 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 11,50 + 0,85(4 \times 17,25) = 70,15 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 11,50 + 0,80(5 \times 17,25) = 80,5 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 11.50 + 0,75(6 \times 17.25) = 88.875 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 11.50 + 0,71(7 \times 17.25) = 97.2325 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,68 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 11.50 + 0,68(8 \times 17.25) = 105.34 \text{ KN.}$$

**Tableau II.1** Tableau récapitulatif de la descente de charges

Niv.	CHARGES PERMANENTES G (KN)					Surcharges Q (KN)		Effort normal N=Gc+Qc	Section de Poteau (cm <sup>2</sup> )	
	plancher	poutre	poteau	total	cumulé	plancher	Cumulé		trouvée	adoptée
8	63.94	19.22	/	83.13	83.13	11.50	11.50	94.63	63.08	30X30
7	63.94	19,22	4.78	87.94	171.07	28.75	40.25	211.32	140.88	30x30
6	63.94	19,22	4.78	87.94	259.01	44.28	84.53	343.53	229.02	30X30
5	63.94	19.22	4.78	87.94	364.95	58.08	142.6	507.55	338.36	30X30
4	63.94	19.22	4.78	87.94	434.88	70.15	212.75	647.634	431.75	35X35
3	63.94	19.22	4.78	87.94	522.82	80.50	293.25	816.07	544.04	35X35
2	63.94	19.22	4.78	87.94	610.76	88.88	382.13	992.89	661.92	40X40
1	63.94	19.22	4.78	87.94	698.70	97.23	479.36	1178.06	785.37	40X40
RDC	81,18	19.22	6,38	106,7	805.47	105.34	584.70	1390.17	926.78	45X45

## II.8 VERIFICATIONS RELATIVES AUX EXIGENCES DU RPA (Art 7. 4 .1du RPA99)

$$\text{Min } (b ; h) \geq 25 \text{ cm}$$

Condition à vérifiée

$$\text{Min } (b ; h) \geq h_e / 20$$

Condition à vérifiée

$$1/4 < b/h < 4$$

Condition à vérifiée

### 1. Pour le RDC (45 x45)

$$\text{Min } (b ; h) = 45 \geq 25 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

$$\text{Min } (b ; h) = 45 \geq h_e / 20 = 408 / 20 = 20,40 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

$$1/4 < 45/45 = 1 < 4$$

Condition vérifiée

### 2. Pour l'étage courant

#### ▪ Poteau (40 x 40)

$$\text{Min } (b ; h) = 40 \geq 25 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

$$\text{Min } (b ; h) = 40 \geq h_e / 20 = 306 / 20 = 15,30 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

$$1/4 < 40/40 = 1 < 4$$

Condition vérifiée

#### ▪ Poteau (35 x35)

$$\text{Min } (b ; h) = 35 \geq 25 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

$$\text{Min } (b ; h) = 35 \geq h_e / 20 = 306 / 20 = 15,30 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

$$1/4 < 35/35 = 1 < 4$$

Condition vérifiée

#### ▪ Poteau (30 x30)

$$\text{Min}(b ; h) = 30 \geq 25 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

$$\text{Min}(b ; h) = 30 \geq h_e/20 = 306/20 = 15,30\text{cm}$$

Condition vérifiée

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

Condition vérifiée.

## II.9 VERIFICATION DES POTEAUX AU FLAMBEMENT

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

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

avec :

$\lambda$  : Elancement du poteau

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

$i$  : Rayon de giration  $(I/B)^{1/2}$

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

$l_0$  : Longueur libre du poteau

Ce qui donne 
$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times L_f}{b}$$

### 1. Poteaux du rez-de-chaussée

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times L_f}{b} = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 408}{45} = 21,98$$

$$\lambda < 50 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

### 2. Poteaux d'étages courants

#### ▪ Niveau I et II (40 x 40)

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times L_f}{b} = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 306}{40} = 18,55$$

$$\lambda = 18,55 < 50 \dots\dots \dots \text{condition vérifiée}$$

#### ▪ Niveau III et IV (35 x 35)

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times L_f}{b} = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 306}{35} = 21,20$$

$$\lambda = 21,20 < 50 \dots\dots \dots \text{condition vérifiée}$$

#### ▪ Niveau V, VI, VII et VIII (30 x 30)

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times L_f}{b} = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 306}{30} = 24,73$$

$$\lambda = 24,73 < 50 \dots\dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Toutes les valeurs de  $\lambda$  étant inférieures à 50, il n'y a aucun risque de flambement.

## II.10 CONCLUSION

Après avoir fait les calculs nécessaires nous sommes arrivés aux résultats suivants :

- hauteur du plancher :  $ht = 20$  cm, soit un plancher de (16+4) cm
- section des poutres principales :  $(30 \times 40)$  cm<sup>2</sup>
- Section des poutres secondaires :  $(30 \times 35)$  cm<sup>2</sup>
- section des poteaux :
  - pour le RDC :  $(45 \times 45)$  cm<sup>2</sup>
  - pour I et II étage :  $(40 \times 40)$  cm<sup>2</sup>
  - pour III et IV étage :  $(35 \times 35)$  cm<sup>2</sup>
  - pour V, VI, VII et VIII étage :  $(30 \times 30)$  cm<sup>2</sup>
  - Epaisseur des voiles :  $e = 20$  cm.

## Chapitre III

**CALCUL DES ELEMENTS****III.1 INTRODUCTION**

Ce chapitre portera sur l'étude complète et spécifique pour chaque élément structural secondaire (ne fait pas parti 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.

**III.2 L'ACROTÈRE**

L'acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité totale au niveau de la terrasse, elle est assimilée à une console encastrée dans le plancher terrasse dont le ferrailage se calcule sous l'effet de deux efforts et sera déterminé en flexion composée avec compression

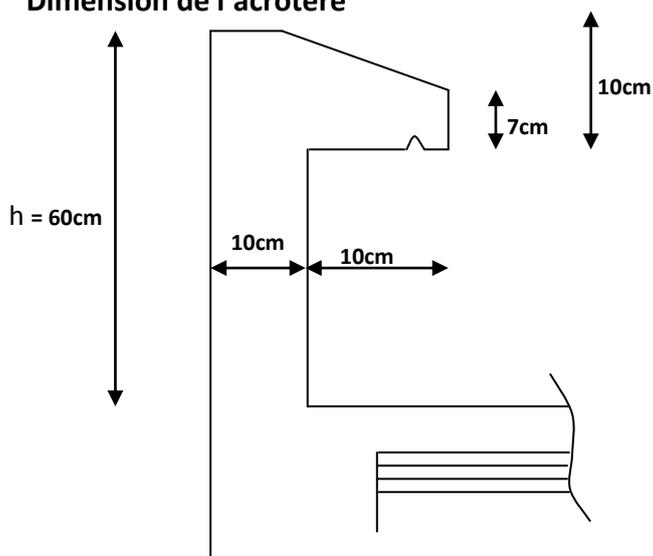
L'acrotère est sollicité par :

- Un effort normal  $G$  dû à son poids propre
- Un effort horizontal  $Q$  dû à la main courante engendrant un moment de renversement  $M$

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml dans la section d'encastrement.

Il a pour rôle de :

- Protection d'étanchéité
- Servant comme garde corps
- Entretien des façades

**III.2.1 Dimension de l'acrotère**

**Figure III.1** Coupe verticale de l'acrotère

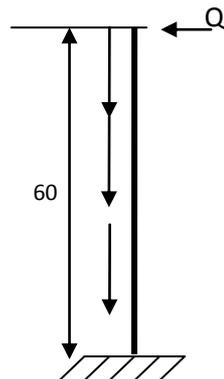


Figure III.2 Schéma statique de l'acrotère.

### III.2.2 Calcul des sollicitations

#### 1. Effort normal du au poids propre

$$G = \rho \cdot S$$

$$G = 25[(0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,1) - (0,03 \times 0,01/2)] \cdot 2$$

$$G = 1,746 \text{ kN/ml}$$

Avec :

$\rho$  : Masse volumique du béton

S : Section longitudinale de l'acrotère

Effort normal :  $N = G = 1,746 \text{ KN/ml}$

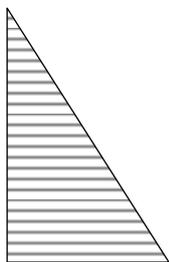
Effort horizontal du à la main courante :

$$T = Q = 1 \text{ kN/ml}$$

Moment de renversement M du à l'effort horizontal :

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

#### 2. Diagrammes des efforts



$$M = 0,60 \text{ kN/m}$$

Diagramme des moments

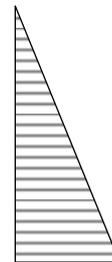
Fléchissant ( $M_{\max} = 0,60 \text{ kN/m}$ )



$$T = 1 \text{ kN}$$

Diagramme des efforts

tranchants ( $T = 1 \text{ kN}$ )



$$N = 1,746 \text{ kN}$$

Diagramme de l'effort

normal ( $N = 1,746 \text{ kN}$ )

Figure III.3 Diagrammes des efforts internes

### III.2.3 Combinaison des charges

#### 1. A'ELU

La combinaison de charge à considérer est :  $1,35 G + 1,5 Q$

$$N_u = 1,35 \times N = 1,35 \times 1,746 = 2,3571 \text{ KN}$$

$$T_u = 1,5 T = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5 \times M = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN}$$

#### 2. A'ELS

La combinaison de charge à considérer est :  $G+Q$

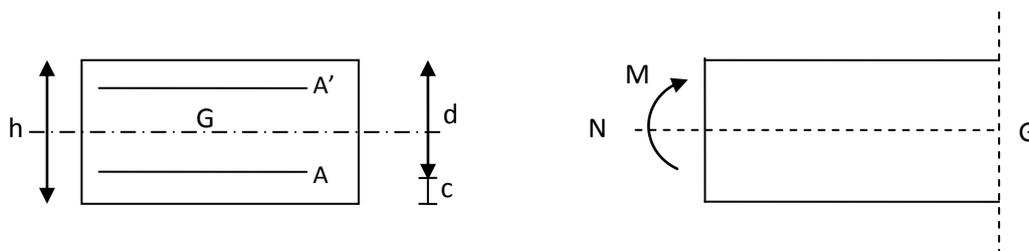
$$N_s = N = 1,746 \text{ KN}$$

$$M_s = M = 0,60 \text{ KN.m}$$

### III.2.4 Ferrailage

Le calcul de ferrailage à l'ELU puis vérifié à l'ELS.

Il consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée.



Avec les paramètres suivants :

$h$  : épaisseur de section (= 10 cm)

$c$  : enrobage (= 2 cm)

$e$  : Excentricité

$d = h - c$  : hauteur utile

$M_f$  : Moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

### III.2.5 Calcul à l'ELU

#### 1. Calcul de l'excentricité

$$e_v = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,357} = 0,38\text{m} = 40 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 2 = 3,00\text{cm}$$

$e_u > \frac{h}{2} - C \Rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les

armatures d'où la section est partiellement comprimée.

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

## 2. Calcul en flexion simple

### a) Moment fictif

$$M_f = M_u + N_u \cdot \left( \frac{h}{2} - c \right) = 0,9 + 2,357 \times \left( \frac{0,1}{2} - 0,03 \right) = 0,947 \text{ kN.m}$$

### b) Moment réduit

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,947 \times 1000}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,0136 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.SA}$$

$$\mu_b = 0,0136 \Rightarrow \beta = 0,993 \text{ (du tableau)}$$

### c) Armatures fictives

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,947 \cdot 1000}{0,993 \times 7 \times 347,83} = 0,391 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}.$$

### d) Calcul en flexion composée

La section réelle des armatures :

$$A_R = A_f - \frac{N_U}{\sigma_{st}} = 0,391 - \frac{2,357 \times 10}{347,83} = 0,323 [\text{cm}^2]$$

## III.2.6 Vérification à L'ELU

### 1. Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/BAEL 91)

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \frac{es - 0,445d}{es - 0,185d} db = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} = 0,845 [\text{cm}^2]$$

$$A_{\min} = 0,845 [\text{cm}^2] \geq A_R = 0,323 [\text{cm}^2]$$

### Conclusion :

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

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

$$\text{Soit : } A_U = 4HA8 = 2,01 [\text{cm}^2 / \text{ml}] \text{ avec un espacement de } St = 100/4 = 25 [\text{cm}]$$

## 2. Armatures de réparation

$$A_R = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,503 [\text{cm}^2 / \text{ml}]$$

Soit: 4HA8 = 2,01 avec un espacement de  $St = 60/4 = 15$  [cm]

On prend  $St = 20$  cm

### III.2.7 Vérification au cisaillement

Nous avons une fissuration préjudiciable:

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

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

$V_u$  : la valeur de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU ;

$b$  : largeur de la bonde considérée = 100 cm ;

$d$  : hauteur utile de la section,  $d = h - c$  .

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

### Conclusion :

Pas de risque de cisaillement donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### 1. Vérification de l'adhérence des barres Art A 6.1, 3..BAEL]:

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

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement.

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

Avec  $\sum U_i$  : Somme des périmètres ultimes des barres

$$\sum U_i = \pi \times n \times \phi = 3,14 \times 4 \times 0,8 = 10,048 \text{ cm}$$

$n$  : Nombre de barres

$$\text{D'où : } \tau_{se} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 7 \times 10,048} = 0,24 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$  La section est vérifiée.

## 2. Espacement des barres

### a) Armatures principales

$$S_t < \min (3h, 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

### b) Armatures de répartitions

$$S_t = \min (4h, 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq 40 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

### c) Ancrage des barres aux appuis (BAEL91Art6.127) :

La longueur de scellement droit est :

$$l_s = \frac{\Phi \sigma_{se}}{4 \tau_{se}}$$

Ave :  $\bar{\tau}_{se} = 0,6 \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa} \square$

$$l_s = \frac{400 \times 0,8}{4 \times 2,835} = 28,22 \text{ [cm].}$$

Soit  $L_s = 30 \text{ cm}$

## III.2.8 Calcul à L'ELS

Le calcul consiste à vérifier les contraintes limites est les aciers.

### 1. Vérification de la contrainte de compression dans le béton

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

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

$$\rho_1 = \frac{A_s \times 100}{b \times d} = \frac{2,01 \times 100}{100 \times 7} \times = 0,287 \Rightarrow \beta_1 = 0,916 \dots \text{et } K_1 = 44,52$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{0,6 \times 1000}{0,916 \times 7 \times 2,01} = 46,55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{44,52} \times 46,55 = 1,05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,05 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

### 2. Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier : [Art. A.4.5.32]

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$$

avec :  $\eta = 1,6$  : coefficient de fissuration (barres à haute adhérence)

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \left\{ 266,6, 201,63 \right\}$$

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

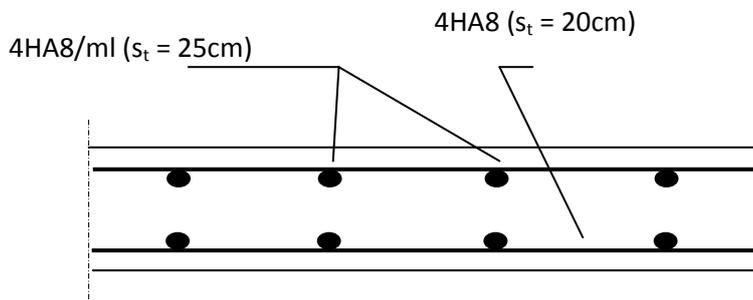
$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{0,6 \times 1000}{0,916 \times 7 \times 2,01} = 46,55 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow$  La condition est vérifiée

### 3. Conclusion

Suite aux différents calculs et vérifications effectués, on adopte pour le ferrailage de l'acrotère celui adopté précédemment :

- Armatures principales : 4HA8 avec **St = 25** cm
- Armatures de répartitions : 4HA8 avec **St = 20** cm



**Figure III.4** Ferrailage de l'acrotère

### III.3 CALCUL DES PLANCHERS

Le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité, constitué en corps creux et d'une dalle de compression (16+4) reposant sur des poutrelles préfabriquées sur chantier et disposées suivant le sens de la petite portée, ces derniers possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.

#### III.3.1 Calcul de la dalle de compression

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

Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5/m) pour les barres perpendiculaire aux poutrelles
- 33 cm (3/m) pour les barres parallèle aux poutrelles

La largeur de l'hourdis est :

$$50 \text{ cm} \leq L' \leq 80 \text{ cm} \quad \text{Avec } L' = 65 \text{ cm, entre axes des poutrelles}$$

#### 1. Calcul du ferrailage

##### a) Les armatures perpendiculaires aux poutrelles

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

$$\text{Soit } 5\text{Ø}4 = 0,63 \text{ cm}^2$$

$$f_e = 520 \text{ MPa} \quad \text{Avec : TLE 520 } (\text{Ø} < 6 \text{ cm})$$

$$\text{Avec : } e = 20 \text{ cm.}$$

##### b) Les armatures parallèles aux poutrelles

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

$$\text{Soit } A = 4\text{Ø}4 = 0,50 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{avec } e = 25 \text{ cm.}$$

#### 2. Conclusion

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension (4x 5x 200x250) mm<sup>2</sup>.

#### III.3.2 Etude des poutrelles

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes.

##### A. Première étape

Avant coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée sur les poutres principales, soumise aux deux charges suivantes : les charges permanentes et les surcharges d'exploitation.

## 1. Détermination des charges

### a) Charges permanentes

- poids propre de la poutrelle :  $25 \times 0,12 \times 0,04 = 0,12 \text{ KN/ml}$
  - poids propre du corps creux :  $0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN/ml}$
- G = 0,74 KN/ml**

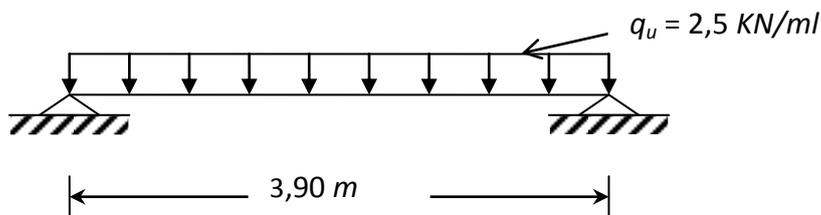
### b) Surcharges d'exploitation

- surcharge Q due au poids propre de l'ouvrier :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

## 2. Combinaison de charges à L'E.L.U

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 2,5 \text{ kn/m}$$

$$q_u = 1,35 \times 0,74 + 1,5 \times 1 = 2,5 \text{ kn/m}$$



*Figure III.4* Schéma de calcul de la poutrelle

## 3. Calcul du moment max

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{2,5 \times (3,9)^2}{8} = 4,75 \text{ KN.m.}$$

## 4. Calcul de l'effort tranchant

$$T = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{2,5 \times 3,9}{2} = 4,875 \text{ KN.m.}$$

## 5. Calcul des armatures

Calcul de  $\mu_b$  :

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4,75 \times 1000}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 6,96$$

$$\mu_b = 6,96 > 0,392$$

Donc notre section est doublement armée.

Comme la section de la poutrelle est très réduite, on prévoit des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges auxquelles elle est soumise avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais est compris entre 80 et 120 cm).

## B. Deuxième étape

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis. Elle aura une section en T, et elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle, en plus des charges et des surcharges éventuelles revenant au plancher.

### 1. Largeur de la table (b)

$$b = 2b_1 + b_0$$

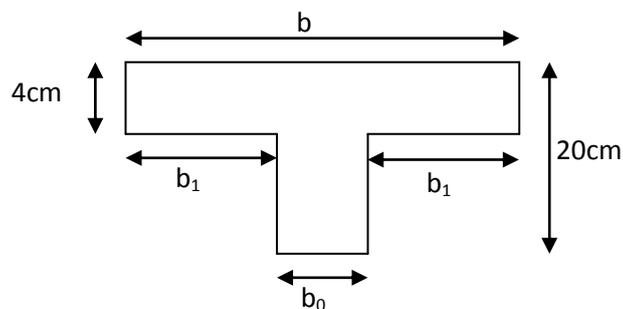
$2b_1$  : les débords

$b_0 = 12$  cm, base de la nervure

$h_0 = 4$  cm, hauteur de la dalle de compression

$h = 20$  cm

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{L}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases}$$



$L_0$  : Distance entre deux poutrelles voisines

$$L_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

$L$  : largeur de la grande travée

$$L = 3,90 \text{ m}$$

$$\text{D'où } b_1 \leq \min (39 ; 26,5 ; 32) = 26,5 \text{ cm}$$

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

### 2. Estimation des charges et surcharges

#### ▪ Plancher terrasse

$$\text{Poids propre du plancher} \dots\dots\dots G = 5,83 \times 0,65 = 3,79 \text{ KN/ml}$$

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

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,79 + 1,5 \times 0,65 = 6,09 \text{ KN/ml}$$

#### ▪ Plancher d'étage courant

$$\text{Poids propre du plancher} \dots\dots\dots G = 5,56 \times 0,65 = 3,61 \text{ KN/ml}$$

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

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,61 + 1,5 \times 0,975 = 6,34 \text{ KN/ml.}$$

▪ **Remarque**

Pour la suite du calcul, nous considérons le plancher le plus sollicité, le plancher d'étage courant :  $q_u = 6,34 \text{ KN/ml}$

### 3. Combinaison des charges

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,61 + 1,5 \times 0,975 = 6,34 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G+Q = 3,61 + 0,975 = 4,59 \text{ KN/ml}$$

### 4. Choix de la méthode de calcul

La détermination des efforts internes est menée à l'aide des méthodes usuelles tel que :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode des (03) moments.

#### 4.1 Vérification de la méthode forfaitaire (art B .6.2.210 BAEL 91 modifié 99)

$$Q \leq \min (2G, 5) \text{ [KN.m]}$$

$$2G = 2 \times 3,61 = 7,22 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$Q = 1,5 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$Q < 5 \text{ [KN/m}^2\text{]} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc, notre plancher est à surcharge d'exploitation modérée.

a. Bâtiment a usage d'habitation donc fissuration non préjudiciable  $\Rightarrow$  Condition vérifiée

b.  $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_1}{L_2} = \frac{3,4}{3,4} = 1 \\ \frac{L_2}{L_3} = \frac{3,4}{3,4} = 1 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left\{ \frac{L_3}{L_4} = \frac{3,40}{2,70} = 1,26 \right\} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_4}{L_5} = \frac{3,90}{3,90} = 1 \\ \frac{L_5}{L_6} = \frac{3,90}{3,90} = 1 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

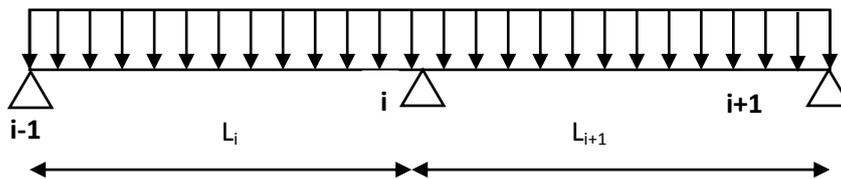
$$\left\{ \frac{L_6}{L_7} = \frac{3,90}{3,00} = 1,32 \right\} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

- c. Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.

**d. Conclusion**

L'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée  $\Rightarrow$  Cette méthode n'est pas applicable  $\Rightarrow$  On applique dans ce cas la méthode des (03) moments

**4.2 Principe de la méthode des (03) moments**



**a) Moments aux appuis**

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

**b) Moments en travées**

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

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

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

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

**c) Effort tranchant**

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

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

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

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

### III.3.3 Choix de la méthode de calcul

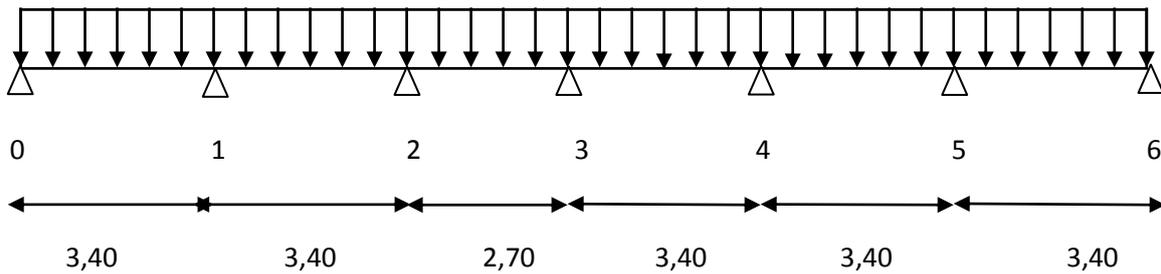


Figure III.5 Schéma statique de la poutrelle

#### 1. Calcul à l'ELU

##### a) Moment aux appuis

$$q_u = 6,34[\text{KN/ml}]$$

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

##### ▪ Appui 1

$$3,4M_0 + 2M_1 (3,4 + 3,4) + 3,4M_2 = - \frac{3,4^3 + 3,4^3}{4}$$

$$13,6M_1 + 3,4M_2 = - 19,65 q_u$$

##### ▪ Appui 2

$$3,4M_1 + 2M_2 (3,4 + 2,7) + 2,7M_3 = - \frac{3,4^3 + 2,7^3}{4}$$

$$3,4 M_1 + 12,2M_2 + 2,7M_3 = - 14,75 q_u$$

##### ▪ Appui 3

$$2,7M_2 + 2M_3 (2,7 + 3,4) + 3,4M_4 = - \frac{2,7^3 + 3,4^3}{4}$$

$$2,7M_2 + 12,2M_3 + 3,4 M_4 = -14,75 q_u$$

##### ▪ Appui 4

$$3,4 M_3 + 13,6M_4 + 3,4 M_5 = - 19,65 q_u$$

##### ▪ Appui 5

$$3,4 M_4 + 13,6M_5 = -19,65 q_u$$

Sous forme matricielle

$$\begin{bmatrix} 13,6 & 3,4 & 0 & 0 & 0 \\ 3,4 & 12,2 & 2,7 & 0 & 0 \\ 0 & 2,7 & 12,2 & 3,4 & 0 \\ 0 & 0 & 3,4 & 13,6 & 3,4 \\ 0 & 0 & 0 & 3,4 & 13,6 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \\ M_4 \\ M_5 \end{Bmatrix} = -q_u \begin{Bmatrix} 19,65 \\ 14,75 \\ 14,75 \\ 19,65 \\ 19,65 \end{Bmatrix}$$

Après la résolution du système, on aura :

$$M_1 = -1,28 q_u$$

$$M_2 = -0,68 q_u$$

$$M_3 = -0,79 q_u$$

$$M_4 = -0,94 q_u$$

$$M_5 = -1,21 q_u$$

$$q_u = 6,34 \text{ [KN/ml]}$$

$$M_0 = -0,3 \frac{q_u l^2}{8} = -2,75 \text{ [KN.m]}$$

$$M_1 = -8,12 \text{ [KN.m]}$$

$$M_2 = -4,31 \text{ [KN.m]}$$

$$M_3 = -5,01 \text{ [KN.m]}$$

$$M_4 = -5,96 \text{ [KN.m]}$$

$$M_5 = -7,67 \text{ [KN.m]}$$

$$M_0 = M_6 = -0,3 \frac{q_u l^2}{8} = -2,75 \text{ [KN.m]}$$

$M_0$  et  $M_6$  sont des moments isostatiques de la travée considérée.

### b) Moments en travées

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

$$\mu(x) = q \frac{L_{i+1}}{2} x - q \frac{x^2}{2} \quad \text{et} \quad X = \frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q L_{i+1}}$$

- **Travée (0-1)**  $L_{0-1} = 3,40 \text{ [m]}$

$$X = \frac{3,40}{2} + \frac{-8,12 + 2,75}{6,34 \times 3,40} = 1,45 \text{ [m]}$$

$$\mu(1,45) = 6,34 \frac{3,4}{2} \times 1,45 - 6,34 \frac{1,45^2}{2} = 8,97 \text{ [KN.m]}$$

$$M(1,45) = 8,97 - 2,75 \left(1 - \frac{1,45}{3,4}\right) - 8,12 \frac{1,45}{3,4} = 3,93 \text{ [KN.m]}.$$

- **Travée (1-2)**  $L_{1-2} = 3,40$  [m]

$$X = \frac{3,40}{2} + \frac{-4,31+8,12}{6,34 \times 3,40} = 1,88 \text{ [m]}$$

$$\mu(1,88) = 6,34 \frac{3,4}{2} \times 1,88 - 6,34 \frac{1,88^2}{2} = 9,06 \text{ [KN.m]}$$

$$M(1,88) = 9,06 - 8,12 \left(1 - \frac{1,88}{3,4}\right) - 4,31 \frac{1,88}{3,4} = 3,06 \text{ [KN.m]}$$

- **Travée (2-3)**  $L_{2-3} = 2,70$  [m]

$$X = \frac{2,70}{2} + \frac{-5,01+4,31}{6,34 \times 2,70} = 1,31 \text{ [m]}$$

$$\mu(1,31) = 6,34 \frac{2,7}{2} \times 1,31 - 6,34 \frac{1,31^2}{2} = 5,77 \text{ [KN.m]}$$

$$M(1,31) = 5,77 - 4,31 \left(1 - \frac{1,31}{2,7}\right) - 5,01 \frac{1,31}{2,7} = 1,12 \text{ [KN.m]}$$

- **Travée (3-4)**  $L_{3-4} = 3,40$  [m]

$$X = \frac{3,40}{2} + \frac{-5,96+5,01}{6,34 \times 3,40} = 1,66 \text{ [m]}$$

$$\mu(1,66) = 6,34 \frac{3,4}{2} \times 1,66 - 6,34 \frac{1,66^2}{2} = 9,15 \text{ [KN.m]}$$

$$M(1,66) = 9,15 - 5,01 \left(1 - \frac{1,66}{3,4}\right) - 5,96 \frac{1,66}{3,4} = 3,68 \text{ [KN.m]}$$

- **Travée (4-5)**  $L_{4-5} = 3,40$  [m]

$$X = \frac{3,40}{2} + \frac{-7,67+5,96}{6,34 \times 3,40} = 1,62 \text{ [m]}$$

$$\mu(1,62) = 6,34 \frac{3,4}{2} \times 1,62 - 6,34 \frac{1,62^2}{2} = 9,14 \text{ [KN.m]}$$

$$M(1,62) = 9,14 - 5,96 \left(1 - \frac{1,62}{3,4}\right) - 7,67 \frac{1,62}{3,4} = 2,37 \text{ [KN.m]}$$

- **Travée (5-6)**  $L_{5-6} = 3,40$  [m]

$$X = \frac{3,40}{2} + \frac{-2,75+7,67}{6,34 \times 3,40} = 1,93 \text{ [m]}$$

$$\mu(1,93) = 6,34 \frac{3,4}{2} \times 1,93 - 6,34 \frac{1,93^2}{2} = 8,99 \text{ [KN.m]}$$

$$M(1,93) = 8,99 - 7,67 \left(1 - \frac{1,93}{3,4}\right) - 2,75 \frac{1,93}{3,4} = 4,11 \text{ [KN.m].}$$

**c) Effort tranchant**

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

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

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

- **Travée (0-1)**  $L_{0-1} = 3,40$  [m]

$$\text{Pour } x=0 : T_0 = 6,34 \frac{3,40}{2} + \frac{-8,12+2,75}{3,40} = 9,19 \text{ [KN]}$$

$$\text{Pour } x=1 : T_1 = -6,34 \frac{3,40}{2} + \frac{-8,12+2,75}{3,40} = -12,36 \text{ [KN]}$$

- **Travée (1-2)**  $L_{1-2} = 3,40$  [m]

$$\text{Pour } x=1 : T_1 = 6,34 \frac{3,40}{2} + \frac{-4,31+8,12}{3,40} = 9,66 \text{ [KN]}$$

$$\text{Pour } x=2 : T_2 = -6,34 \frac{3,40}{2} + \frac{-4,31+8,12}{3,40} = -11,90 \text{ [KN]}$$

- **Travée (2-3)**  $L_{2-3} = 2,70$  [m]

$$\text{Pour } x=2 : T_2 = 6,34 \frac{2,70}{2} + \frac{-5,01+4,31}{2,70} = 8,30 \text{ [KN]}$$

$$\text{Pour } x=3 : T_3 = -6,34 \frac{2,70}{2} + \frac{-5,01+4,31}{2,70} = -8,82 \text{ [KN]}$$

- **Travée (3-4)**  $L_{3-4} = 3,40$  [m]

$$\text{Pour } x=3 : T_3 = 6,34 \frac{3,40}{2} + \frac{-5,96+5,01}{3,40} = 10,50 \text{ [KN]}$$

$$\text{Pour } x=4 : T_4 = -6,34 \frac{3,40}{2} + \frac{-5,96+5,01}{3,40} = -11,06 \text{ [KN]}$$

- **Travée (4-5)**  $L_{4-5} = 3,40$  [m]

$$\text{Pour } x=4 : T_4 = 6,34 \frac{3,40}{2} + \frac{-7,67+5,96}{3,40} = 10,28 \text{ [KN]}$$

$$\text{Pour } x=5 : T_5 = -6,34 \frac{3,40}{2} + \frac{-7,67+5,96}{3,40} = -11,28 \text{ [KN]}$$

- **Travée (5-6)**  $L_{5-6} = 3,40$  [m]

$$\text{Pour } x=5 : T_5 = 6,34 \frac{3,40}{2} + \frac{-2,75+7,67}{3,40} = 12,23 \text{ [KN]}$$

$$\text{Pour } x=6 : T_6 = -6,34 \frac{3,40}{2} + \frac{-2,75+7,67}{3,40} = -9,33 \text{ [KN]}$$

Les valeurs sont dans le tableau suivant.

Longueur	Travée	X[m]	$M_{max}$ [KN.m]	$T_i$ [KN]	$T_{i+1}$ [KN]
3,4	0-1	1,45	3,93	9,19	-12,36
3,4	1-2	1,88	3,06	9,66	-11,90
2,7	2-3	1,31	1,12	8,30	-8,82
3,4	3-4	1,66	3,68	10,50	-11,06
3,4	4-5	1,62	2,37	10,28	-11,28
3,4	5-6	1,93	4,11	12,23	-9,33

#### d) Remarque

L'inconvénient de la méthode des 03 moments est qu'elle surestime les moments aux appuis et diminue ceux en travée ; puisque le béton est un matériau hétérogène, on réduit les moments sur appuis de (1/3) des valeurs trouvées et on augmente ceux des travées de (1/3) des valeurs trouvées.

En tenant compte de l'encastrement partiel aux appuis de rives :  $M_a = -0.3 M_t$

Dans ce cas.

#### 1. Moments en travées

$$M_{(0-1)} = 3,93 + 0.33 (3,93) = 5,23 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{(1-2)} = 3,06 + 0.33 (3,06) = 4,07 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{(2-3)} = 1,12 + 0.33 (1,12) = 1,49 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{(3-4)} = 3,68 + 0.33 (3,68) = 4,89 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{(4-5)} = 2,37 + 0.33 (2,37) = 3,15 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{(5-6)} = 4,11 + 0.33 (4,11) = 5,47 \text{ [KN.m].}$$

#### 2. Moments aux appuis

$$M_0 = -2,75 + 0.33 (2,75) = -1,84 \text{ [KN.m]}$$

$$M_1 = -8,12 + 0.33 (8,12) = -5,44 \text{ [KN.m]}$$

$$M_2 = -4,31 + 0.33 (4,31) = -2,89 \text{ [KN.m]}$$

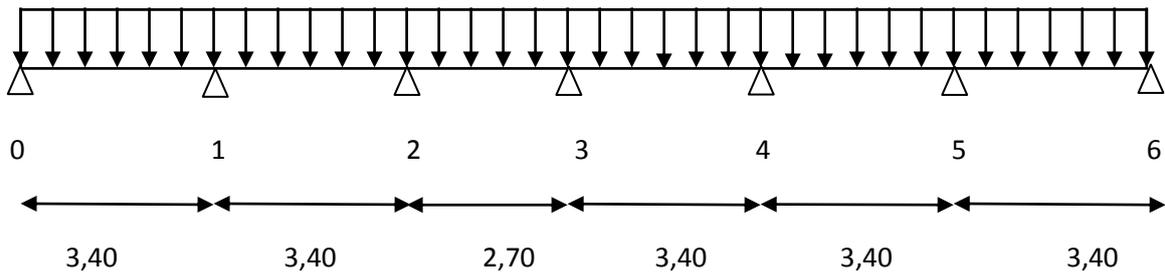
$$M_3 = -5,01 + 0.33 (5,01) = -3,36 \text{ [KN.m]}$$

$$M_4 = -5,96 + 0.33 (5,96) = -3,99 \text{ [KN.m]}$$

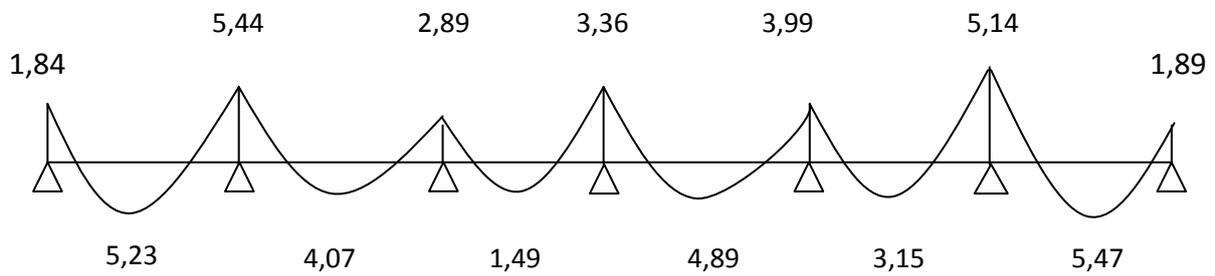
$$M_5 = -7,67 + 0.33 (7,67) = -5,14 \text{ [KN.m]}$$

$$M_6 = -2,75 + 0.33 (2,75) = -1,84 \text{ [KN.m]}$$

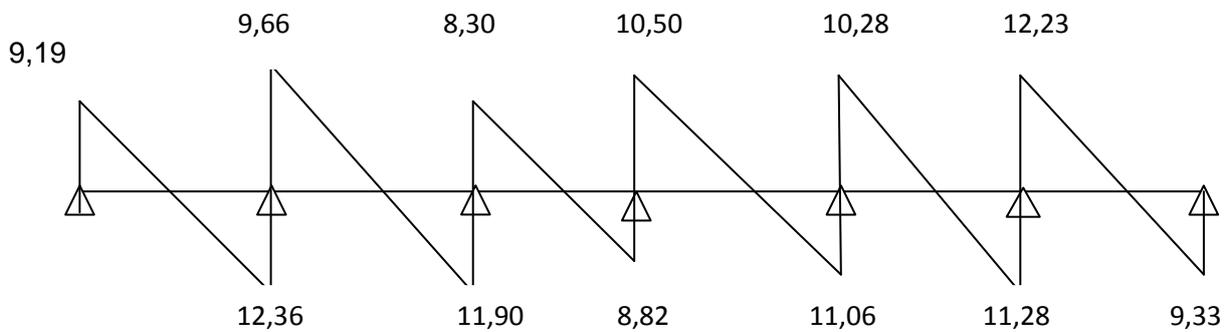
**III.6 Choix de la méthode de calcul**



**Figure III.5** Schéma statique de la poutrelle



**Figure III.6** Diagramme des moments fléchissants à l'ELU



**Figure III.7** Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

**III.2.3 Calcul des armatures à l'ELU**

*1. Armatures longitudinales*

**a) Armatures en travées**

$M_{\text{umax}} = 5,47 \text{ [KN.m]}$

Le moment équilibré par la dalle de compression est :

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

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 59072 \text{ [KN.m]}$$

$M_{t \text{ max}} = 5,47 \text{ [KN.m]} < M_0 = 59,072 \text{ [KN.m]} \Rightarrow$  L'axe neutre est dans la table de compression. La section en Té sera calculée comme une section rectangulaire ( $b \times h = 65 \times 20$ ).

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{5,47 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,018 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{section simplement armée.}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,991$$

$$A_t = \frac{M_t^{\max}}{bd\sigma_{st}} = \frac{5,47 \times 10^5}{0,991 \times 18 \times 34800} = 0,88 \text{ [cm}^2\text{].}$$

Soit  $A_{\text{adp}} = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ [cm}^2\text{].}$

### b) Armatures aux appuis

$$M_a^{\max} = 5,44 \text{ [KN.m]}$$

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur  $b_0 = 12 \text{ [cm]}$  et de hauteur  $h = 20 \text{ [cm]}$ .

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{5,44 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,098 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,948$$

$$A_t = \frac{M_a^{\max}}{bd\sigma_{st}} = \frac{5,44 \times 10^5}{0,948 \times 18 \times 34800} = 0,916 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit  $A_{\text{adp}} = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ [cm}^2\text{]}$

## 2. Armatures transversales

### a) Diamètre des barres (Art 7.2.2/ BAEL91 modifié 99)

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\emptyset_t \leq \min \left( \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \emptyset_1^{\max} \right)$$

Avec  $\emptyset_1^{\max}$  : diamètre max des armatures longitudinales.

$$\emptyset_t \leq \min \left( \frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1,2 \right) = 0,57 \text{ [cm].}$$

On prend  $\emptyset_t = 0,6 \text{ [cm]}$ .

**b) Espacement des armatures**

$$S_{\min} \leq \min (0,9d ; 40 \text{ [cm]}).$$

$$S_{\min} \leq \min (16,2 ; 40 \text{ [cm]}).$$

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

**3. Vérification à l'ELU****a) Condition de non fragilité (BAEL 91 A 4.21)**• **En travée**

$$A_{\min} = 0,23 b d f_{t28} / f_c = 0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1 / 400 = 0,26 \text{ [cm}^2\text{]}.$$

$$A = 1,57 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis**

$$A_{\min} = 0,23 b_o d f_{t28} / f_c = 0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1 / 400 = 0,26 \text{ [cm}^2\text{]}.$$

$$A = 1,57 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**b) Vérification de l'effort tranchant (Art51.211 / BAEL91 modifié 99)**

En doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u \text{ [MPa]} = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \text{ donc : } \bar{\tau}_u \text{ [MPa]} = \min (3,3 ; 5) = 3,3 \text{ [MPa]}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_o d}$$

$$V_u^{\max} = 12,23 \text{ [KN]}$$

$$\tau_u = \frac{12,23 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,57 \text{ [MPa]}. \quad \tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**c) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis**▪ **Sur le béton**

$$V_u = \frac{0,4 f_{28}}{\gamma_b} \times 0,9 d b_o = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 180 \times 120 = 129,6 \text{ [KN]}$$

On a :  $V_u^{max} = 12,23 \text{ [KN]} < 129,6 \text{ [KN]} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

▪ **Sur l'acier**

On doit vérifier que :  $A \geq \frac{\gamma}{f_e} (V_u^{max} - \left| \frac{M_{max}}{0,9 d} \right|)$  On a :  $A = 1,57 \text{ [cm}^2\text{]}$

$$\left( \frac{\gamma}{f_e} (V_u^{max} - \left| \frac{M_{max}}{0,9 d} \right|) \right) = \frac{1,15}{400} (12,23 \times 103 - \frac{5,44 \times 10^6}{0,9 \times 180}) = -0,61 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\left( \frac{\gamma}{f_e} V_u^{max} - \left| \frac{M_{max}}{0,9 d} \right| \right) = \frac{1,15}{400} (12,23 \times 103 - \frac{5,44 \times 10^6}{0,9 \times 180}) = -0,61 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$A = 1,57 \text{ [cm}^2\text{]} > -0,61 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow$  La condition est vérifiée.

**d) Vérification de la contrainte d'adhérence**

Il faut vérifier que

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

$$\sum U_i = n \prod \Phi = 2 \times 3,14 \times 10 = 62,8 \text{ [mm]}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \sum U_i} = \frac{12,23 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 62,8} = 1,20 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_{se} = 1,20 \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**e) Ancrage des barres aux appuis (A6.1.22.1 BAEL91 modifié 99)**

$$\tau_{sU} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ [MPa]}$$

$$L_s = \frac{\Psi f_e}{4 \tau_{se}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ [cm]}$$

On prend  $L_s = 42,33 \text{ [cm]}$

**f) Remarque**

La longueur d'ancrage  $L_s$  dépasse l'épaisseur de la poutre. On adoptera un crochet normal.

Donc on substitue à  $L_s$  la longueur d'ancrage  $L_a = 0,4 L_s = 0,4 \times 42,33 = 16,93 \text{ [cm]}$

**4. Calcul à l'ELS**

$$q_s = 4,59 \text{ [kN/ml]}$$

Sous forme matricielle :

$$\begin{bmatrix} 13,6 & 3,4 & 0 & 0 & 0 \\ 3,4 & 12,2 & 2,7 & 0 & 0 \\ 0 & 2,7 & 12,2 & 3,4 & 0 \\ 0 & 0 & 3,4 & 13,6 & 3,4 \\ 0 & 0 & 0 & 3,4 & 13,6 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \\ M_4 \\ M_5 \end{Bmatrix} = -q_s \begin{Bmatrix} 19,65 \\ 14,75 \\ 14,75 \\ 19,65 \\ 19,65 \end{Bmatrix}$$

Après la résolution du système, on aura

$$M_1 = -1,28 q_s$$

$$M_2 = -0,68 q_s$$

$$M_3 = -0,79 q_s$$

$$M_4 = -0,94 q_s$$

$$M_5 = -1,21 q_s$$

$$q_u = 4,59 \text{ [KN/ml]}$$

$$M_0 = -0,3 \frac{q_s l^2}{8} = -1,99 \text{ [KN.m]}$$

$$M_1 = -5,88 \text{ [KN.m]}$$

$$M_2 = -3,12 \text{ [KN.m]}$$

$$M_3 = -3,63 \text{ [KN.m]}$$

$$M_4 = -4,31 \text{ [KN.m]}$$

$$M_5 = -5,55 \text{ [KN.m]}$$

$$M_6 = -0,3 \frac{q_s l^2}{8} = -1,99 \text{ [KN.m]}$$

#### a) Moments en travées

- **Travée (0-1)**  $L_{0-1} = 3,40 \text{ [m]}$

$$X = \frac{3,40}{2} + \frac{-5,88+1,99}{4,59 \times 3,40} = 1,45 \text{ [m]}$$

$$\mu(1,45) = 4,59 \frac{3,4}{2} \times 1,45 - 4,59 \frac{1,45^2}{2} = 6,49 \text{ [KN.m]}$$

$$M(1,45) = 6,49 - 1,99 \left(1 - \frac{1,45}{3,4}\right) - 5,88 \frac{1,45}{3,4} = 2,84 \text{ [KN.m]}$$

- **Travée (1-2)**  $L_{1-2} = 3,40 \text{ [m]}$

$$X = \frac{3,40}{2} + \frac{-3,12+5,88}{4,59 \times 3,40} = 1,88 \text{ [m]}$$

$$\mu(1,88) = 4,59 \frac{3,4}{2} \times 1,88 - 4,59 \frac{1,88^2}{2} = 6,56 \text{ [KN.m].}$$

$$M(1,88) = 6,56 - 5,88 \left(1 - \frac{1,88}{3,4}\right) - 3,12 \frac{1,88}{3,4} = 2,21 \text{ [KN.m]}$$

- **Travée (2-3)**  $L_{2-3} = 2,70 \text{ [m]}$

$$X = \frac{2,70}{2} + \frac{-3,63+3,12}{4,59 \times 2,70} = 1,31 \text{ [m]}$$

$$\mu(1,31) = 4,59 \frac{2,7}{2} \times 1,31 - 4,59 \frac{1,31^2}{2} = 4,18 \text{ [KN.m]}$$

$$M(1,31) = 4,18 - 3,12 \left(1 - \frac{1,31}{2,7}\right) - 3,63 \frac{1,31}{2,7} = 0,81 \text{ [KN.m]}$$

- **Travée (3-4)**       $L_{3-4} = 3,40 \text{ [m]}$

$$X = \frac{3,40}{2} + \frac{-4,31+3,63}{4,59 \times 3,40} = 1,66 \text{ [m]}$$

$$\mu(1,66) = 4,59 \frac{3,4}{2} \times 1,66 - 4,59 \frac{1,66^2}{2} = 6,63 \text{ [KN.m]}$$

$$M(1,66) = 6,63 - 3,63 \left(1 - \frac{1,66}{3,4}\right) - 4,31 \frac{1,66}{3,4} = 2,67 \text{ [KN.m]}$$

- **Travée (4-5)**       $L_{4-5} = 3,40 \text{ [m]}$

$$X = \frac{3,40}{2} + \frac{-5,55+4,31}{4,59 \times 3,40} = 1,62 \text{ [m]}$$

$$\mu(1,62) = 4,59 \frac{3,4}{2} \times 1,62 - 4,59 \frac{1,62^2}{2} = 6,62 \text{ [KN.m]}$$

$$M(1,62) = 6,62 - 4,31 \left(1 - \frac{1,62}{3,4}\right) - 5,55 \frac{1,62}{3,4} = 1,72 \text{ [KN.m]}$$

- **Travée (5-6)**       $L_{5-6} = 3,40 \text{ [m]}$

$$X = \frac{3,40}{2} + \frac{-1,99+5,55}{4,59 \times 3,40} = 1,93 \text{ [m]}$$

$$\mu(1,93) = 4,59 \frac{3,4}{2} \times 1,93 - 4,59 \frac{1,93^2}{2} = 6,51 \text{ [KN.m]}$$

$$M(1,93) = 6,51 - 5,55 \left(1 - \frac{1,93}{3,4}\right) - 1,99 \frac{1,93}{3,4} = 2,98 \text{ [KN.m]}$$

## b) Effort tranchant

- **Travée (0-1)**       $L_{0-1} = 3,40 \text{ [m]}$

$$\text{Pour } x=0 : \quad T_0 = 4,59 \frac{3,40}{2} + \frac{-5,88+1,99}{3,40} = 6,66$$

$$\text{Pour } x=1 : \quad T_1 = -4,59 \frac{3,40}{2} + \frac{-5,88+1,99}{3,40} = -8,95$$

- **Travée (1-2)**       $L_{1-2} = 3,40 \text{ [m]}$

$$\text{Pour } x=1 : \quad T_1 = 4,59 \frac{3,40}{2} + \frac{-3,12+5,88}{3,40} = 8,61$$

$$\text{Pour } x=2 : T2 = -4,59 \frac{3,40}{2} + \frac{-3,12+5,88}{3,40} = -6,99$$

- **Travée (2-3)**  $L_{2-3} = 2,70 \text{ [m]}$

$$\text{Pour } x=2 : T2 = 4,59 \frac{2,70}{2} + \frac{-3,63+3,12}{2,70} = 6,01$$

$$\text{Pour } x=3 : T3 = -4,59 \frac{2,70}{2} + \frac{-3,63+3,12}{2,70} = -6,39$$

- **Travée (3-4)**  $L_{3-4} = 3,40 \text{ [m]}$

$$\text{Pour } x=3 : T3 = 4,59 \frac{3,40}{2} + \frac{-4,31+3,63}{3,40} = 7,60$$

$$\text{Pour } x=4 : T4 = -4,59 \frac{3,40}{2} + \frac{-4,31+3,63}{3,40} = -8,00$$

- **Travée (4-5)**  $L_{4-5} = 3,40 \text{ [m]}$

$$\text{Pour } x=4 : T4 = 4,59 \frac{3,40}{2} + \frac{-5,55+4,31}{3,40} = 7,44 \text{ [KN]}$$

$$\text{Pour } x=5 : T5 = -4,59 \frac{3,40}{2} + \frac{-5,55+4,31}{3,40} = -8,17 \text{ [KN]}$$

- **Travée (5-6)**  $L_{5-6} = 3,40 \text{ [m]}$

$$\text{Pour } x=5 : T5 = 4,59 \frac{3,40}{2} + \frac{-1,99+5,55}{3,40} = 8,85 \text{ [KN]}$$

$$\text{Pour } x=6 : T6 = -4,59 \frac{3,40}{2} + \frac{-1,99+5,55}{3,40} = -6,76 \text{ [KN]}$$

Les résultats sont dans le tableau suivant.

Longueur	Travée	X[m]	M <sub>max</sub> [KN.m]	T <sub>i</sub> [KN]	T <sub>i+1</sub> [KN]
3,4	0-1	1,45	2,84	6,66	-8,95
3,4	1-2	1,88	2,21	8,61	-6,99
2,7	2-3	1,31	0,81	6,01	-6,39
3,4	3-4	1,66	2,67	7,60	-8,00
3,4	4-5	1,62	1,72	7,44	-8,17
3,4	5-6	1,93	2,98	8,85	-6,76

En tenant compte de l'encastrement partiel aux appuis de rives :  $M_a = -0,3 M_t$

Dans ce cas :

- **Moments en travées**

$$M_{(0-1)} = 2,84 + 0,33 (2,84) = 3,78 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{(1-2)} = 2,21 + 0,33 (2,21) = 2,94 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{(2-3)} = 0,81 + 0,33 (0,81) = 1,08 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{(3-4)} = 2,67 + 0,33 (2,67) = 3,55 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{(4-5)} = 1,72 + 0,33 (1,72) = 2,29 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{(5-6)} = 2,98 + 0,33 (2,98) = 3,96 \text{ [KN.m]}$$

▪ **Moments aux appuis**

$$M_0 = - 1,99 + 0,33 (1,99) = - 1,33 \text{ [KN.m]}$$

$$M_1 = - 5,88 + 0,33 (5,88) = - 3,94 \text{ [KN.m]}$$

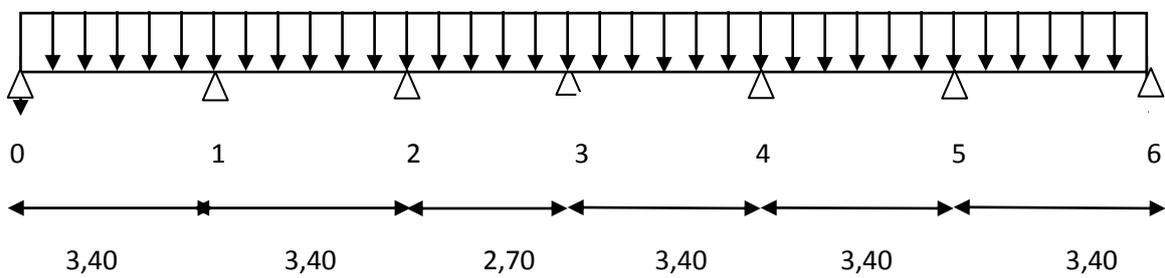
$$M_2 = - 3,12 + 0,33 (3,12) = - 2,09 \text{ [KN.m]}$$

$$M_3 = - 3,63 + 0,33 (3,63) = - 2,43 \text{ [KN.m]}$$

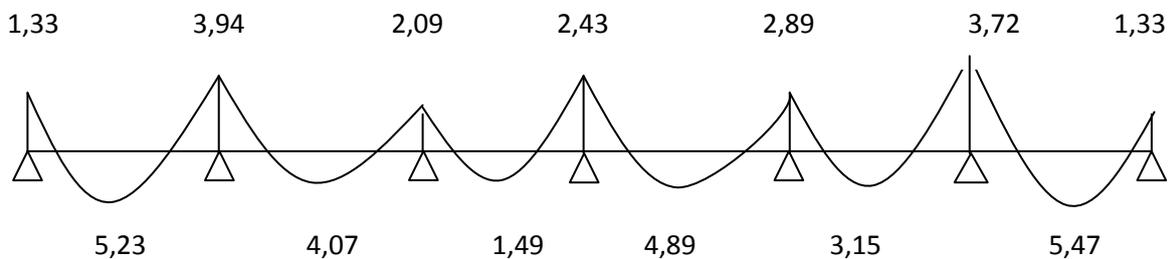
$$M_4 = - 4,31 + 0,33 (4,31) = - 2,89 \text{ [KN.m]}$$

$$M_5 = - 5,55 + 0,33 (5,55) = - 3,72 \text{ [KN.m]}$$

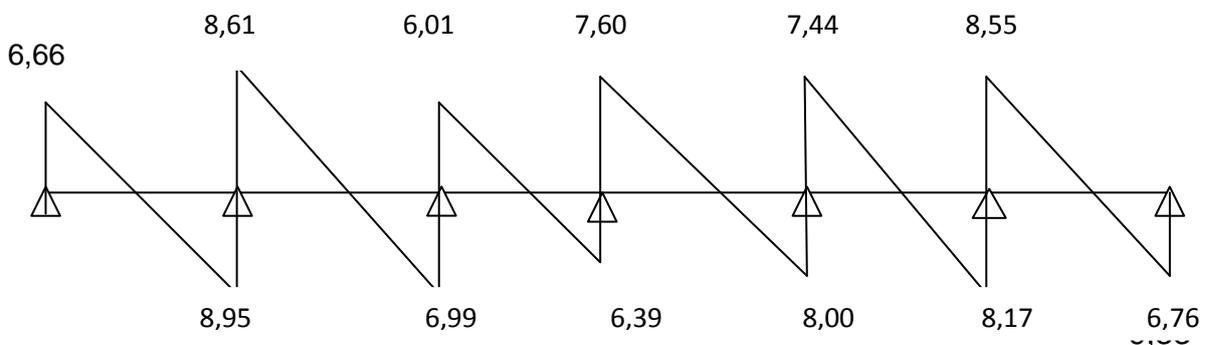
$$M_6 = - 1,99 + 0,33 (1,99) = - 1,33 \text{ [KN.m]}$$



**Figure III.5** Schéma statique de la poutelle



**Figure III.8** Diagramme des moments fléchissants à l'ELU.



**Figure III.9** Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

### 5. Vérifications à l'ELS

- **Etat limite d'ouverture des fissures** (Art A.4.5, 3 BAEL91 modifié 99)

La fissuration est peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer.

- **Etat limite de résistance du béton à la compression** (Art A 4.5, 2/BAEL 91)

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ [MPa]}$

$$\sigma_{bc} = K_1 \cdot \sigma_{st} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_{1d} A_s}, \quad K_1 = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)}$$

#### ➤ Aux appuis

$$\rho = \frac{100A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,727 \Rightarrow \beta_1 = 0,876 \Rightarrow \alpha = 0,372 \Rightarrow K_1 = 0,05$$

$$\rho = \frac{100A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,727 \Rightarrow \beta_1 = 0,876 \Rightarrow \alpha = 0,372 \Rightarrow K_1 = 0,05$$

$$M_a = 5,44 \text{ [KN.m]} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{5,44 \times 10^6}{0,876 \times 180 \times 1,57 \times 10^2} = 219,75 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = K_1 \cdot \sigma_{st} = 219,75 \times 0,05 = 10,99 \text{ [MPa]} < 15 \text{ [MPa]} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### ➤ En travée

$$\rho = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,727 \Rightarrow \beta_1 = 0,876 \Rightarrow \alpha = 0,3705 \Rightarrow K = 0,05$$

$$M = 5,47 \text{ [KN.m]} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{5,47 \times 10^6}{0,876 \times 180 \times 1,57 \times 10^2} = 220,96 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = 220,96 \times 0,05 = 11,05 \text{ [MPa]} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ [MPa]} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### 6. Vérification de la flèche

Soit à vérifier les conditions suivantes :

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

Avec

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

$M_0$  : moment isostatique maximum.

$L$  : portée entre nus d'appuis.

$M_t$  : moment max en travée.

$b_0$  : largeur de la nervure

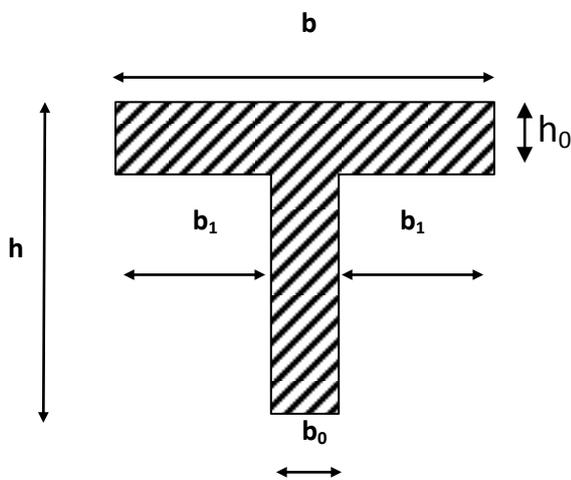
$d$  : hauteur utile de la section droite.

$$1. \frac{h}{L} = \frac{20}{340} = 0,059 < \frac{1}{16} = 0,063 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

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

➤ **Calcul de la flèche**

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



▪ **Aire de la section homogénéisée**

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

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

▪ **Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx**

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

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

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{324.9}{475.55} = 6.83 [\text{cm}]$$

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

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left( v_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 A_t (V_2 - c)^2$$

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

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

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{1.57}{12 \times 18} = 0,0072$$

$$\rho_1 = \frac{100A}{b_0 d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0,727 \Rightarrow \beta_1 = 0,876$$

$$\delta_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\left[2 + 3 \frac{b_0}{b}\right] \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left[2 + 3 \frac{12}{65}\right] 0.0072} = 2,26$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_t} = \frac{5,44 \times 10^6}{0.876 \times 180 \times 1.57 \times 10^2} = 219,75 \text{ [MPa]}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00726 \times 219,75 + 2.1} = 0,43$$

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

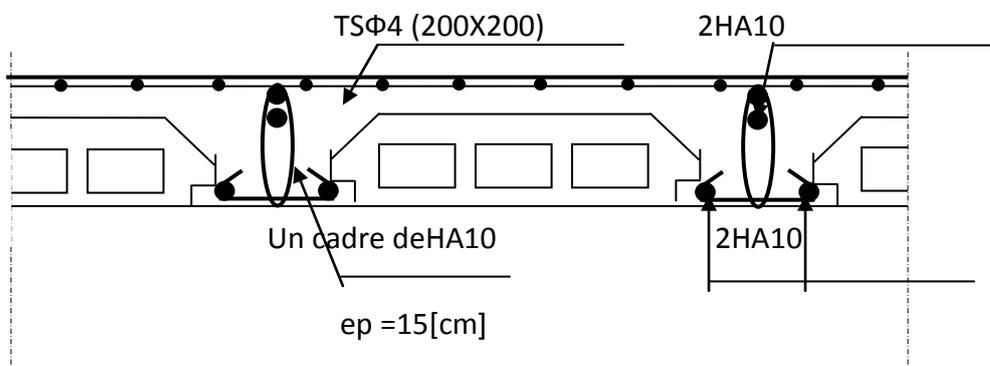
$$I. f_v = \frac{1.1 I_0}{1 + \delta_v \mu} = \frac{1.1 \times 18295.77}{1 + 2.26 \times 0.43} = 1057,76 \text{ [cm}^4\text{]}$$

$$f_v = \frac{5,44 \times 10^6 (3,80 \times 10^3)^2}{10 \times 10818.86 \times 1057,76 \times 10^4} = 6,86 \text{ [mm]} < \bar{f} = \frac{3800}{500} = 7,6 \text{ [mm]}$$

Donc la flèche est vérifiée.

### 1. Ferrailages des planchers en corps creux

#### Planchers étages courants et RDC



**Figure III.10** Schéma de ferrailage des planchers étages courants et RDC

### III.4 CALCUL DES ESCALIERS

#### III.4.1 Définition

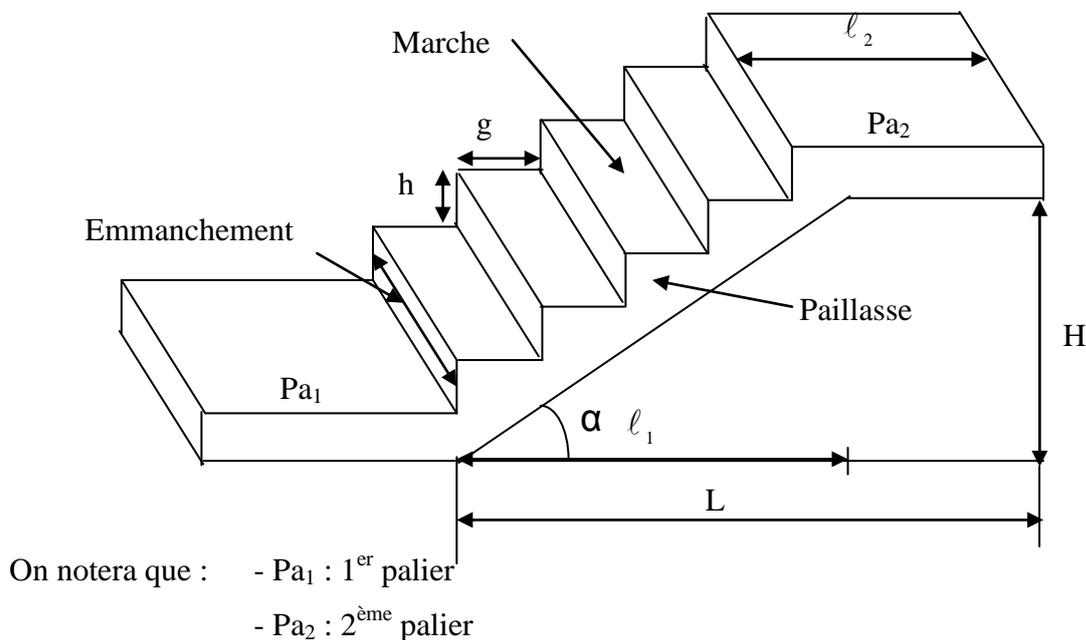
Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction. Notre escalier (1<sup>er</sup> type) se compose de deux volées :

- **1<sup>er</sup> volée** : elle est constituée d'une paillasse, d'un palier de repos et sans palier de départ (la 1<sup>ère</sup> marche est directement ancrée dans la poutre).
- **2<sup>ème</sup> volée** : elle est constituée d'une paillasse, d'un palier de repos et d'un palier d'étage (les paillasses sont assimilées dans le calcul à des poutres isostatiques).

#### III.4.2 Terminologie

Le lexique propre à l'élément structural dit « escalier » se compose des mots suivants :

- $g$  : giron
- $h$  : hauteur de la contre marche
- $e$  : épaisseur de la paillasse et du palier
- $H$  : hauteur d'une volée
- $l_1$  : longueur de la paillasse projetée
- $l_2$  : largeur du palier
- $L$  : la somme de la longueur linéaire de la paillasse et celle des deux paliers.



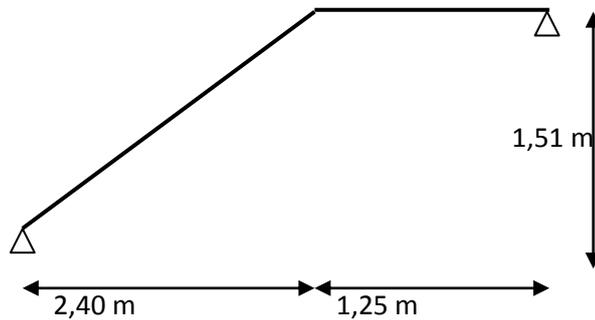
**Figure III.11** Terminologie de l'escalier

L'escalier de notre immeuble est un escalier droit conçu en BA coulé sur place, la paillasse est assimilée dans le calcul à des poutres isostatiques.

Nous calculerons l'escalier d'étage et nous adopterons le même ferrailage pour les escaliers du RDC.

### III.4.3 Dimensionnement

Le dimensionnement des marches et des contre-marches sera déterminé à l'aide de la formule de blondel.



#### a) Calcul des escaliers des étages courants

Pour que l'escalier soit confortable, il est nécessaire que l'on ait :

$$\begin{cases} 13 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm.} \\ 28 \text{ cm} \leq g \leq 36 \text{ cm.} \end{cases}$$

On prend la hauteur des marches comme suit :  $h = 17 \text{ cm}$

Le nombre de contre marches est :  $n = \frac{H}{h} = \frac{151}{17} = 09 \Rightarrow n = 09$  contre marches.

Le nombre de marches est pris égal à :  $m = n - 1 = 9 - 1 = 8$  marches.

$$G = \frac{L}{m} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

Avec : G : giron

L : longueur de volée.

#### b) Vérification la loi de blondel

Il faut vérifier que :

$$59 \text{ (cm)} \leq 2h + g \leq 66 \text{ (cm)}$$

$$\text{Or, nous avons : } \begin{cases} g = 30 \text{ cm} \\ h = 17 \text{ cm} \end{cases}$$

**Soit,**  $2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{151}{240} = 0,629 \Rightarrow \alpha = 31,17^\circ$$

$$L_1 = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos 31,17^\circ} = 283,55 \text{ (cm)}$$

$$L = 283,55 + 125 = 408,55 \text{ (cm)}$$

### III.4.4 Prédimensionnement de la paillasse et du palier de repos

#### ▪ Paillasse

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

L : portée totale de l'escalier, L = 408,55 cm

$e_p$  : épaisseur de la paillasse :

$$\frac{408,55}{30} \leq e_p \leq \frac{408,55}{20} \Rightarrow 13,61 \text{ cm} \leq e_p \leq 20,42 \text{ cm}$$

Soit :  $e_p = 16 \text{ cm}$ .

#### ▪ Palier de repos

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{125}{10} = 12,5 \text{ cm}.$$

On prend la même épaisseur pour le palier :

$$e_{\text{palier}} = 16 \text{ cm}.$$

### III.4.5 Détermination des charges permanentes et des surcharges d'exploitation

#### a) Charges permanentes

Pour l'étude de l'escalier, on prend une bande de 1 m de largeur.

#### ▪ Paillasse

<i>Eléments</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>Densité (KN/m)</i>	<i>Poids (KN/m)</i>
Revêtement de carrelage (2cm)	0,02	22	0,44
Poids propre de la paillasse	0,16	25	4,67
Poids propre des marches (17cm)	0,17	22	2,125
Poids propre de garde corps	0.2	1	0.2
Mortier de pose (2cm)	0,02	22	0,44
Couche de sable (2cm)	0,02	18	0,36
Total	<b>G = 8,235 [ KN/ml ]</b>		

#### b) Surcharge d'exploitation

Surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR B.C.2.2 est :

$$Q = 2,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

$$G = 8,235 \times 1 = 8,235 \text{ KN/ml}.$$

#### ▪ Le palier

<i>Eléments</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>Densité KN/m)</i>	<i>Poids (KN/m)</i>
<b>Poids propre du palier repos</b>	0,16	25	4,00
<b>Revêtement de carrelage</b>	0,02	22	0,44
<b>Mortier de pose</b>	0,02	22	0,44
<b>Couche de sable</b>	0,02	18	0,36
<b>Total</b>	<b>G = 5,24 [ KN / ml ]</b>		

Surcharge d'exploitation :

$$Q = 2,5 \times 1 \text{ m} = 2,5 \text{ KN/ml}$$

(Bâtiment à usage d'habitation)

### III .4 .6 Combinaison de charges

a) **Calcul à L'ELU**  $q_u = 1,35.G + 1,5.Q$

▪ Paillasse :  $q_u = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times 1 \text{ m}$

$$q_u = (1,35 \times 8,235 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 14,867 \text{ (KN / mL)}$$

▪ Palier :  $q_u = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times 1 \text{ m}$

$$q_u = (1,35 \times 5,24 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 10,824 \text{ ( KN / mL)}$$

### b) Calcul à ELS

On sait que :  $q_s = G + Q$ , donc :

▪ Paillasse :  $q_s = G + Q = 10,735 \text{ KN/ml}$

▪ Palier :  $q_s = G + Q = 7,74 \text{ KN/ml}$

### b) Calcul des efforts internes

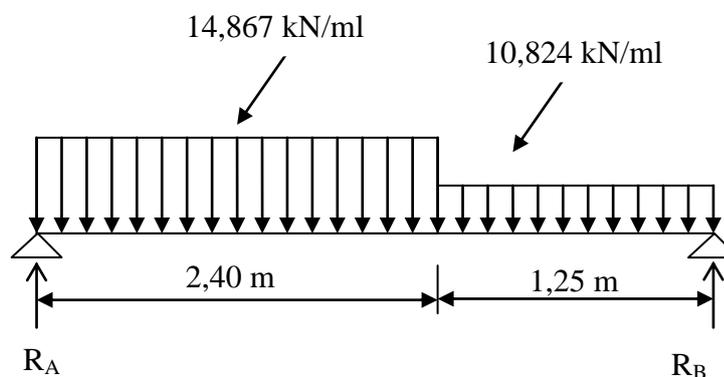


Figure III.12 Schéma statique de la répartition des charges

### III.4.7 Etat limite ultime

Calcul des réactions d'appuis

$$R_A + R_B = 49,22 \text{ KN}$$

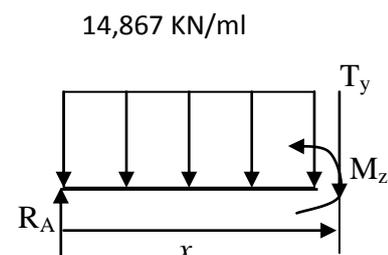
$$R_A = 26,27 \text{ KN}$$

$$R_B = 22,95 \text{ KN}$$

Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissants

- **1<sup>er</sup> tronçon** ( $0 \leq x \leq 2,40 \text{ m}$ )

$$T_y + 14,867x - 26,27 = 0$$



$$T_y = -14,867x + 26,27 \Rightarrow T_y = +26,27 \text{ KN pour } x = 0,$$

$$T_y = -9,41 \text{ KN, pour } x = 2,40 \text{ m.}$$

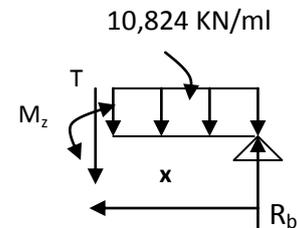
$$M_z = -14,867 \frac{x^2}{2} + 26,27x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0, \text{ pour } x = 0 \\ M_z = 20,23 \text{ KN.m, pour } x = 2,40 \text{ m.} \end{cases}$$

▪ **2<sup>ème</sup> tronçon** ( $0 \leq x \leq 1,25 \text{ m}$ )

$$T_y = 10,824x + 22,95$$

$$T_y = 10,824x - 22,95$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_y = -22,94 \text{ KN} & \longrightarrow & \text{pour } x = 0 \text{ m} \\ T_y = -9,41 \text{ KN} & \longrightarrow & \text{pour } x = 1,25 \text{ m} \end{cases}$$



$$M_z = -10,824 \frac{x^2}{2} + 22,95x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0, & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 20,23 \text{ KN.m,} & \text{pour } x = 1,25 \text{ m.} \end{cases}$$

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -14,867x + 26,27 = 0$$

$$\Rightarrow x = 1,76 \text{ m.}$$

Le moment  $M_z(x)$  est max pour la valeur :  $x = 1,76 \text{ m}$ .

Donc :

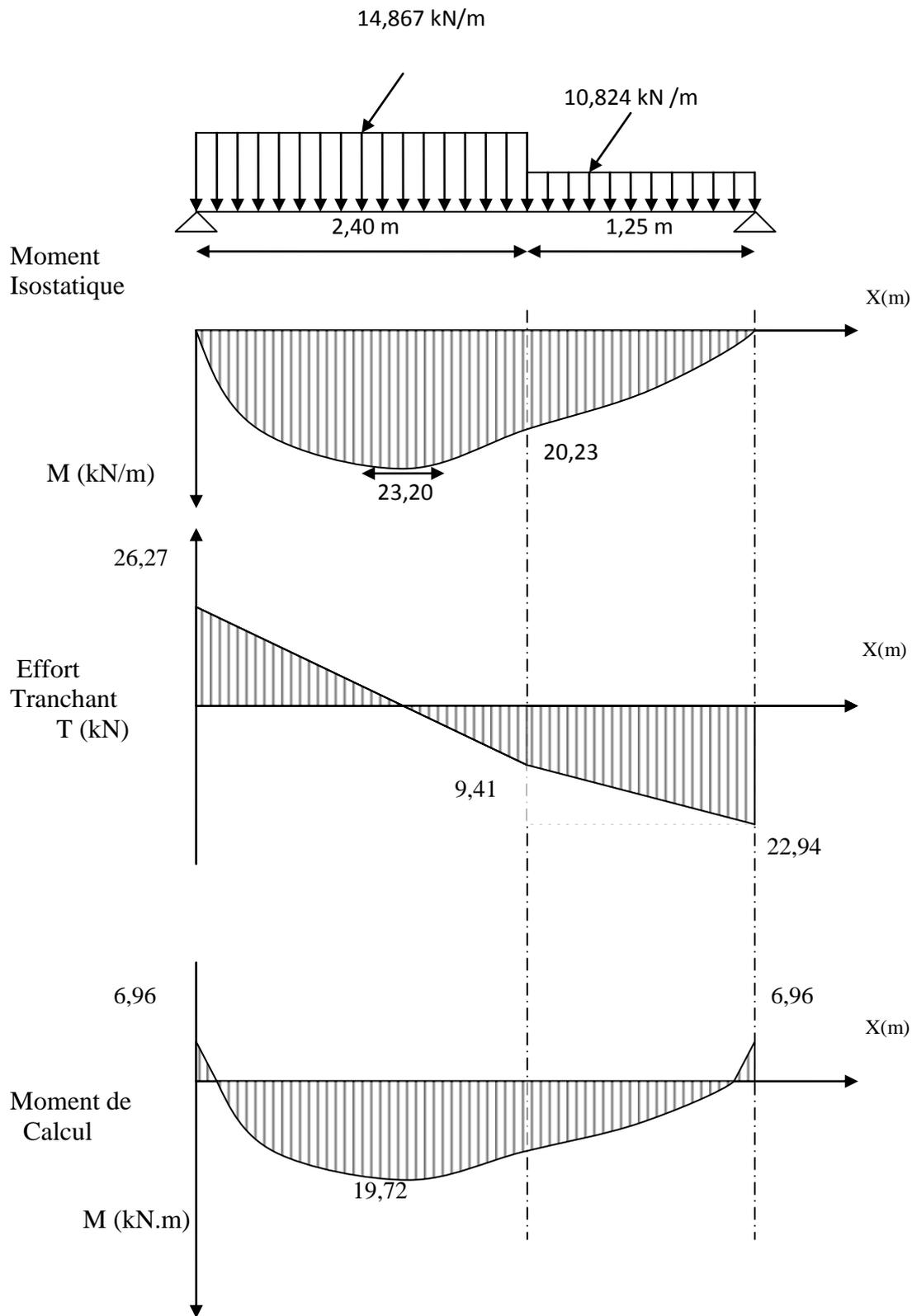
$$M_z^{max} = -14,867 (1,76)^2 + 26,27 (1,76)$$

$$M_z^{max} = 23,20 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis :  $M_{ua} = -0,3 M_z^{max} = -6,96 \text{ KN.m}$
- En travées :  $M_{ut} = 0,85 M_z^{max} = 19,72 \text{ KN.m}$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :

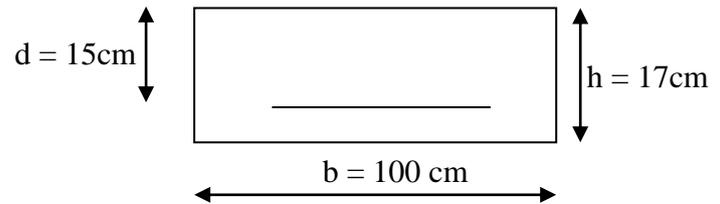


**Figure III.13** Diagrammes des efforts tranchants et les moments fléchissant.

### III.4.8 Calcul des armatures

#### a) Aux appuis

$$M_u = 6,96 \text{ KN.m}$$



- **Armatures principales**

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{6,96 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14,2} = 0,0217 < \mu_r = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_a = 0,0217 \Rightarrow \beta_u = 0,989$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6,96 \times 10^3}{0,989 \times 15 \times 348} = 1,34 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 4HA8/ml ( $A_a = 2,01 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{1,34}{4} = 0,335 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA6/ml ( $A_{rt} = 1,14 \text{ cm}^2$ ) avec :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

#### b) En travées

$$M_t = 19,72 \text{ KN.m}$$

- **Armatures principales**

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{19,72 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14,2} = 0,061 < \mu_r = 0,392$$

⇒ la section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_a = 0,061 \Rightarrow \beta_u = 0,969$$

$$A_t = \frac{M_{ta}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{19,72 \times 10^3}{0,969 \times 15 \times 348} = 3,89 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 5HA12 ( $A_t = 5,65 \text{ cm}^2$ ) avec : un espacement de  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3,89}{4} = 0,97 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA8/ml ( $A_{rt} = 2,01 \text{ cm}^2$ ) avec :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

### III.4.9 Vérification à l'ELU

#### a) Condition de non fragilité [BEAL 91, Art. A.4.2.1]

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 15 \times \frac{2,1}{400} = 1,81 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis :  $A_a = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,81 \text{ cm}^2$ ..... La condition est vérifiée

- En travées :  $A_t = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,81 \text{ cm}^2$ ..... La condition est vérifiée

**b) Espacement des barres**

- **Armatures principales**

- Aux appuis :  $e = 25 \text{ cm}$   
 - En travées :  $e = 20 \text{ cm}$  }  $< \text{Min} \{3h, 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm} \dots$  La condition est vérifiée.

- **Armatures de répartition**

- Aux appuis :  $e = 25 \text{ cm}$   
 - En travées :  $e = 25 \text{ cm}$  }  $< \text{Min} \{4h, 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm} \dots$  La condition est vérifiée.

**c) Effort tranchant (BAEL, Art A.5.1.2)**

$$T_{\text{umax}} = 26,27 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{umax}}}{bd} = \frac{26,27 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0,175 \text{ MPa}$$

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

$\tau_u = 0,175 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots\dots$  La condition est vérifiée.

**d) Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91, Art A.6.1.3)**

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

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{\text{max}}}{0,9d \sum U_i} \quad \text{avec :} \quad \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 5 \times 3,14 \times 1,2 = 18,84 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{26,27 \times 10^3}{0,9 \times 150 \times 188,40} = 1,03 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1,03 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$  La condition est vérifiée.

**e) Ancrage des armatures aux appuis**

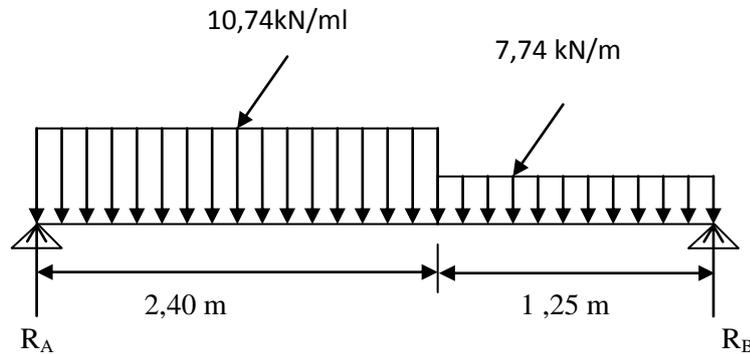
$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec :} \quad \bar{\tau}_s = 0,6\psi_s^2 f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

Vu que  $L_s$  dépasse l'épaisseur du voile dans lequel il sera ancré, on calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à  $0,4 L_s$

$$L_c = L_s \times 0,4 = 42,32 \times 0,4 = 17 \text{ cm.}$$

**III.4.10 Etat limite de service**



**a) Combinaison des charges**

$$q_s = G + Q$$

Paillasse :  $q_{sps} = 8,235 + 2,5 = 10,74 \text{ kN/ml}$   
 Palier de repos :  $q_{spr} = 5,24 + 2,5 = 7,74 \text{ kN/ml}$

**b) Calcul des réactions d'appuis**

$$R_A + R_B = 35,45 \text{ KN}$$

$$R_A = 18,96 \text{ KN}$$

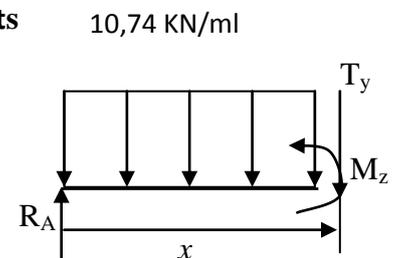
$$R_B = 16,49 \text{ KN}$$

**c) Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissants**

- 1<sup>er</sup> tronçon ( $0 \leq x \leq 2,40 \text{ m}$ )

$$T_y = -10,74 x + 18,98 \Rightarrow \begin{cases} T_y = 18,96 \text{ KN,} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = -6,8 \text{ KN,} & \text{pour } x = 2,40 \text{ m.} \end{cases}$$

$$M_z = -10,74 \frac{x^2}{2} + 18,98 x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0, & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 14,6 \text{ KN.m,} & \text{pour } x = 2,40 \text{ m} \end{cases}$$

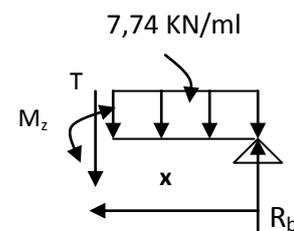


- 2<sup>ème</sup> tronçon ( $0 \leq x \leq 1,25 \text{ m}$ )

$$T_y = -7,74 x + 16,49$$

$$T_y = 7,74 x - 16,49$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_y = -16,49 \text{ KN} & \longrightarrow \text{pour } x = 0 \text{ m} \\ T_y = -6,8 \text{ KN} & \longrightarrow \text{pour } x = 1,25 \text{ m.} \end{cases}$$



$$M_z = -7,74 \frac{x^2}{2} + 16,49 x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \longrightarrow \text{pour } x = 0 \\ M_z = 14,6 \text{ KN.m} & \longrightarrow \text{pour } x = 1,25 \text{ m} \end{cases}$$

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -10,74 x + 18,98 = 0$$

$$\Rightarrow x = 1,76 \text{ m}$$

Le moment  $M_z(x)$  est max pour la valeur  $x = 1,76 \text{ m}$ .

Donc :

$$M_z^{max} = -7,74 \frac{1,76^2}{2} + 16,49 \times 1,76$$

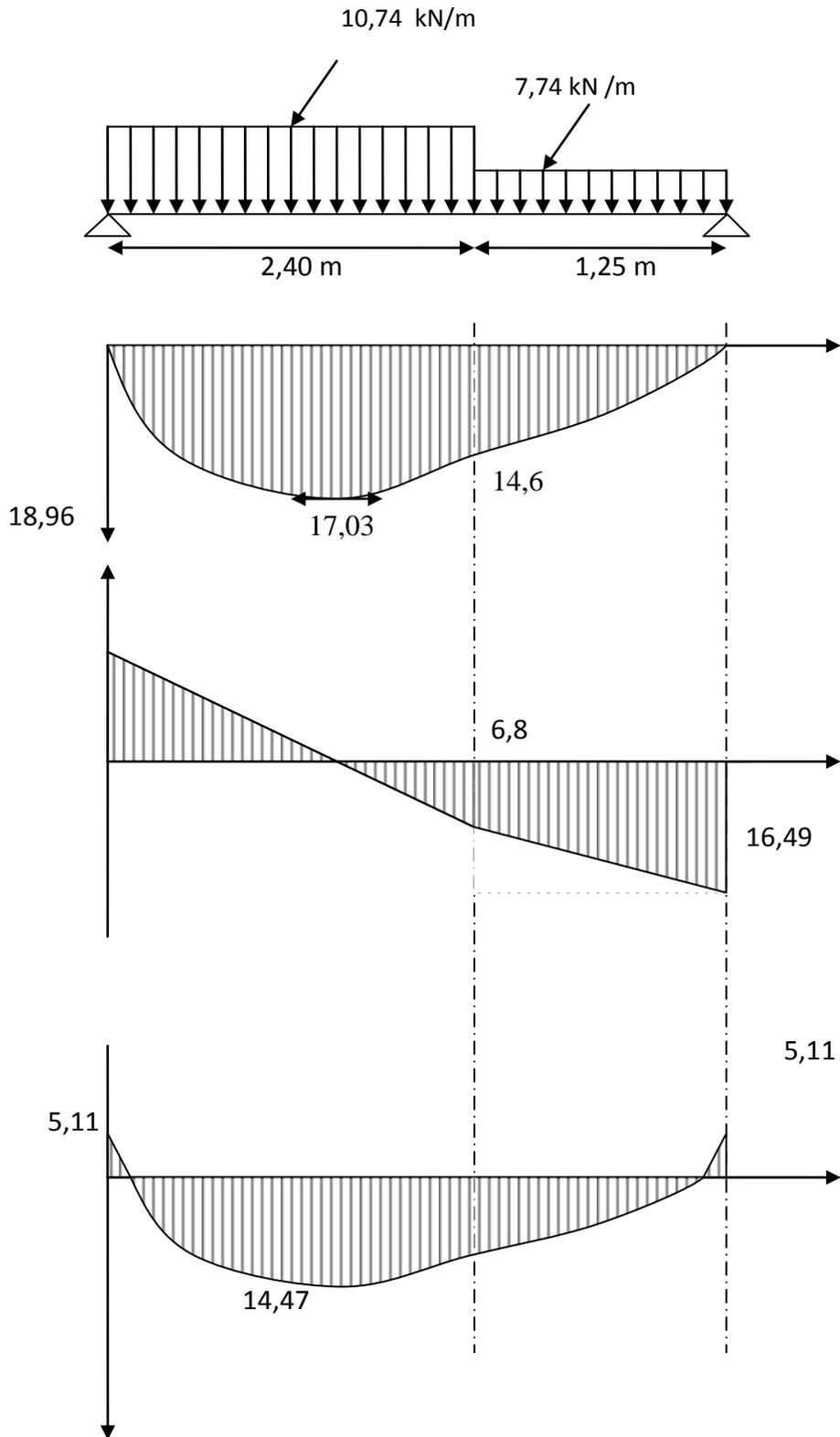
$$M_z^{max} = 17,03 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- aux appuis :  $M_{ua} = -0,3 M_z^{max} = - 5,11 \text{ KN.m}$

- en travées :  $M_{ut} = 0,85 M_z^{max} = 14,47 \text{ KN.m}$

les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :



**Figure III.14** Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissants.

### III 4.11 Vérification à l'ELS

#### a) Vérification des contraintes dans le béton et les aciers

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = K\sigma_{St} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ .

- **En travées :**  $A_t = 5,65 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 15} = 0,376$$

$$\rho = 0,376 \Rightarrow \beta_1 = 0,905 \Rightarrow \alpha_1 = 0,285 \Rightarrow K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)}$$

$$\alpha = 0,285 \Rightarrow K = 0,026$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{14,47 \times 10^3}{5,65 \times 0,905 \times 15} = 188,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{St} = 0,026 \times 188,66 = 4,90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,90 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**  $A_a = 2,01 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 15} = 0,134$$

$$\rho = 0,134 \Rightarrow \beta_1 = 0,939, \alpha_1 = 0,183 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)}$$

$$\alpha_1 = 0,183 \Rightarrow K = 0,0149$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{5,11 \times 10^3}{2,01 \times 0,939 \times 15} = 180,49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{St} = 0,0149 \times 180,49 = 2,68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,68 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

#### b) Vérification de la flèche

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,17}{3,90} = 0,0435 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0,17}{3,90} = 0,0435 < \frac{14,47}{10 \times 17,03} = 0,084 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$c) \frac{A_t}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 15} = 0,0037 < \frac{4.2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

## ❖ Calcul de la flèche

$$f = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$E_v$  : Module de la déformation différée.

$$E_v = 3700 \sqrt{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$q_s = \max \{ 7,74 \text{ KN/ml} , 10,76 \text{ KN/ml} \} = 10,76 \text{ KN/ml.}$$

$I$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

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

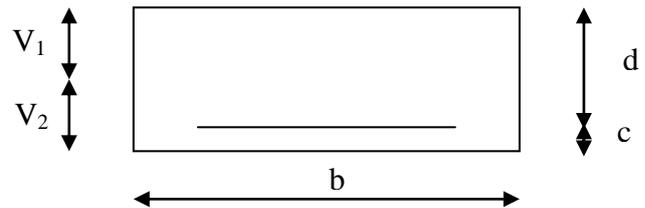
$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$$S_{xx} : \text{Moment statique ; } S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d$$

$$B_0 : \text{Aire de la section homogénéisée ; } B_0 = b \cdot h + 15A_t$$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d}{b \cdot h + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 15}{100 \times 17 + 15 \times 5,65} = 8,80 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 8,80 = 8,20 \text{ cm}$$



D'où:

$$I = \frac{100}{3} \left( 8,80^3 + 8,20^3 \right) + 15 \times 5,65 (8,20 - 2)^2$$

$$I = 44352,45 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times (10,76 \times 3,65^4)}{384 \times 10818,86 \times 10^3 \times 44352,45 \times 10^{-8}} = 0,007$$

$$f < \bar{f} = 365/500 = 0,73 \text{ cm} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

**d) Etat limite d'ouverture des fissures ( BAEL 91, Art A.5.34)**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

### III.5 CALCUL DE LA POUTRE PALIERE

C'est une poutre de section rectangulaire, encastree à ses deux extremités.

#### III.5.1 Pré dimensionnement

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

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

$h_t$ : Hauteur de la poutre.

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

$$L_{\max} = 230 \text{ m} \Rightarrow \frac{230}{15} \leq h_t \leq \frac{230}{10} \Rightarrow 15,33[\text{cm}] \leq h_t \leq 23 [\text{cm}]$$

Soit  $h_t = 30 \text{ cm}$ .

La largeur de la poutre est donnée par la formule suivante :

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

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

#### Vérifications relatives aux exigences du RPA ( Art 7.5 .1du RPA99)

$b \geq 20 \text{ cm}$ .....	$25 \geq 20 \text{ cm}$	la condition est Vérifiée.
$h_t \geq 30\text{cm}$ .....	$30 \geq 30\text{cm}$	la condition est Vérifiée.
$h_t/b \leq 4$ .....	$30/25 = 1,2 \leq 4$	la condition est Vérifiée.

Alors on opte pour une poutre palier d'une section de **(25 x 30) cm<sup>2</sup>**.

#### III.5.2 Détermination des charges

- Poids propre de la poutre :  $G_p = 25 \times 0,25 \times 0,3 = 1,875 \text{ KN/ml}$
- Poids du mur :  $G_m = 2,36 \times 1,875 = 4,425 \text{ KN/ml}$
- Charge d'exploitation :  $Q = 2,5 \text{ KN/m}$
- Réaction du palier à l'ELU : .....= 22,95 KN
- Réaction du palier à l'ELS : .....= 16,49 KN.

#### III.5.3 Combinaison de charges

##### 1. A L'ELU

$$q_u = 1,35G + RA = (1,35 \times 6,3) + 22,95 = 31,46 [\text{KN/ml}]$$

## 2. A L'ELS

$$q_s = G + RA = 6,3 + 22,95 = 29,25 \text{ [KN/ml]}.$$

### III.5.4 Calcul à L'ELU

#### a) Moment isostatique

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{31,46 \times 2,3^2}{8} = 20,80 \text{ [KN.m]}$$

#### b) Effort tranchant

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{31,46 \times 3,00}{2} = 36,18 \text{ [KN]}.$$

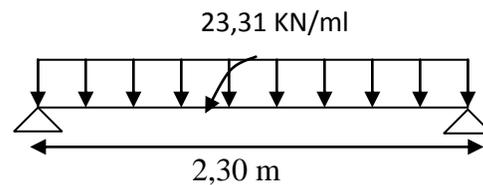
#### c) Calcul du moment et de l'effort

$$q_u = 1,35 G + \frac{2T_u}{L} = (1,35 \times (1,875 + 4,425)) + \frac{(2 \times 22,95)}{3,10} = 23,31 \text{ KN/ml}$$

#### ▪ Moment isostatique

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{23,31 \times 2,3^2}{8} = 15,41 \text{ kN.m}$$

$$M_u = 15,41 \text{ KN.m}$$



#### ▪ Effort tranchant

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{23,31 \times 2,3}{2} = 26,80 \text{ KN}$$

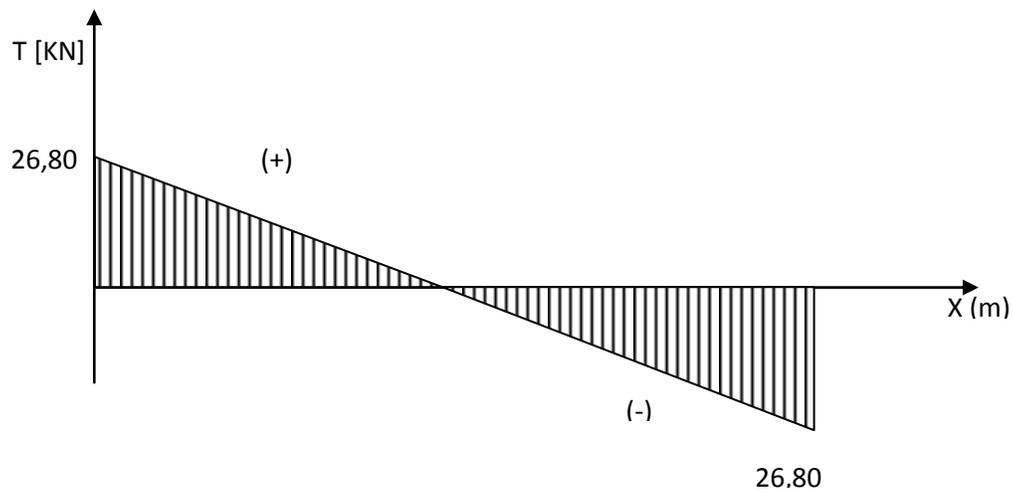
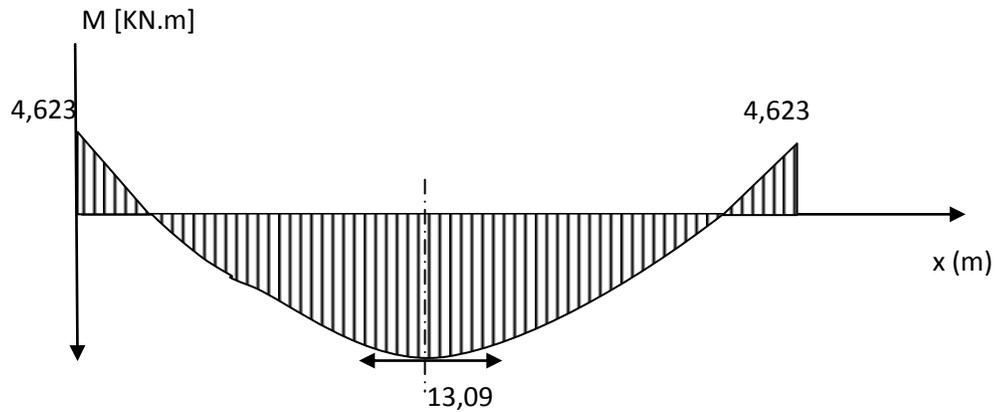
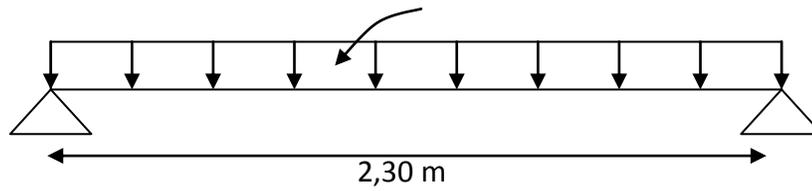
En tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$\text{Aux appuis : } M_{\text{uap}} = -0,3.M_u = -4,623 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_{\text{utr}} = 0,85.M_u = 13,09 \text{ KN.m}$$

**d) Diagrammes du moment et de l'effort tranchant**

23,31 kN/ml



**e) Ferrailage**

▪ **En travées**

$h = 30 \text{ cm}$ ;  $d = 27 \text{ cm}$ ;  $c = 3 \text{ cm}$ ;  $b = 25 \text{ cm}$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} = \frac{13,09 \times 10^6}{250(270)^2 14,2} = 0,050$$

$$\mu_t = 0,050 < \mu_r = 0,974 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0,050 \Rightarrow \beta_1 = 0,974$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{13,09 \times 10^5}{0,974 \times 27 \times 348 \times 10^2} = 1,43 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_{ut} = 3 \text{ HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$

▪ **Aux appuis**

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} = \frac{4,623 \times 10^6}{250(270)^2 14,2} = 0,017$$

$$\mu_t = 0,017 < \mu_r = 0,991$$

$$\mu_t = 0,017 \Rightarrow \beta_1 = 0,991$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{12,28 \times 10^5}{0,991 \times 27 \times 348 \times 10^2} = 1,31 \text{ cm}^2.$$

On prend :  $A_{ut} = 3 \text{ HA} 12 = 3,39 \text{ cm}^2$ .

Article 7.5.2.1 du R.P.A : Le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute la section.

$$\frac{0.5xbxh}{100} = \frac{0.5x25x30}{100} = 3,75 \text{ cm}^2 .$$

$2,36 + 3,39 = 5,75 \text{ cm}^2 > 4,37 \dots\dots$  La condition est vérifiée.

**f) Vérification**

**1) Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 27 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,815 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**  $A_t = 2,36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,815 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$  La condition est vérifiée
- **Aux appuis :**  $A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,815 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$  La condition est vérifiée.

**2) Condition de l'effort tranchant (Art A.5.2.2, BAEL 91)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \{0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\}$$

$$\tau_u = \frac{26,80 \times 10^3}{250 \times 270} = 0,397 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_d} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,397 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{La Condition est vérifiée.}$$

### 3) Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis Art. 5.1.3.2, BAEL 91

#### ➤ Influence sur les armatures inférieures

$$A_u = \frac{T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d}}{f_e / 1,15} = \frac{26,80 \times 10^3 + \frac{4,623 \times 10^5}{0,9 \times 27}}{348 \times 10^4} = 0,013 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,39 \geq A_u = 0,013 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

#### ➤ Influence sur le béton

$$T_{u \max} \leq 0,4b \cdot 0,9 \cdot d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0,4 \times 0,9b \cdot d \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 250 \times 0,9 \times 270 \frac{25}{1,5} = 405 \text{ KN} > T_u = 26,80 \text{ KN} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

#### ➤ Vérification de l'adhérence aux appuis

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} \leq \bar{\tau}_u = \Psi \cdot f_{t28} = 3,15$$

$\sum U_i$  : Somme des paramètres utiles des armatures.

$$\sum u_i = \sum n \times \phi = 3 \times 3,14 \times 1,2 = 11,304 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{26,80 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 11,304 \times 10} = 0,97 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,97 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

Il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

- **Armatures transversales**

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\Phi < \min \left\{ \Phi_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 12 ; 10 ; 25 \} = 10 \text{ cm}$$

On choisit 4T8 = 2,01 cm<sup>2</sup>

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 24,3 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \} = 24,3 \text{ cm}$$

Soit : **S<sub>t</sub> = 10 cm**

#### 4. Espacement des barres Article 7.5.2.2 RPA 99

- **En zone nodale**

$$A_t \geq 0,003 \cdot S \cdot b \Rightarrow S = \frac{A_t}{0,003 \cdot b} = \frac{1,13}{0,003 \times 25} = 15,07 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\Phi; 30 \right\} = 8,75$$

On prend :  $S_t = 7 \text{ cm}$ .

- **En zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}.$$

### III.5.5 Calcul à l'ELS

#### a) Combinaison des charges

$$q_s = G + \frac{2T_u}{L} = ((4,425 + 1,875) + \frac{(2 \times 16,49)}{2,30}) = 20,63 \text{ KN/ml}$$

- Le moment isostatique :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{20,63 \times 2,30^2}{8} = 13,64 \text{ KN}$$

- L'effort tranchant

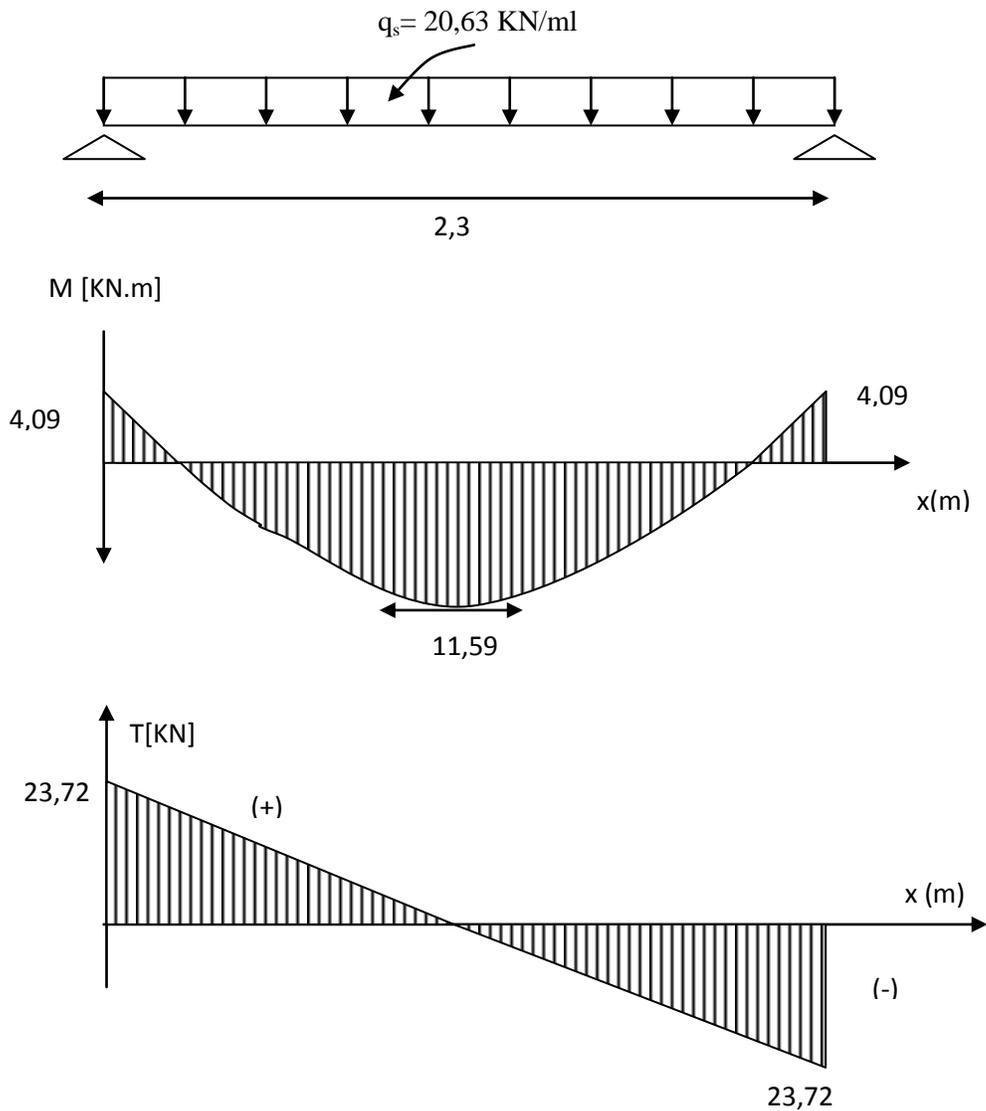
$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{20,63 \times 2,30}{2} = 23,72 \text{ KN}$$

En tenant compte de l'effet de semi encastrement :

$$M_{sa} = -0,3M_s = -4,09 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 0,85M_s = 11,59 \text{ KN.m}.$$

**b) Diagramme du moment et de l'effort tranchant**



**c) Vérification des contraintes**

**1) Etat limite de compression du béton**

$$\sigma_b \leq 0,6 f_c_{28} = 15 \text{ MPa}$$

• **Aux appuis**

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_{app}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 27} = 0,502$$

$$\rho_1 = 0,502 \Rightarrow \beta = 0,893 \Rightarrow \alpha = 0,321 \Rightarrow K = 0,0315$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sap}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{ap}} = \frac{8,93 \times 10^3}{0,93 \times 27 \times 3,39} = 91,47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 91,47 \times 0,0315 = 2,88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,88 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée**

$$\rho_1 = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 2.361}{25 \times 27} = 0.349$$

$$\Rightarrow \rho_1 = 0,349 \Rightarrow \beta = 0,908 \Rightarrow \alpha = 0,276 \Rightarrow K = 0,0254$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1.d.A_t} = \frac{25,30 \times 10^3}{0,908 \times 27 \times 4,62} = 223,37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0,0254 \times 223,37 = 5,67 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**d ) Etat limite d'ouverture des fissures** BAEL 91Art A5.3.4

La fissuration étant peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

**e) Etat limite de déformation**

- **Vérification de la flèche**

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si trois conditions suivantes sont vérifiées :

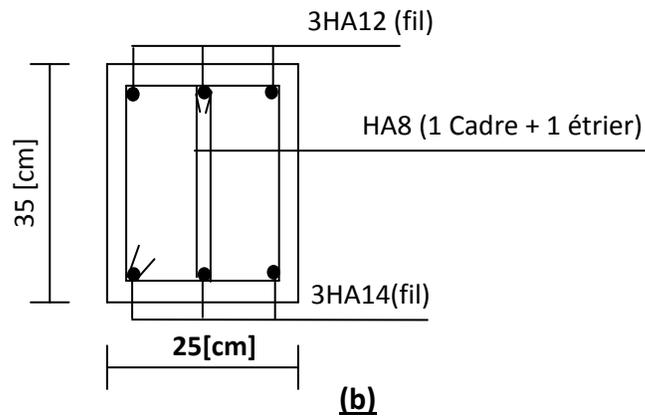
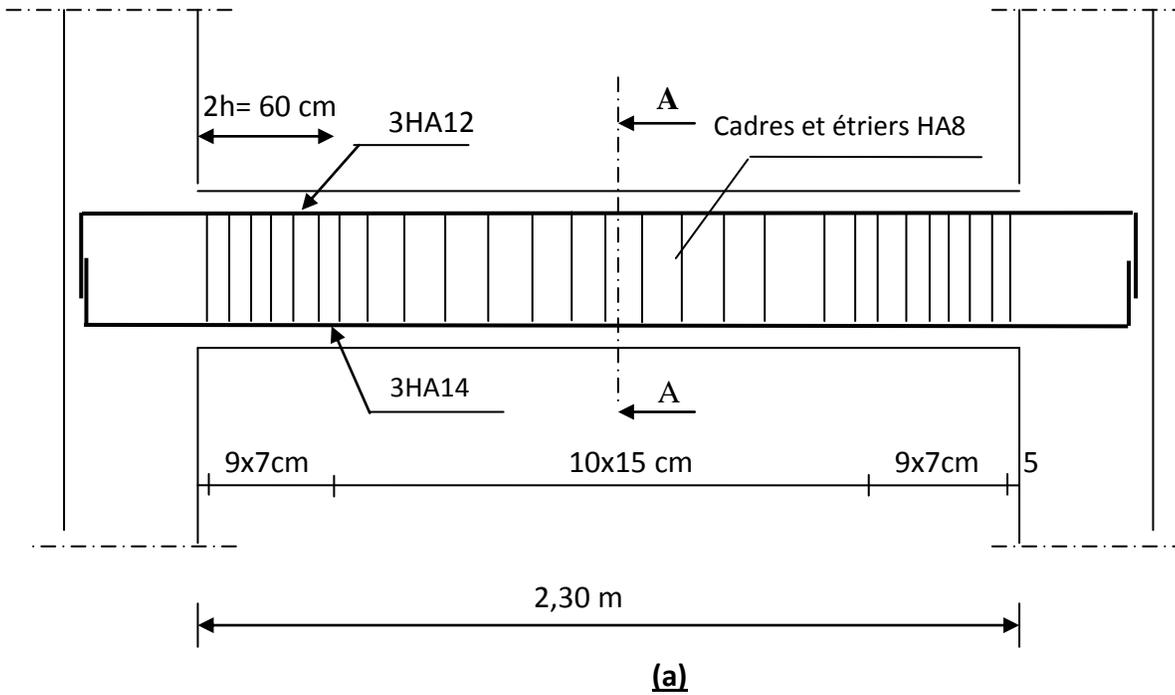
a)  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,30}{2,3} = 0,13 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

b)  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0,30}{2,3} = 0,13 > \frac{11,59}{10 \times 13,64} = 0,084 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

c)  $\frac{A_t}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,62}{25 \times 27} = 0,0057 < \frac{2,36}{400} = 0,0059 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

Les 3 conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

f) Plan de ferrailage de la poutre palière



**Figure III.13** Ferrailage de la poutre palière de chaque niveau :  
 (a) : coupe longitudinale  
 (b) coupe transversale.

### III.5 ETUDE DE LA SALLE MACHINE

Le bâtiment comprend une cage d'ascenseur, la surface de la cabine est de  $(1,20 \times 1,20) \text{ m}^2$  et la charge totale que transmet le système de levage et la cabine chargée est de 9 t .

#### III.5.1 Calcul de la dalle pleine du local machine

L'étude des dalles reposantes librement sur leurs pourtours et soumises à des charges localisées s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande.

La dalle qui supporte les machines est en béton armé avec une épaisseur de 15 cm.

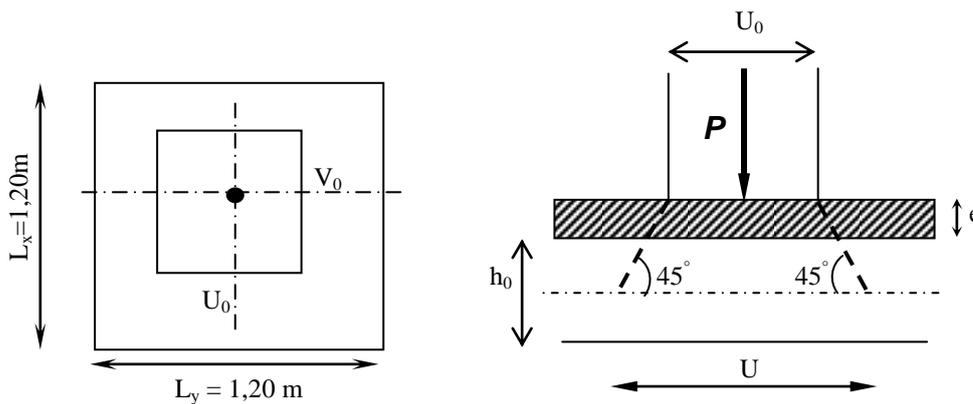


Figure III.14 Diffusion de charges dans le feuillet moyen

$$h_0 \geq \frac{L_{\max}}{30}$$

$$h_0 \geq \frac{120}{30} = 4 \text{ cm}$$

Nous avons la limite de **RPA** minimal qui est de 12 cm, on opte une épaisseur de :  $e_p = 15$  cm.

$h_0$  : Épaisseur de la dalle (15cm)

$e$  : épaisseur du revêtement (5cm)

$$U = U_0 + 2 \times e + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$V = V_0 + 2 \times e + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.}$$

#### III.5.2 Evaluation des moments $m_x$ et $m_y$ dus au système de levage

La dalle repose sur 4 cotés, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD.

**a) Les moments dus au système de  $M_x$   $M_y$**

$$M_x = q(M_1 + \nu \cdot M_2)$$

$$M_y = q(M_2 + \nu \cdot M_1)$$

$\nu$  : Coefficient de Poisson

$M_1$  et  $M_2$  : coefficients déterminés à partir des rapports  $\left(\frac{U}{L_x}\right)$  et  $\left(\frac{V}{L_y}\right)$  dans les

abaques de PIGEAUD.

La surface de la cabine est :  $S = 1,20 \times 1,20 = 1,44 \text{ m}^2$

La charge totale transmise par le système de levage et par le cabinet est :

$$P = 90 \text{ KN.}$$

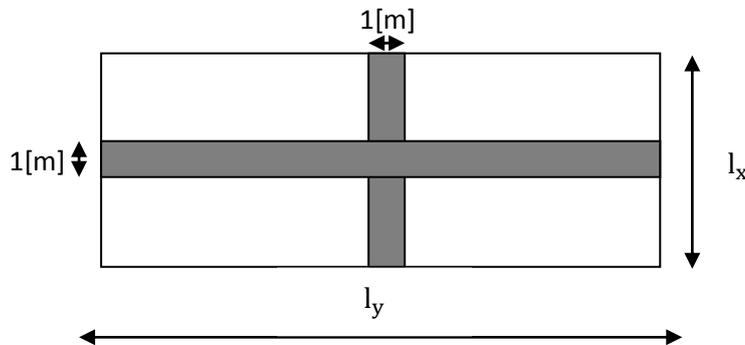
$$L_x = 1,20 \text{ m. } L_y = 1,20 \text{ m ; } S = 1,44 \text{ m}^2$$

### b) Calcul des efforts

A partir des abaques de PIGEAUD on obtient :

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{120}{120} = 1.$$

On a  $0.4 \leq \rho_x \leq 1 \Rightarrow$  le panneau travaille dans les 02 sens. On considère au milieu de chaque portée une bande de 1 m de largeur.



$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{U}{l_x} = \frac{105}{120} = 0,875 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{105}{120} = 0,875 \end{array} \right. \xrightarrow[\text{Tableau de Pigeaud}]{\text{Après interpolation}} \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0,046 \\ M_2 = 0,046 \end{array} \right.$$

### c) Calcul de $M_{x1}$ et $M_{y1}$ dus au poids propre et à la surcharge de la dalle

$$q_u = 1.35 G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 90 = 121,5 \text{ [KN]}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = 121,5 \times 0,046 = 5,59 \text{ [KN.m]} \\ M_{y1} = 121,5 \times 0,046 = 5,59 \text{ [KN.m]} \end{array} \right.$$

### d) Calcul de $M_{x2}$ et $M_{y2}$ dus au poids propre et à la surcharge de la dalle

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 (0.15 \times 25 \times 1) + (1.5 \times 1 \times 1)$$

$$q_u = 6.56 \text{ [KN].}$$

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

$$M_{y2} = \mu_y M_x.$$

$$\rho = 1 \rightarrow \begin{cases} U_x = 0,0368 \\ U_y = 1,000 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{X2} = 0,0368 \times 6,56 \times (1,20)^2 = 0,348 \text{ [KN.m].} \\ M_{Y2} = 1 \times 0,348 = 0,348 \text{ [KN.m].} \end{cases}$$

**e) Les moments globaux**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5,59 + 0,348 = 5,938 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5,59 + 0,348 = 5,938 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel aux extrémités de la dalle non continue, on aura donc :

- **Moments en travée :**  $M^t = 0,85 M$

$$\begin{cases} M_x^t = 0,85 M_x = 5,047 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,85 M_y = 5,047 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moments aux appuis :**  $M^a = -0,3 M$

$$\begin{cases} M_x^a = -0,3 M_x = -1,781 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0,3 M_y = -1,781 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### III.5.3 Calcul de la section d'armature

a) **Sens x-x :**

- **En travées**

$$\text{Calcul du moment réduit : } \mu_b = \frac{M_x^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{5,047 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,025 < \mu_e = 0,392$$

$$\text{On a : } \mu_b = 0,025, \quad \beta = 0,988$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5,047 \times 10^3}{0,988 \times 12 \times 348} = 1,23 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_t = 6\text{HA}8/\text{ml}$ , donc :  $A_t = 3,02 \text{ cm}^2$ , avec  $S_t = 15\text{cm}$

- **Aux appuis**

Calcul du moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1,781 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,008 < \mu_e = 0,392$$

$$\text{On a. } \mu_b = 0,008, \quad \beta = 0,996$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{1,781 \times 10^3}{0,996 \times 12 \times 348} = 0,428 \text{ cm}^2$$

On prend  $A_a = 4\text{HA}8/\text{ml}$  donc :  $A_a = 2,01 \text{ cm}^2$ , avec  $St = 25 \text{ cm}$ .

### b) Sens y-y

#### ▪ En travées

Calcul du moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{5,047 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,025 < \mu_e = 0,392$$

On a  $\mu_b = 0,025$  ,  $\beta = 0,988$

Calcul de la section d'armature :

$$A_t = \frac{M_y^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5,047 \times 10^3}{0,988 \times 12 \times 348} = 1,23 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_t = 6\text{HA}8/\text{ml}$ , donc :  $A_t = 3,02 \text{ cm}^2$  , avec  $St = 15 \text{ cm}$

#### ▪ Aux appuis

Calcul du moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1,781 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,008 < \mu_e = 0,392$$

Donc on a une section simplement armée.

On a  $\mu_b = 0,008$  ,  $\beta = 0,996$

$$A_a = \frac{M_y^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{1,781 \times 10^3}{0,996 \times 12 \times 348} = 0,428 \text{ cm}^2$$

On prend  $A_a = 4\text{HA}8/\text{ml}$  ,  $A_a = 2,01 \text{ cm}^2$ , avec  $St = 25 \text{ cm}$

### III.5.4 Condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL91)

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times h_0 \times \frac{(3-\alpha)}{2}$$

Avec :  $\rho_0$  : Taux d'armatures dans chaque direction ( $\rho_0 = 0,0008$  pour les HA)

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 1$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 15 \times \frac{(3-1)}{2} = 1,2 \text{ cm}^2$$

### a) Sens x-x

- En travées :  $A_t = 2,51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,4 \text{ cm}^2$  OK

- Aux appuis :  $A_a = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,4 \text{ cm}^2$  OK

**b) Sens y-y**

- Aux appuis :  $A_a = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,4 \text{ cm}^2$  OK
- En travées :  $A_t = 2,51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,4 \text{ cm}^2$  OK.

**III.5.5 Diamètre minimal des barres (art A-7.21 BAEL91)**

On doit vérifiée que :  $\phi_{\max} \leq \frac{h_e}{10}$

$$\phi_{\max} = 8 \text{ mm} \leq \frac{120}{10} = 12 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**III.5.6 Ecartement des barres**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

- Direction la plus sollicitée :  $S_t \leq \min(2h, 25)$
- Direction perpendiculaire :  $S_t \leq \min(3h, 33)$

**a) Sens x-x**

- Aux appuis :  $S_t = 25 \text{ cm} = 25 \text{ cm}$  OK
- En travées :  $S_t = 20 \text{ cm} < 25 \text{ cm}$  OK.

**b) Sens y-y**

- Aux appuis :  $S_t = 25 \text{ cm} < 25 \text{ cm}$  OK
- En travées :  $S_t = 20 \text{ cm} < 25 \text{ cm}$  OK.

**III.5.7 Vérification de non poinçonnement**

$P \leq 0,045 \cdot \mu_c h_0 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$  (aucune armature transversale n'est nécessaire si cette formule est

vérifiée). Avec  $\mu_c$  : périmètre du contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$\mu_c = 2(u + v) = 2(1,05 + 1,05) = 4,1 \text{ m.}$$

$$P = 9 \text{ t} \leq 0,045 \times 4,1 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^2}{1,5} = 49,61 \text{ t, condition vérifiée.}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

**III.5.8 Contrainte tangentielle**

Les efforts sont max au voisinage de la charge.

**a) Au milieu de U**

$$T_u = \frac{P}{2L_y + L_x}, \text{ avec : } P = 90 \cdot 1,35 = 121,5 \text{ KN}$$

$$T_u = \frac{121,5}{2 \times 1,2 + 1,2} = 33,75 \text{ KN}$$

**b) Au milieu de V**

$$T_u = \frac{P}{3L_y} = \frac{121,5}{3 \times 1,2} = 33,75 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{33,75 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,281 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3,34 [\text{MPa}].$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{La condition est vérifiée}$$

**III.5.9 Calcul des moments à L'E.L.S**

➤ **A L'ELS: v = 0,2**

**a) Moments engendrés par le système de levage**

$$M_x^1 = q_s \times (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y^1 = q_s \times (M_2 + \nu M_1)$$

$$M_x^1 = 90 \times (0,046 + 0,2 \times 0,046) = 4,968 \text{ KN.m}$$

$$M_y^1 = 90 \times (0,046 + 0,2 \times 0,046) = 4,968 \text{ KN.m}$$

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

$$q_s = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN / mL}$$

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0442 \\ \mu_y = 1,000 \end{cases}$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 = 0,0442 \times 4,75 \times (1,2)^2 = 0,302 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 1,00 \times 0,302 = 0,302 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**c) Superposition des moments**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4,968 + 0,302 = 5,27 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4,968 + 0,302 = 5,27 \text{ KN.m}$$

**d) Remarque**

A fin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront munis en leur affectant le coefficient 0,85 en travée et - 0,3 aux appuis.

Donc au aura :

**Sens x-x**

- Aux appuis :  $M_x^a = 0,85 \times 5,27 = 4,48 \text{ KN.m}$
- En travées :  $M_y^t = 0,85 \times 5,27 = 4,48 \text{ KN.m}$

**Sens y-y**

- Aux appuis :  $M_x^a = -0.3 \times 5,27 = -1,581 \text{KN.m}$
- En travées :  $M_y^t = -0,3 \times 5,27 = -1,581 \text{KN.m}$

**III.5.10 Vérification des contraintes dans le béton**

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ Avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

**a) Sens x-x**

- **Aux appuis**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{1,781}{1,581} = 1,179$$

$$\mu_u = 0.01 \Rightarrow \alpha = 0.0126$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.24 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.37 > \alpha = 0,0126 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{7.12}{5.76} = 1.24$$

$$\mu_u = 0.03 \rightarrow \alpha = 0.0381$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.24 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.37 > \alpha = 0.0381 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**b) Sens y-y**

- **Aux appuis**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{1.2}{1.26} = 0.95$$

$$\mu_u = 0.003 \rightarrow \alpha = 0.00375$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{0.95 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.225 > \alpha = 0,00375 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{3.49}{3.57} = 0.98$$

$$\mu_u = 0.01 \rightarrow \alpha = 0.0126$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{0.98 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.24 > \alpha = 0.0126 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Conclusion**

Le calcul de la contrainte dans le béton n'est pas nécessaire.

**III.5.11 Etat limite de fissuration**

La fissuration est peu préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire.

**III.5.12 Vérification de la flèche**

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ces côtés, on peut se dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\text{a) } \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tu}}{20M_x}$$

$$\text{b) } \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

h : Hauteur de la dalle

$M_{tu}$  : Moment en travée dans le sens x-x

$M_x$  : Moment isostatique de référence dans la direction x-x pour une bande de 1m

$A_x$  : Section d'armature /ml

b : Largeur de la bande ; égale à 1m

d : Hauteur utile de la bande.

Dans notre cas :

$$\text{a) } \frac{h}{L_x} = \frac{15}{100} = 0.15$$

$$\frac{M_{tu}}{20M_x} = \frac{7.12}{20 \times 10.15} = 0.053$$

$$\frac{h}{L_x} = 0.15 > \frac{M_{tu}}{20M_x} = 0.053 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\text{b) } \frac{2}{f_e} = 0.005$$

$$\frac{A_x}{b.d} = \frac{2.51}{100 \times 13} = 0.0019$$

$$\frac{A_x}{b.d} = 0.0019 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \quad \text{condition vérifiée.}$$

*Chapitre IV***PRESENTATION DU LOGICIEL ETABS****IV.1 INTRODUCTION**

Les forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constituent le problème majeur en génie parasismique, connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages.

**IV.2 LOGICIEL UTILISE POUR LA MODELISATION**

L'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit dans un programme de calcul dynamique permet la détermination des modes propres de vibration et des efforts engendrés par l'action sismique. **ETABS** (Tridimensionnel Analysis of Building Structures) est un logiciel de calcul de conception conçu pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.6.0.

**➤ Rappel**

- Grid line : ligne de grille.
- Joints : nœud.
- Frame : portique
- Élément : élément
- Restraints : degré de liberté
- Loads : charges
- Uniformed loads : charge uniformément répartie.
- Materiels : matériaux
- Concrete : béton
- Steel : fer
- Frame section : coffrage
- Column : poteaux
- Beam : poutres

**IV.2 ÉTAPES DE MODELISATION**

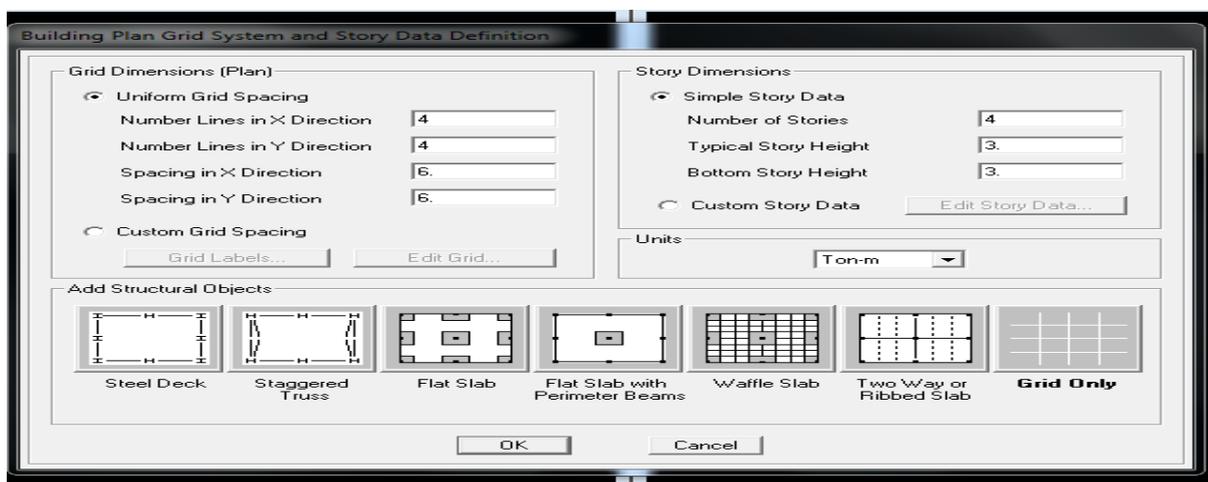
Le calcul dynamique est réalisé sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 9 niveaux (RDC+8 étages) encadrée à sa base. Dans ce modèle on ne modélisera que la structure (voiles et portiques, dalle pleine), les éléments secondaire sont introduits comme charges (escaliers...).

**IV.2.1 Première étape**

Consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser, ainsi qu'un système d'unités pour la saisie de données dans **ETABS**. Au bas de l'écran, on sélectionne **kn.m** comme unités de base

pour les forces et déplacements. Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne File puis New model. Cette option permet d'introduire :

- Le nombre de portiques suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre des étages.



**Figure IV.1** Introduction des éléments de structure.

### IV.2.2 Deuxième étape

Définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

Leurs propriétés pour le calcul sont:

- Masse volumique :  $2,5 \text{ KN} / \text{m}^3$
- Poids volumique :  $25 \text{ KN} / \text{m}^3$
- Module d'élasticité :  $32164200 \text{ KN} / \text{m}$
- Coefficient de poisson : (0,2 à l'ELS, 0 à l'ELU)
- Résistance du béton à la compression :  $f_{c28} = 25 \text{ 000 KN} / \text{m}^2$ .
- Nuances des aciers FeE400 :  $400 \text{ 000 KN} / \text{m}^2$ .

### IV.2.3 Troisième étape

Affectation des propriétés géométriques des éléments (Poutres, poteaux, dalle, voile...).

#### a) Poutres

On a deux types de poutres sont :

- Poutres principales (30 x 40)
- Poutres secondaires (30x35)

#### b) Poteaux

On a quatre types de poteaux qui sont :

- $(45 \times 45) \text{ cm}^2$  pour le RDC.
- $(40 \times 40) \text{ cm}^2$  pour le 1<sup>er</sup>. le 2<sup>ème</sup> étage.

- $(35 \times 35) \text{ cm}^2$  pour le 3<sup>ème</sup> et le 4<sup>ème</sup> étage.
- $(30 \times 30) \text{ cm}^2$  pour le 5<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> étage

### c) Les Voiles

Pour les Voiles on a l'épaisseur est de 20 cm.

### d) Les planchers

On a dalle pleine avec épaisseur de 15 cm.

### e) REMARQUE

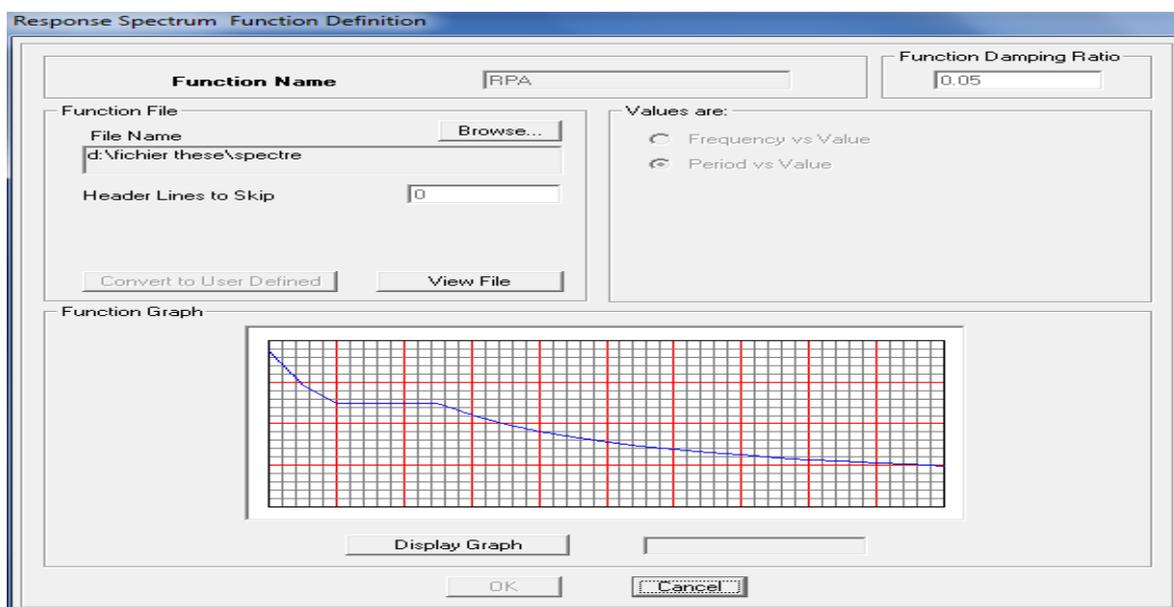
Il est possible d'afficher différentes informations (numéros de nœuds, d'éléments, etc.) sur le modèle. Sélectionner la fenêtre 3D du modèle en cliquant dans celle-ci et cliquer sur l'icône Set Display Options. 

## IV.2.4 Quatrième étape

Définition des charges appliquées à la structure modélisée :

- Charges statiques (G et Q) : Load Name (Nom de la charge).
- Type : DEAD (permanente) ou LIVE (exploitation).

Charge dynamique (E) : Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse donnée par le RPA. Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélérations (Sa/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes T.



**Figure IV.2** Spectre de réponse du RPA.

### IV.2.5 Cinquième étape

Chargement des poutres, Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement linéaire qui lui revient en cliquant sur l'icône 

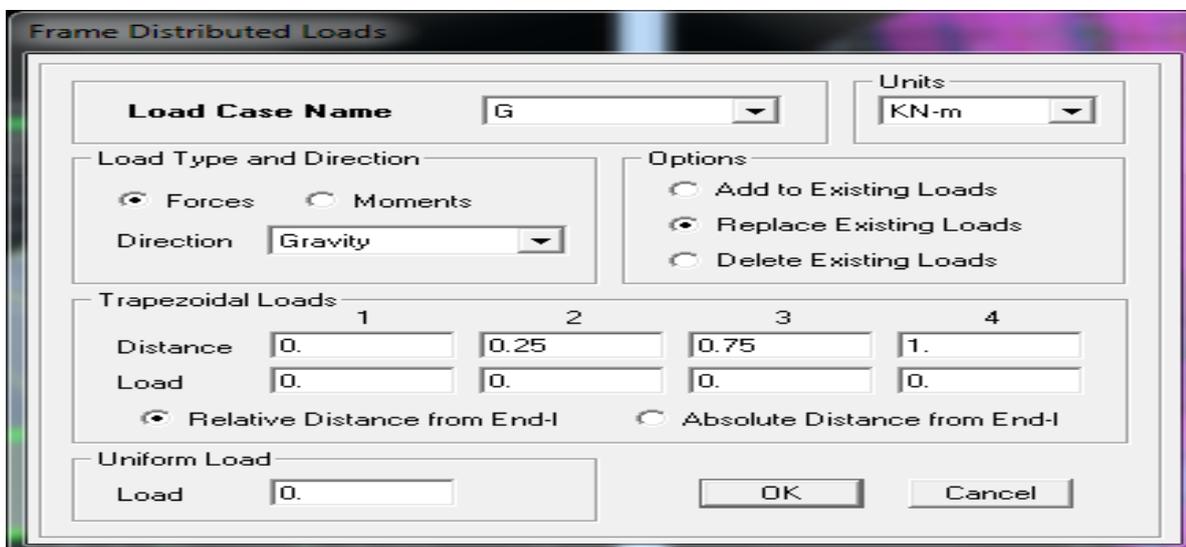


Figure IV.3 Distribution des charges et surcharges

### IV.2.6 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 :  $1.35G + 1.5Q$ .    ELS :  $G + Q$ .
- **Combinaisons accidentelles du RPA**  
 Comb 1:  $G + Q \pm E$ .  
 Comb 2:  $0.8G \pm E$ .

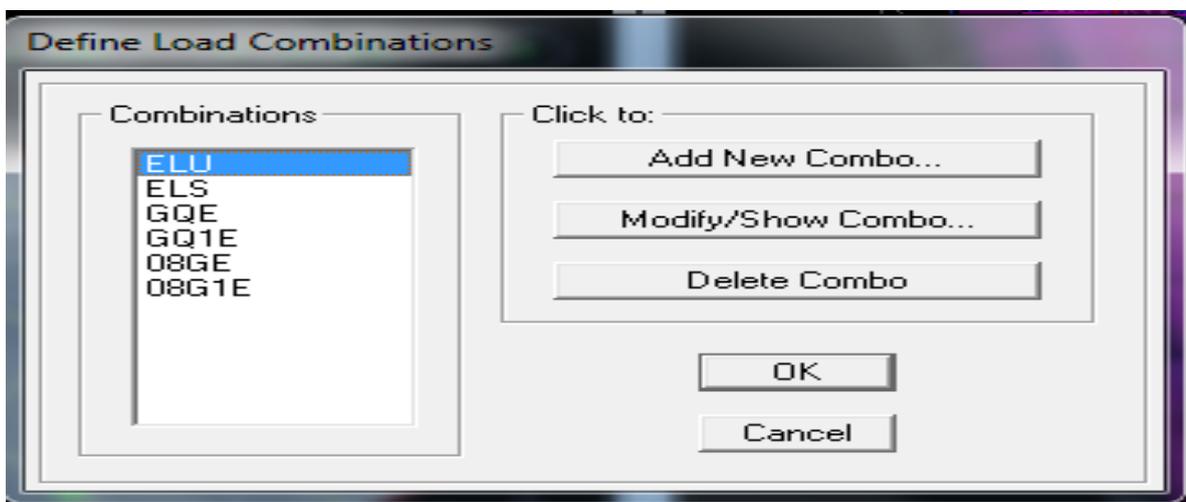


Figure IV.4 Introduction des combinaisons.

### IV.2.7 Septième étape

Spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

- Les poteaux sont supposés parfaitement encastrés dans les fondations.
- Diaphragme : Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit Relier tous les nœuds d'un même plancher de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme, ceci à pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de (Mass –Source).

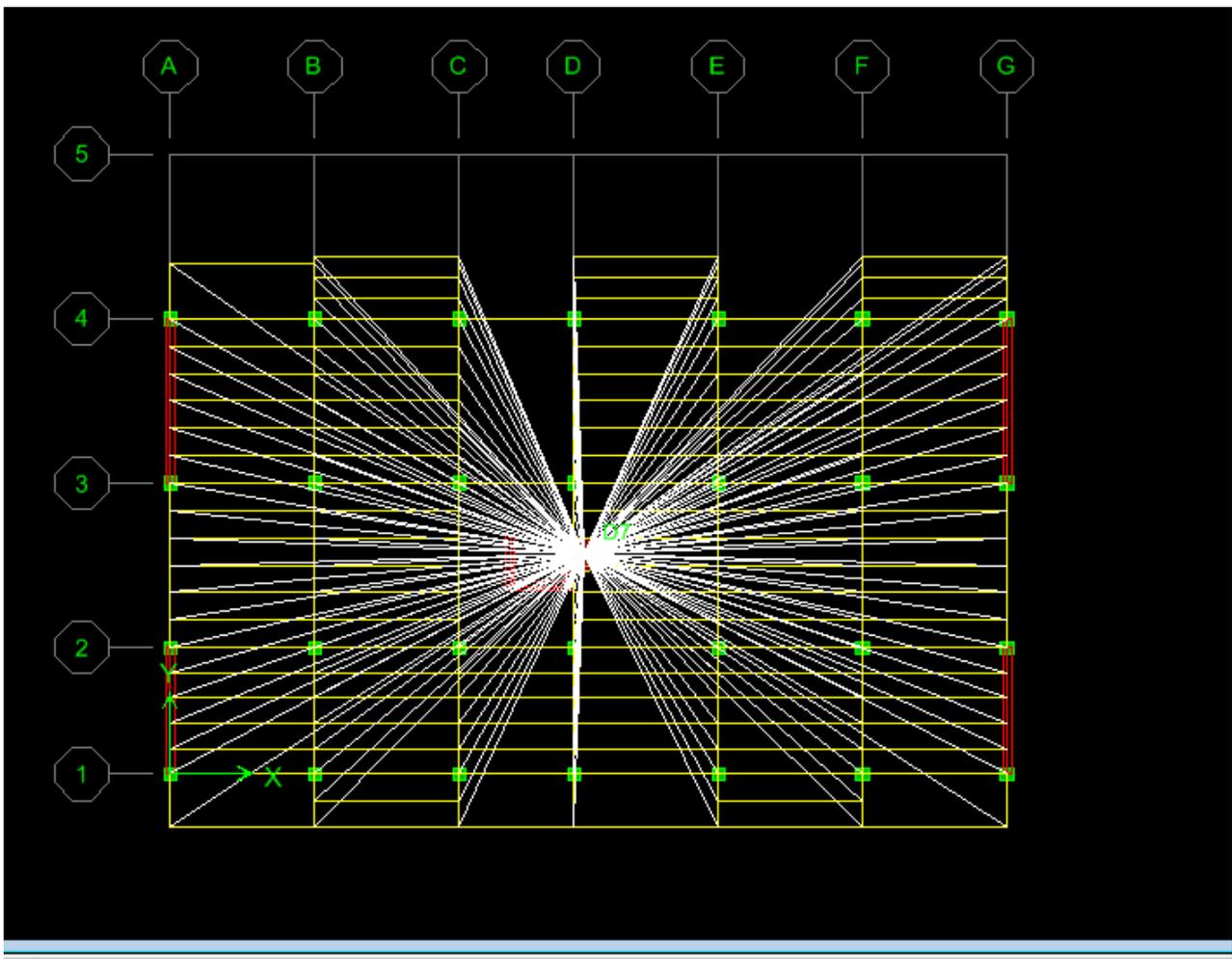
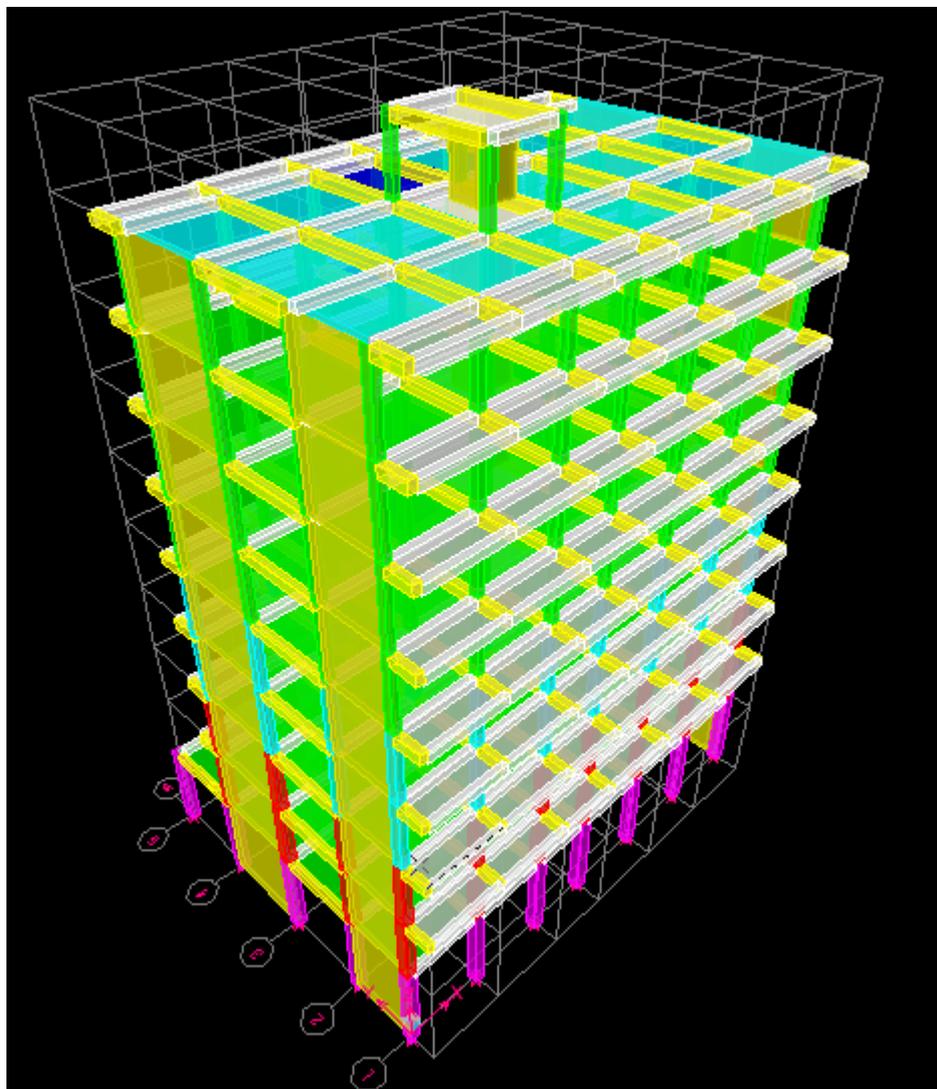


Figure IV.5 Introduction du diaphragme.

### IV.2.8 Huitième étape

Elle consiste à l'analyse et visualisation des résultats. Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**.



**Figure IV.6** Modèle à considérer pour la modélisation de la structure.

### IV.3 Choix de la méthode de calcul

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques algériennes proposent trois méthodes de calcul des sollicitations. Elles sont les suivantes :

- la méthode statique équivalente,
- la méthode d'analyse modale spectrale,
- la méthode d'analyse dynamique par accélérographe.



## Chapitre V

## VERIFICATION DES CONDITION DU RPA

## V.1 REGULARITE EN PLAN

## V.1.1 Régularité géométrique en plan

Pour vérifier la régularité géométrique en plan, il faut vérifier que :

- a) Selon xx pas de décrochement.....la condition est vérifiée  
 Selon yy pas de décrochement .....la condition est vérifiée.

b)  $\frac{L}{l} < 4$

L : longueur du bâtiment

l : largeur du bâtiment

$$\frac{20}{16,45} = 1,215 < 4 \quad \text{ok.}$$

- c)  $S_{\text{ouve}} < 0,15 S_{\text{tot}}$   
 $S_{\text{tot}}$  : la surface total du plancher  
 $S_{\text{ouv}}$  : la surface des ouvertures

On prend le plancher qui possède des ouvertures importantes

$$S_{\text{ouver}} = 3,90 \times 2,70 = 10,53 \times 2 = 21,06 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{ass}} = 1,40 \times 1,30 = 1,82 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{ouv}} = 22,88 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{totale}} = 20 \times 16,45 = 329 \text{ m}^2$$

$$\frac{22,88}{329} = 0,0695 < 0,15 \quad \text{ok}$$

## d) Conclusion

Les trois conditions sont vérifiées donc la régularité en géométrique en plan est satisfaite.

## V.1.2 Régularité structurelle en plan

Pour vérifier la régularité géométrique en plan, il faut vérifier que :

$$|X_{\text{CR}} - X_{\text{CM}}| \leq 0,15l$$

$$|Y_{\text{CR}} - Y_{\text{CM}}| \leq 0,15 L$$

**Tableau V.1** Centres de masse et centres de rigidité.

$X_{CR}$	$X_{CM}$	$ X_{CR} - X_{CM} $	$0,15l=2,467$	$Y_{CR}$	$Y_{CM}$	$ Y_{CR} - Y_{CM} $	$0,15L=3$
9,782	9,837	0,055	$\leq 2,467$ ok	5,648	7,046	1,398	$< 3$
9,816	9,854	0,038	ok	5,470	5,421	0,049	ok
9,816	9,855	0,039	ok	5,362	5,424	0,062	ok
9,815	9,855	0,040	ok	5,304	5,427	0,123	ok
9,813	9,856	0,043	ok	5,273	5,430	0,157	ok
9,811	9,857	0,046	ok	5,254	5,433	0,179	ok
9,808	9,857	0,049	ok	5,243	5,433	0,190	ok
9,806	9,857	0,051	ok	5,232	5,433	0,201	ok
9,803	9,853	0,050	ok	5,225	5,432	0,207	ok
9,701	9,275	0,426	ok	4,496	4,933	0,437	ok

Avec :

$X_{CR}$  : centre de rigidité de plancher suivant l'axe xx

$X_{CM}$  : centre de torsion de plancher suivant l'axe xx

$Y_{CR}$  : centre de rigidité de plancher suivant l'axe yy

$Y_{CM}$  : centre de torsion de plancher suivant l'axe yy.

#### ▪ Conclusion

D'après les résultats du tableau la régularité structurelle en plan est satisfaite.

#### V.1.3 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 :

- a) 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).

a.1) Sens x-x  $|C_M - C_R| \leq 5 \% L$

**Tableau V.2** Vérification de l'excentricité suivant x-x.

Story	diaphragme	$C_M$	$C_R$	$C_M - C_R$	5%L=1	Observation
ETAGE9	D10	9,837	9,782	0,055	$\leq 1$ ok	vérifiée
ETAGE8	D9	9,854	9,816	0,038	ok	vérifiée
ETAGE7	D8	9,855	9,816	0,039	ok	vérifiée
ETAGE6	D7	9,855	9,815	0,040	ok	vérifiée
ETAGE5	D6	9,856	9,813	0,043	ok	vérifiée
ETAGE4	D5	9,857	9,811	0,046	ok	vérifiée
ETAGE3	D4	9,857	9,808	0,049	ok	vérifiée
ETAGE2	D3	9,857	9,806	0,051	ok	vérifiée
ATAGE1	D2	9,853	9,803	0,050	ok	vérifiée
RDC	D1	9,275	9,701	0,426	ok	vérifiée

a.2) Sens y-y  $|C_M - C_R| \leq 5 \% L$

**Tableau V.3** Vérification de l'excentricité suivant y-y

Story	diaphragme	$C_M$	$C_R$	$C_M - C_R$	5%L=1	Observation
ETAGE9	D10	7,046	5,648	1,398	$\leq 1$ ok	Non vérifiée
ETAGE8	D9	5,421	5,470	0,049	ok	vérifiée
ETAGE7	D8	5,424	5,362	0,062	ok	vérifiée
ETAGE6	D7	5,427	5,304	0,123	ok	vérifiée
ETAGE5	D6	5,430	5,273	0,157	ok	vérifiée
ETAGE4	D5	5,433	5,254	0,179	ok	vérifiée
ETAGE3	D4	5,433	5,243	0,190	ok	vérifiée
ETAGE2	D3	5,433	5,232	0,201	ok	vérifiée
ATAGE1	D2	5,432	5,225	0,207	ok	vérifiée
RDC	D1	4,933	4,496	0,437	ok	vérifiée

b) Excentricité théorique résultat des plans.

**b.1) Excentricité accidentelle (RPA 2003 Art 4.2.7)**

Le RPA dicte ce qui suit :

$$E_x = 0,05 \times 20 = 1 \text{ m.}$$

$$E_y = 0,05 \times 16,45 = 0,8225 \text{ m.}$$

**b.2) Excentricité théorique**

$$E_x = X_{C_M} - X_{C_R}$$

$$E_y = Y_{C_M} - Y_{C_R}$$

**V.2 REGULARITE EN ELEVATION**

Il faut d'abord vérifier que :

$$\frac{B'}{B} \geq 0,67$$

$$\frac{B'}{B} = 0,806 > 0,67$$

▪ **Conclusion**

La régularité géométrique en élévation est vérifiée.

▪ **Remarque**

Toutes les conditions sont vérifiées donc le bâtiment est classé régulier.

### V.3 Vérification du pourcentage de participation modale

Il doit être supérieur à 90% dans les deux sens (xx et yy). Pour notre structure, nous verrons cette vérification satisfaite en mode 11 ; les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous.

**Tableau V.4** Périodes et participations massiques.

Mode	Période	U <sub>x</sub>	U <sub>y</sub>	Cummul U <sub>x</sub>	Cummul U <sub>y</sub>	Direction
1	1,234	74,8595	0,0000	74,8595	0,0000	Translation suivant xx
2	0,720	0,0000	67,5610	74,8595	67,5610	Translation suivant yy
3	0,564	0,0078	0,0008	74,8670	67,5618	Torsion autour de zz
4	0,399	13,8455	0,0000	88,7125	67,5618	Translation suivant xx
5	0,203	5,5019	0,0000	94,2144	67,5618	Translation suivant xx
6	0,168	0,0000	19,1486	94,2144	86,7104	Translation suivant yy
7	0,130	0,0166	0,0001	94,2310	86,7105	Torsion autour de zz
8	0,126	2,8119	0,0000	97,0430	86,7105	Translation suivant xx
9	0,086	1,4858	0,0004	98,5287	86,7109	Translation suivant xx
10	0,072	0,0933	1,7373	98,6221	88,4482	Translation suivant yy
<b>11</b>	<b>0,071</b>	<b>0,0411</b>	<b>5,5988</b>	<b>98,6632</b>	<b>94,0470</b>	Translation suivant yy
12	0,065	0,7234	0,0173	99,3866	94,0642	Torsion autour de zz

Avec :

U<sub>x</sub> : pourcentage de participation modale suivant la direction xx

U<sub>y</sub> : pourcentage de participation modale suivant la direction yy.

### V.4 Résultantes des forces sismiques de calcul

La résultante des forces sismique à la base V<sub>M.M.S</sub> obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques, déterminée par la méthode statique équivalente V<sub>M.E.S</sub> pour une Valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

### V.5 Effort tranchant à la base selon la méthode statique équivalente (M.S.E)

$$V_{M.S.E} = \frac{ADQ}{R} W \quad \text{Avec : } \begin{cases} A = 0,15 \\ R = 5 \\ Q = 1,15 \end{cases}$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2/3)^{\frac{2}{3}} (3/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s. \end{cases} \quad \text{avec : } T = Ct h_n^{\frac{3}{4}}$$

$C_t$  : coefficient en fonction de système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau du RPA 4.6 :  $C_t = 0,05$ .

$h_n$ : hauteur de bâtiment.

$$T = 0,666s \quad \text{donc :} \quad 0,50 \leq T \leq 3s$$

$$D = 1,533$$

W : Poids total du bâtiment.

W : est égale à la somme des poids  $W_i$  de chaque niveau (i) :

$$W = \sum W_i \quad \text{avec :} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

D'après le RPA 99 modifier en 2003 (Tableau 4.5) on prend  $\beta = 0.2$  .

**Tableau V.5** Poids de chaque niveau

Etage	Diaphragme	Mass x	Mass y
ETAGE9	D10	11,3115	11,3115
ETAGE8	D9	257,5206	257,5206
ETAGE7	D8	277,2817	277,2817
ETAGE6	D7	277,2817	277,2817
ETAGE5	D6	277,2817	277,2817
ETAGE4	D5	280,1428	280,1428
ETAGE3	D4	283,6922	283,6922
ETAGE2	D3	287,0993	287,0993
ATAGE1	D2	291,1947	291,1947
RDC	D1	329,6844	329,6844
TOT		2572,4906	2572,4906

Du tableau :  $W_t = 2572,49$  kN.

## V.6 Effort tranchant selon la méthode spectrale modale (M.M.S)

### V.6.1 Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul RPA 99 modifié en 2003 (4.13) comme suit :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5 \eta (1,25 A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone

$\eta$ : Facteur de correction d'amortissement

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique

R : Coefficient de comportement de la structure

$T_1, T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

Q : Facteur de qualité.

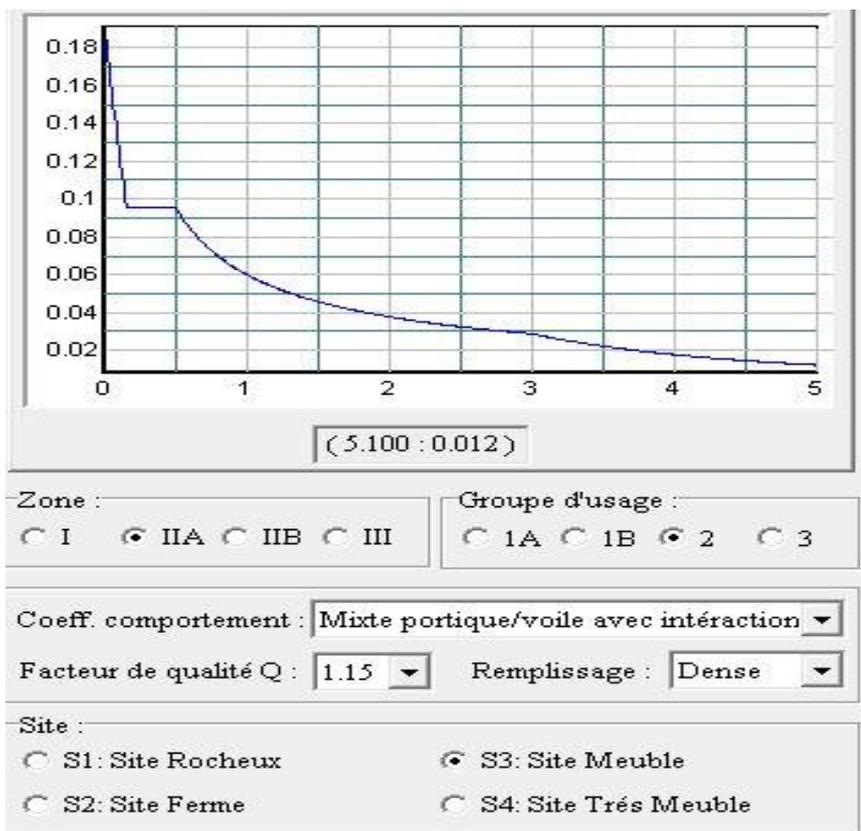


Figure V.1 Spectre de réponse de calcul.

### V.6.2 Détermination du coefficient d'accélération de zone A

Le groupe d'usage du site est le groupe deux (2). Il est situé dans une zone de moyenne sismicité (IIA). Donc, d'après le tableau (4.1) du RPA, on a :

$$A = 0,15 \text{ (Tab 4.1)}$$

$$\eta = \sqrt{7/2 + \xi} \geq 0.7$$

$\xi = 8,5$  : Tab 4.2 construction mixte/ voiles avec interaction

$R = 5$  : Tab 4.3 construction mixte/ voiles avec interaction.

### V.6.3 Détermination de facteur de qualité Q

$$Q = 1 + \sum_1^5 p_q$$

$p_q$  : Est la pénalité retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

### V.6.4 Redondance en plan

a) Nombre de files de portique est :

- Suivant xx :  $4 \geq 4$  ok
- Suivant yy :  $6 > 4$  ok
  - Donc  $P_q = 0$ .

b) Le rapport entre la travée maximal est minimal doit être inférieur a 1,5

- Suivant xx :  $\frac{3,40}{2,70} = 1,25 < 1,5$  ok
- Suivant yy :  $\frac{3,90}{3} = 1,30 < 1,5$  ok .
  - Donc  $P_q = 0$
  - Régularité en plan : est vérifié d'où  $p_q = 0$
  - Régularité en élévation : est vérifié d'où  $p_q = 0$
  - Control de qualité des matériaux : non observe d'où  $p_q = 0,05$
  - Control de la qualité de l'exécution : non observe d'où  $p_q = 0,10$ .

$$Q = 1 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0,05 + 0,10) = 1,15$$

$T_1$  et  $T_2$  sont donnés par le (Tab 4.7)

Site S3 donc :  $T_1 = 0,15$  et  $T_2 = 0,5$

$$D = 2,5 \text{ h } (T_2 / T)^{2/3}$$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

④ = 10 %, donc on prend :

$$\xi = \frac{7+10}{2} = 8,5 \text{ D'où } \eta = 0,82 > 0,7 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Nous avons des portiques en béton armé avec des remplissages en maçonnerie rigide (x = 7%) et des voiles.

Alors :  $D = 2,5 \times 0,82 \times (0,5 / 1,234)^{2/3} = 1,12$ .

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0,15 \times 1,12 \times 1,15}{5} \times 2536,1328 = 975,12 \text{ kn.}$$

Le tableau ci-dessous nous résume les efforts tranchant obtenus a la base par la méthode MMS et MES :

**Tableau V.6** Efforts tranchants à la base

Sens	V <sub>M.M.S</sub> (kN)	V <sub>M.E.S</sub> (kN)	0,8VMES (kN)	Vérification
XX	583,87	975,12	780,099	Non vérifiée
YY	780,24	975,12	780,099	vérifiée

$$V_{\text{statique}} = 975,12 \text{ KN} , \quad 0,8 V = 0,8 \times 975,12 = 780,099 \text{ KN}$$

$$V_{x \text{ dyn}} = 583,87 > 80\% V = 780,099 \text{ KN}, \text{ condition non vérifiée.}$$

$$V_{y \text{ dyn}} = 780,24 > 80\% V = 780,099 \text{ KN} ; \text{ condition vérifiée.}$$

On remarque que la condition de RPA n'est pas vérifiée dans la direction x-x, donc il faut augmenter les paramètres de la réponse par ce coefficient.

$$\begin{aligned} \text{➤ Sens x-x} \quad & 780,099/583,87 = 1,34 \\ & 1,34 \times 9,81 = 13,093 \end{aligned}$$

Après augmentation des paramètres dans le logiciel on aura les résultats suivants :

$$V_{x \text{ dyn}} = F_1 = 583,87 \times 1,34 = 782,3858 \text{ Kn}$$

$$V_{y \text{ dyn}} = F_2 = 780,24 \times 1,34 = 1045,5216 \text{ Kn}$$

$$V_{\text{statique}} = 2145,15 \text{ KN} \quad 0,8 V = 0,8 \times 2145,15 = 1716,12 \text{ KN}$$

$$V_{x \text{ dyn}} = 782,3858 > 80\% V = 780,099 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{y \text{ dyn}} = 1045,5216 > 80\% V = 780,099 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

## V.7 Justification de la sécurité

### V.7.1 Justification vis-à-vis des déformations

Les déplacements relatifs d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage : les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :  $\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1} < 1\% ht$

**Tableau V.7** Déplacements relatifs d'étages

étage	$\delta_{ek}(x)$	$\delta_{ek}(y)$	$\Delta k(x)$	$\Delta k(y)$	$\frac{\Delta k(x)}{R}$	$\frac{\Delta k(y)}{R}$	1%he	vérification
<b>ETAGE9</b>	0,0160	0,0087	0,0010	0,0010	0,0050	0,0050	0,0266	CV
<b>ETAGE8</b>	0,0150	0,0077	0,0012	0,0010	0,0060	0,0050	0,0306	CV
<b>ETAGE7</b>	0,0138	0,0067	0,0014	0,0011	0,0070	0,0055	0,0306	CV
<b>ETAGE6</b>	0,0124	0,0056	0,0018	0,0010	0,0090	0,0050	0,0306	CV
<b>ETAGE5</b>	0,0106	0,0046	0,0019	0,0011	0,0095	0,0055	0,0306	CV
<b>ETAGE4</b>	0,0087	0,0035	0,0020	0,0010	0,0100	0,0050	0,0306	CV
<b>ETAGE3</b>	0,0067	0,0025	0,0020	0,0009	0,0100	0,0045	0,0306	CV
<b>ETAGE2</b>	0,0047	0,0016	0,0019	0,0007	0,0095	0,0035	0,0306	CV
<b>ATAGE1</b>	0,0028	0,0009	0,0016	0,0006	0,0080	0,0030	0,0306	CV
<b>RDC</b>	0,0012	0,0003	0,0012	0,0003	0,0060	0,0015	0,0408	CV

Avec :

- $\delta_x$  : le déplacement de l'étage suivant l'axe xx.
- $\delta_y$  : le déplacement de l'étage suivant l'axe yy.
- Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure
- $\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).
- R : coefficient de comportement (R = 5).
- Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

### V.8 Vérification du déplacement maximal de la structure

Dans cette étape on doit déterminer le déplacement maximal de la structure avec le Logiciel ETABS et le comparer à la flèche admissible  $f_{ad}$ .

$$\delta_{max} \leq f = ht / 500$$

f : la flèche admissible.

$h_t = 31,60$  m : la hauteur totale du bâtiment.

▪ Sous l'action de  $E_x$

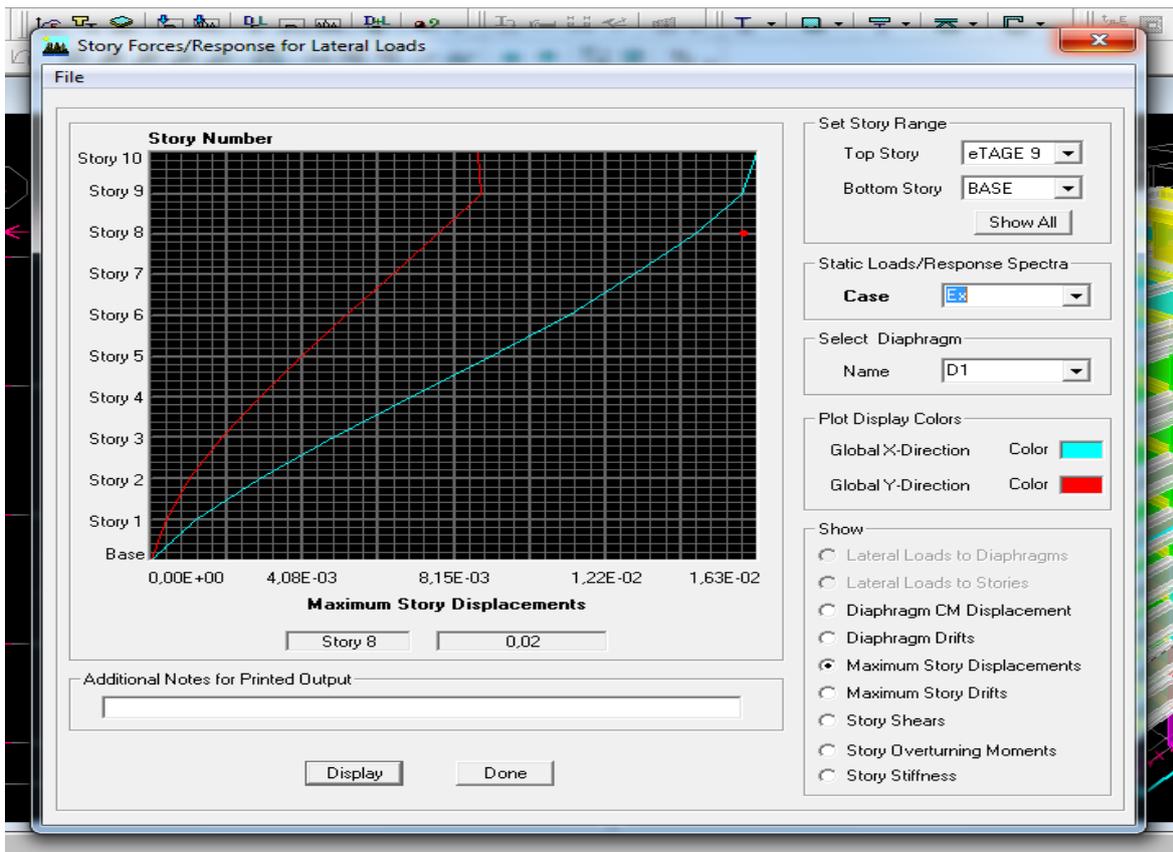
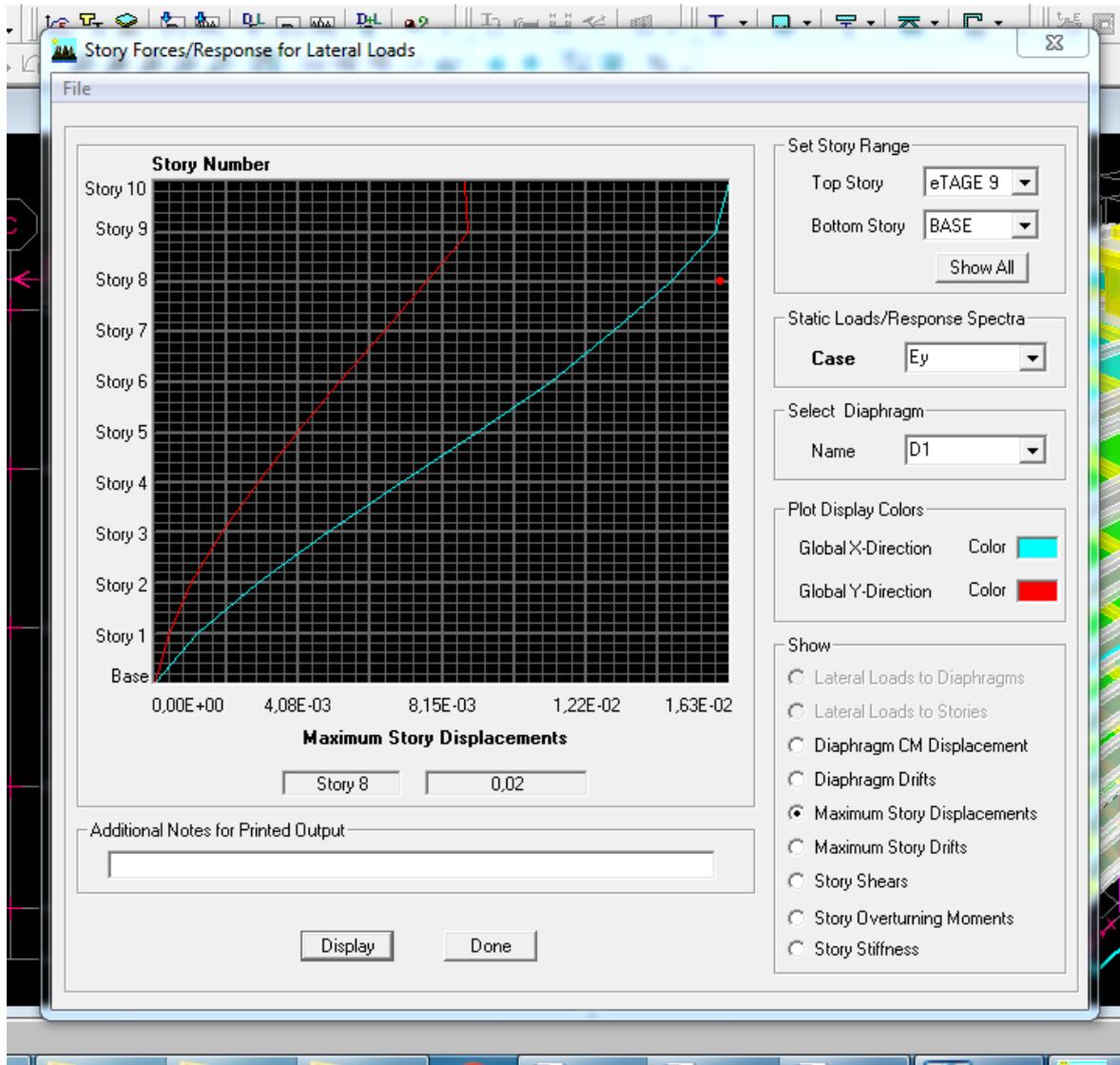


Figure V.2 Déplacement maximal de la structure sous  $E_x$

$\delta_{max} = 0,02 \text{ m} \rightarrow f = ht / 500 = 31,60 / 500 = 0,0632 \text{ m} \dots \dots \dots$  Condition vérifié

▪ Sous l'action de  $E_y$



**Figure V.3** Déplacement maximal de la structure sous  $E_y$

$\delta_{\max} = 0,02 \text{ m} \rightarrow f = h_t / 500 = 31,60 / 500 = 0,0632 \text{ m}$ , condition vérifiée.

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieurs au déplacement admissible.

### V.9 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet **P-Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\text{Si } \theta \leq 0,1 \quad \text{avec} \quad \theta = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i}$$

$P_i$ : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau

$\Delta_i$  : Déplacement relatif d'un niveau  $i$  par rapport à niveau  $i-1$ .

$V_i$ : effort tranchant d'étage au niveau  $i$ .

$H_i$ : hauteur de l'étage.

Si  $0,10 \leq \theta_i \leq 0,20$  : les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>o</sup> ordre par le facteur  $\frac{1}{1-\theta_i}$ .

#### ▪ Suivant xx

**Tableau V.8** Déplacements relatifs et les efforts tranchants.

Etage	H <sub>i</sub> (m)	Δk(x) (m)	V <sub>x</sub> (kN)	P <sub>cumul</sub>	θ <sub>i</sub> : facteur d'instabilité	Vérifié ≤ 0,1
Etage9	2,66	0,0010	009 ,01	00151,54	0,0060	CV
Etage8	3,06	0,0012	143,71	03309,85	0,0090	CV
Etage7	3,06	0,0014	242,56	06468,16	0,0122	CV
Etage6	3,06	0,0018	321,09	09626,47	0,0176	CV
Etage5	3,06	0,0019	383,64	12784,78	0,0206	CV
Etage4	3,06	0,0020	436,73	16012,70	0,0239	CV
Etage3	3,06	0,0020	485,53	19240,63	0,0259	CV
Etage2	3,06	0,0019	527,83	22548,87	0,0265	CV
Etage1	3,06	0,0016	560,39	25857,12	0,0241	CV
RDC	4,08	0,0012	583,87	29736,34	0,0149	CV

#### ▪ Suivants yy

**Tableau V.9** Déplacements relatifs et les efforts tranchants.

Etage	H <sub>i</sub> (m)	Δk(y) (m)	V <sub>y</sub> (kN)	P <sub>cumul</sub>	θ <sub>i</sub> : facteur d'instabilité	Vérifié ≤ 0,1
Etage9	2,66	0,0010	012,79	00151,54	0,0044	CV
Etage8	3,06	0,0010	206,99	03309,85	0,0052	CV
Etage7	3,06	0,0011	342,25	06468,16	0,0067	CV
Etage6	3,06	0,0010	439,72	09626,47	0,0071	CV
Etage5	3,06	0,0011	525,75	12784,78	0,0087	CV
Etage4	3,06	0,0010	599,54	16012,70	0,0087	CV
Etage3	3,06	0,0009	657,22	19240,63	0,0086	CV
Etage2	3,06	0,0007	707,20	22548,87	0,0072	CV
Etage1	3,06	0,0006	751,40	25857,12	0,0067	CV
RDC	4,08	0,0003	780,24	29736,34	0,0028	CV

On constate que  $\Delta X$  et  $\Delta Y$  sont inférieurs à « **0.1** ». Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

Après avoir effectuée toutes les vérifications de RPA, on peut passer au ferrailage des éléments de la structure

### V.10 Vérification de la stabilité au renversement

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

N : ensemble des charges gravitaires ;

M : moment de renversement ;

N : W .g ;

W : la masse de bâtiment, g : la gravitation.

$$e_x = \frac{M_y}{N} \leq \frac{B_x}{4} \quad \text{et} \quad e_y = \frac{M_x}{N} \leq \frac{B_y}{4}$$

On a :  $M_x = 153202,591$  kN.m ;  $M_y = 11195,521$  kN.m ;  $N = 25236,1328$

$$\text{Donc : } e_x = \frac{15202,591}{25236,1328} = 0,602 \leq \frac{20}{4} = 5 \quad \text{ok}$$

$$e_y = \frac{11195,521}{25236,1328} = 0,441 \leq \frac{16,45}{4} = 4,1125 \quad \text{ok.}$$

## Chapitre VI

**FERRAILLAGE DES POTEAUX****VI.1 INTRODUCTION**

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal), en tenant compte des combinaisons considérées comme suit :

- 1,35 G,+1,5 Q à l'ELU
- G + Q à l'ELS
- G + Q ± E RPA 2003
- 0,8 G ± E RPA 2003

En procédant aux vérifications à l'ELS.

**VI.2 RECOMMANDATION DU RPA****VI.2.1 Les armatures longitudinales**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Le pourcentage minimal sera de : 0,80 % x section du poteau (Zone IIa).
 

Poteau (45x45)	$A_{\min} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16,2 \text{ cm}^2$
Poteau (40x40)	$A_{\min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12,8 \text{ cm}^2$
Poteau (35x35)	$A_{\min} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9,8 \text{ cm}^2$
Poteau (30x30)	$A_{\min} = 0.008 \times 30 \times 30 = 7,2 \text{ cm}^2$
- Le pourcentage maximal en zone courante sera de : 4 % (zone IIa)
 

Poteau (45x45)	$A_{\min} = 0.004 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$
Poteau (40x40)	$A_{\min} = 0.004 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$
Poteau (35x35)	$A_{\min} = 0.004 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$
Poteau (30x30)	$A_{\min} = 0.004 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$
- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de : 6 % (zone IIa)
 

Poteau (45x45)	$A_{\min} = 0.006 \times 45 \times 45 = 121,5 \text{ cm}^2$
Poteau (40x40)	$A_{\min} = 0.006 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$
Poteau (35x35)	$A_{\min} = 0.006 \times 35 \times 35 = 73,5 \text{ cm}^2$
Poteau (30x30)	$A_{\min} = 0.006 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$
- Le diamètre minimal est de  $\Phi 12$
- La longueur de recouvrement minimal est de  $L_R = 40\Phi$  (zone IIa)
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :  
 $L = 25 \text{ cm}$  (zone IIa).

- Les jonctions par recouvrements doivent être faite si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critique).

### VI.2.2 Les armatures transversales

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \cdot f_c}$$

Avec :

$V_u$  : Effort tranchant de calcul.

$f_c$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par 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.

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} \quad \text{Où} \quad \lambda_g = \frac{I_f}{b}$$

$I_f$  : La longueur de flambement des poteaux.

$S_t$  : espacement des armatures transversales.

$$\begin{cases} S_t \leq \min (10\Phi_t^{\min} \text{ } 15 \text{ cm}) & \text{en zone nodale} \\ S_t \geq \min 15\Phi_t^{\min} & \text{en zone courante} \end{cases}$$

$\Phi$  : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimales  $\frac{A_t}{b \times S_t}$  en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0.3 \%$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0.8 \%$$

$$3 < \lambda_g < 5$$

Interpolation entre les valeurs limites du poteau

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants ( $\Phi > 12\text{mm}$ ) 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  $10\Phi_{\min}$ .

### VI.3 CALCUL DU FERRAILLAGE

Les étapes de calcul en flexion simple sont :

$$\text{➤ Si } e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c \quad \text{Alors la section est partiellement comprimée}$$

$$\text{➤ Si } e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$$

Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c}{h}) b h^2 f_{bc} \rightarrow \quad (A)$$

Avec :  $M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right) \rightarrow$  Moment fictif

➤ Si l'égalité est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait comme suit :  $\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}}$

- Si  $\mu_b < \mu_r$  la section est simplement armée
- Si  $\mu_b > \mu_r$  la section est doublement armée, donc il faut calculer  $A_l$  et  $A_l'$

$$\mu_r = 0.392$$

$$A_l = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \quad \text{La section réelle est donnée par : } A_s = A_l - \frac{N}{\sigma_s}$$

➤ Si l'inégalité (A) est vérifiée, donc la section est entièrement comprimée ; il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f > (0.5h - c) b \cdot h \cdot f_{bc} \rightarrow \quad (B)$$

➤ Si l'inégalité (B) est vérifiée ; donc la section a besoin d'armatures inférieures comprimées.

$$A_l' = \frac{M - (d - 0.5h) b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s (d - c)}$$

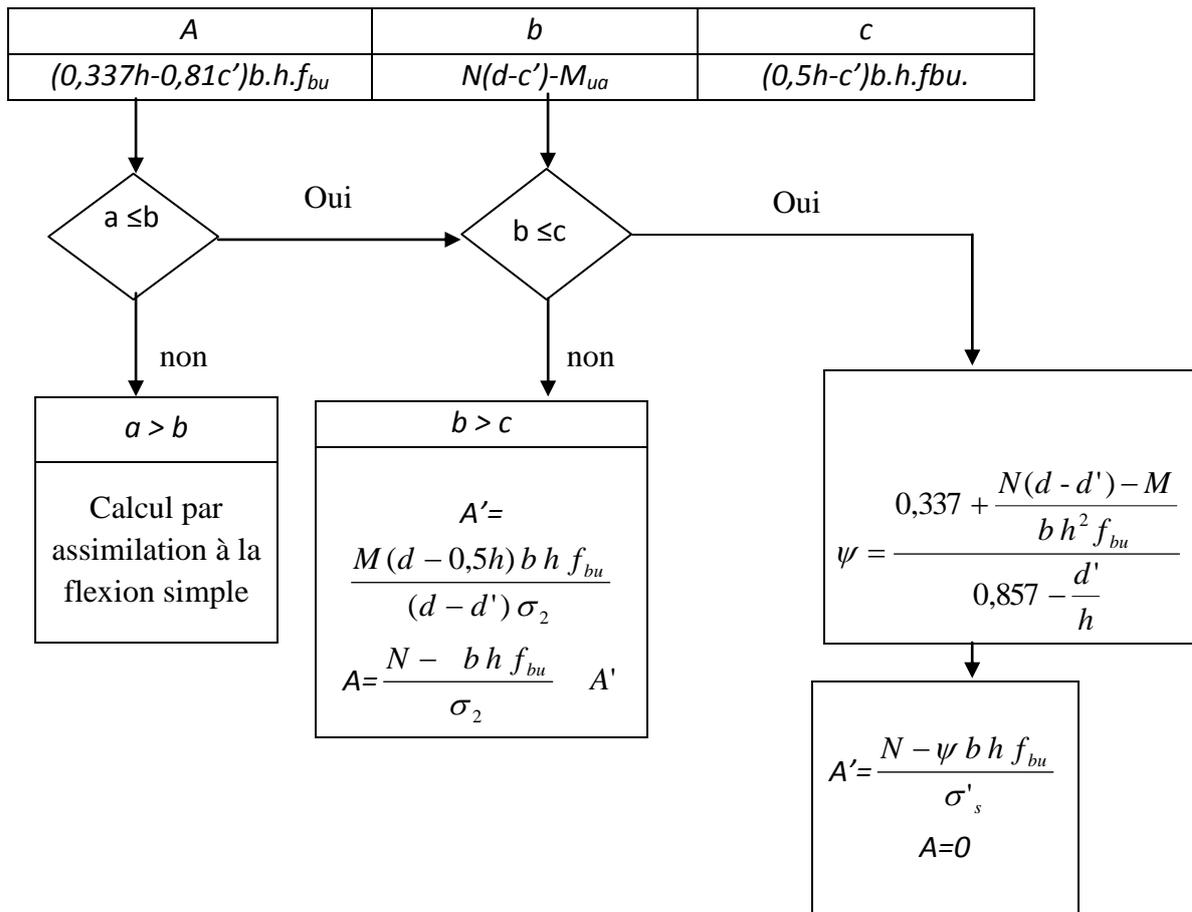
$$A_s = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_l'$$

➤ Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures.

$$A_s' = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{Et} \quad A_s = 0$$

$$\Psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d - c') - M}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

**VI.3.1 Organigramme de calcul de ferrailage en flexion composée**



**VI.3.2 Vérification à l'ELS**

Dans le cas des poteaux, il y a lieu de vérifier ce qui suit.

**a) Etat limite d'ouvertures des fissures**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

**b) Contrainte dans le béton**

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

On a deux cas à vérifier, en flexion composée, à l'ELS :

Si  $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$  → la section est entièrement comprimée.

**c) Vérification des contraintes**

La section homogène est :

$$S = b \cdot h + \eta(A_s + A'_s)$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A_s \cdot c' + A'_s \cdot d) \right] \rightarrow V_2 = h - V_1$$

Le moment d'inertie de la section totale homogène est :

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

$$\sigma_{b1} = \left( \frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s^{v1}}{I_G} \right) \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

Puisque  $\sigma_{b1} > \sigma_{b2}$  donc il suffit de vérifier que  $\sigma_{b1} < \bar{\sigma}_b$

$N_s$  : effort de compression à l'ELS

$M_s$  : moment fléchissant à l'ELS

$B_0$  : section homogénéisée

$B_0$  :  $b \cdot h + 15 A_s$

Si  $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$  donc la section est partiellement comprimée

Il faut vérifier que :  $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

On a :  $\sigma_b = k \cdot y_1$  et  $k = \frac{M_s}{I_{s-s}}$  avec :

$$I_{x-x} = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \left[ A_s (d - y)^2 + A_s (y - c')^2 \right]$$

et  $y_1 = y_2 + c$

$y_2$  : est déterminé par l'équation suivante :

$$y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$$

Avec :

$$p = -3c^2 - \frac{90 A_s'}{b} (c - c') + \frac{90 A_s}{b} (d - c)$$

$$q = -2c^3 - \frac{90 A_s'}{b} (c - c')^2 + \frac{90 A_s}{b} (d - c)^2$$

$c = \frac{h}{2} - e$  : Distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

#### VI.4 FERRAILLAGE DES POTEAUX

Le ferrailage des poteaux et leurs vérifications à l'ELS se feront à l'aide de SOCOTEC dans les deux sens (longitudinal et transversal).

Les résultats se résument dans les tableaux suivants :

Tableau VI.1 Ferrailage des poteaux dans le sens longitudinal

sens longitudinal										
niv	Sect.	sollicitation	N(kn)	M(kn.m)	Obs	A <sub>min</sub>	A' <sub>s</sub>	A <sub>s</sub>	A <sub>adp</sub>	ferrailage
5.6.7.8	30 x 30	N <sub>max</sub> - M <sub>corr</sub>	741,59	0,268	SEC	7,20	0	0	9,048	8HA12
		N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	2,25	13,219	SPC		0	1,52		
		N <sub>corr</sub> - M <sub>max</sub>	318,7	47,525	SPC		0	2,11		
3.4	35 x 35	N <sub>max</sub> - M <sub>corr</sub>	1115,54	0,376	SEC	9,80	0	0	12,312	8HA14
		N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	57,34	11,528	SPC		0	0,18		
		N <sub>corr</sub> - M <sub>max</sub>	532,39	70,154	SPC		0	0,99		
1.2	40 x 40	N <sub>max</sub> - M <sub>corr</sub>	1497,49	0,243	SEC	12,8	0	0	14,20	4HA16 + 4HA14
		N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	84,47	14,246	SEC		0	0		
		N <sub>corr</sub> - M <sub>max</sub>	841,85	-76,772	SEC		0	0		
RDC	45 x 45	N <sub>max</sub> - M <sub>corr</sub>	1697,17	1,997	SEC	16,2	0	0	20,61	4HA20 + 4HA16
		N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	9,53	-18,214	SPC		1,11	0		
		N <sub>corr</sub> - M <sub>max</sub>	76,35	69,197	SPC		0	4,01		



Tableau VI.2 Ferrailage des poteaux dans le sens transversal

sens transversal										
niv	Sect.	sollicitation	N(kn)	M(kn.m)	Obs	A <sub>min</sub>	A' <sub>s</sub>	A <sub>s</sub>	A <sub>ad</sub>	ferrailage
.6.7.8	30 x 30	N <sub>max</sub> - M <sub>corr</sub>	741,59	-4,495	SEC	7,20	0	0	9,048	8HA12
		N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	2,25	2,154	SPC		0	0,21		
		N <sub>corr</sub> - M <sub>max</sub>	178,14	-13,225	SEC		0	0		
3.4	35 x 35	N <sub>max</sub> - M <sub>corr</sub>	1115,54	-4,995	SEC	9,80	0	0	12,312	8HA14
		N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	57,34	-0,034	SEC		0	0		
		N <sub>corr</sub> - M <sub>max</sub>	881,47	-14,648	SEC		0	0		
1.2	40 x 40	N <sub>max</sub> - M <sub>corr</sub>	1497,49	0,775	SEC	12,8	0	0	14,20	4HA16 + 4HA14
		N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	84,47	0,02	SEC		0	0		
		N <sub>corr</sub> - M <sub>max</sub>	1235,36	-16,387	SEC		0	0		
RDC	45 x 45	N <sub>max</sub> - M <sub>corr</sub>	1697,17	1,997	SEC	16,2	0	0	20,61	4HA20 + 4HA16
		N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	9,53	-9,755	SPC		0,5 3	0		
		N <sub>corr</sub> - M <sub>max</sub>	96,48	-40,855	SPC		1,4 3	0		

## VI.4.3 Vérification à l'ELS

## a) Condition de non fragilité

**Tableau VI.3** Vérification de la condition de non fragilité

N	M	e	Amin	OBS
1230,95	1,437	0,00116739	2,30803038	vérifiée
37,65	-14,97	-0,39760956	1,10275892	vérifiée
70,34	-29,682	-0,42197896	1,09387581	vérifiée
808,24	-3,425	-0,0042376	2,19039487	vérifiée
124,62	-5,011	-0,04021024	1,73335247	vérifiée
539,8	-12,513	-0,02318081	1,89996401	verifiée
1085,17	0,631	0,00058148	2,29423003	verifiée
213,36	-4,407	-0,02065523	1,93072451	verifiée
894,05	-11,62	-0,01299704	2,03715492	verifiée
1230,95	1,437	0,00116739	2,30803038	verifiée
37,65	-14,97	-0,39760956	1,10275892	verifiée
70,34	-29,682	-0,42197896	1,09387581	verifiée

$$\sigma_{sup} = \frac{N_s}{s} + \frac{N_s (e_s - X_g) \times \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \quad \sigma_{inf} = \frac{N_s}{s} - \frac{N_s (e_s - X_g) \times \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

**b) Béton****Tableau VI.3** Vérification de la contrainte du béton

Zone	N	M	E	obs	H/6	$\sigma_{b1}$	$\sigma_{b2}$	$\bar{\sigma}_b$	OBS
30*30	1230,9	1,437	0,0012	SEC	0,05	10,3	10,7	15	verifiée
	37,65	-14,97	-0,398	SEC	0,05	0	3,18	15	verifiée
	70,34	-29,68	-0,4219	SEC	0,05	6,28	0	15	verifiée
35*35	808,24	-3,425	-0,0042376	SEC	0,060833	4,59	5,56	15	verifiée
	124,62	-5,011	-0,0402102	SEC	0,060833	0,31	1,27	15	verifiée
	539,8	-12,51	-0,0231808	SEC	0,060833	2,15	4,65	15	verifiée
40*40	1085,2	0,631	0,0005815	SEC	0,066667	5,25	5,46	15	verifiée
	213,36	-4,407	-0,0206552	SEC	0,066667	0,76	1,36	15	verifiée
	894,05	-11,62	-0,0129970	SEC	0,066667	3,59	5,26	15	verifiée
45*45	1230,9	1,437	0,0011673	SEC	0,075	4,6	4,72	15	verifiée
	37,65	-14,97	-0,3976	SEC	0,075	0	0,87	15	verifiée
	70,34	-29,68	-0,421978	SEC	0,075	0	1,71	15	verifiée

**c) Acier**

**Tableau VI.4** Vérification de la contrainte de l'acier

Zone	N	M	E	obs	H/6	$\sigma_{s1}$	$\sigma_{s2}$	$\bar{\sigma}_s$	OBS
30*30	1230,95	1,437	0,0012	SEC	0,05	10,3	10,7	348	verifiée
	37,65	-14,97	-0,398	SEC	0,05	0	3,18	348	verifiée
	70,34	-29,682	-0,4219	SEC	0,05	6,28	0	348	verifiée
35*35	808,24	-3,425	-0,0042376	SEC	0,060833	4,59	5,56	348	verifiée
	124,62	-5,011	-0,0402102	SEC	0,060833	0,31	1,27	348	verifiée
	539,8	-12,513	-0,0231808	SEC	0,060833	2,15	4,65	348	verifiée
40*40	1085,17	0,631	0,0005815	SEC	0,066667	5,25	5,46	348	verifiée
	213,36	-4,407	-0,0206552	SEC	0,066667	0,76	1,36	348	verifiée
	894,05	-11,62	-0,0129970	SEC	0,066667	3,59	5,26	348	verifiée
45*45	1230,95	1,437	0,0011673	SEC	0,075	4,6	4,72	348	verifiée
	37,65	-14,97	-0,3976	SEC	0,075	0	0,87	348	verifiée
	70,34	-29,682	-0,421978	SEC	0,075	0	1,71	348	verifiée

### VI.5 ARMATURES TRANSVERSALES

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois de poteau. Leur but essentiel est :

- Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux au cisaillement.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

#### VI.5.1 Diamètre des aciers

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l^{\max}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{12}{3} = 4mm \quad \Phi_t = 8mm$$

Nous adoptons des cadres de section  $A_t = 2,51 \text{ cm}_2 = 4\text{HA}8$ .

#### VI.5.2 Espacement des armatures

En zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\Phi_l^{\min}, 15\text{cm}) = \min(10 \times 1.2, 15\text{cm}) = 1.2 \text{ cm} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

En zone courante :

$$S_t \leq 15 \Phi_l^{\min} = 18 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

#### VI.5.3 Longueurs de recouvrement

$$L_r = 40\Phi_t = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

#### VI.5.4 Vérification de la quantité d'armatures

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} \quad , i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad , l_f = 0.7 h_e$$

Pour le cas le plus défavorable

$$l_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$$

$$\lambda_{\frac{e}{g}} = \frac{l_f}{b} = \frac{2,142}{0,4} = 5,355$$

**a) En zone nodale**

Poteaux 45 × 45

$$A_{\min} = 0,003 \cdot b \cdot S_t = 0,003 \times 45 \times 10 = 1,35 \text{ cm}^2$$

Poteaux 40 × 40

$$A_{\min} = 0,003 \cdot b \cdot S_t = 0,003 \times 40 \times 10 = 1,2 \text{ cm}^2$$

Poteaux 35 × 35

$$A_{\min} = 0,003 \cdot b \cdot S_t = 0,003 \times 35 \times 10 = 1,05 \text{ cm}^2$$

Poteaux 30 × 30

$$A_{\min} = 0,003 \cdot b \cdot S_t = 0,003 \times 30 \times 10 = 0,9 \text{ cm}^2$$

**b) En zone courante**

Poteaux 45 × 45

$$A_{\min} = 0,003 \cdot b \cdot S_t = 0,003 \times 45 \times 15 = 2,025 \text{ cm}^2$$

Poteaux 40 × 40

$$A_{\min} = 0,003 \cdot b \cdot S_t = 0,003 \times 40 \times 105 = 1,80 \text{ cm}^2$$

Poteaux 35 × 35

$$A_{\min} = 0,003 \cdot b \cdot S_t = 0,003 \times 35 \times 15 = 1,575 \text{ cm}^2$$

Poteaux 30 × 30

$$A_{\min} = 0,003 \cdot b \cdot S_t = 0,003 \times 30 \times 15 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_{\min} = 1,35 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 2,025 \text{ cm}^2 \end{cases} \quad \text{donc } A_t = 2,51 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

## Chapitre VII

### FERRAILLAGE DES POUTRES

#### VI.1 INTRODUCTION

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$  à L'ELU.
- $G + Q$  à L'ELS.
- $G + Q \pm E$  RPA99 révisé 2003.
- $0.8G \pm E$  RPA99 révisé 2003.

#### VII. 2 RECOMMANDATIONS DU RPA99

##### VII.2.1 Armatures longitudinales

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section, donc :
  - Poutre principales :  $A_{\min} = 0.005 \times 40 \times 30 = 6.00 \text{ cm}^2$ .
  - Poutre secondaire :  $A_{\min} = 0.005 \times 35 \times 30 = 5.25 \text{ cm}^2$ .
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en zone courante.
  - 6% en zone de recouvrement.
- **Poutres principales**
  - $A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2$  (en zone courante).
  - $A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2$  (en zone de recouvrement)
- **Poutres secondaires**
  - $A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 30 = 42 \text{ cm}^2$  (en zone courante).
  - $A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 30 = 63 \text{ cm}^2$  (en zone de recouvrement).
- La longueur minimale de recouvrement est de  $50\Phi$  en zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

##### VII.2.2 Armatures transversales

- La quantité minimale des armatures transversales est de :
 
$$A_t = 0.003 S_t . b$$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :
 
$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \phi\right) \quad \text{en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{en zone de recouvrement.}$$

Avec :  $\Phi$  le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

### a) Etapes de calcul des armatures longitudinales

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

Soit  $A_s$  : section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

$A'_s$  : section supérieure la plus comprimée.

On calcule le moment réduit : 
$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}}$$

$M_u$  : Moment supporté par la section.

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

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}, \quad \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Si  $\mu_b \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow$  la section est simplement armée c.-à-d. la section ne comprendra que

les aciers tendus alors :  $A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$

Si  $\mu_b \geq \mu_l = 0,392 \Rightarrow$  la section est doublement armée c - à - d la section comprendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés.

On calcule :  $M_r = \mu_r b d^2 f_{bc}$

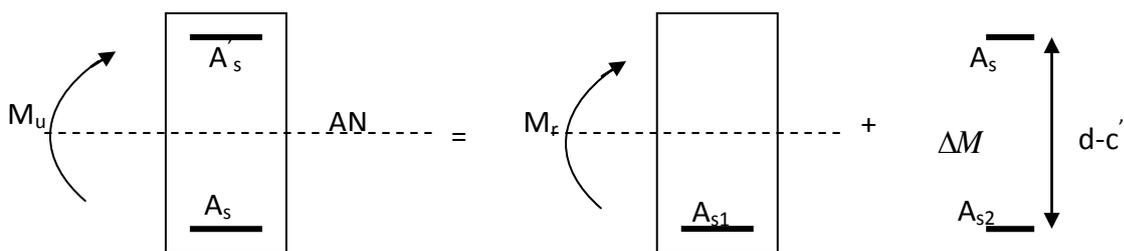
$$\Delta M = M_u - M_r$$

Avec :  $M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée.

$M_u$  : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

Armatures tendues : 
$$A_s = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$$

Armatures comprimées : 
$$A'_s = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$$



**Remarque :** une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c.-à-d.  $\Delta M \leq 0,4M_u$  (Art BAEL B.6.6, 1).

### b) Vérification à l'ELS

Les états limites de service sont définis en tenant compte des amplifications de la durabilité de la construction.

### c) Etat limite de résistance de béton

Il faut vérifier la contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc} = k \times \sigma_s \leq 0,6f_{c28} = \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

Avec : 
$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1.d.A}$$

(A : armatures adoptées à l'ELU)

On calcule : 
$$\rho_1 = \frac{100A_{adopt}}{b_0.d}$$

### VII.3 VERIFICATION DU BAEL 91

Les vérifications à effectuer sont les suivantes.

#### VII.3.1 Condition de non fragilité

##### a) Ferrailage des poutres à l'ELU

##### a.1) les poutres principales

##### ➤ Aux appuis

**Tableau VII.1** Ferrailage des poutres principales aux appuis à l'ELU

Niveau	M <sub>max</sub>	μ	Obs	β	As <sub>calculée</sub>	A <sub>min</sub>	Ferrailage	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
9	11,922	0,020	SSA	0,990	0,641	6	3T14+3T12	8,01
8	48,023	0,082	SSA	0,957	2,669	6	3T14+3T12	8,01
7	66,705	0,114	SSA	0,881	5,116	6	3T14+3T12	8,01
6	70,564	0,121	SSA	0,87	5,480	6	3T14+3T12	8,01
5	75,15	0,129	SSA	0,866	5,863	6	3T14+3T12	8,01
4	76,58	0,131	SSA	0,855	6,052	6	3T14+3T12	8,01
3	76,306	0,131	SSA	0,83	6,212	6	3T14+3T12	8,01
2	70,517	0,121	SSA	0,833	5,720	6	3T14+3T12	8,01
1	63,537	0,109	SSA	0,852	5,039	6	3T14+3T12	8,01
RDC	45,542	0,078	SSA	0,852	3,612	6	3T14+3T12	8,01

##### ➤ En Travée

**Tableau VII.2** Ferrailage des poutres principales en travée à l'ELU

Niveau	M <sub>max</sub>	μ	Obs	β	As <sub>calculée</sub>	A <sub>min</sub>	Ferrailage	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
9	11,229	0,019	SSA	0,990	0,776	6	3T14+3T12	8,01
8	32,685	0,056	SSA	0,971	2,303	6	3T14+3T12	8,01
7	49,902	0,086	SSA	0,955	3,574	6	3T14+3T12	8,01
6	52,546	0,090	SSA	0,953	3,774	6	3T14+3T12	8,01
5	54,815	0,094	SSA	0,951	3,945	6	3T14+3T12	8,01
4	59,856	0,103	SSA	0,946	4,330	6	3T14+3T12	8,01
3	62,103	0,106	SSA	0,944	4,503	6	3T14+3T12	8,01
2	59,125	0,101	SSA	0,946	4,274	6	3T14+3T12	8,01
1	54,598	0,094	SSA	0,951	3,929	6	3T14+3T12	8,01
RDC	38,26	0,066	SSA	0,966	2,710	6	3T14+3T12	8,01

**a.2) poutres secondaires**➤ **Aux appuis****Tableau VII.3** Ferrailage des poutres secondaires aux appuis à l'ELU

Niveau	M <sub>max</sub>	μ	Obs	β	A <sub>calculée</sub>	A <sub>min</sub>	Ferrailage	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
9	11,922	0,027	SSA	0,952	0,978	5,25	3T12+3T12	6.77
8	48,023	0,110	SSA	0,934	4,017	5,25	3T12+3T12	6.77
7	66,705	0,153	SSA	0,915	5,695	5,25	3T12+3T12	6.77
6	70,564	0,162	SSA	0,9	6,125	5,25	3T12+3T12	6.77
5	75,15	0,172	SSA	0,907	6,473	5,25	3T12+3T12	6.77
4	76,58	0,176	SSA	0,917	6,524	5,25	3T12+3T12	6.77
3	76,306	0,175	SSA	0,91	6,551	5,25	3T12+3T12	6.77
2	70,517	0,162	SSA	0,852	6,466	5,25	3T12+3T12	6.77
1	63,537	0,146	SSA	0,786	6,315	5,25	3T12+3T12	6.77
RDC	45,542	0,104	SSA	0,761	4,675	5,25	3T12+3T12	6.77

➤ **En travée****Tableau VII.4** Ferrailage des poutres secondaires en travée à l'ELU

Niveau	M <sub>max</sub>	μ	Obs	β	A <sub>calculée</sub>	A <sub>min</sub>	Ferrailage	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
9	11,229	0,026	SSA	0,993	0,883	5,25	3T12+3T12	6.77
8	32,685	0,075	SSA	0,984	2,595	5,25	3T12+3T12	6.77
7	49,902	0,114	SSA	0,982	3,970	5,25	3T12+3T12	6.77
6	52,546	0,120	SSA	0,98	4,189	5,25	3T12+3T12	6.77
5	54,815	0,126	SSA	0,979	4,374	5,25	3T12+3T12	6.77
4	59,856	0,137	SSA	0,984	4,752	5,25	3T12+3T12	6.77
3	62,103	0,142	SSA	0,987	4,916	5,25	3T12+3T12	6.77
2	59,125	0,136	SSA	0,986	4,685	5,25	3T12+3T12	6.77
1	54,598	0,125	SSA	0,984	4,335	5,25	3T12+3T12	6.77
RDC	38,26	0,088	SSA	0,986	3,032	5,25	3T12+3T12	6.77

**b) Vérification la condition de non fragilité (BAEL91A4.21)**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{F_e} = 0,23 \times 30 \times 37,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,358 \text{ cm}^2. \quad \text{Sens principale}$$

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{F_e} = 0,23 \times 30 \times 32,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,177 \text{ cm}^2. \quad \text{Sens secondaire}$$

➤ **Sens principal**

- Aux appuis :  $A_{\text{sapp}} = 6 \text{ cm}^2 > 1,358 \text{ cm}^2$

Alors la condition est vérifiée.

- En travée :  $A_{\text{ut}} = 6 \text{ cm}^2 > 1,358 \text{ cm}^2$

➤ **Sens secondaire**

- Aux appuis :  $A_{sapp} = 5,25 \text{ cm}^2 > 1.177 \text{ cm}^2$ .

Alors la condition est vérifiée.

- En travée :  $A_{ut} = 5,25 \text{ cm}^2 > 1.177 \text{ cm}^2$ .

**c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement aux appuis (BAEL 91 Art. 61.3)**

➤ **Sens principal**

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

$$V_{u\max} = 77,87 \text{ KN}$$

$$\sum u_i = n\pi\Phi = 6 \times 3,14 \times 14 = 263,76 \text{ [mm]}.$$

$$\tau_{se} = \frac{77,87 \times 1000}{0,9 \times 375 \times 263,76} = \frac{77870}{89019} = 0,874 < 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée. Il n'y a pas}$$

risque d'entraînement des barres.

➤ **Sens secondaire**

$$V_{u\max} = 56,64 \text{ KN}$$

$$\sum u_i = n\pi\Phi = 4 \times 3,14 \times 14 = 175,84 \text{ [mm]}.$$

$$\tau_{se} = \frac{56,64 \times 1000}{0,9 \times 325 \times 175,84} = \frac{56640}{51433,2} = 1,10 < 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée. Il n'y a pas}$$

risque d'entraînement des barres.

**d) Vérification de la contrainte tangentielle (BAEL91.ArtA552)**

➤ **Sens principal**

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

$$\tau_u = \frac{77,87 \times 1000}{300 \times 375} = 0,692 \text{ [MPa]}. \quad \tau < \bar{\tau} = 3,33 \text{ [MPa]} \Rightarrow \text{la condition vérifiée, donc les}$$

armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Sens secondaire**

$$\tau_u = \frac{56,64 \times 1000}{300 \times 325} = 0,580 \text{ [MPa]}. \quad \tau < \bar{\tau} = 3,33 \text{ [MPa]} \Rightarrow \text{la condition vérifiée, donc les}$$

armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**e) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL91ArtA5.132)**

➤ **Sens principal**

- **Influence sur le béton**

$$V_u^{\max} \leq 0,4b(0,9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 300 \times 0,9 \times 375 \times 25}{1,5} = 675 \text{ KN.}$$

$$V_u^{\max} = 77,87 \text{ KN} \leq 675 \text{ [KN].}$$

▪ **Influence sur les armatures**

$$\text{Sap} \geq 1,15 V_{\max} / f_e = 1,15 \cdot 77,87 / 400 = 0,224 \text{ cm}$$

$$6 \geq 0,224 \quad \text{condition vérifier}$$

➤ **Sens secondaire**

▪ **Influence sur le béton**

$$V_u^{\max} \leq 0,4b(0,9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 300 \times 0,9 \times 325 \times 25}{1,5} = 585 \text{ KN.}$$

$$V_u^{\max} = 56,64 \text{ KN} \leq 675 \text{ [KN].}$$

▪ **Influence sur les armatures**

$$\text{Sap} \geq 1,15 V_{\max} / f_e = 1,15 * 56,64 / 400 = 0,163 \text{ cm}$$

$$5,25 \geq 0,163 \quad \text{condition vérifier}$$

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

La longueur de scellement droit est

$$l_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} \quad \text{avec } \tau_{se} = 0,6 \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ [MPa].}$$

$$l_s = \frac{40 \times 12}{4 \times 2,835} = 42,328 \text{ [cm].}$$

Pour satisfaire les règlements de RPA on prend  $l_s = 40\emptyset$

$$D = 20 \dots \dots \dots LS = 80 \text{ cm}$$

$$D = 16 \dots \dots \dots LS = 65 \text{ cm}$$

$$D = 14 \dots \dots \dots LS = 60 \text{ cm}$$

$$D = 12 \dots \dots \dots LS = 50 \text{ CM}$$

**g) Les armatures transversales (BAEL91Art722)**

➤ **Sens principal**

Les diamètres des armatures transversales doivent être telles que l'on ait :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \Phi_t, \frac{h}{35}, \frac{b}{10} \right\} = \min \{20, 11,428, 30\} = 11,428 \text{ mm. } \Phi_t \leq 11,428 \text{ mm} .$$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

On prend un cadre et étrier de  $\Phi = 8 \text{ mm}$

On choisit :  $4 \Phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$ .

➤ **Sens secondaire**

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \Phi_l, \frac{h}{35}, \frac{b}{10} \right\} = \min \{20, 10, 30\} = 10 \text{ mm}. \quad \Phi_t \leq 10 \text{ mm}$$

On prend un cadre et étrier de  $\Phi = 8 \text{ mm}$

On choisit :  $4 \Phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$ .

**h) Calcul des espacements (BAEL 91, Art. 51.22)**➤ **Sens principal**

$$S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm}) = \min(33,75, 40) = 33,75 \text{ cm}.$$

Zone nodal:  $S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}, 12\Phi, 30 \text{ cm} \right)$

$$S_t \leq \min(10, 14,4, 30 \text{ cm})$$

Soit :  $S_t = 10 \text{ [cm]}$ .

Zone courant:  $S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$  .

Soit :  $S_t = 15 \text{ [cm]}$

➤ **Sens secondaire**

$$S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm}) = \min(29,25, 40) = 29,25 \text{ cm}.$$

Zone nodal:  $S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}, 12\Phi, 30 \text{ cm} \right)$

$$S_t \leq \min(8,75, 14,4, 30 \text{ cm})$$

Soit:  $S_t = 10 \text{ [cm]}$ .

Zone courant:  $S_t \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm}$  .

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

**i) Le RPA révisé en 2003**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par la relation suivante :

➤ **Sens principal**

$$A_t = 0,003 S_t b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 2,01 \text{ cm}^2 > 0,9 \text{ cm}^2. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens secondaire**

$$A_t = 0,003 S_t b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,01 \text{ cm}^2 > 0,9 \text{ cm}^2. \quad \text{Condition vérifiée}$$

## VII.3.2 Ferrailage des poutres à l'ELS

## a) les poutres principales

## ➤ Aux appuis

Tableau VII.5 Ferrailage des poutres principales aux appuis à l'ELS

Niveau	$M_{smax}$	$A_{adopté}$	$\rho_1$	$\beta_1$	$\alpha_1$	K	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.
9	2,575	8,01	0,722	0,829	0,513	0,070	9,086	0,638	15	CV
8	35,829	8,01	0,722	0,829	0,513	0,070	126,417	8,878	15	CV
7	37,577	8,01	0,722	0,829	0,513	0,070	132,585	9,311	15	CV
6	33,681	8,01	0,722	0,829	0,513	0,070	118,838	8,346	15	CV
5	33,835	8,01	0,722	0,829	0,513	0,070	119,382	8,384	15	CV
4	31,597	8,01	0,722	0,829	0,513	0,070	98,213	6,897	15	CV
3	31,137	8,01	0,722	0,829	0,513	0,070	109,862	7,715	15	CV
2	29,282	8,01	0,722	0,829	0,513	0,070	103,317	7,256	15	CV
1	29,446	8,01	0,722	0,829	0,513	0,070	103,896	7,296	15	CV
RDC	26,19	8,01	0,722	0,829	0,513	0,070	92,408	6,489	15	CV

## ➤ En travée

Tableau VII.6 Ferrailage des poutres principales en travée à l'ELS

Niveau	$M_{smax}$	$A_{adopté}$	$\rho_1$	$\beta_1$	$\alpha_1$	K	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs
9	3,319	8,01	0,722	0,829	0,513	0,070	10,316	0,724	15	CV
8	23,805	8,01	0,722	0,829	0,513	0,070	73,993	5,196	15	CV
7	29,636	8,01	0,722	0,829	0,513	0,070	92,118	6,469	15	CV
6	26,836	8,01	0,722	0,829	0,513	0,070	83,415	5,858	15	CV
5	23,742	8,01	0,722	0,829	0,513	0,070	73,797	5,182	15	CV
4	20,9	8,01	0,722	0,829	0,513	0,070	64,964	4,562	15	CV
3	20,414	8,01	0,722	0,829	0,513	0,070	63,453	4,456	15	CV
2	19,222	8,01	0,722	0,829	0,513	0,070	59,748	4,196	15	CV
1	19,138	8,01	0,722	0,829	0,513	0,070	53,158	3,733	15	CV
RDC	23,18	8,01	0,722	0,829	0,513	0,070	64,386	4,522	15	CV

## b) les poutres secondaires

## ➤ Aux appuis

Tableau VII.7 Ferrailage des poutres secondaires aux appuis à l'ELS

Niveau	M <sub>smax</sub>	A <sub>adopté</sub>	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	α <sub>1</sub>	K	σ <sub>s</sub> (Mpa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (Mpa)	OBS
9	2,575	6,77	0,846	0,856	0,432	0,016	10,880	0,178	15	CV
8	35,829	6,77	0,846	0,856	0,432	0,016	151,390	2,476	15	CV
7	37,577	6,77	0,846	0,856	0,432	0,016	158,776	2,597	15	CV
6	33,681	6,77	0,846	0,856	0,432	0,016	142,314	2,328	15	CV
5	33,835	6,77	0,846	0,856	0,432	0,016	142,965	2,339	15	CV
4	31,597	6,77	0,846	0,856	0,432	0,016	133,508	2,184	15	CV
3	31,137	6,77	0,846	0,856	0,432	0,016	131,565	2,152	15	CV
2	29,282	6,77	0,846	0,856	0,432	0,016	123,727	2,024	15	CV
1	29,446	6,77	0,846	0,856	0,432	0,016	124,420	2,035	15	CV
RDC	26,19	6,77	0,846	0,856	0,432	0,016	110,662	1,810	15	CV

## ➤ En travée

Tableau VII.8 Ferrailage des poutres secondaires en travée à l'ELS

Niveau	M <sub>smax</sub>	A <sub>adopté</sub>	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	α <sub>1</sub>	K	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Obs.
9	3,319	6,77	0,846	0,856	0,432	0,051	14,024	0,711	15	CV
8	23,805	6,77	0,846	0,856	0,432	0,051	100,584	5,100	15	CV
7	29,636	6,77	0,846	0,856	0,432	0,051	125,222	6,349	15	CV
6	26,836	6,77	0,846	0,856	0,432	0,051	113,391	5,749	15	CV
5	23,742	6,77	0,846	0,856	0,432	0,051	100,318	5,087	15	CV
4	20,9	6,77	0,846	0,856	0,432	0,051	88,310	4,478	15	CV
3	20,414	6,77	0,846	0,856	0,432	0,051	86,256	4,374	15	CV
2	19,222	6,77	0,846	0,856	0,432	0,051	81,220	4,118	15	CV
1	19,138	6,77	0,846	0,856	0,432	0,051	80,865	4,100	15	CV
RDC	23,18	6,77	0,846	0,856	0,432	0,051	97,944	4,966	15	CV

## VII.4 EVALUATION DE LA FLÈCHE [BAEL91/B.6.5,3]

$$f = \frac{M_s L^2}{10 E_v I_{fv}} \quad \text{avec : } I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

$$\mu = \text{Max} \left\{ 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}, 0 \right\} \quad \text{et } \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{5 \rho}$$

L : Portée libre de la poutre.

M<sub>s</sub> : moments de service maximal.

I<sub>fv</sub> : Moment d'inertie fictif.

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

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,866 \text{ MPa}$$

$I_0$  : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène, calculée avec  $n = 15$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + \left[ A_s \left( \frac{h}{2} - c \right)^2 + A'_s \left( \frac{h}{2} - c' \right)^2 \right]$$

$\rho$  : Rapport des aciers tendus à celui de la section utile.

$$\rho = \frac{A_s}{bd}$$

$\sigma_s$  : Contraintes dans les aciers tendus.

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} \quad (\text{Calculée dans l'état limite de compression du béton}).$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

➤ **Poutre principale****Tableau VII.9** Vérification a la flèche pour les poutres principales

niveau	$M_{smax}$	L(mm)	Ev (Mpa)	H (cm)	$A_{ado}$	$\rho_1$	$\Delta v$	$\sigma s$ (Mpa)	$\mu$	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	I.fv (cm <sup>4</sup> )	f (mm)	$f^{bar}$ (mm)	obs
9	2,575	4000	10818,87	40	8,01	0,722	0,0116404	10,316	0,8847	191185	208159,76	0,18	8	cv
8	35,829	4000	10818,87	40	8,01	0,722	0,0116404	73,993	0,9830	191185	207924,41	2,55	8	cv
7	37,577	4000	10818,87	40	8,01	0,722	0,0116404	92,118	0,9863	191185	207916,45	2,67	8	cv
6	33,681	4000	10818,87	40	8,01	0,722	0,0116404	83,415	0,9849	191185	207919,84	2,40	8	cv
5	33,835	4000	10818,87	40	8,01	0,722	0,0116404	73,797	0,9829	191185	207924,51	2,41	8	cv
4	31,597	4000	10818,87	40	8,01	0,722	0,0116404	64,964	0,9806	191185	207930,01	2,25	8	cv
3	31,137	4000	10818,87	40	8,01	0,722	0,0116404	63,453	0,9802	191185	207931,10	2,21	8	cv
2	29,282	4000	10818,87	40	8,01	0,722	0,0116404	59,748	0,9789	191185	207934,01	2,08	8	cv
1	29,446	4000	10818,87	40	8,01	0,722	0,0116404	53,158	0,9764	191185	207940,17	2,09	8	cv
RDC	26,19	4000	10818,87	40	8,01	0,722	0,0116404	64,386	0,9804	191185	207930,42	1,86	8	cv

➤ **Poutre secondaire****Tableau VII.10** Vérification a la flèche pour les poutres secondaires

Niveau	$M_{smax}$	L(mm)	Ev (Mpa)	H (cm)	$A_{adopté}$	$\rho_1$	$\Delta v$	$\sigma s$ (MPa)	$\mu$	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	I.fv (cm <sup>4</sup> )	f (mm)	$f^{bar}$ (mm)	obs
9	3,319	4000	10818,87	30	6,77	0,846	0,0099261	14,024	0,9259	191185	208388,36	0,24	8	cv
8	23,805	4000	10818,87	30	6,77	0,846	0,0099261	100,584	0,9893	191185	208258,47	1,69	8	cv
7	29,636	4000	10818,87	30	6,77	0,846	0,0099261	125,222	0,9914	191185	208254,17	2,10	8	cv
6	26,836	4000	10818,87	30	6,77	0,846	0,0099261	113,391	0,9905	191185	208256,01	1,91	8	cv
5	23,742	4000	10818,87	30	6,77	0,846	0,0099261	100,318	0,9892	191185	208258,53	1,69	8	cv
4	20,9	4000	10818,87	30	6,77	0,846	0,0099261	88,310	0,9878	191185	208261,50	1,48	8	cv
3	20,414	4000	10818,87	30	6,77	0,846	0,0099261	86,256	0,9875	191185	208262,09	1,45	8	cv
2	19,222	4000	10818,87	30	6,77	0,846	0,0099261	81,220	0,9867	191185	208263,67	1,36	8	cv
1	19,138	4000	10818,87	30	6,77	0,846	0,0099261	80,865	0,9867	191185	208263,79	1,36	8	cv
RDC	23,18	4000	10818,87	30	6,77	0,846	0,0099261	97,944	0,9890	191185	208859,06	1,65	8	cv



## Chapitre VIII

**FERRAILAGE DES VOILES****VIII.1 INTRODUCTION**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme. Le calcul se fera en flexion composée et au cisaillement.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones :

- **Zone I :** RDC ; 1<sup>ème</sup> ; 2<sup>ème</sup>
- **Zone II :** 3<sup>ème</sup> ; 4<sup>ème</sup> ; 5<sup>ème</sup>
- **Zone III :** 6<sup>ème</sup> ; 7<sup>ème</sup> ; 8<sup>ème</sup>.

**VIII.2 COMBINAISON D'ACTIONS**

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{BAEL.91 /modifie99 : } \begin{cases} 1,35 G + 1,5 Q \\ G + Q \end{cases}$$

$$\text{Selon le RPA, version 2003 : } \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

**VIII.2.1 Les armatures verticales**

a) On détermine le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} \quad \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

- M : moment dans le voile
- N : l'effort normal dans le voile
- I : moment d'inertie du voile
- B : section du béton ( B = L.e )
- L : longueur du voile

$$V \text{ et } V' : \text{ bras de levier} \quad V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$$

V' : distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée

V : distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue

b) Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur  $(d)$  est donnée par :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

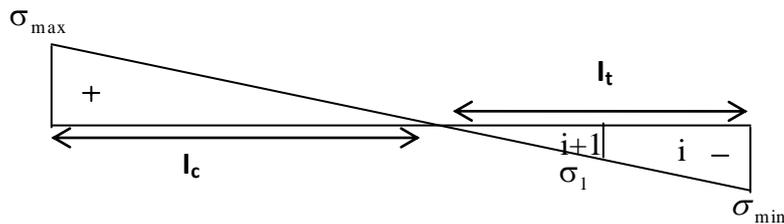
Avec :

$h_e$  : hauteur entre nus du plancher du voile considéré

$L_c$  : la longueur de la zone comprimée.

c) On détermine l'effort normal ultime agissant en prenant la valeur moyenne des contraintes dans chaque section considérée, puis on détermine les armatures.

▪ **Section partiellement comprimée S.P.C**



$$N_i = \frac{\sigma_{MIN} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

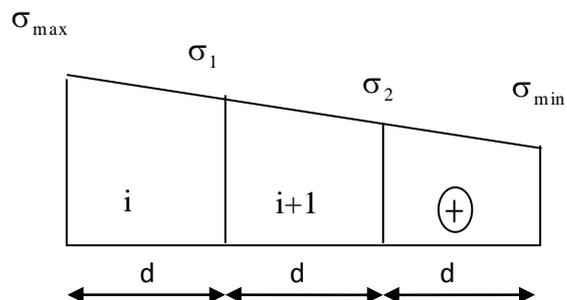
Les sections d'armatures sont données par :

$$A_{Vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

Combinaisons courantes : 348 MPa

Combinaisons accidentelles : 400 MPa

▪ **Section entièrement comprimée S.E.C**



Les efforts normaux :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e \quad N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec :  $e$  : épaisseur du voile.

Les sections d'armatures sont données par :

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_s}$$

$B$  : section du voile

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier à 0.2 % = 348 MPa

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{cj}}{\gamma_b} \quad \text{en [MPa]}$$

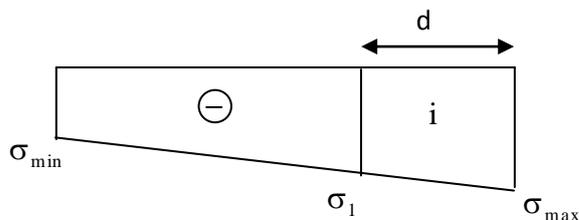
$\gamma_s = 1,5$  combinaisons courantes

$f_{bc} = 14,2$  MPa

$\gamma_s = 1$  combinaisons accidentelle

$f_{bc} = 21,25$  MPa

#### ▪ Section entièrement tendue S.E.T



$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e \quad \text{et} \quad N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Les sections d'armatures sont données par :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

$\sigma_{s2}$  : Contrainte de l'acier à 1 % = 348 MPa.

#### VIII.2.2 Armatures minimales

La section d'armatures verticales doit respecter les conditions suivantes :

a) **Compression simple** (Art. A.8.1, 2 BAEL91)

$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$  par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures

$$0,2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5 \%$$

Avec :  $B$  : section du béton comprimée

b) **Traction simple**

$$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{c28}}{f_e} \quad \text{Avec :} \quad B = d \cdot e$$

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu.

### c) Exigences de RPA99 (version 2003)

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courantes 0.10 %

### VIII.2.3 Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10 \Phi$ .

$$\text{D'après le BEAL 91 : } A_H = \frac{A_v}{4}$$

$$\text{D'après le RPA99 (version 2003) : } A_H \geq 0,15 \% \cdot B$$

$$A_H \geq \max \left\{ \frac{A_v}{4}; 0,15\% \cdot B \right\}$$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,1 de l'épaisseur du voile.

### VIII.2.4 Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par 04 épingles au mètre carré.

### VIII.2.5 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 :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

$$\text{Avec : } T = 1,4 L V_u$$

$V_u$  : 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.

### VIII.2.6 Potelet

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est supérieure ou égale à 4HA10.

### VIII.3 LES DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA révisé 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1,5 \times e$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Avec :  $e$  = épaisseur du voile

- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{1}{10}$  de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres vertical doit être réduit à moitié sur une longueur.
- Le diamètre des armatures verticales et horizontales ne doit pas dépasser (1/10) de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrements doivent être égale à :
  - $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones ou le recouvrement du signe des efforts est possible.
  - $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

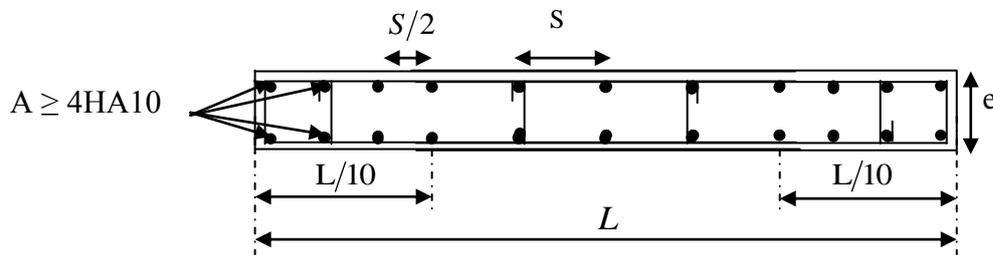


Figure. VIII.1 Disposition des armatures verticales dans les voiles

### VIII.4 VERIFICATION

#### VIII.4.1 Vérification à L'ELS

Pour cet état, on considère :  $N_{ser} = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$N_{ser}$  : Effort normal appliqué

$B$  : Section du béton

$A$  : Section d'armatures adoptée

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15.A} \Rightarrow \sigma_b = \frac{1085,13 \times 10^3}{200 \times 3000 + 15 \times 32,14 \times 10^2} = 1,67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1,67 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

#### VIII.4.2 Vérification de la contrainte de cisaillement

D'après le RPA99 (version 2003)

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \cdot f_{c28} \quad \tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

Avec :  $V = 1,4 \cdot V_{u,calcul}$

$b_0$  : Epaisseur du linteau ou du voile

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0,9 h$ )

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

D'après le BAEL 91

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

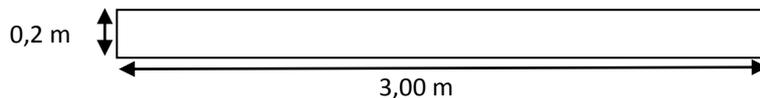
Il faut vérifier que :

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

Avec :  $\tau_u$  : contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min\left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) \quad \text{Pour la fissuration préjudiciable.}$$

#### ▪ Exemple de calcul



Soit à calculer le ferrailage du voile de type I de la zone I :

$$L = 3,00 \text{ m} \quad , \quad e = 0,20 \text{ m}$$

$$B = 0,6 \text{ m}^2 \quad , \quad V = L_{\text{voile}}/2 = 1,5 \text{ m}$$

$$I = 0,45 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{\max} = 748,21 \text{ kn.m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -3789,81 \text{ kn.m}^2$$

⇒ La section est partiellement comprimée.

$$L_c = 2,18 \quad L_t = 0,49 \text{ m} = d \quad \text{parce que} \quad d > L_t.$$

Le découpage de diagramme est en bandes de longueur  $d$

$$\text{avec :} \quad d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c\right) = 1,253 \text{ m}$$

Soit un tronçon  $d = 1,253 \text{ m}$ .

$$N_{i+1} = \frac{608,41}{2} \times 0,62 \times 0,77 = 712,12 \text{ kN}$$

➤ **Armatures verticales**

$$A_{v1} = \frac{712,12 \times 10}{348} = 20,46 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales**

$$A_{\min} = \max\left(0,15 \% B, \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}\right) = \max(1,86; 13,15) \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{\min} = 13,15 \text{ cm}^2$

Le ferrailage à adopter sur toute la surface de la bande du voile est  $A_v = 16,07 \text{ cm}^2$

Soit : 10 HA16 = 11,31 cm<sup>2</sup>/nappe

6HA12 = 6,77 cm<sup>2</sup>/nappe avec :  $S_t = 12,5 \text{ cm}$ .

Donc pour le voile  $V_{L1}$  de longueur 3 m on adopte  $2 \times 8 \text{ HA16 cm}^2$

➤ **Armatures horizontales**

D'après le BAEL 91 :  $A_H = \frac{A_v}{4} = 8,035 \text{ cm}^2$

D'après le RPA99 (version 2003) :  $A_H \geq 0,15 \% \cdot B = 1,86 \text{ cm}^2$

Soit : 8 HA16 = 7,85 cm<sup>2</sup>

Et : 10 HA12 = 11,30 cm<sup>2</sup> avec :  $S_t = 10 \text{ cm}$

➤ **Armature transversales**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par 04 épingles au mètre carré soit HA8.

➤ **Armature de coutures**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 3 \times 27,13 \times 10}{400}$$

$$A_{vj} = 3,13 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA12 = 6,77 cm<sup>2</sup>

➤ **Vérification des contraintes**

BAEL 91 :  $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{27,13 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3000} = 0,05 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 0,05 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$$

RPA 2003 :  $\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 27,13 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3000} = 0,073 \text{ MPa}$

$$\tau_b = 0,073 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

**Voiles de type 1****Tableau VIII.1** Ferrailage des voiles VL1 et VL3

Zones		Zone I	Zone II	Zone III		
<b>Caractéristique géométrique</b>	L (m)	3	3	3		
	e (m)	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,6	0,6	0,6		
<b>Sollicitations de calcul</b>	$\sigma_{max}$ (kN.m <sup>2</sup> )	548,21	2087,67	3161,74		
	$\sigma_{min}$ (kN.m <sup>2</sup> )	-3789,82	-4399,13	-4020,89		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC		
	Vu (kN)	27,13	10,85	20,02		
	Lr (m)	2,51	2,03	1,68		
	Lc (m)	0,49	0,97	1,32		
	d (m)	1,253	1,017	0,840		
	$\sigma_1$ (kN.m <sup>2</sup> )	1894,910	2199,565	2010,445		
	N (kn)	N <sub>1</sub>	712,12	671,25	506,46	
		N <sub>2</sub>	237,373	223,751	506,46	
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	17,80	16,78	12,66	
		A <sub>v2</sub>	5,93	5,59	4,22	
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		1,04	0,42	0,77	
	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>1</sub> =A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	18,06	16,89	12,85	
		A <sub>2</sub> =A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	5,93	5,70	4,41	
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		13,15	10,68	8,82	
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde 1	32,14	24,64	18,06	
		Bonde 2	13,54	13,54	9,42	
	<b>Ferrailage</b>	Choix des barres	Bonde 1	2*8HA16	2*8HA14	2*8HA12
			Bonde 2	2*6HA12	2*6HA12	2*6HA10
S <sub>t</sub> (cm)		Bonde 1	12,5	12,5	12,5	
		Bonde 2	17	17	17	
A <sub>Hmin</sub> =0,0015*B/bande		7,52	6,10	6,00		
A <sub>H</sub> / nappe (cm <sup>2</sup> )		8,04	6,16	4,52		
Choix des barres / nappe (cm <sup>2</sup> )		10HA12	10HA10	10HA10		
A (cm <sup>2</sup> )		11,30	7,85	7,85		
<b>Vérification des contraintes</b>	<b>Armatures transversales</b>		<b>4 Epingles HA8 /m<sup>2</sup></b>			
	Contraintes	$\tau_u$ (MPa)	0,050	0,020	0,037	
		$\tau_b$ (MPa)	0,070	0,028	0,052	
	ELS	Ns (kN)	1085,13	866,99	472,42	
$\sigma_b$		1,62	1,32	0,73		

**Voiles de type 2****Tableau VIII.2** Ferrailage des voiles  $V_{L2}$  et  $V_{L4}$ 

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
<b>Caractéristique géométrique</b>	L (m)	3,9	3,9	3,9	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,78	0,78	0,78	
<b>Sollicitations de calcul</b>	$\sigma_{max}$ (Nn.m <sup>2</sup> )	643,5	1946,37	3189,9	
	$\sigma_{min}$ (kn.m <sup>2</sup> )	-3729,03	- 4296,67	- 3985,84	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	Vu (kn)	12,06	14,58	27,13	
	Lr (m)	3,33	2,68	2,17	
	Lc (m)	0,57	1,22	1,73	
	d (m)	1,663	1,342	1,083	
	$\sigma_1$ (kN.m <sup>2</sup> )	1864,515	2148,335	1992,92	
	N (kn)	N <sub>1</sub>	930,22	864,96	647,59
		N <sub>2</sub>	310,073	288,318	215,863
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	23,26	21,62	16,19
		A <sub>v2</sub>	7,75	7,21	5,40
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		0,46	0,56	1,04
	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>1</sub> =A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	23,37	21,76	16,45
		A <sub>2</sub> =A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	7,75	7,35	5,66
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		17,46	14,09	11,37
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde 1	32,14	24,64	18,06
Bonde 2		18,46	18,46	13,54	
<b>Ferrailage</b>	Choix des barres	Bonde 1	2*8HA16	2*8HA14	2*8HA12
		Bonde 2	2*6HA14	2*6HA14	2*6HA12
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde 1	12,5	12,5	12,5
		Bonde 2	17	17	17
	A <sub>Hmin</sub> =0,0015*B/bande	9,98	8,05	6,00	
	A <sub>H</sub> / nappe (cm <sup>2</sup> )	8,04	6,16	4,52	
	Choix des barres / nappe (cm <sup>2</sup> )	10HA12	10HA12	10HA10	
	A (cm <sup>2</sup> )	11,30	11,30	7,85	
<b>Vérification des contraintes</b>	<b>Armatures transversales</b>		<b>4 Epingles HA8 /m<sup>2</sup></b>		
	Contraintes	$\tau_u$ (MPa)	0,017	0,021	0,039
		$\tau_b$ (MPa)	0,024	0,029	0,054
	ELS	Ns (kN)	1132,12	1113,59	600,25
		$\sigma_b$	1,32	1,32	0,73

**Voiles de type 3****Tableau VIII.3** Ferrailage des voiles  $V_{L5}$  et  $V_{L6}$ 

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
<b>Caractéristique géométrique</b>	L (m)	1,2	1,2	1,2	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,24	0,24	0,24	
<b>Sollicitations de calcul</b>	$\sigma_{max}$ (kN.m <sup>2</sup> )	6048,34	695,34	1696,01	
	$\sigma_{min}$ (kN.m <sup>2</sup> )	-7334,13	-1290,07	-2072,67	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	Vu (kn)	2,03	0,27	2,27	
	Lr (m)	0,66	0,78	0,66	
	Lc (m)	0,54	0,42	0,54	
	d (m)	0,329	0,390	0,330	
	$\sigma_1$ (kn.m <sup>2</sup> )	3667,065	645,035	1036,335	
	N (kn)	N <sub>1</sub>	361,75	75,44	102,59
		N <sub>2</sub>	120,582	25,148	34,197
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	9,04	1,89	2,56
		A <sub>v2</sub>	3,01	0,63	0,85
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		0,08	0,01	0,09
	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>1</sub> =A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	9,06	1,89	2,59
		A <sub>2</sub> =A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	3,01	0,63	0,88
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		3,45	4,09	3,46
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde 1	18,06	18,06	18,06
Bonde 2		9,42	9,42	9,42	
<b>Ferrailage</b>	Choix des barres	Bonde 1	2*8HA12	2*8HA12	2*8HA12
		Bonde 2	2*6HA10	2*6HA10	2*6HA10
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde 1	12,5	12,5	12,5
		Bonde 2	17	17	17
	A <sub>Hmin</sub> =0,0015*B/bande		1,97	2,34	6,00
	A <sub>H</sub> / nappe (cm <sup>2</sup> )		4,52	4,52	4,52
	Choix des barres / nappe (cm <sup>2</sup> )		10HA10	10HA10	10HA10
A (cm <sup>2</sup> )		7,85	7,85	7,85	
<b>Vérification des contraintes</b>	<b>Armatures transversales</b>		<b>4 épingles HA8 /m<sup>2</sup></b>		
	Contraintes	$\tau_u$ (MPa)	0,009	0,001	0,011
		$\tau_b$ (MPa)	0,013	0,002	0,015
	ELS	Ns (kn)	189,56	127,89	72,25
$\sigma_b$		0,67	0,45	0,26	

**Voiles de type 4****Tableau VIII.4** Ferrailage du voile  $V_{T7}$ 

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
<b>Caractéristique géométrique</b>	L (m)	1,6	1,6	1,6	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,32	0,32	0,32	
<b>Sollicitation de calcul</b>	$\sigma_{max}$ (kN.m <sup>2</sup> )	1577	1457,42	1457,42	
	$\sigma_{min}$ (kN.m <sup>2</sup> )	-2711,31	-1812,99	-1812,99	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	Vu (kN)	0,096	0,06	0,19	
	Lr (m)	1,01	0,89	0,89	
	Lc (m)	0,59	0,71	0,71	
	d (m)	0,506	0,443	0,443	
	$\sigma_1$ (kN.m <sup>2</sup> )	1355,655	906,495	906,495	
	N (kn)	N <sub>1</sub>	205,71	120,61	120,61
		N <sub>2</sub>	68,570	40,202	40,202
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	5,14	3,02	3,02
		A <sub>v2</sub>	1,71	1,01	1,01
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		0,00	0,00	0,01
	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>1</sub> =A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	5,14	3,02	3,02
		A <sub>2</sub> =A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	1,71	1,01	1,01
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		5,31	4,66	4,66
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde 1	18,06	18,06	18,06
Bonde 2		9,42	9,42	9,42	
<b>Ferrailage</b>	Choix des barres	Bonde 1	2*8HA12	2*8HA12	2*8HA12
		Bonde 2	2*6HA10	2*6HA10	2*6HA10
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde 1	12,5	12,5	12,5
		Bonde 2	17	17	17
	A <sub>Hmin</sub> =0,0015*B/bande		3,03	2,66	6,00
	A <sub>H</sub> / nappe (cm <sup>2</sup> )		4,52	4,52	4,52
	Choix des barres / nappe (cm <sup>2</sup> )		10HA10	10HA10	10HA10
	A (cm <sup>2</sup> )		7,85	7,85	7,85
<b>Vérification des contraintes</b>	<b>Armatures transversales</b>		<b>4 épingles HA8 /m<sup>2</sup></b>		
	Contraintes	$\tau_u$ (MPa)	0,000	0,000	0,001
		$\tau_b$ (MPa)	0,000	0,000	0,001
	ELS	Ns (kN)	214,58	143,69	80,81
		$\sigma_b$	0,59	0,40	0,0

## Chapitre IX

**LES FONDATIONS****IX.1 INTRODUCTION**

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

**IX.2 CHOIX DU TYPE DE FONDATION**

Le type de fondation est choisit essentiellement selon les critères suivants :

- la résistance du sol
- le tassement du sol
- le mode constructif de la structure.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- stabilité de l'ouvrage (rigidité),
- facilité d'exécution (coffrage),
- économie.

Pour le cas de notre structure, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes et un radier général. En fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

Le rapport géotechnique a donné une contrainte admissible 2 bars.

**IX.3 FONDATION****IX.3.1 Semelle isolé**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_{ser}$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

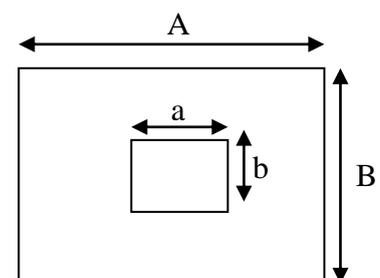
Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

Exemple :

$$N_{ser} = 1230,95 \text{ KN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad \Rightarrow \quad B = 2,48 \text{ m}$$



➤ **REMARQUE**

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, le risque de chevauchements est inévitable. Il y'a lieu donc d'opter pour des semelles filantes.

### IX.3.2 Semelles filantes

#### a) Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B L}$$

$\sigma_{sol}$  : Capacité portante du sol ( $\sigma_{sol} = 0,2$  MPa)

B : largeur de la semelle

L : longueur de la semelle sous voile.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau suivant :

**Tableau IX.1** Surface des semelles filantes sous voiles

Voile	N <sub>s</sub> (KN)	L (m)	B (m)	S = B x L [m <sup>2</sup> ]	S <sub>t</sub>
V1	1085,13	3,00	1,808	5,424	5,424
V2	1429,92	3,90	1,833	7,149	7,149
V3	1022,5	3,00	1,704	5,112	5,112
V4	1367,73	3,90	1,753	6,837	6,837
VT5	189,56	1,20	0,789	0,947	0,947
VL6	189,04	1,20	0,788	0,946	0,946
VL7	214,58	1,20	0,894	1,073	1,073
					<b>St=27.488</b>

La surface des semelles filantes sous voiles est : **S =27 ,488 m<sup>2</sup>**

#### b) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux

##### ▪ Hypothèse de calcul

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivants une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

##### ▪ Etape de calcul

Détermination de la résultante des charges :  $R = \sum N_i = 5498,46$  KN

Détermination de coordonnée de la résultante R .

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = 0$$

Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

$$e \leq \frac{l}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

Détermination de la largeur de la semelle  $B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{sol}}$

Détermination de la hauteur de la semelle  $\frac{l}{6} \leq h_t \leq \frac{l}{6}$

Avec : L : distance entre nus des poteaux.

- 1) Calcul l'effort tranchant le long de la semelle.
- 2) Calcul le moment fléchissant le long de la semelle.
- 3) Calcul la semelle comme une poutre continue devant résister aux efforts tranchants et moments fléchissant.
- 4) Calcul la semelle dans le sens longitudinales.

➤ **Exemple de calcul**

**Tableau IX 1.2** Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux

Poteaux	N (G+Q) (kN)	N totale (kN)	Moments (kN.m)	e <sub>i</sub> (m)	N <sub>i</sub> e <sub>i</sub> (kN.m)
21	991.45	4602.05	-0.094	-9.48	-9398.95
22	1088.87		0.081	7.44	8101.19
23	1201.81		0.064	5.32	6393.63
24	1230.95		1.437	0.001	1.231
25	88.97		-17.115	-0.192	-17.08
					5080.02

➤ **Résultante**

$$R = \sum N_i = 4602.05 \text{ kn}$$

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{5080,02 - 15,627}{4602,05} = 1,10 \text{ m}$$

Donc l'excentricité vaut : **e = 1,10 m.**

➤ **Distribution par (ml) de la semelle**

$$e = 1.1 \leq \frac{20}{6} = 3.33 \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{4602,05}{20} \left( 1 + \frac{6 \times 1,1}{20} \right) = 306,03 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{4602,05}{20} \left( 1 - \frac{6 \times 1,1}{20} \right) = 154,7 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(B/4)} = \frac{R}{L} \times \left( 1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) = \frac{4602,05}{20} \times \left( 1 + \frac{3 \times 1,1}{20} \right) = 268,07 \text{ KN / ml}$$

➤ **Calcul de la largeur B**

$$B \geq \frac{q_{(B/4)}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{268,07}{200} = 1,34 \text{ m}$$

Soit :  $B=1,50 \text{ m}$

Nous aurons donc :  $S=1,50 \times 20 = 30m^2$

La surface totale des semelles sous poteaux :

$$S_t = 30 \times 6 = 1800 \text{ m}^2$$

Enfin, la surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_T = S_v + S_p = 180 + 27,488 = 207,488 \text{ m}^2$$

La surface totale du bâtiment :  $S_{\text{bat}} = 20 \times 16,45 = 329 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles par rapport à la surface totale de la structure est

$$\text{de : } \frac{S_{\text{semelles}}}{S_{\text{batiment}}} = \frac{207,488}{329} = 0,63$$

La surface totale des semelles représente 63.07% de la surface du bâtiment.

Vu que les semelles occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise, on adopte pour un radier général comme fondation à ce bâtiment.

### IX.3.3 Radier général

Le radier général est défini comme étant une fondation superficielle, travaillent comme un plancher renverser dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol et à son poids propre.

Les caractéristiques du radier sont :

- 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.

### a) Pré dimensionnement du radier

#### a.1) la condition d'épaisseur minimale

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ( $h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$ ).

#### a.2) les conditions forfaitaires

##### ➤ Dalle

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{390}{20} = 19.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit } h = 40 \text{ cm}$$

##### ➤ Poutre ou nervure

La nervure du radier doit avoir une hauteur  $h_t$  égale à :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{390}{10} = 39 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit } h_t = 50 \text{ cm.}$$

### b) Condition de la longueur élastique ( $L_e$ )

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.

Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

- $L_e$  : Longueur élastique.
- $K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K = 40 \text{ MPa}$  pour un sol moyen.
- $I$  : L'inertie de la section du radier (bande de 1m).
- $E$  : Module de déformation longitudinale déferée

$$E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$$

$L_{\max}$  : Distance maximale entre deux nervures successives.

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 3.9\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0.64 \text{ m}$$

##### ➤ Conclusion

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

- $h = 70 \text{ cm}$  Hauteur de la nervure.
- $h = 40 \text{ cm}$  Hauteur de la dalle.
- $b = 40 \text{ cm}$  Largeur de la nervure.

### c) Détermination des efforts

$$\text{ELU: } N_u = 55764,3863 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } N_s = 40688,435 \text{ KN}$$

Détermination de la surface nécessaire du radier

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{2 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{55764,39}{2 \times 200} = 139,41 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{2 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{40688,44}{2 \times 200} = 101,72 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{rad}} = \max(S_{\text{rad}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{rad}}^{\text{ELS}}) = (139,41 ; 101,72) = \mathbf{139,41 \text{ m}^2}$$

la surface nécessaire du radier est :  $S_{\text{nrad}} = \max(139,41 ; 101,72)$

$$\Rightarrow S_{\text{bat}} = 329 \text{ m}^2 > S_{\text{nrad}} = 139,41 \text{ m}^2 \dots \text{condition vérifiée.}$$

## IX.4 VERIFICATION

### IX.4.1 Vérification à la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,75 \text{ MPa}$$

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 0,9 \times h_d = 0,9 \times 40 = 36 \text{ cm}$$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{55764,39 \times 1 \times 3,90}{329 \times 2} = 330,52 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} = \frac{330,52}{1 \times 360} = 0,92 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{Condition vérifiée}$$

### IX.4.2 Vérification de la stabilité du radier

#### a) Calcul du centre de gravité du radier

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 10 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 8,225 \text{ m}$$

$S_i$  : Aire du panneau considéré

$X_i ; Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré .

#### b) Moment d'inertie du radier

$$I_{xx} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{20 \times 16,45^3}{12} = 7419,02 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{16,45 \times 20^3}{12} = 10966,67 \text{ m}^4$$

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.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :  $M_0$  : Moment sismique à la base du bâtiment.

$T_0$  : Effort tranchant à la base du bâtiment

$h$  : Profondeur de l'infrastructure (dalle + nervure).

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

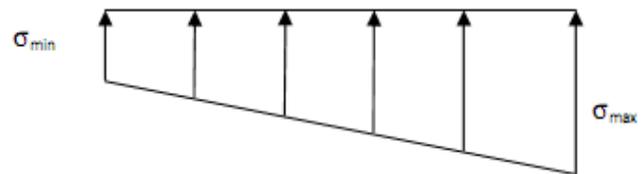
$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$$\sigma_2 = \sigma_{\min} \text{ et } \sigma_1 = \sigma_{\max}$$

Ainsi ; nous devons vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2\sigma_{\text{SOL}}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{SOL}} \quad \text{avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$



### b.1) Sens longitudinal

$$M_Y = 11195,521 + 780,24 \times 0,7 = 11741,689 \text{ KN.m.}$$

#### ➤ ELU

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_U}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_Y}{I_{XX}} Y_G = \frac{55764,39}{329} \pm \frac{11741,69}{7419,02} \times 8,225$$

$$\sigma_1 = 182,516 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 156,476 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_M = 176,006 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{\text{sol}} = 266 \text{ KN/m}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

#### ➤ ELS

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_Y}{I_{XX}} Y_G = \frac{40688,435}{329} \pm \frac{11741,69}{7419,02} \times 8,225$$

$$\sigma_1 = 136,69 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 110,653 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_M = 130,181 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

### b.2) Sens transversal

#### ➤ ELU

$$M_x = 15202,591 + 583,87 \times 0,7 = 15611,3 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_x}{I_{YY}} X_G = \frac{55764,39}{329} \pm \frac{15611,3}{10966,67} \times 10$$

$$\sigma_1 = 183,731 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 155,261 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_M = 176,61 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ **ELS**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M_x}{I_{YY}} X_G = \frac{40688,435}{329} \pm \frac{15611,3}{10966,67} \times 10$$

$$\sigma_1 = 137,508 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 109,438 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_M = 130,491 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

**IX.4.3 Vérification au poinçonnement BAEL91 [Art. A.5.2.42]**

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

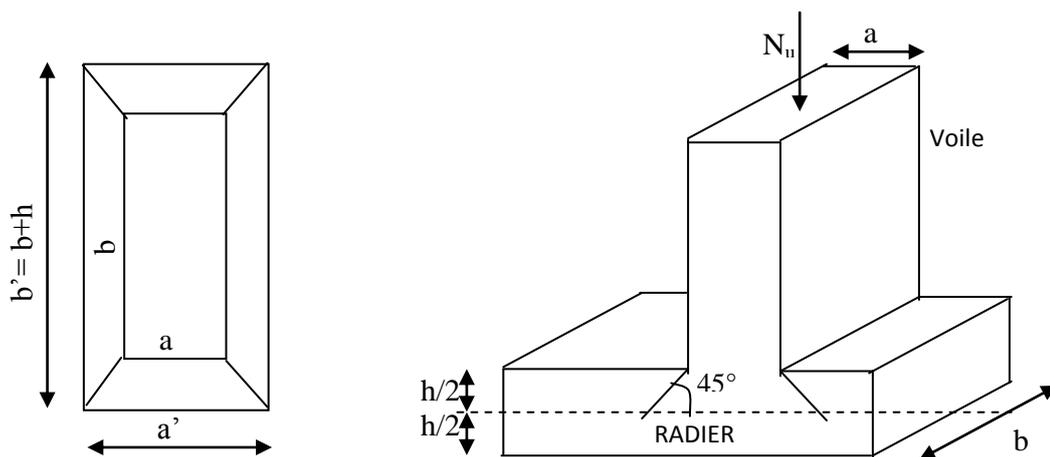
$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$N_u$  : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

$\mu_c$  : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

$a$  : Epaisseur du voile ou du poteau.

$b$  : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).



**Figure IX.1** Périmètre utile des voiles et des poteaux.

**a) Calcul du périmètre utile  $\mu_c$**

**a.1) La vérification pour le poteau le plus sollicité pot (45\*45)**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0.45 + 0.45 + 2 \times 0.70) = 4,6m$$

$$N_u = 1697,17 \text{ KN.}$$

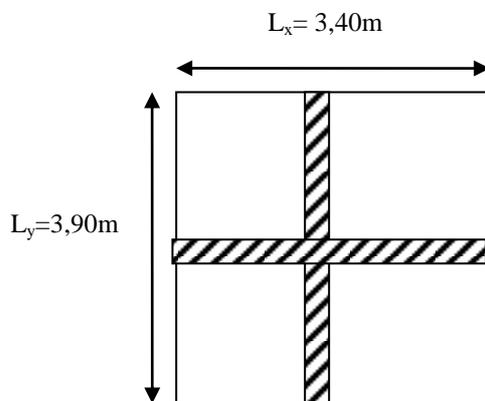
$$N_u < \frac{0,045 \times 4,6 \times 0,70 \times 25000}{1,5} = 2415 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### a.2) La vérification pour le voile le plus sollicité ( $V_{L4}$ )

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,2 + 3,9 + 2 \times 0,70) = 11 \text{ m}, \quad N_u = 1980,62 \text{ KN}$$

$$N_u < \frac{0,045 \times 11 \times 0,70 \times 25000}{1,5} = 5775 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

### b) Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis



Nous distinguons deux cas :

#### ▪ 1<sup>er</sup> Cas

$\rho < 0,4$  la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{oy} = 0$$

#### ▪ 2<sup>eme</sup> Cas

$0,4 \leq \rho \leq 1$  les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée  $L_x$  :  $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée  $L_y$  :  $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec : 
$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} \quad (L_x < L_y)$$

#### ▪ 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.

**c) Identification du panneau le plus sollicité**

$$\nu=0, \quad \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,4}{3,9} = 0,87 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0488 \\ \mu_y = 0,721 \end{cases}$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

Les contraintes prises en compte dans les calculs:

$$\text{- A l'ELU : } q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 176,61 - \frac{5033,7}{329} = 161,31 \text{ KN/ml}$$

$$\text{- A l'ELS : } q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 130,491 - \frac{5033,7}{329} = 115,61 \text{ KN/ml}$$

## IX.5 CALCUL DES ARMATURES A L'ELU

### IX.5.1 Evaluation des moments $M_x, M_y$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,0488 \times 161,3 \times 3,4^2 = 90,99 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,721 \times 90,99 = 66,61 \text{ m}$$

▪ **Remarque**

Pour tenir compte de l'encastrement partiel de la dalle au niveau des appuis (nervures), les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient de :

0,3 moment sur appui de rive ;

0,5 moment sur appui intermédiaire ;

0,85 moment en travées.

**a) Les moments aux appuis**

▪ **Petite portée**

$$M_{ua}^x = (-0,5) \times M_x = (-0,5) \times 90,99 = -45,495 \text{ KN.m}$$

▪ **Grande portée**

$$M_{ua}^y = (-0,5) \times M_y = (-0,5) \times 66,61 = -33,305 \text{ KN.m}$$

**b) Les moments en travées**

▪ **Petite portée**

$$M_{ut}^x = (0,85) \times M_x = (0,85) \times 90,99 = 77,34 \text{ KN.m}$$

▪ **Grande portée**

$$M_{ut}^y = (0,85) \times M_y = (0,85) \times 66,61 = 56,62 \text{ KN.m}$$

**c) Sens de la petite portée (Y-Y)**

▪ **En travée**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}^x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{77,34 \times 10^3}{100 \times (36)^2 \times 14,2} = 0,042 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_u = 0,042 \rightarrow \beta = 0,979$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}^x}{\beta_u d \sigma_{st}} = \frac{77,34 \times 10^3}{0,979 \times 36 \times 348} = 6,31 \text{ cm}^2.$$

Soit : **5HA14 = 7,7 cm<sup>2</sup>** avec un espacement de 20 cm.

▪ **Aux appuis**

Le signe (-) désigne que la fibre supérieur est tendue.

$$\mu_u = \frac{M_{ua}^x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{45,495 \times 10^3}{100 \times (36)^2 \times 14,2} = 0,025 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,025 \rightarrow \beta = 0,9875$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}^x}{\beta_u d \sigma_{st}} = \frac{45,495 \times 10^3}{0,9875 \times 36 \times 348} = 3,68 \text{ cm}^2.$$

Soit: **4HA12/ml = 4,51 cm<sup>2</sup>** avec un espacement de 25 cm

**d) Sens de la grande portée (x-x)**

▪ **En travée**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}^y}{bd^2 f_{bu}} = \frac{56,62 \times 10^3}{100 \times (36)^2 \times 14,2} = 0,030 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,030 \rightarrow \beta = 0,985$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}^y}{\beta_u d \sigma_{st}} = \frac{56,62 \times 10^3}{0,985 \times 36 \times 348} = 4,58 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA14/ml = 6,16 cm<sup>2</sup>** avec un espacement de 25 cm

**Aux appuis**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}^y}{bd^2 f_{bu}} = \frac{33,305 \times 10^3}{100 \times (36)^2 \times 14,2} = 0,018 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,018 \rightarrow \beta = 0,991$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}^y}{\beta_u d \sigma_{st}} = \frac{33,305 \times 10^3}{0,991 \times 36 \times 348} = 2,68 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA12/ml = 4,51 cm<sup>2</sup>** avec un espacement de 25 cm

**IX.5.2 Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} ;$$

Avec :  $\rho_0 = 0,8 \text{ ‰}$  pour les HA FeE400.

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 40 \times \frac{3 - 0,87}{2} = 3,41 \text{ cm}^2.$$

▪ **En travée**

$$A_{\text{ut}}^x = 7,7 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,89 \text{ cm}^2. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{ut}}^y = 6,16 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,89 \text{ cm}^2. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Aux appuis**

$$A_{\text{ua}}^x = 4,51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,89 \text{ cm}^2. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{ua}}^y = 4,351 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,89 \text{ cm}^2. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

## IX.6 CALCUL Á L'ELS

### IX.6.1 Evaluation des moments $M_x$ , $M_y$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,4}{3,9} = 0,87 \Rightarrow \mu_x = 0,0488 \quad \text{et} \quad \mu_y = 0,721$$

$$M_x = \mu_x \times q_s \times L_x^2.$$

$$M_y = \mu_y \times M_x.$$

$$q_s = 115,61 \text{ KN/m}^2$$

On obtient:  $M_x = 0,0488 \times 115,61 \times (3,4)^2 = 65,22 \text{ KNm}$

$$M_y = 0,721 \times 65,22 = 47,02 \text{ KNm}$$

**a) Moments aux appuis**

$$M_{\text{ua}}^x = (-0,5) \times M_x = (-0,5) \times 65,22 = -32,61 \text{ KNm}$$

$$M_{\text{ua}}^y = (-0,5) \times M_y = (-0,5) \times 47,02 = -23,51 \text{ KNm}$$

**b) Moment en travées**

$$M_{\text{ut}}^x = (0,85) \times M_x = (0,85) \times 65,22 = 55,44 \text{ KNm}$$

$$M_{\text{ut}}^y = (0,85) \times M_y = (0,85) \times 47,02 = 39,97 \text{ KNm}$$

**c) Vérification des contraintes dans le béton**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec :  $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

**d) Sens de la petite portée (Y-Y)**

- **Aux appuis**

$$\gamma = \frac{45,495}{32,61} = 1,395$$

$$\mu = 0,025 \Rightarrow \alpha = 0,0317$$

$$\alpha = 0,0317 < \frac{1,395-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,4475 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **En travée**

$$\gamma = \frac{77,34}{55,44} = 1,39$$

$$\mu = 0,042 \Rightarrow \alpha = 0,0536$$

$$\alpha = 0,0536 < \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**e) Sens de la grande portée (X-X)**

- **Aux appuis**

$$\gamma = \frac{33,305}{23,51} = 1,42$$

$$\mu = 0,018 \Rightarrow \alpha = 0,0227$$

$$\alpha = 0,0227 < \frac{1,42-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,46 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **En travée**

$$\gamma = \frac{56,62}{39,97} = 1,42$$

$$\mu = 0,030 \Rightarrow \alpha = 0,0381$$

$$\alpha = 0,0381 < \frac{1,42-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,46 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Conclusion**

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des contraintes dans le béton à l'ELS.

**f) Vérification de l'espacement des barres**

Lorsque la fissuration est préjudiciable, l'écartement max des armatures d'une nappe est donnée par (A.8.2, 42/BAEL91 modifiées 99).

$$S_t \leq \min \{2h; 25\text{cm}\} = 25\text{cm} \Rightarrow OK$$

**g) Vérification de l'effort tranchant**

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

Avec :

$$V_u = \frac{q_u L_y}{2} = \frac{161,31 \times 3,90}{2} = 314,55 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{314,55 \times 10^{-3}}{1 \times 0,36} = 0,87 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,87 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \Rightarrow \quad \text{OK}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

## IX.7 FERRAILLAGE DES NERVURES

### IX.7.1 Calcul des moments dans le sens longitudinal

$$b = 40 \text{ cm} \quad h = 70 \text{ cm} \quad d = 67 \text{ cm}$$

$$q_u = 161,31 \text{ kn/m}$$

$$q_s = 115,61 \text{ kn/m}$$

#### ➤ Détermination des efforts

La condition d'application de la méthode forfaitaire ( $0,8 < L_i / L_{i+1} < 1,25$ ) n'est pas vérifiée ; donc il faut utiliser la méthode des trois moments :

#### ➤ Moment aux appuis

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

#### ➤ Moments en travées

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

$$\mu(x) = q \frac{L_{i+1}}{2} x - q \frac{x^2}{2} \quad \text{et} \quad X = \frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q L_{i+1}}$$

La résolution du système par la méthode des trois moments nous donne les résultats suivants :

#### a) SENS XX

##### ▪ L'ELU

$$q_u = 161,31 \text{ kn/m}$$

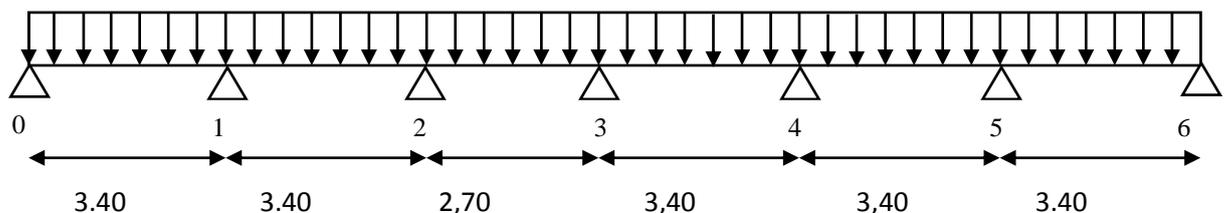


Figure IX.1 Schéma statique de la nervure selon x-x

#### a.1) Moments aux appuis

Les moments aux appuis sont :

$$M_1 = -206,48 \text{ kn.m}$$

$$M_2 = -109,69 \text{ kn.m}$$

$$M_3 = -127,43 \text{ kn.m}$$

$$M_4 = -151,63 \text{ kn.m}$$

$$M_5 = -195,19 \text{ kn.m}$$

$$M_0 = M_6 = -233,09 \text{ kn.m}$$

### a.2) Moments en travées

Les moments en travées sont :

$$\text{Travée (0-1)} : M(x) = 13,46 \text{ kn.m}$$

$$\text{Travée (1-2)} : M(x) = 77,52 \text{ kn.m}$$

$$\text{Travée (2-3)} : M(x) = 25,31 \text{ kn.m}$$

$$\text{Travée (3-4)} : M(x) = 93,14 \text{ kn.m}$$

$$\text{Travée (4-5)} : M(x) = 60,19 \text{ kn.m}$$

$$\text{Travée (5-6)} : M(x) = 38,07 \text{ kn.m}$$

#### ▪ l'ELS

$$Q_s = 115,61 \text{ kn/m}$$

### a.3) Moments aux appuis

Les moments aux appuis sont :

$$M_1 = -147,98 \text{ kn.m}$$

$$M_2 = -78,61 \text{ kn.m}$$

$$M_3 = -91,33 \text{ kn.m}$$

$$M_4 = -108,67 \text{ kn.m}$$

$$M_5 = -139,89 \text{ kn.m}$$

$$M_0 = M_6 = -167,06 \text{ kn.m}$$

### a.4) Moments en travées

Les moments en travées sont :

$$\text{Travée (0-1)} : M(x) = 9,67 \text{ kn.m}$$

$$\text{Travée (1-2)} : M(x) = 55,56 \text{ kn.m}$$

$$\text{Travée (2-3)} : M(x) = 20,48 \text{ kn.m}$$

$$\text{Travée (3-4)} : M(x) = 67,16 \text{ kn.m}$$

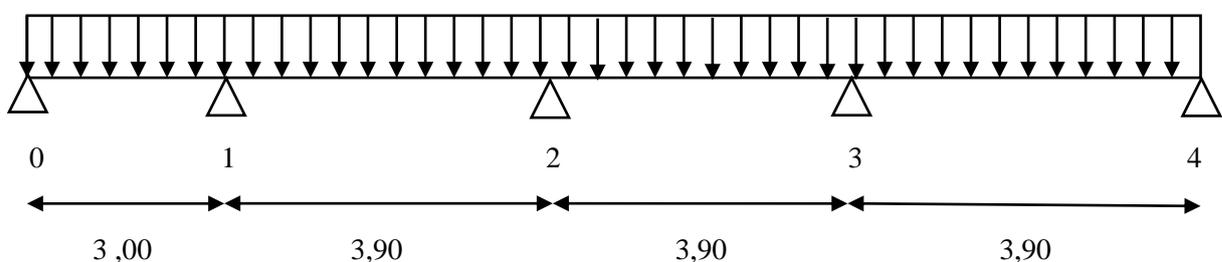
$$\text{Travée (4-5)} : M(x) = 70,25 \text{ kn.m}$$

$$\text{Travée (5-6)} : M(x) = 86,7 \text{ kn.m}$$

### b) SENS YY

$$q_u = 161,31 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 115,61 \text{ KN/m}$$



**Figure IX.2** Schéma statique de la nervure sens y-y

- **L'ELU**

- b.1) Moments aux appuis**

Les moments aux appuis sont :

$$M_0 = - 54,4 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = - 198,45 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = - 192,133 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = - 258,657 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = - 92,01 \text{ KN.m}$$

- b.2) Moments en travées**

Les moments en travées sont :

Travée (0-1) :  $M(x) = 62.166 \text{ KN.m}$

Travée (1-2) :  $M(x) = 111.46 \text{ KN.m}$

Travée (2-3) :  $M(x) = 82.187 \text{ KN.m}$

Travée (3-4) :  $M(x) = 136.95 \text{ KN.m}$

- **L'ELS**

- b.3) Moments aux appuis**

Les moments aux appuis sont :

$$M_0 = - 39,02 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = - 142,75 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = - 135,83 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = - 185,38 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = - 65,94 \text{ KN.m}$$

- b.4) Moments en travées**

Les moments en travées sont :

Travée (0-1) :  $M(x) = 44.60 \text{ KN.m}$

Travée (1-2) :  $M(x) = 80.53 \text{ KN.m}$

Travée (2-3) :  $M(x) = 59.89 \text{ KN.m}$

Travée (3-4) :  $M(x) = 82.326 \text{ KN.m}$

- **remarque**

Les moments fléchissant max sont sans le sens yy.

## IX.7.2 Calcul des efforts tranchant

### a) sens yy

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

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

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

Travée (0-1) :  $T_0 = 193,95$  [KN]  
 $T_1 = -289,99$  [KN]

Travée (1-2) :  $T_1 = 316,17$  [KN]  
 $T_2 = -312,93$  [KN]

Travée (2-3) :  $T_2 = 297,49$  [KN]  
 $T_3 = -3310,61$  [KN]

Travée (3-4) :  $T_3 = 357,28$  [KN]  
 $T_4 = -271,82$  [KN]

**b) sens xx**

Travée (0-1) :  $T_0 = 9,19$  [KN]  
 $T_1 = -12,36$  [KN]

Travée (1-2) :  $T_1 = 9,66$  [KN]  
 $T_2 = -11,90$  [KN]

Travée (2-3) :  $T_2 = 8,30$  [KN]  
 $T_3 = -8,82$  [KN]

Travée (3-4) :  $T_3 = 10,50$  [KN]  
 $T_4 = -11,06$  [KN]

Travée (4-5) :  $T_4 = 10,28$  [KN]  
 $T_5 = -11,28$  [KN]

Travée (5-6) :  $T_5 = 12,23$  [KN]  
 $T_6 = -9,33$  [KN]

▪ **L'ELU**

**a) Sens yy**

$$M_{ua} = -258,657 \text{ KNm}$$

$$M_{ut} = 136,95 \text{ KNm}$$

$$T_{\max} = 357,25 \text{ KN}$$

**b) Sens xx**

$$M_{ua} = -233,09 \text{ KNm}$$

$$M_{ut} = 93,14 \text{ KNm}$$

$$T_{\max} = 12,38 \text{ KN}$$

▪ **L'ELS**

**a) Sens yy**

$$M_{sa} = -185,38 \text{ KNm}$$

$$M_{st} = 82,326 \text{ KN.m}$$

**b) Sens xx**

$$M_{sa} = -167,06 \text{ KNm}$$

$$M_{st} = 70,25 \text{ KN.m}$$

**IX.8 CALCUL DU FERRAILLAGE A L'ELU**

▪ **Sens yy**

**a) Aux appuis**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{258,657 \times 10^3}{40 \times (67)^2 \times 14,2} = 0,101 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,101 \rightarrow \beta = 0,9465$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u d \sigma_{st}} = \frac{258,657 \times 10^3}{0,9465 \times 67 \times 348} = 11,72 \text{ cm}^2$$

Soit **2 x4 HA16 = 16,06 cm<sup>2</sup>** Avec un espacement de 10 cm entre les barres.

**b) En travée**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{136,95 \times 10^3}{40 \times (67)^2 \times 14,2} = 0,053 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,053 \rightarrow \beta = 0,9725$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{136,95 \times 10^3}{0,9725 \times 67 \times 348} = 6,04 \text{ cm}^2$$

Soit **2 x 4HA12 = 9.02cm<sup>2</sup>** Avec un espacement de 10cm entre les barres

▪ **Sens xx**

**a) Aux appuis**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{233,09 \times 10^3}{40 \times (67)^2 \times 14,2} = 0,091 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,091 \rightarrow \beta = 0,9525$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u d \sigma_{st}} = \frac{233,09 \times 10^3}{0,9525 \times 67 \times 348} = 10,49 \text{ cm}^2$$

Soit  $2 \times 4 \text{ HA16} = 16,06 \text{ cm}^2$  Avec un espacement de 10 cm entre les barres.

**b) En travée**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{93,14 \times 10^3}{40 \times (67)^2 \times 14,2} = 0,037 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,037 \rightarrow \beta = 0,9815$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{93,14 \times 10^3}{0,9815 \times 67 \times 348} = 4,07 \text{ cm}^2$$

Soit  $2 \times 4 \text{ HA12} = 9,02 \text{ cm}^2$  Avec un espacement de 10 cm entre les barres

**IX.8.1 Armatures transversales**

$$\phi \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm}$$

Soit  $\phi = 8 \text{ mm}$ ,

On prend 2 cadres de  $\phi = 8 \text{ mm}$ .

**IX.8.2 Espacement des armatures**

En zone nodale  $S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\phi_l \right) = \left( \frac{70}{4}; 12 \times 1,6 \right) = 17,5 \text{ cm}$

On opte pour  $S_t = 10 \text{ cm}$

En zone courante  $S_t \leq \frac{h}{4} = 17,5 \text{ cm}$

On opte pour  $S_t = 10 \text{ cm}$

**IX.9 VERIFICATION A L'ELU**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 40 \times 67 \times 2,1}{400} = 3,24 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 16,06 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,14 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_t = 9,02 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,14 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**IX.10 VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILEMENT**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b.d} \leq \overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec :  $T_{u\max} = 357,25 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{357,25 \times 10^{-3}}{0,40 \times 0,67} = 1,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,33 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**IX.11 VERIFICATION A L'ELS**

On se disposera de cette vérification si cette inéquation est vérifiée :

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

**a) Aux appuis**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{258.657}{185.38} = 1,395 \Rightarrow \mu = 0,101 \rightarrow \alpha = 0,1334$$

$$\alpha = 0,1334 < \frac{1,395-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,4475 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**b) En travée**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{136.95}{82.326} = 1,66 \Rightarrow \mu = 0,053 \rightarrow \alpha = 0,06805$$

$$\alpha = 0,06805 < \frac{1,395-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,4475 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Conclusion**

La condition  $\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des contraintes dans le béton à l'ELS.

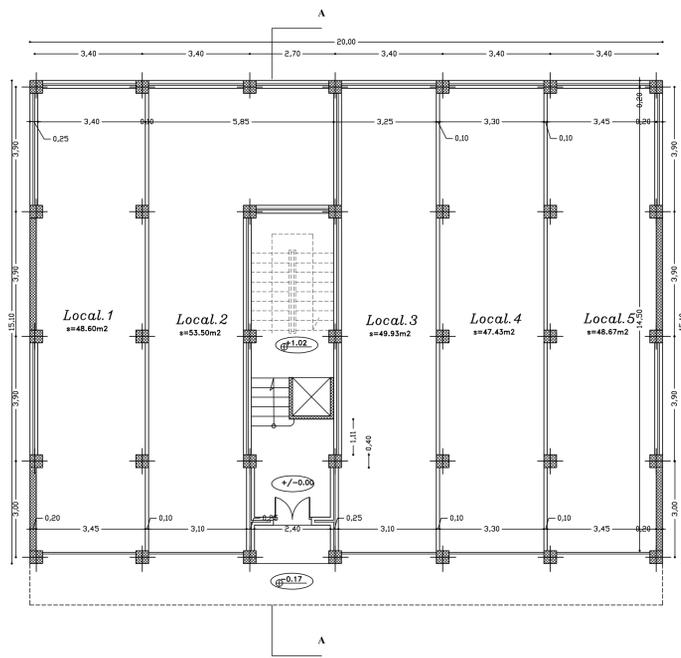
On tenant compte du RPA, on utilise les armatures de peau suivantes :

02 barres de  $\Phi 12$  avec des épingles  $\Phi 8$  comme le montre le schéma de ferrailage des nervures.

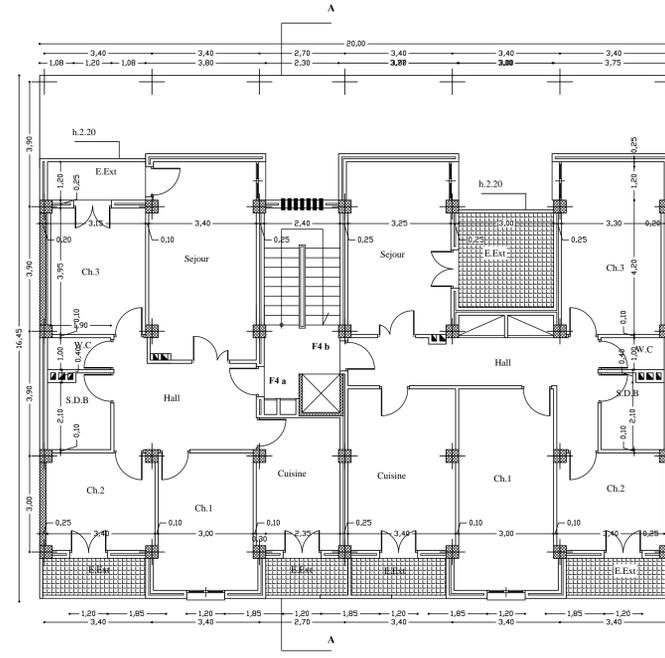
## **BIBLIOGRAPHIE**

- Règles parasismique algérienne RPA99 (version 2003).
- Béton armé BAEL91 modifié et DTU associés (Jean-Pierre MOUGIN).
- Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et Constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Formulaire de béton armé T1 et T2 (Victor DAVIDOVICI).
- Conception et calcul des structures de bâtiment (Henry THONIER).
- Cours et TD béton I, Béton II et RDM I.
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.

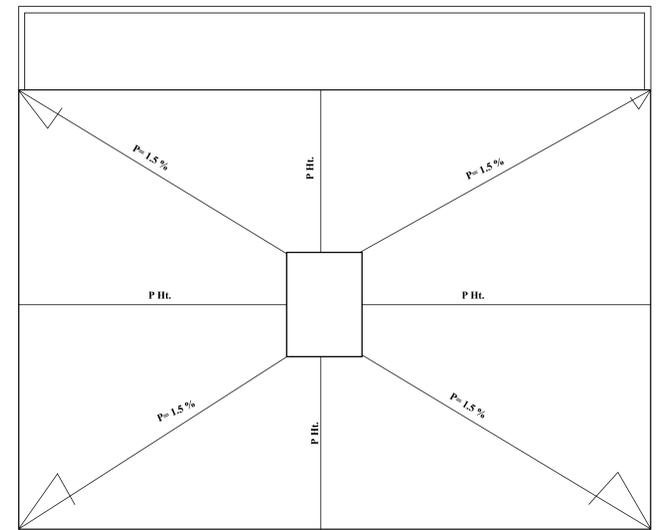
PLAN DU RDC



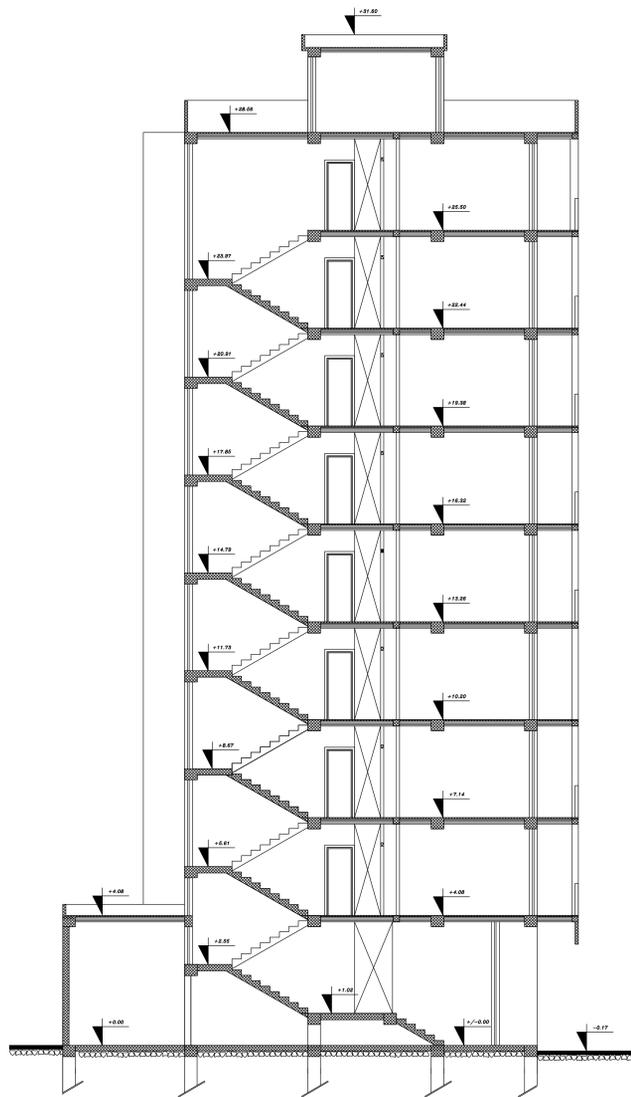
PLAN DU NIVEAU COURANT



PLAN DE TERRASSE

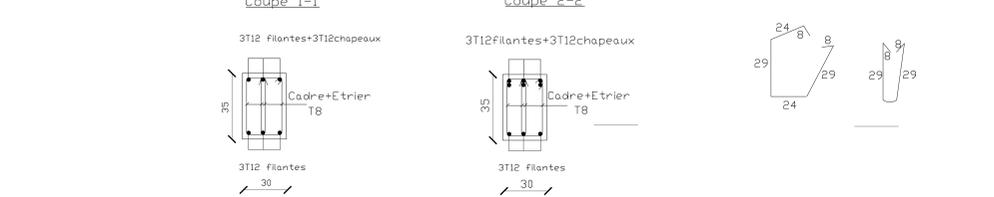
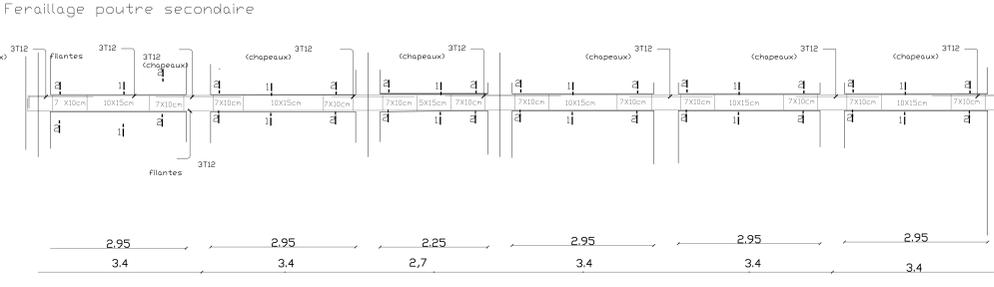
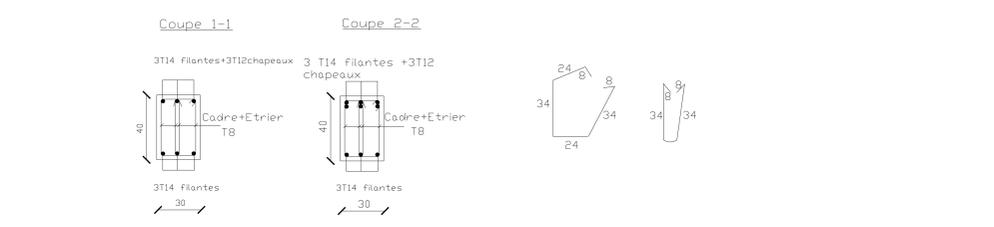
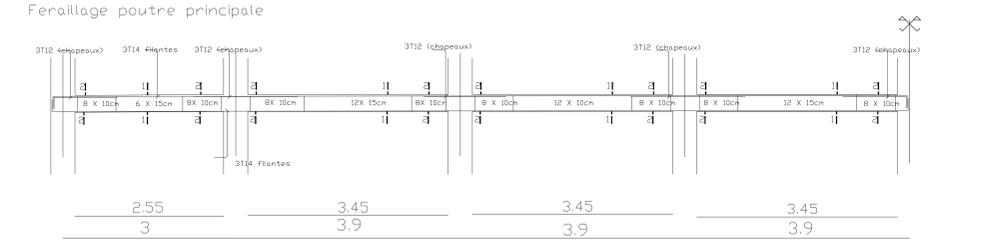
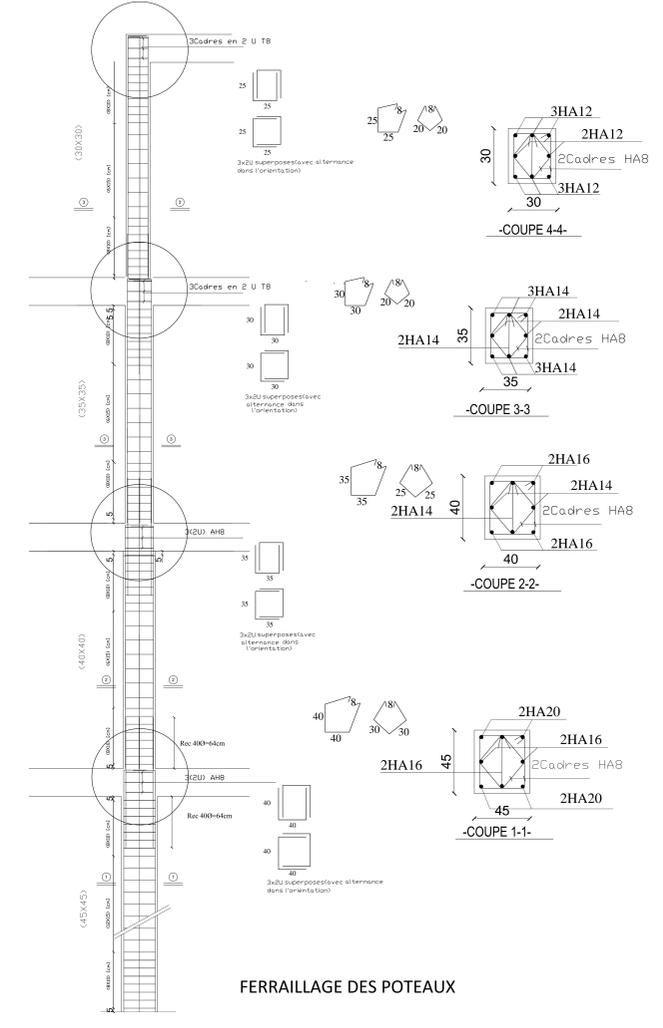
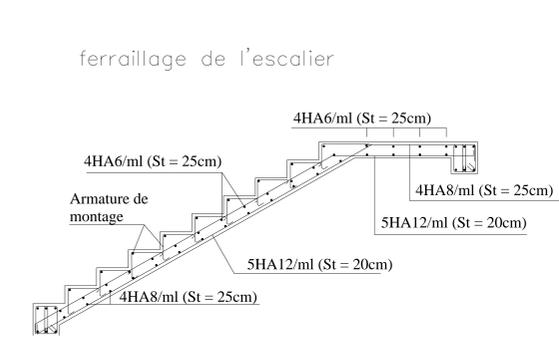
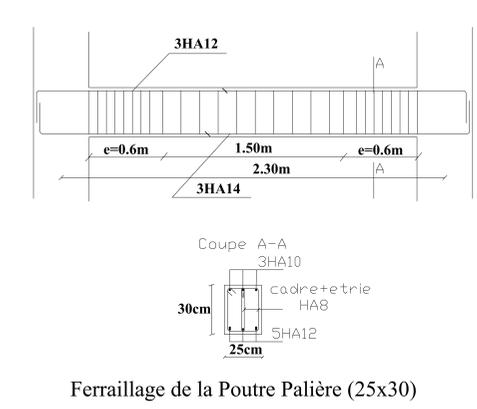
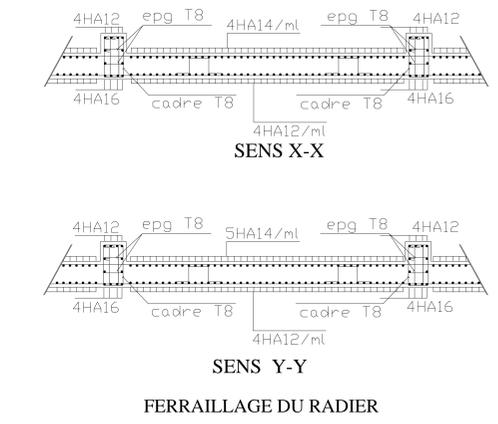
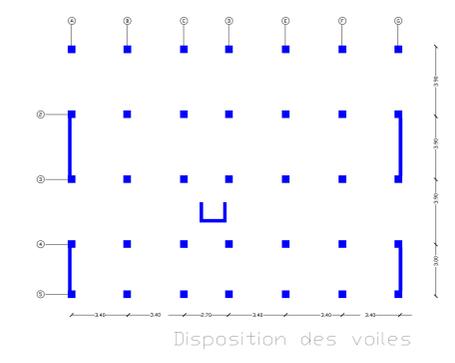
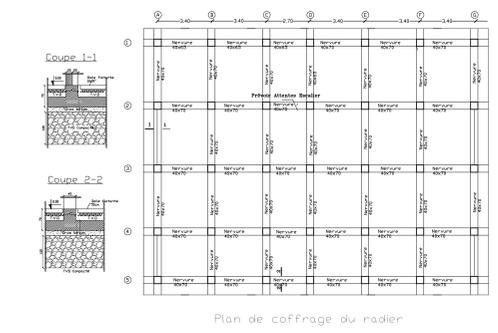
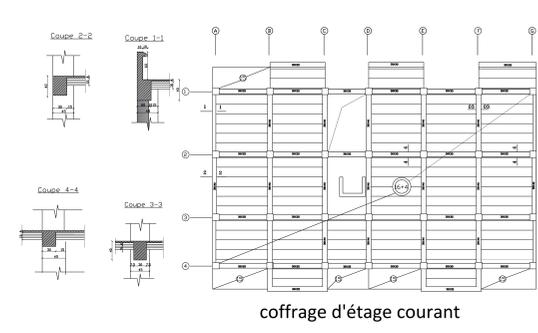
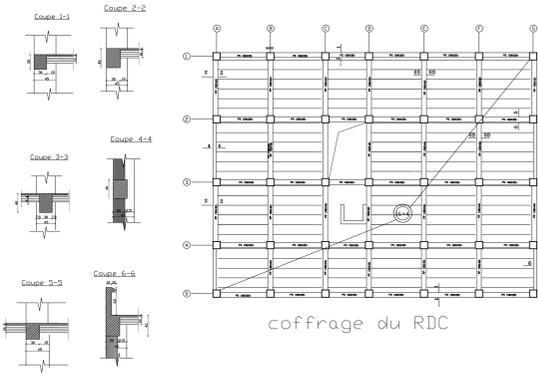


COUPE SUR ESCALIER

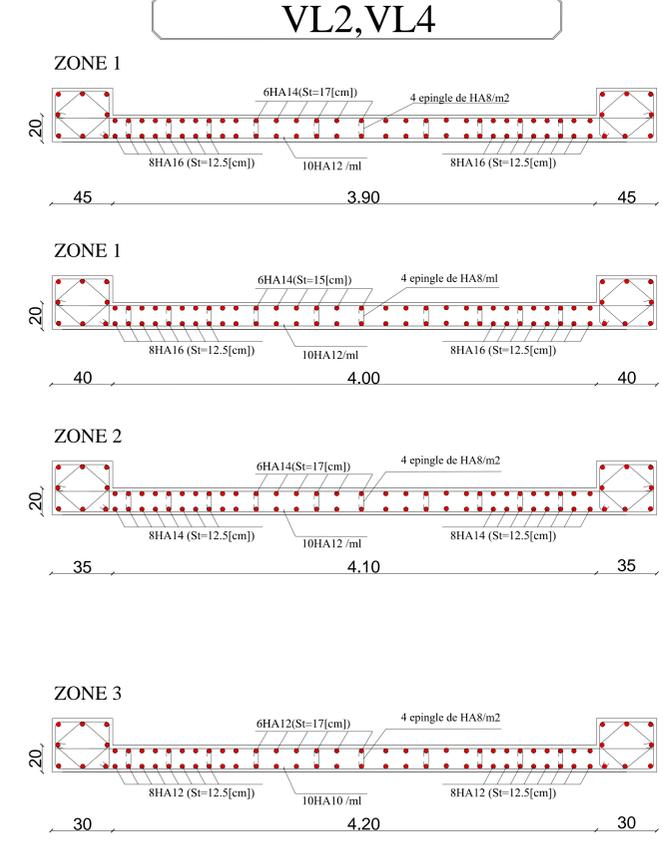
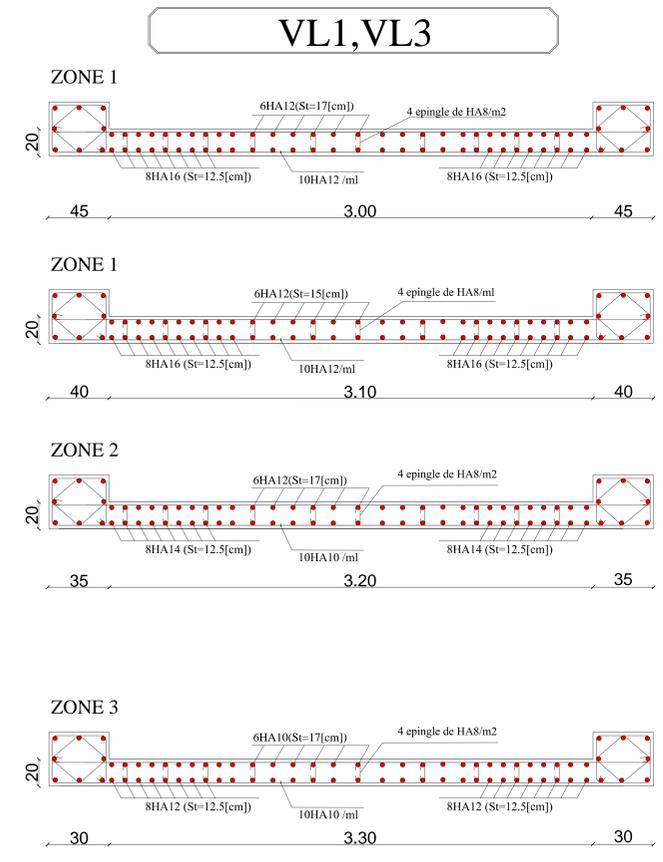


FACADE PRINCIPALE





FERRAILLAGE DES VOILES



VT5 et VT6

