



République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la  
Recherche Scientifique  
Centre Universitaire El-wancharissi de Tissemsilt



Institut de Sciences et de la Technologie  
Département de **Sciences et de la Technologie**

Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme  
de Master académique en

Filière : **Génie Civil**

Spécialité : **Structures**

Présentée par : **Hadjou Farouk**

**Ait Amer Meziane Redha Rafik**

*Thème*

---

## **Etude d'une structure en béton armé implantée à Tissemsilt**

---

Soutenu le, 01/10/2020

### **Devant le Jury :**

Bouderba Bachir	Examineur	M.C.A.	CU-Tissemsilt
Boubekeur Toufik	Examineur	M.C.A.	CU-Tissemsilt
Besseglier Abderrahmane	Encadreur	M.C.A.	CU-Tissemsilt

**Année universitaire : 2019-2020**

# Sommaire

Résumé	
Liste des tableaux	
Liste des figures	
Notions et symboles	
<b>Introduction générale.....</b>	<b>1</b>
<b>Chapitre I :présentation de l'ouvrage</b>	
I.1 Présentation de l'ouvrage .....	2
I.2 Caractéristiques géométriques de la structure .....	2
I.3 Données du site.....	7
I.4 Ossature et système constructif adopté .....	7
I.4.1 Ossature .....	7
I.4.2 Les Plancher.....	7
I.4.3 Terrasse.....	7
I.4.4 Escaliers.....	8
I.4.5 Maçonnerie .....	8
I.4.6 Acrotère .....	8
I.5 Caractéristiques des matériaux .....	8
I.5.1 Le béton .....	8
I.5.2 Les matériaux composant le béton.....	8
I.6 Caractéristiques du béton .....	9
I.6.1 Résistance caractéristique à la compression $f_{cj}$ .....	9
I.6.2 Résistance caractéristique à la traction $f_{jt}$ .....	9
I.6.3 Contrainte limite .....	9
I.6.4 Contrainte admissible de cisaillement .....	11
I.6.5 Module de déformation longitudinale .....	11
I.6.6 Coefficient de poisson .....	12
I.7 Aciers de construction.....	12
I.7.1 Diagramme déformation-contrainte .....	12
I.7.2 Module d'élasticité longitudinale.....	13
I.7.3 Contrainte de calcul.....	13
I.8 Hypothèses de calcul.....	14
I.8.1 Etat limite ultime.....	14

I.8.2 Règles des trois pivots .....	14
I.8.3 Etat limite de service .....	15
I.8.4 Sollicitation du calcul .....	16

## **Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments principaux**

II.1 Introduction .....	17
II.2 Planchers .....	17
II.2.1 Plancher à corps creux .....	17
II.2.2 Condition de rigidité .....	18
II.3 Poutres .....	18
II.3.1 Poutres principales .....	18
II.3.2 Poutres secondaires .....	19
II.4 Descente de charge .....	19
II.4.1 Plancher terrasse inaccessible .....	20
II.4.1.2 Plancher étage courants .....	20
II.4.1.3 Mur extérieur (double cloison) .....	21
II.4.1.4 Mur intérieur .....	22
II.4.2 Charges d'exploitation .....	22
II.4.2.1 Loi de dégression des charges d'exploitations .....	22
II.5 Poteaux .....	23
II.5.1 Exemple de calcul .....	24
II.5.2 Poteau le plus sollicité .....	25
II.6 Voiles .....	28
II.7 Conclusion .....	29

## **Chapitre III : Calcul des planchers**

III.1 Introduction .....	30
III.2 Dimensionnement des poutrelles .....	30
III.3 Méthode de calcul des poutrelles .....	31
III.3.1 Méthode forfaitaire .....	31
III.3.1.1 Les conditions d'application de la méthode forfaitaire .....	31
III.3.1.2 Principe de calcul .....	31

III.3.1.3 Les valeurs des moments aux appuis .....	32
III.3.1.4 Effort tranchant .....	32
III.3.2 Méthode des trois moments .....	33
III.3.2.1 Principe de calcul de la méthode des trois moments .....	33
III.3.2.2 Evaluation de l'effort tranchant .....	34
III.4 Calcul du ferrailage .....	34
III.4.1 Planchers RDC et étages courant .....	34
III.4.1.1 Calcul du ferrailage des poutrelles .....	39
III.4.1.2 Ferrailage en travée ELU .....	39
III.4.1.3 Ferrailage Sur appuis .....	40
III.4.1.4. Vérifications .....	42
III.4.1.5. Schemas de ferrailage des poutrelles (Étage courant) .....	46
III.4.2 Planchers terrasse.....	47
III.4.2.1 Étude des poutrelles Planchers terrasse .....	47
III.4.2.2 Ferrailage en travée.....	51
III.4.2.3 Ferrailage Sur appuis .....	52
III.4.2.4 Vérifications .....	53
III.4.2.5 Schemas de ferrailage des poutrelles (Terrasse) .....	59
III.5 Calcul de ferrailage de la dalle de comprission.....	60

## **Chapitre IV: Calcul et ferrailage des éléments non structuraux**

IV.1 Introduction .....	61
IV.2 Acrotère .....	61
IV.2.1 Calcul les sollicitations.....	61
IV.2.2 Sollicitation au centre de gravité de l'acier tendue.....	62
IV.2.3 Calcul du ferrailage (E. L. U. R) .....	63
IV.2.3.1. Vérification de l'existence des armatures comprimés A' .....	63
IV.2.3.2 Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire	63
IV.2.4 Vérification des contraintes (E. L. S) .....	64
IV.2.4.1 Détermination des contraintes dans le béton comprimé $\sigma_{bc}$ .....	64
IV.2.4.2 Détermination des contraintes dans l'acier tendue $\sigma_{st}$ .....	64
IV.2.4.3 Contrainte de cisaillement.....	64

IV.2.4.4. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme.....	65
IV.3 Escaliers.....	66
IV.3.1 Définition .....	66
IV.3.2 Terminologie .....	66
IV.3.3 Dimensions des escaliers.....	66
IV.3.4 Étude l'escalier .....	67
IV.3.4.1 Cas de volée .....	67
IV.3.5 Étude de la poutre palière.....	73
IV.3.5.1 Dimensionnement.....	73
IV.3.5.2 Charges supportées par la poutre .....	74
IV.3.5.3 Calcul des sollicitations à l'E.L.U.....	74
IV.3.5.4 Calcul du ferrailage à l'E.L.U.....	74
IV.3.5.5 Vérifications de la poutre palière .....	75
IV.3.5.6 Ferrailage des armatures transversales .....	76
IV.3.5.7 Calcul de la flèche.....	76
IV.3.6 Calcul de la poutre palière à la torsion.....	76
IV.36.1 Vérification de la contrainte de cisaillement .....	77

## **Chapitre V: Étude Sismique**

V.1 Introduction.....	78
V.2 Choix de la méthode de calcul .....	78
V.3 Condition d'application de la méthode statique équivalente .....	78
V.3.1 Classification de l'ouvrage selon RPA 99/version 2003.....	79
V.4 Modélisation .....	79
V.4.1 Modélisation des structures .....	79
V.4.2 Présentation du logiciel ETABS V9.7.4.....	80
V.4.3 Démarches de modélisation sur ETABSV9.7.4 à suivre.....	80
V.4.4 Évaluation des efforts sismiques .....	81
V.5 Calcul de la force sismique totale .....	82
V.6 Poids de la structure W.....	85
V.6.1 Caractéristiques géométriques de bâtiment .....	86
V.7 Disposition des voiles.....	87
V.8 Vérifications.....	89

V.8.1 Calcul de la force sismique.....	89
V.8.2 Vérifications au renversement.....	89
V.8.3 Calcul des coefficients de participation modale .....	90
V.8.4 Vérification de la période .....	91
V.8.5 Vérification des déplacements .....	91
V.8.6 Vérification de l'effet P-Delta .....	92
V.9 Conclusion .....	93

## **Chapitre VI:Étude des portiques**

VI.1 Introduction .....	94
VI.2 Combinaisons de calcul.....	94
VI.2.1 Poutres.....	94
VI.2.2 Poteaux.....	94
VI.3 Ferrailage des poutres .....	94
VI.3.1 Méthode de calcul.....	94
VI.3.2 Les armatures minimales.....	95
VI.3.3 Poutre principale (30x40) cm <sup>2</sup> .....	95
VI.3.3.1 Exemple de calcul :(RDC et 1 <sup>er</sup> étage) .....	96
VI.3.4Poutre secondaire (30x30) cm <sup>2</sup> .....	97
VI.3.4.1 Armatures minimales.....	97
VI.3.5 Calcul les armatures transversales .....	98
VI.3.5.1 Diamètre des armatures transversales .....	98
VI.3.5.2 Calcul de L'espaceement .....	98
VI.3.6 Ancrage des armatures tendues .....	98
VI.3.7Calcul des crochets .....	99
VI.3.8 La longueur de recouvrement.....	99
VI.3.9 Les vérifications .....	99
VI.3.9.1 Vérifications des contraintes(ELS).....	99
VI.3.9.2 Vérification de l'effort tranchant .....	100
VI.3.9.3 Vérification de la flèche .....	101
VI.4 Ferrailage des poteaux.....	103
VI.4.1 Méthode de calcul .....	103
VI.4.2 Ferrailage exigé par R.P.A 99(version 2003).....	103

VI.4.3 Sollicitations de calcul .....	104
VI.4.4 Exemple de calcul.....	105
VI.4.4.1 Calcul les armatures longitudinale .....	105
VI.4.4.2 Calcul des armatures transversales.....	109
VI.5 Les vérifications .....	110
VI.5.1 Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme .....	110
VI.5.2 Vérification de la contrainte de cisaillement .....	111
VI.6 Conclusion .....	112

## **Chapitre VII: Étude des voiles**

VII.1 Introduction .....	113
VII.2 Le système de contreventement.....	113
VII.2.1 Conception .....	113
VII.3 Calcul du système de contreventement .....	113
VII.3.1 Principe de calcul du voiles .....	113
VII.3.2 La méthode de calcul du voiles .....	114
VII.4 Les recommandations du R.P.A99 (version 2003) .....	114
VII.4.1 Armatures verticales .....	114
VII.4.2 Armatures horizontales .....	115
VII.4.3 Armatures transversales .....	115
VII.4.4 Armatures de couture.....	115
VII.5 Calcul ferrailage des voiles .....	115
VII.5.1 Exemple de calcul voile 1 (RDC-1er) .....	115
VII.5.1.1 Détermination des contraintes .....	116
VII.5.1.2 Vérification des contraintes de compression (G+Q+E) .....	116
VII.5.1.3 Longueur de la zone tendue.....	116
VII.5.1.4 Calcul de la contrainte $\sigma_3$ .....	116
VII.5.1.5 Détermination des armatures verticales .....	116
VII.5.1.6 Calcul des armatures horizontales .....	117
VII.5.1.7 Calcul des armatures transversales .....	118
VII.5.1.8 Vérification de la contrainte de cisaillement $\tau_b$ .....	118
VI.6 Conclusion .....	119

## Chapitre VIII: Étude de l'infrastructure

VIII.1 Introduction.....	120
VIII.2 Le voile périphérique.....	120
VIII.2.1 Dimensionnement.....	120
VIII.2.2 Calcul des charges.....	121
VIII.2.2.1 Poussée des terres.....	121
VIII.2.2.2 Poussée supplémentaire due à la surcharge.....	121
VIII.2.2.3 La charge pondérée.....	121
VIII.2.3 Ferrailage du voile périphérique.....	121
VIII.2.3.1 Les valeurs des moments en travée.....	122
VIII.2.3.2 Calcul du Ferrailage.....	122
VIII.2.3.3 Condition de non fragilité.....	122
VIII.2.4 Les vérifications.....	123
VIII.2.4.1 Vérification de l'effort tranchant.....	123
VIII.2.4.2 Vérification des contraintes à l'E.L.S.....	123
VIII.3 Calcul des fondations.....	124
VIII.3.1 Introduction.....	124
VIII.3.2 Choix du type de fondations.....	125
VIII.3.2.1 Vérification des semelles isolées.....	125
VIII.3.2.2 Vérification des semelles filantes.....	126
VIII.3.2.3 Calcul de la semelle filante sous mur voile et poteau.....	126
VIII.3.2.4 Pré-dimensionnement.....	126
VIII.3.2.5 Vérification de contrainte moyenne G+Q.....	127
VIII.3.2.6 Calcul de ferrailage à l'E.L.U.R.....	128
VIII.4 Dimensionnement des poutres de libage.....	129
VIII.4.1 Ferrailage des poutres de libages.....	129
VIII.5 Etude de longrine.....	133
VIII.5.1 Calcul de ferrailage à l'E.L.U.R.....	133
<b>Conclusion générale.....</b>	<b>135</b>

Références bibliographiques

# *Chapitre I*

**Présentation de l'ouvrage &  
hypothèses de calcul**

## I.1 Présentation de l'ouvrage

Le présent travail consiste à dimensionner la structure en béton armé d'un bâtiment à usage d'habitation, implanté à la commune de Tissemsilt, composé d'un Rez de chaussée et de cinq étages (6 niveaux).

## I.2 Caractéristiques géométriques de la structure

Le bâtiment est constitué d'un seul bloc rectangulaire, de forme en plan régulière, avec les dimensions suivantes :

### a. Dimensions en élévation

- hauteur totale de : 18,96 m à partir de RDC ;
- hauteur du Rez de chaussée est de : 3,06 m ;
- hauteur de l'Etage courant est de : 3,06 m.

### b. Dimensions en plan

- Dimension totale (sens longitudinal) :  $L = 26,24$  m
- Dimension totale (sens transversal) :  $L = 18,86$  m.



Figure I.1 : Plan de masse

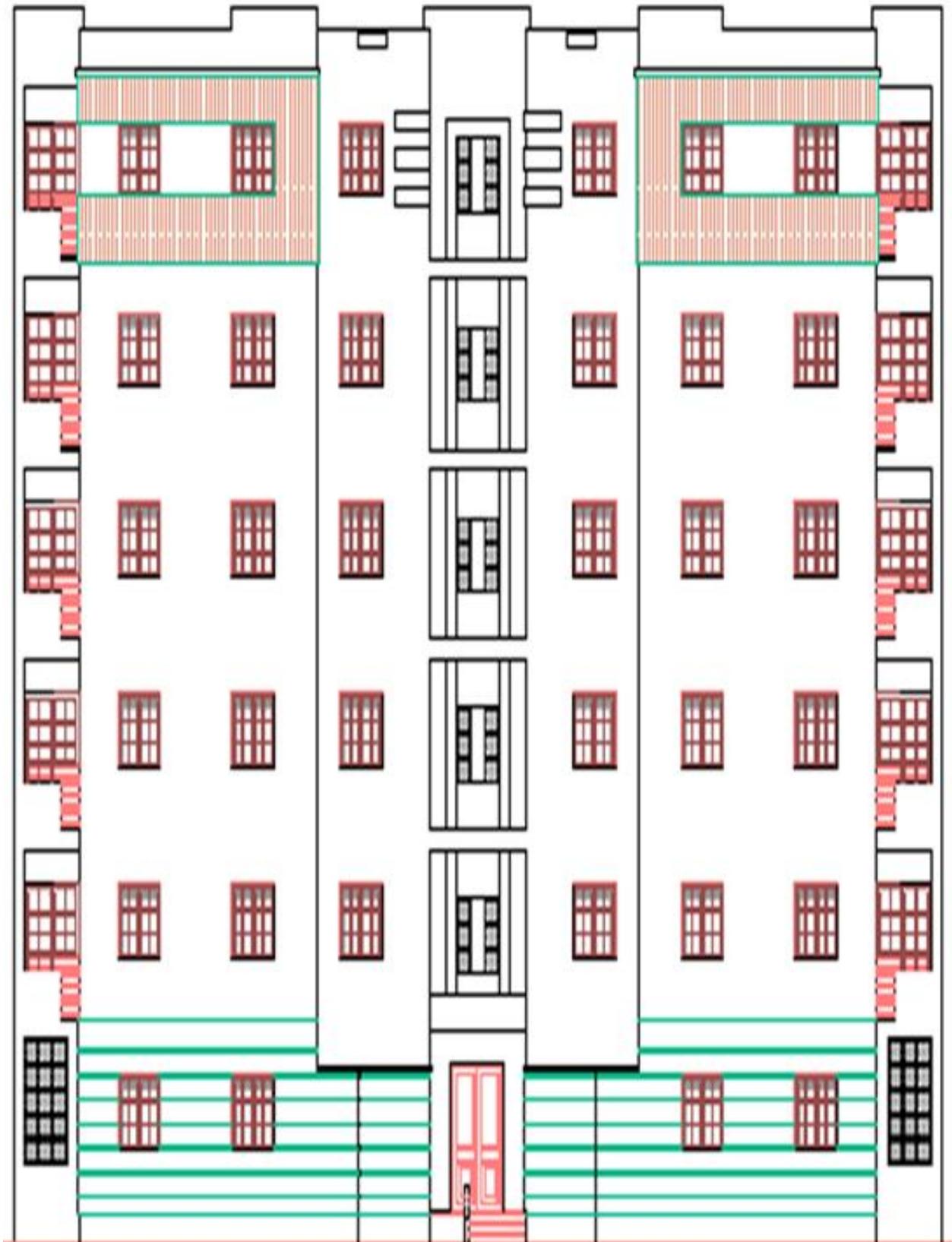


Figure I.2 : Façade principale.



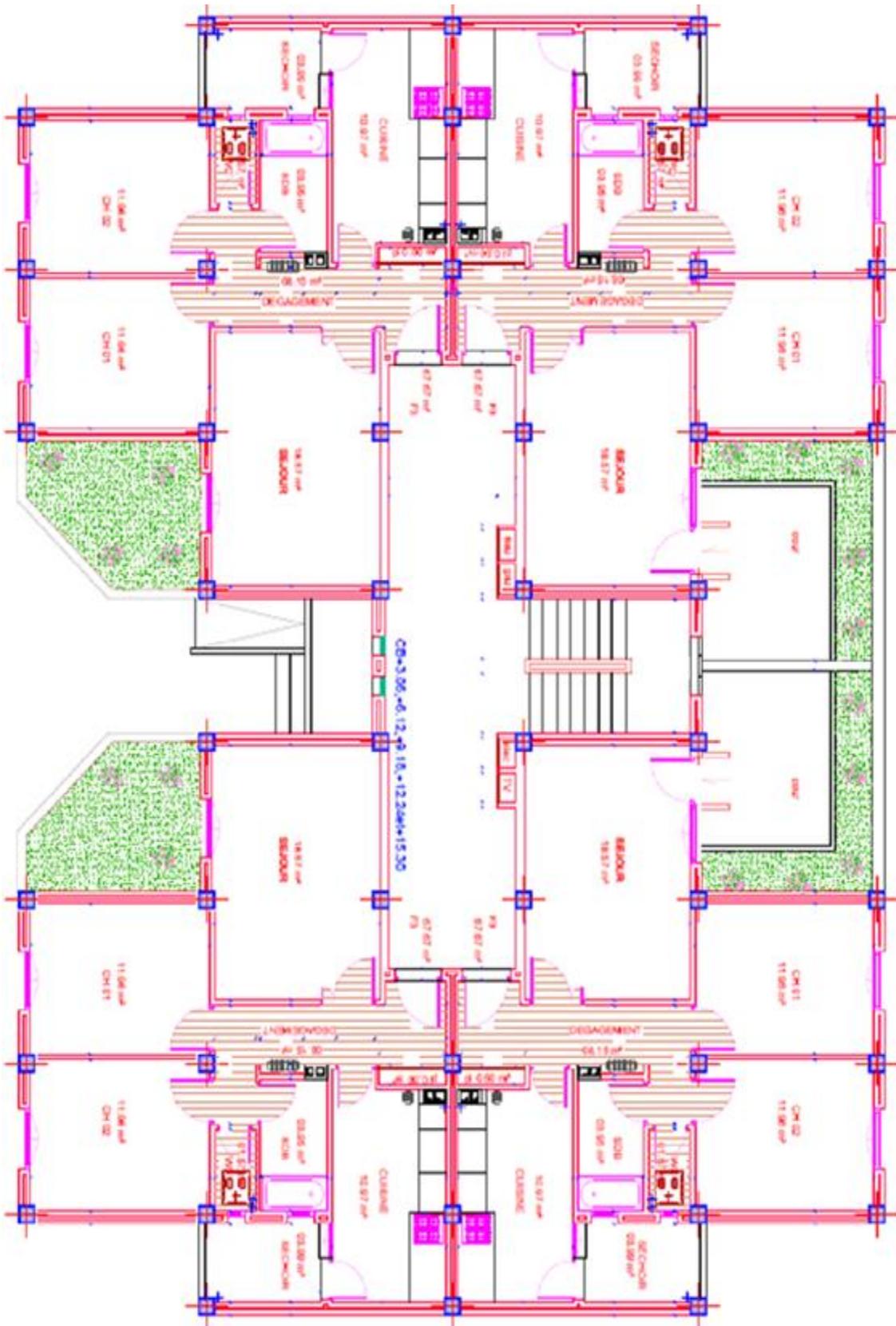


Figure I.4 : Plan d'étage courant.

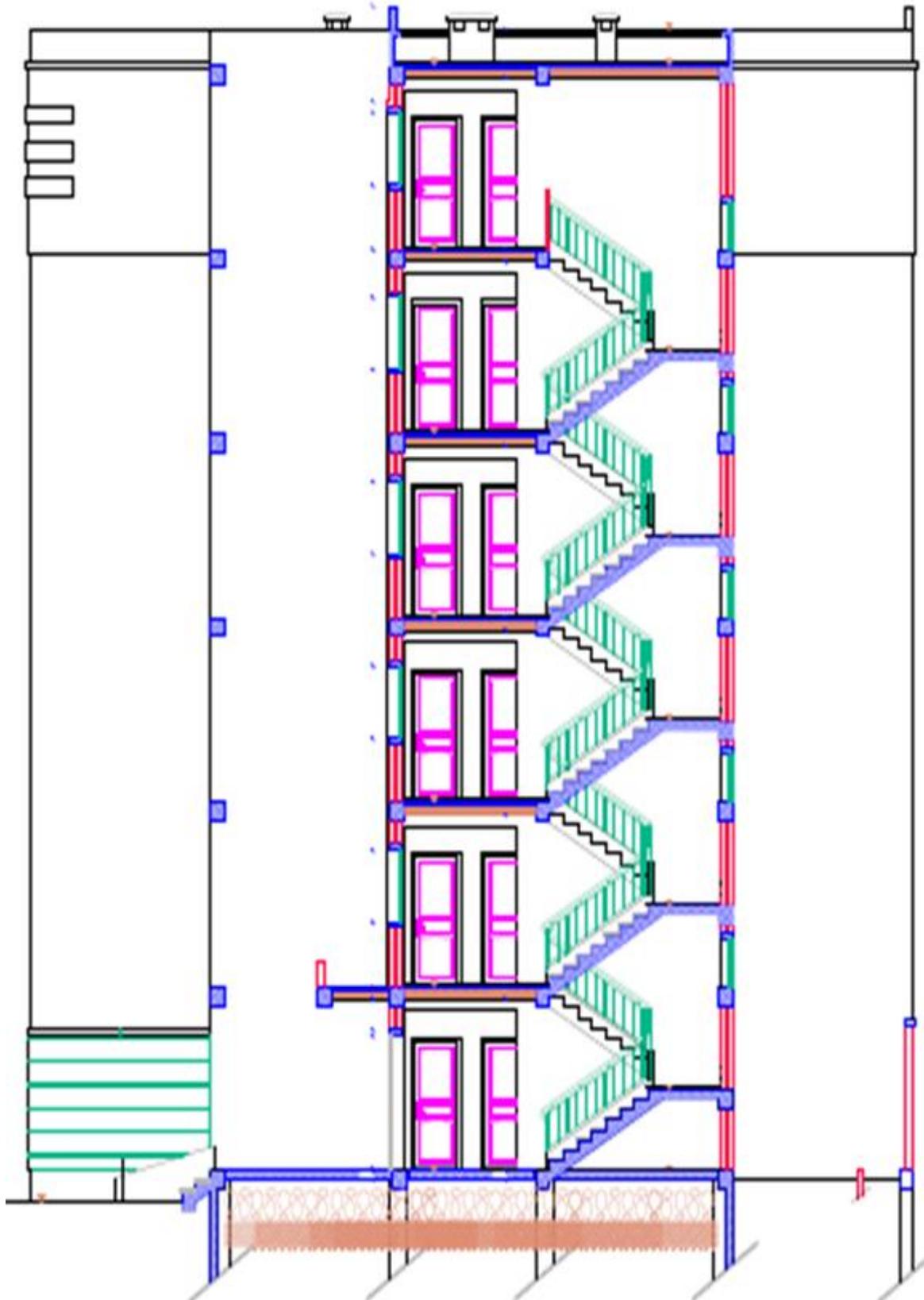


Figure I.5 : Coupe transversale.

### I.3 Données du site

La wilaya de Tissemsilt et selon les règles parasismiques algériennes RPA99/version 2003 est classée comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne de d'usage (groupe 2), car il est à usage d'habitation et la hauteur ne dépasse pas 23 m.

Selon le rapport géotechnique du laboratoire LTPO Tissemsilt.

- Le site est classé en S3 (site meuble).
- La contrainte admissible du sol  $\sigma_{sol} = 2,50$  bars pour un ancrage  $h = 2$  m.
- Le poids spécifique du sol  $\gamma = 1,70$  t/m<sup>3</sup>, l'angle de frottement interne du sol  $\varphi = 20,53^\circ$ , la cohésion  $C = 0,33$  bars ;

### I.4 Ossature et système constructif adopté

#### I.4.1 Ossature

La structure proposée est constituée par des portiques (Poteaux et Poutres) et des voiles de contreventement en béton armé.

#### I.4.2 Les Planchers

Le plancher est une surface plane horizontale séparant deux niveaux d'une construction et est capable de supporter des charges.

Notre structure comporte un seul type de plancher :

- Plancher en corps creux (16+4) cm.

##### ➤ Planchers en corps creux

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 65cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 4 cm.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation ;
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique ;
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

#### I.4.3 Terrasse

Il existe un seul type de terrasse :

- Terrasse inaccessible.

#### **I.4.4 Escaliers**

Notre structure possède un seul type d'escalier, de deux volées droites avec un palier intermédiaire.

#### **I.4.5 Maçonnerie**

Le remplissage des façades est en maçonnerie de double cloison en briques creuses de 30 cm d'épaisseur, avec une lame d'air de 5 cm. Les cloisons de répartition au niveau des étages ont une épaisseur de 10 cm, et d'une double cloison de 25 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux logements.

#### **I.4.6 Acrotère**

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur 60 cm.

### **I.5 Caractéristiques des matériaux**

#### **I.5.1 Le béton**

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage, le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à reprendre les efforts dus à la traction.

#### **I.5.2 Les matériaux composant le béton**

##### **a. Ciment**

Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité dépend des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

##### **b. Granulats**

Les granulats comprennent les sables et les graviers:

###### **➤ Sables**

Les sables sont des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

###### **➤ Graviers**

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm. Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

##### **c. Dosage du béton**

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200 à 2400 kg /m<sup>3</sup>

Dans un mètre cube de béton, on a les proportions suivantes :

- 350 kg de ciment CEM II/A-L 42.5N.

- 400 L de sable de diamètre 0 à 5 mm
- 800 L de gravier de diamètre 7 à 25 mm.
- 175 L d'eau de gâchage

## I.6 Caractéristiques du béton

### I.6.1 Résistance caractéristique à la compression $f_{cj}$ :

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique, par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge noté " $f_{c28}$ " obtenue par écrasement en compression axiale des éprouvettes cylindriques normalisées (16x32) cm<sup>2</sup> dont la hauteur est double du diamètre et leurs sections est de 200 cm<sup>2</sup>.

Pour un dosage courant, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à 25 MPa. ( $f_{c28} = 25$  MPa). Pour un âge  $j$  inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique  $f_{cj}$  est définie à partir de  $f_{c28}$ , par les deux formules suivantes:

Pour des résistances  $f_{c28} \leq 40$  MPa :

$$\begin{cases} F_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours.} \\ F_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

### I.6.2 Résistance caractéristique à la traction $f_{tj}$

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais, parmi ces essais on peut citer :

- Traction directe sur les cylindres précédents ;
- Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien) ;
- Traction par flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion.

La résistance caractéristique à la traction à « j » jours se déduit conventionnellement par la relation :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \quad \text{Avec } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour : } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \Rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

### I.6.3 Contrainte limite

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction ou bien ses éléments est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé acquise à la suite de nombreux essais effectués dans les différents pays à permit une modification profonde des principes

des méthodes de calcul et à conduit à la méthode de calcul aux états limites et sont classés en deux catégories :

### ❖ État limite ultime (ELU)

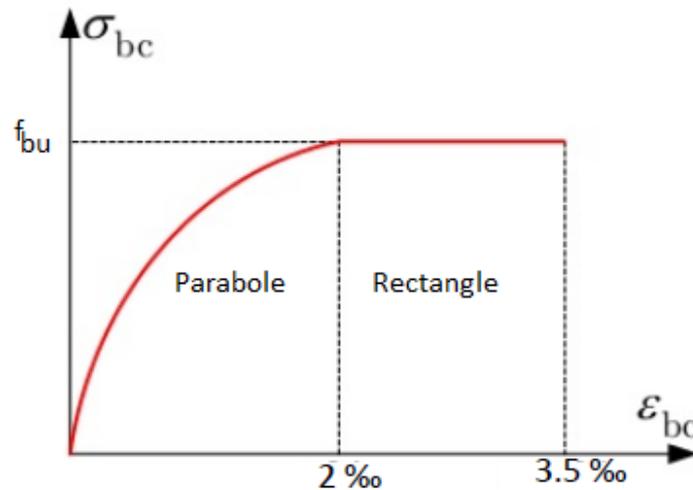
Correspond à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ces éléments par perte d'équilibre statique, rupture, flambement. C'est-à-dire :

- État limite ultime d'équilibre statique non renversement de la structure ;
- État limite ultime de résistance pour les matériaux constitués béton ou acier ;
- État limite ultime de stabilité de forme non flambement d'un poteau.

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

Les déformations du béton sont :

$$\varepsilon_{bc1} = \begin{cases} 3,5 \% & \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.} \\ \min(4,5 ; 0,025f_{c28}) \% & \text{si } f_{c28} > 40 \text{ MPa.} \end{cases} \quad \varepsilon_{bc1} = 2\%$$



**Figure I.6 : Diagramme parabole – rectangle des Contraintes – Déformations du béton**

Avec :

$$f_{bu} : \text{Contrainte ultime du béton en compression; } f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton, il vaut 1,5 pour les combinaisons normales et 1,15 pour les combinaisons accidentelles.

$\theta$  : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

- $\theta = 1$  lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h ;
- $\theta = 0,9$  lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0,85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

### ❖ État limite de service (ELS)

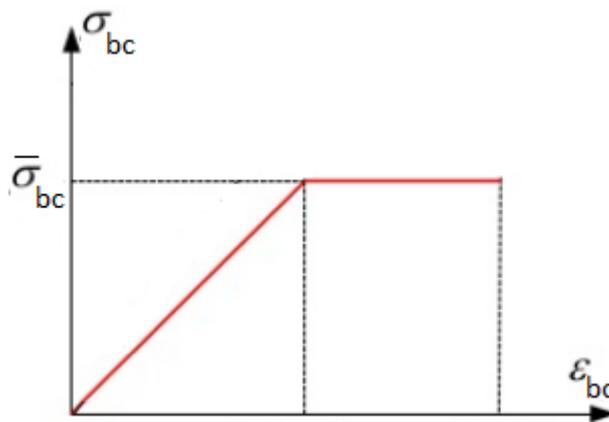
C'est un état qui est associé à l'aptitude et à la mise en service, ils sont donc liés aux conditions normales d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage, les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations, excessives des éléments porteurs.

Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

- Compression du béton ;
- L'ouverture des fissures ;
- Déformation des éléments de la construction.

La contrainte limite de service est donnée par :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec:  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ .



**Figure I.7 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.**

#### I.6.4 Contrainte admissible de cisaillement

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton définie par rapport à l'effort tranchant ultime  $T_u$ .

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} \text{ avec } \begin{cases} b_0 : \text{largeur de la pièce.} \\ d : \text{hauteur utile.} \end{cases}$$

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

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

$$\text{Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : } \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

#### I.6.5 Module de déformation longitudinale

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinal, il est défini sous l'action des contraintes normale à courte et à longue durée.

- **Module de déformation instantanée**

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané  $E_{ij}$  du béton âgé de «j » jours est égale à :

$$E_{i28} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,20 \text{ Mpa.}$$

- **Module de déformation différée**

Sous des contraintes de durée d'application supérieure à 24 heures ,on admet qu'à l'âge de jours, le module de déformation longitudinal différée du béton  $E_{vj}$  est donné par la formule :

$$E_{v28} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa.}$$

### I.6.6 Coefficient de poisson

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale, le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{allongement relatif du côté de la section}}{\text{raccourcissement relatif longitudinal}}$$

- $\nu=0,2$  pour le calcul des états limites de services (calcul des déformations).
- $\nu= 0$  pour le calcul des états limites ultimes (calcul des sollicitations).

## I.7 Aciers de construction

Le matériau acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage. Son rôle est de supporter les efforts de traction dans les pièces fléchies et tendues, et de renforcer les sections de pièces comprimées. Les aciers utilisés en béton armé sont de trois types :

- Les ronds lisses (R.L) : nuances Fe E 235 pour les armatures transversales ;
- Les barres à haute (HA) : nuances Fe E 400 pour les armatures longitudinales ;
- Treillis soudés (TS) : TLE52  $\emptyset = 5$  mm pour les dalles.

### I.7.1 Diagramme déformation- contrainte

$$\sigma_s = f(\epsilon\%)$$

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité  $\gamma_s$  qui a les valeurs suivantes:

$$\gamma_s = 1,15 \text{ cas général ;}$$

$$\gamma_s = 1,00 \text{ cas des combinaisons accidentelles.}$$

Pour notre étude, on utilise des aciers Fe E400.

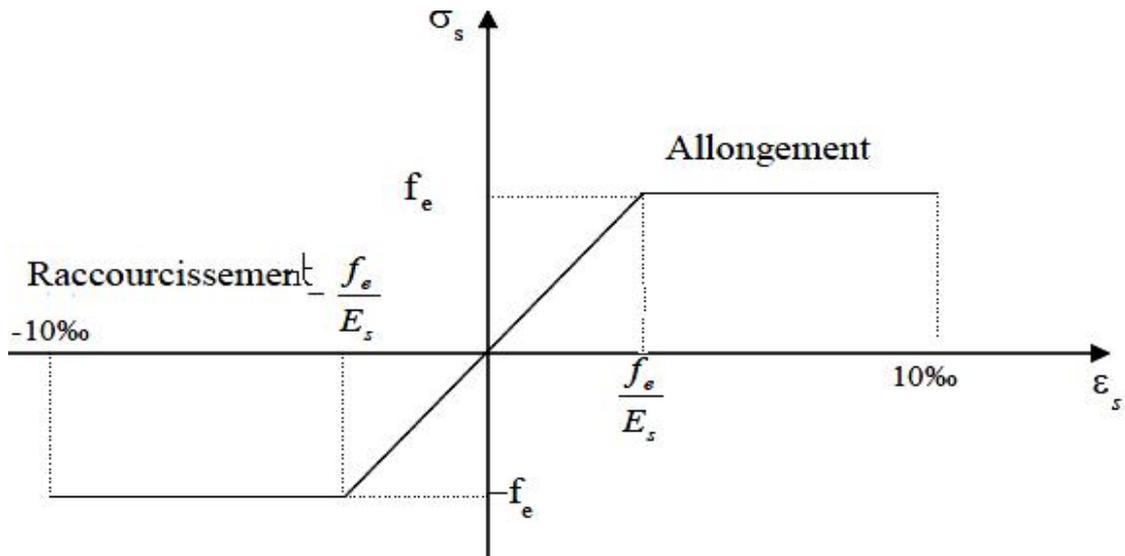


Figure I.8 : Diagramme déformation contraintes-déformations.

**I.7.2 Module d'élasticité longitudinale**

Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes – déformations ;

Il sera pris égale à  $E_s = 2.10^5$  MPa.

**I.7.3 Contrainte de calcul**

❖ **État limite ultime**

Le diagramme contraintes déformation à considérer est défini à la Figure I.7

La contrainte de calcul, notée  $\sigma_s$  est définie par la relation :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec :

$\gamma_s$  : est le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \dots\dots\dots \text{situation durable ou transitoire.} \\ 1,0 & \dots\dots\dots \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

- Rond lisse ( $f_e = 235$  MPa)

$$\begin{cases} \sigma_s = 204,35 \text{ MPa} & \dots\dots\dots \text{situation durable ou transitoire.} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa.} & \dots\dots\dots \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

- Haute adhérence ( $f_e = 400$  MPa)

$$\begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} & \dots\dots\dots \text{situation durable ou transitoire.} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa.} & \dots\dots\dots \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

❖ **État limite de service**

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait par les contraintes limites de traction des armatures:

- Fissuration peu préjudiciable.....  $\overline{\sigma}_{st} \leq f_e$  pas de limitation ;
- Fissuration préjudiciable.....  $\overline{\sigma}_{st} = \min (2/3f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} )$  MPa ;

- Fissuration très préjudiciable.....  $\overline{\sigma}_{st} = \min (0.5f_e; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} )$  MPa.

Avec  $\eta$ : coefficient de fissuration.

$$\begin{cases} \eta = 1 & \dots \dots \dots \text{Pours ronds lisses ;} \\ \eta = 1,6 & \dots \dots \dots \text{Pour hautes adhérences avec } \varnothing \geq 6\text{mm ;} \\ \eta = 1,3 & \dots \dots \dots \text{Pour hautes adhérences avec } \varnothing < 6\text{mm.} \end{cases}$$

#### a.4 Allongement de rupture

$\varepsilon_s$  = Allongement de l'acier à l'ELU égale à 10‰.

### I.8 Hypothèses de calcul

#### I.8.1 Etat limite ultime

- Les sections droites planes restent planes après déformation ;
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- La résistance du béton à la traction est négligée ;
- Les déformations limites du béton  $\varepsilon_{bc}=3,5$  % en flexion et de 2 % en compression.
- L'allongement de l'acier est limité à :  $\varepsilon_{bc} = 10$ ‰ ;
- Les diagrammes déformations contraintes sont définis pour le béton en compression, et pour l'acier en traction et en compression.

#### I.8.2 Règles des trois pivots

En fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armé peut intervenir:

- Par écrasement du béton comprimé ;
- Par épuisement de la résistance de l'armature tendue ;
- Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier ;
- La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

**Tableau I.1 : Les déformations limites des pivots**

Pivot	Domaine	Déformation limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier 10 ‰
B	2	Raccourcissement unitaire du béton 3,5 ‰
C	3	Raccourcissement unitaire du béton 2 ‰

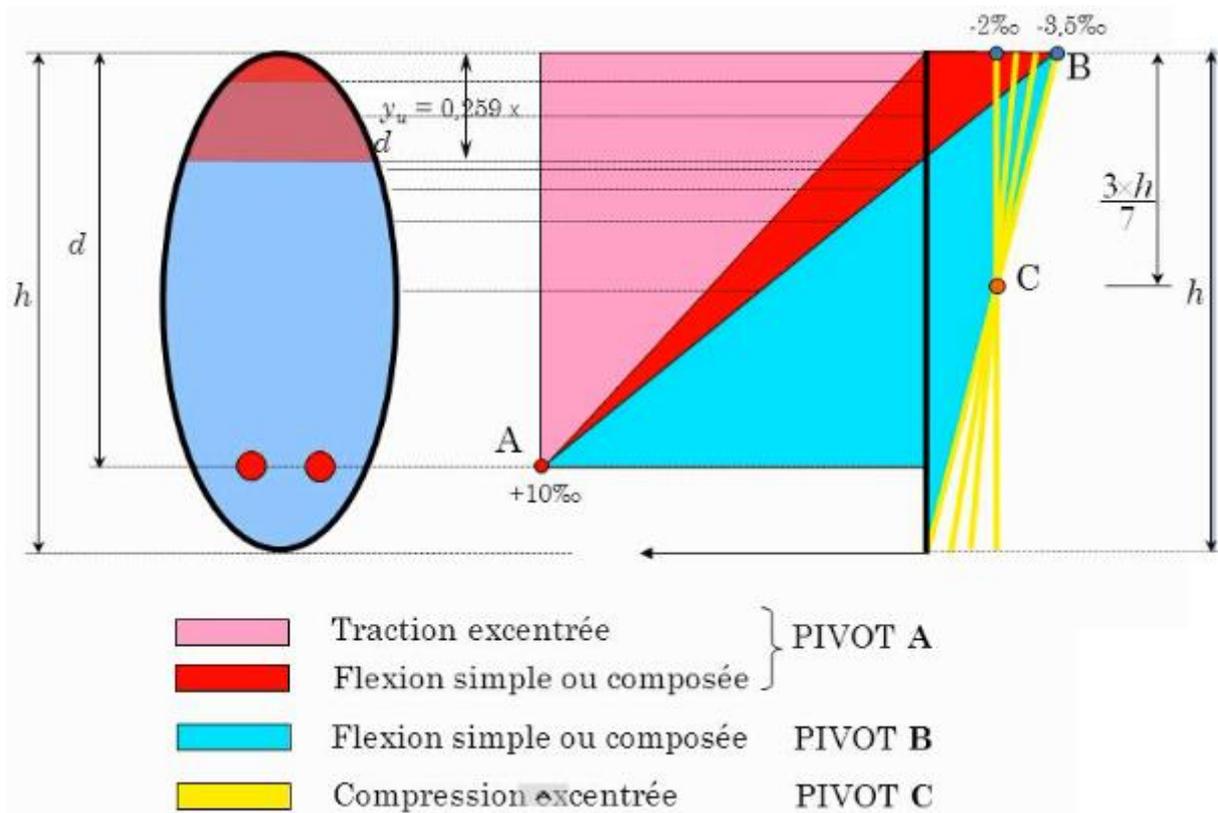


Figure I.9 : Diagramme des déformations limitées de la section- Règles des trois pivots

### I.8.3 Etat limite de service

A l'état limite de service, les calculs sont fait à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles (non majorées), en cas de fissuration préjudiciable on très préjudiciable, les hypothèses sont les suivantes :

- Les sections droites restent planes avant et après la déformation.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \\ \varepsilon = \frac{\Delta L}{L} \end{cases}$$

Par convention  $\eta$  correspond au rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui de béton.

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15 \rightarrow \text{Coefficient d'équivalence.}$$

**I.8.4 Sollicitation du calcul**

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure les combinaisons d'actions définies ci-après :

**❖ Les combinaisons de calcul à l'état limite ultime de résistance « E.L.U.R »**

- Pour les situations durables :  $P_1 = 1,35 G + 1,5 Q.$
- Pour les situations accidentelles « séisme, choc... »

$$\begin{cases} P_2 = G + Q \pm E. \\ P_3 = G + Q \pm 1,2 E. \\ P_4 = 0,8 G \pm E. \end{cases}$$

**❖ Les combinaisons de calcul à l'état limite service de résistance « E.L.U.S »**

$$P_5 = G + Q.$$

Avec :

$$\begin{cases} G : \text{Charge permanente} ; \\ Q : \text{Charge d'exploitation} ; \\ E : \text{Effort du séisme} . \end{cases}$$

# *Chapitre II*

## **Pré-dimensionnement des éléments principaux**

## II.1 Introduction

Le pré-dimensionnement des éléments principaux tels les planchers, les poutres, les poteaux, et les voiles est un calcul préliminaire établi par des lois empiriques. Il sera fait selon les règles BAEL 91 et les règles RPA 99 version 2003 et dont le but est d'arriver à déterminer des dimensions économiques des éléments et d'éviter un surcoût.

## II.2 Planchers

Le plancher est la partie horizontale d'une construction constituant une séparation entre deux niveaux, destinés à reprendre les charges et les surcharges et les transmettre sur des éléments porteurs verticaux, tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Dans notre projet, on utilise un: Plancher à corps creux.

### II.2.1 Plancher à corps creux

Les constituants d'un plancher en corps creux sont :

- **Corps creux:** c'est un coffrage perdu permet d'augmenter les qualités d'isolation du plancher, il n'a aucune fonction de résistance.
- **Poutrelles:** ces sont des éléments porteurs du plancher, reposent à leurs extrémités sur des poutres principales ou des voiles.
- **Dalle de compression:** est une dalle en béton coulée en place sur l'ensemble du plancher constitué par les poutrelles et les hourdis. Elle est généralement armée d'un treillis soudé. La dalle de répartition donne au plancher sa rigidité et assure le report des charges en direction des poutrelles.
- **Treillis soudé :** L'utilisation de treillis soudés constitue une solution élégante et économique pour l'armature de tous ces types de hourdis.

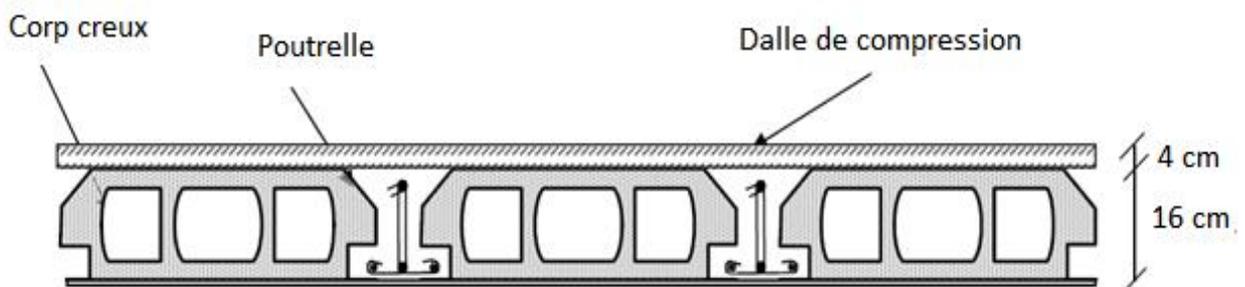


Figure II.1 : Coupe du plancher à corps creux

## II.2.2 Condition de rigidité

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur  $h_t$  tel que  $h_t = h_{cc} + h_{dc}$  avec  $h_{cc}$  et  $h_{dc}$  : hauteur du corps creux et dalle de compression respectivement. Pour déterminer  $h_t$ , on utilise la condition suivante.

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

Avec :  $L$  c'est la portée maximale de la poutrelle entre nus.

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} = \frac{330}{22,5} \Rightarrow h_t = 14,67 \text{ cm.}$$

On adopte un plancher à corps creux de hauteur totale  $h_t = 20$  cm, soit un plancher (16+4) cm.

## II.3 Poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé coulé sur place.

Selon le B.A.E.L.91, le critère de rigidité :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0,3 \leq b \leq 0,4 d \end{array} \right\} \text{ avec } \left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{ hauteur totale de la poutre} \\ b : \text{ largeur de la poutre} \\ L : \text{ la plus grande portée libre entre nus d'appuis} \\ d : \text{ hauteur utile} \end{array} \right.$$

Selon le R.P.A 99(version 2003), les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \\ b_{\max} \leq 1,5 \times h_t + b_1 \end{array} \right.$$

Nous avons deux types des poutres :

- Poutre principale :  $L_{\max} = 5,38 \text{ m}$  ;
- Poutre secondaire :  $L_{\max} = 3,30 \text{ m}$ .

### II.3.1 Poutres principales

Ces poutres reçoivent les charges provenant des solives (poutrelles) et les répartent aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent. Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 538 \text{ cm} \\ d = 0,9 h_t \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 35,86 \text{ cm} \leq h_t \leq 53,8 \text{ cm} \Leftrightarrow \text{on prend : } h_t = 40 \text{ cm.} \\ 10,8 \text{ cm} \leq b \leq 14,4 \text{ cm} \Leftrightarrow \text{on prend : } b = 30 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

On vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis aux exigences du R.P.A 99/2003:

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

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

$$\frac{h_t}{b} = 1,33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$b_{\max} \leq (1,5 \times 40 + 30) = 90 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc on prend la section des poutres principales  $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$ .

### II.3.2 Poutres secondaires

Les poutres secondaires qui assurent le chaînage. Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

$$\begin{cases} L = 330 \text{ cm} \\ d = 0,9h_t \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 22 \text{ cm} \leq h_t \leq 33 \text{ cm} & \Leftrightarrow \text{on prend : } h_t = 30 \text{ cm.} \\ 8,1 \text{ cm} \leq b \leq 10,8 \text{ cm} & \Leftrightarrow \text{on prend : } b = 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

D'après le R.P.A 99(version 2003) :

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

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

$$\frac{h_t}{b} = 1 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$b_{\max} \leq (1,5 \times 30 + 30) = 75 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc on prend la section des poutres secondaire principales  $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$ .

## II.4 Descente de charge

La descente de charges a pour but d'évaluer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher jusqu'aux fondations. Les charges réglementaires sont les charges permanentes (G) et les charges d'exploitations (Q).

### ➤ Charges permanentes

Les charges permanentes sont appliquées pratiquement avec la même intensité pendant toute la durée de la vie de l'ouvrage. Celles du plancher sont déterminées à partir de sa composition. Elles sont fonction des masses volumiques ainsi que des épaisseurs de chaque constituant. Les charges permanentes pour le plancher terrasse inaccessible, les planchers courant, mur extérieurs, mur intérieures, sont déterminées comme suite.

### ➤ Charges d'exploitation

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer systématiquement, le législateur a choisi de définir

des charges réglementaires. Celles-ci sont présentées dans le (DTR B.C.2.2) des charges permanentes et charges d'exploitations

#### II.4.1 Plancher terrasse inaccessible

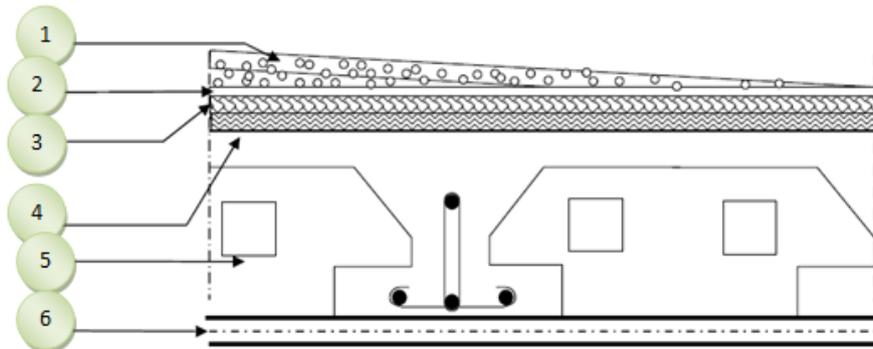


Figure II.2 : Plancher terrasse

Tableau II.1 : Charge et surcharge du plancher terrasse.

N°	Désignation	e (m)	G (kN/m <sup>2</sup> )
1	Protection en gravillons	0,05	1
2	Étanchéité multicouche	0,02	0,12
3	Forme de pente en béton léger	0,1	2,2
4	Isolation thermique en liège	0,04	0,16
5	Plancher à corps creux	16+4	2,80
6	Enduit en plâtre	0,02	0,20
Totale	G		6,48
Totale	Q		1

#### II.4.2 Plancher étage courants

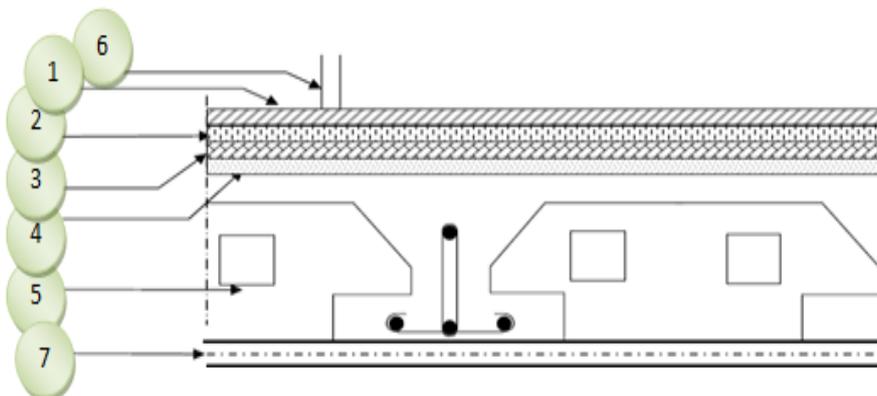
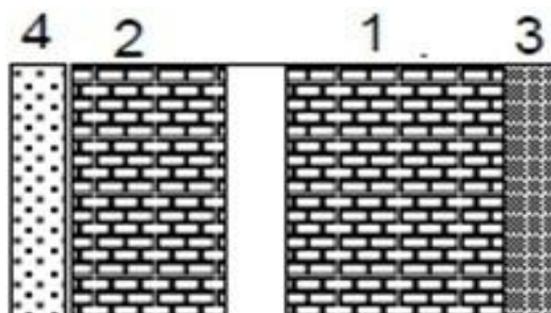


Figure II.3 : Plancher étage courant, R.D.C

**Tableau II.2 : Charge et surcharge des étages courants**

N°	Désignation	e (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0,02	0,40
2	Mortier de pose	0,02	0,40
3	Sable fin pour mortier	0,02	0,34
4+5	Plancher à corps creux	16+4	2,80
6	Cloison en briques creuses	0,1	0,90
7	Enduit en plâtre	0,02	0,20
Totale	G		5,04
Totale	Q		1,5

**II.4.1.3 Mur extérieur (double cloison)****Figure II.4 : Détail mur extérieur****Tableau II.3 : Charge et surcharge des murs extérieurs.**

N°	Désignation	e (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Brique creuses à l'extérieur	0,15	1,35
2	Brique creuses à l'intérieur	0,10	0,90
3	Mortier de ciment extérieur	0,015	0,27
4	Enduit intérieur en plâtre	0,015	0,15
Totale	G (RDC, 1 <sup>er</sup> au 5 <sup>eme</sup> étage)		2,67

**➤ Remarque**

Le mur de la façade contient ouvertures (portes, fenêtres) donc il est nécessaire d'opter un coefficient de pourcentage d'ouvertures :

Murs avec portes et fenêtres (70% G)

$$G = 0,7 \times 2,67 = 1,869 \text{ KN/m}^2.$$

#### II.4.1.4 Mur intérieur

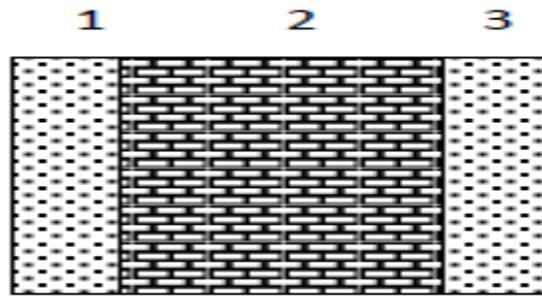


Figure II.5 : Détail d'un mur intérieur

Tableau II.4 : Charge et surcharge des murs intérieurs.

N°	Désignation	e (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit intérieur en plâtre	0,015	0,15
2	Brique creuses	0,10	0,90
3	Mortier de ciment extérieur	0,015	0,27
Totale	G (RDC, 1 <sup>er</sup> au 5 <sup>eme</sup> étage)	1,32	

#### II.4.2 Charges d'exploitation

Les charges d'exploitation ou surcharges sont celles qui résultent de l'usage des locaux. Elles correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes pour un mode normal d'occupation.

##### II.4.2.1 Loi de dégression des charges d'exploitations

Puisque il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, On utilise la méthode de dégression des surcharges d'exploitation en fonction du nombre d'étages, qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q de bas vers le haut.

Sous terrasse .....  $Q_0$  ;

Sous étage 1 .....  $Q_0 + Q_1$ ;

Sous étage 2 .....  $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$ ;

Sous étage 3 .....  $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$ ;

Sous étage 4 .....  $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$ ;

Sous étage n .....  $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$  Pour  $n \geq 5$  .

Soit  $Q_0$  la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment et  $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$  les surcharges d'exploitation relatives aux planchers 1, 2, ... , n qui sont numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des sections des poteaux les surcharges d'exploitation suivantes :

**Tableau II.5 : Dégression des charges d'exploitations.**

Niveau des planchers	Charges d'exploitations	Dégression des charges par niveau	La charge (kN/m <sup>2</sup> )
5	$Q_0$	$\Sigma_0 = q_0 = 1,00$	1
4	$Q_1$	$\Sigma_1 = q_0 + q_1$	2,5
3	$Q_2$	$\Sigma_2 = q_0 + 0,95 (q_1 + q_2)$	3,85
2	$Q_3$	$\Sigma_3 = q_0 + 0,90 (q_1 + q_2 + q_3)$	5,05
1	$Q_4$	$\Sigma_4 = q_0 + 0,85 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4)$	6,1
R.D.C	$Q_5$	$\Sigma_5 = q_0 + 0,80 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5)$	7

## II.5 Poteaux

Les poteaux en béton armé ont généralement la forme carrée, rectangulaire ou circulaire. Ils sont dimensionnés en compression simple et leur résistance est notamment limitée par le risque de flambement.

Le choix se fait selon le poteau le plus sollicité de la structure, qui correspond à un poteau reprendre la surface du plancher la plus importante.

On utilise un calcul basé sur la descente de charge tous en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

Dans notre structure on a 2 types des coffrages :

- Type 1 : R.D.C-1<sup>er</sup> Etage
- Type 2 : du 2<sup>ème</sup> étage jusqu'au la 5<sup>ème</sup> étage.

Les poteaux sont soumis à la compression selon la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

- $N_u$  : Effort normal ultime (compression).
- $\alpha$  : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{cases}$$

- $\lambda$  : Élancement d'Euler  $\left( \lambda = \frac{L_f}{i} \right)$ .
- $L_f$  : Longueur de flambement.
- $i$  : Rayon de giration  $\left( i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$ .
- $I$  : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement  $\left( I = \frac{bh^3}{12} \right)$ .
- $B$  : Surface de la section du béton ( $B = a \times b$ ).
- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité pour le béton ( $\gamma_b = 1,50$ ).....Situation durable.
- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité pour l'acier ( $\gamma_s = 1,15$ ).....Situation durable.
- $f_e$  : Limite élastique de l'acier ( $f_e = 400 \text{ MPa}$ ).
- $f_{c28}$  : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .
- $A_s$  : Section d'acier comprimée.
- $B_r$  : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie  $B_r = (a - 2)(b - 2)$ .

On doit dimensionner les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire  $\lambda \leq 50$ .

### II.5.1 Exemple de calcul

On prend comme exemple de calcul les poteaux de RDC, d'où:  $h_0 = 3,06 \text{ m}$ .

Donc:  $L_f = 0,7 h_0 = 0,7 \times 3,06 \Rightarrow L_f = 2,14 \text{ m}$ .

### II.5.2 Poteau le plus sollicité

On fixe notre choix au poteau axes (B, 3) comme il est motionné au figure suivante d'où la surface hachure c'est elle supporte par le poteau pour toute étages.

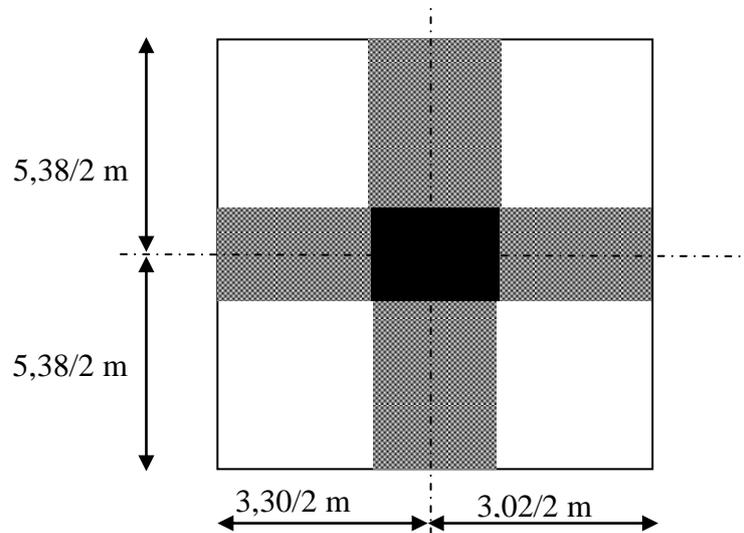


Figure II.6 : Le poteau le plus sollicité

#### a) Surface reprise par poteau à chaque étage

Soit  $S$  la surface supportée par poteau axe (B, 3)

$$S = \left( \frac{5,38}{2} + \frac{5,38}{2} \right) \times \left( \frac{3,30}{2} + \frac{3,02}{2} \right) \quad \text{Donc} \quad S = 17 \text{ m}^2.$$

#### b) Effort normal ultime due à chaque niveau $N_u$

c) Les efforts de compression due aux charges permanentes  $N_G$

1) Poids propre des plancher terrasse  $G_{\text{terrasse}} \times S = (6,48) \times 17 = 110,16 \text{ kN}.$

2) Poids propre des planchers étages courants et de plancher RDC

$$G_{\text{RDC, E courants}} \times S = (5,04) \times 17 = 85,68 \text{ kN}.$$

3) Poids propre des poutres principales

$$G_{\text{p.principale}} = \gamma_b \times (b \times h) \times L$$

$$G_{\text{p.principale}} = 25 \times 0,30 \times 0,40 \times \left( \frac{5,38}{2} + \frac{3,38}{2} \right) = 16,14 \text{ kN}.$$

4) Poids propre des poutres secondaires

$$G_{\text{p.secondeire}} = \gamma_b \times (b \times h) \times L$$

$$G_{\text{p.secondeire}} = 25 \times 0,30 \times 0,30 \times \left( \frac{3,30}{2} + \frac{3,02}{2} \right) = 7,11 \text{ kN}.$$

5) Poids propre total

$$G_{\text{total}} = G_{\text{terrasse}} + G_{\text{RDC, E courants}} \times n + (G_{\text{p.principale}} + G_{\text{p.secondeire}}) \times (n).$$

Avec :  $n$  c'est le nombre de planchers d'étages courants;  $n=5$ .

$$G_{\text{total}} = 110,16 + 85,68 \times 5 + (16,14 + 7,11) \times (5)$$

$$G_{\text{total}} = 1095,45 \text{ kN.}$$

d) Les efforts de compression dus aux charges d'exploitation  $N_Q$

$$Q_{\text{total}} = Q \times S = 17 \times 7 \Rightarrow Q_{\text{total}} = 119 \text{ kN.}$$

e) Majoration des efforts

On doit majorer les efforts de 10 %

$$N_G = 1,1 \times 1095,45 = 1205 \text{ kN.}$$

$$N_Q = 1,1 \times 119 = 130,9 \text{ kN.}$$

$$N_U = (1,35 \times 1205) + (1,5 \times 130,9) = 763,20 \text{ kN.}$$

$$N_U = 1823,10 \text{ kN.}$$

f) Détermination de a

$$B = b \cdot a$$

$$I = \frac{b \cdot a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b \cdot a^3}{12 \cdot a \cdot b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289a$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214,2}{0,289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{214}{0,289 \cdot 50} = 14,8 \text{ lcm}$$

On prend :  $a = 40 \text{ cm.}$

$$\lambda = 0,7 \times \frac{L_0}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{214}{(0,289 \times 40)} = 18,51 < 50$$

$\lambda = 18,51 < 50$ .....Condition vérifiée.

i) Détermination de B

Selon les règles du B.A.E.L91, l'effort normal ultime  $N_u$  doit être :

$$N_u \leq \alpha \cdot \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$B_r = (40 - 2)(b - 2) = 38 \times (b - 2) \text{ cm}$$

Selon « RPA 99 version 2003 »  $A_s = 0,8\% B_r$ .....Zone IIa

$$A_s = 0,8\% [38(b - 2)] = 0,304(b - 2) \text{ cm}^2$$

$$\lambda = 18,51 < 50$$

$$\alpha = \left[ \frac{0,85}{1 + 0,2(\lambda/35)^2} \right]$$

$$\alpha = \left[ \frac{0,85}{1 + 0,2(18,51/35)^2} \right]$$

$$\alpha = 0,80$$

$$f_{c28} = 25\text{MPa} ; F_e = 400\text{MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15.$$

$$N_u = \alpha \left[ \frac{Br.f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$N_u \leq 0,80 \times \left[ \frac{38 \times (b - 2) \times 25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + \frac{0,304 \times (b - 2) \times 400}{1,15 \times 10} \right]$$

$$b \geq 14,16\text{cm}.$$

Donc on prend  $b = 40\text{ cm}$

D'après le R.P.A 99(version 2003)

$$\min(a, b) = 40\text{ cm} \geq 25\text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

$$\min(a, b) = 40\text{ cm} \geq \frac{3,06}{20} = 15,3\text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

$$1/4 < \frac{a}{b} = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Donc :  $a = b = 40\text{ cm}.$

**Tableau II .6 : Tableau récapitulatif des dimensions des poteaux**

Types	Niveaux	Sections des poteaux (cm <sup>2</sup> )
1	R.D.C	40x40
	1	40x40
2	2	35x35
	3	35x35
	4	35x35
	5	35x35

## II.6 Voiles

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (charges et surcharges) et les transmettent aux fondations.

L'épaisseur minimale des murs voiles est de 15 cm selon le RPA 99 (version 2003). De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités.

D'après le RPA99 version 2003 article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition:

$$L \geq 4e \quad L : \text{longueur de voile, } e : \text{épaisseur du voile}$$

Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités indiquées.

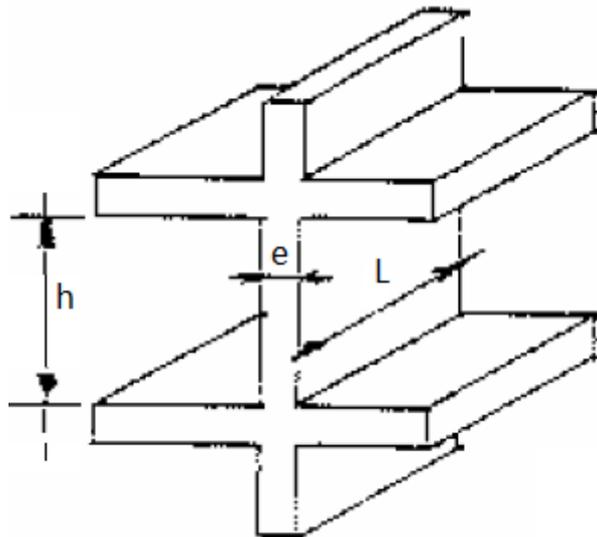


Figure II.7 : Coupe de voile en élévation

**Pour RDC, 1<sup>er</sup> au 5<sup>ème</sup> étage**

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{25}; 15\right) \text{ cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 15 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e \geq \frac{306}{25} \Rightarrow e \geq \frac{306}{22} \Rightarrow e \geq 13,91 \text{ cm}$$

Avec :

- $L$  : Longueur du voile ;
- $e$  : Épaisseur du voile ;
- $h_e$  : Hauteur d'étage.

Donc l'épaisseur des voiles des contreventements :  $e = 20 \text{ cm}$

## II.7 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons pré-dimensionné les éléments principaux. Le tableau II.7 regroupe les différentes sections des éléments.

**Tableau II.7 : Tableau récapitulatif des dimensions des différents éléments porteurs**

Eléments			Sections (cm <sup>2</sup> )	Epaisseur (cm)
Plancher			/	16+4
Poutres principales			30x40	/
Poutres secondaires			30x30	/
Poteaux	Type 1	RDC	40x40	/
		1 <sup>er</sup> étage	40x40	/
	Type 2	2 <sup>ème</sup> au 5 <sup>ème</sup> étage	35x35	/
Voiles			/	20

# *Chapitre III*

## **Calcul des planchers**

### III.1 Introduction

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destinés à reprendre les charges d'exploitation, les charges permanentes, et les transmettent aux éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles, ...).

Les planchers assurent deux fonctions principales:

- **Fonction de résistance** : Les planchers supportant leur poids propre et les surcharges d'exploitation.
- **Fonction d'isolation** : Ils assurent une isolation thermique et acoustique pour les différents étages.

### III.2 Dimensionnement des poutrelles

Comme notre projet à usage d'habitation et commerce, on adopte un plancher à corps creux qui est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les entrevous. Les poutrelles sont disposées suivant la petite portée et travaillent dans une seule direction.

Notre projet étant une construction courante à une surcharge modérée ( $Q \leq 5 \text{ kN/m}^2$ ). La hauteur du plancher est 20 cm soit (16+4) cm.

Avec :  $\begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{corps creux;} \\ 4 \text{ cm} : \text{dalle de compression.} \end{cases}$

Les poutrelles sont disposés perpendiculaire au sens porteur avec un espacement de 65 cm entre axes.

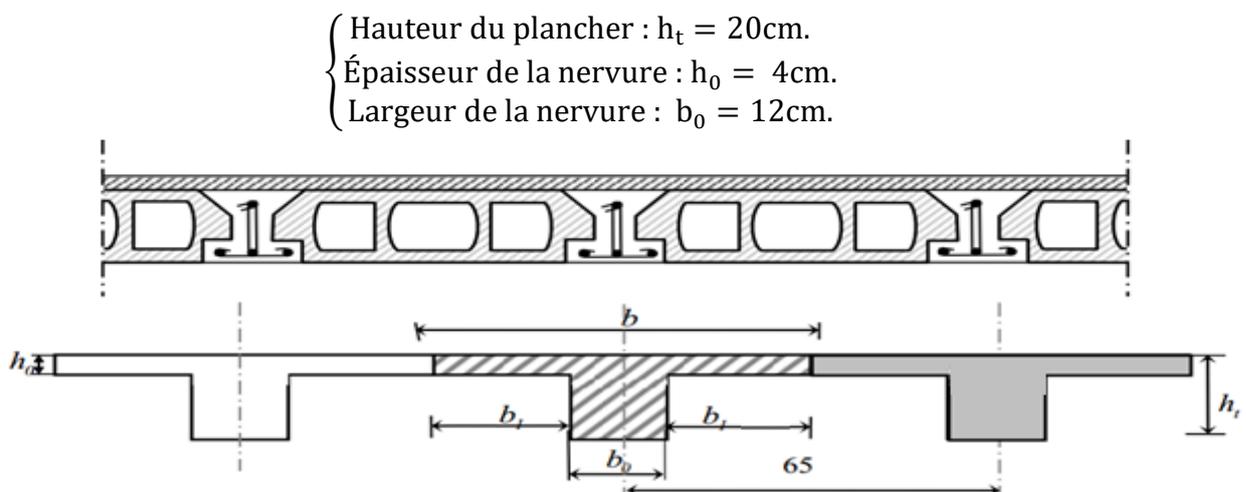


Figure III.1 : Dimensionnement des poutrelles

#### ▪ Calcul de la largeur (b) de la poutrelle

Le calcul de la largeur "b" se fait à partir des conditions suivantes:  $b=2b_1+b_0$  ..... (1)

La portée maximale est :  $L = 3,30 \text{ m}$  et  $l_1=65 \text{ cm}$ .

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{(l_1 - b_0)}{2} \\ b_1 \leq \frac{l}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b_1 \leq \frac{(65-12)}{2} = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{330}{10} = 33 \text{ cm} \\ 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit :  $b_1 = 26,5 \text{ cm}$ . pour avoir  $b = 2b_1 + b_0 \Rightarrow b = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$ .

### III.3 Méthode de calcul des poutrelles

#### III.3.1 Méthode forfaitaire

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, Le règlement BAEL 91 propose une méthode simplifiée appelée méthode forfaitaire applicable pour les planchers courants si les conditions ci après sont satisfaites.

##### III.3.1.1 Les conditions d'application de la méthode forfaitaire

Cette méthode est applicable si les quatre conditions suivantes sont remplies :

- La charge d'exploitation  $Q \leq \max(2G; 5 \text{ KN/m}^2)$ ;
- Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées ;
- Le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25  $0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$  ;
- la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

##### III.3.1.2 Principe de calcul

On exprime les maximaux en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques " $M_0$ " de la travée indépendante.

Selon le BAEL 91, les valeurs  $M_w$ ,  $M_t$ ,  $M_e$  doivent vérifier les conditions suivantes:

$$M_t \geq \max[1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0] - (M_w + M_e)/2$$

$$M_t \geq (1 + 0,3\alpha)M_0/2 \text{ dans une travée intermédiaire.}$$

$$M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha)M_0/2 \text{ dans une travée de rive.}$$

- ✓  $M_0$  : Le moment maximal dans la travée indépendante ;
- ✓  $M_t$  : Le moment maximal dans la travée étudiée ;
- ✓  $M_w$  : Le moment sur l'appui gauche de la travée ;
- ✓  $M_e$  : Le moment sur l'appui droit de la travée ;
- ✓ Le rapport de la charge d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitations est exprimé par  $\alpha = Q / (G + Q)$ .

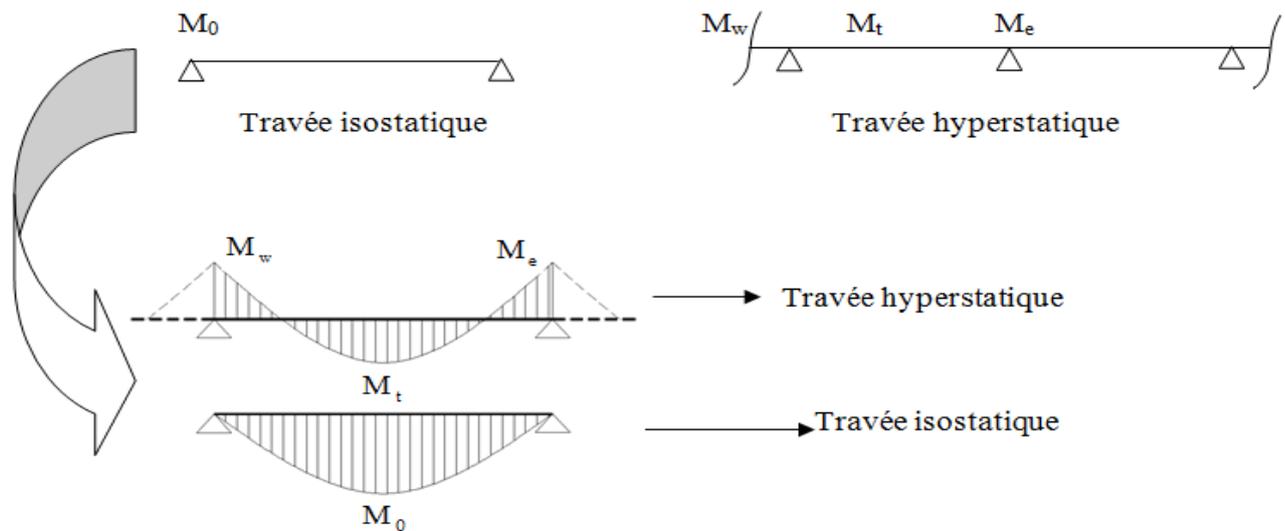


Figure III.2 : Diagrammes du moment corrigé

### III.3.1.3 Les valeurs des moments aux appuis

Les valeurs absolues des moments sur appuis sont évaluées selon le nombre des travées :

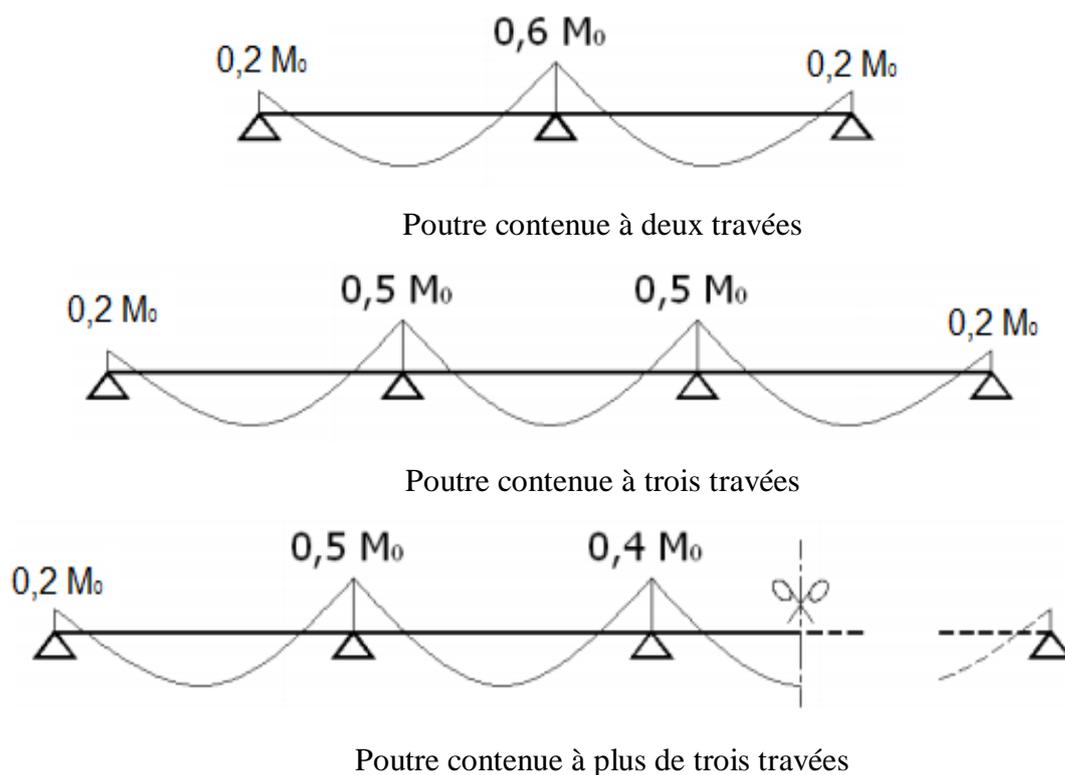
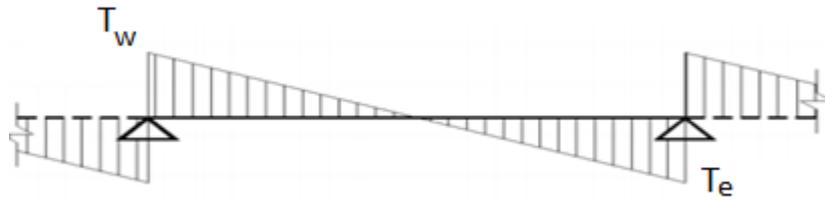


Figure III.3 : Type des poutrelles

### III.3.1.4 Effort tranchant

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales.

Le règlement BAEL 91 prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié.



**Figure III.4 : Diagramme de l'effort tranchant**

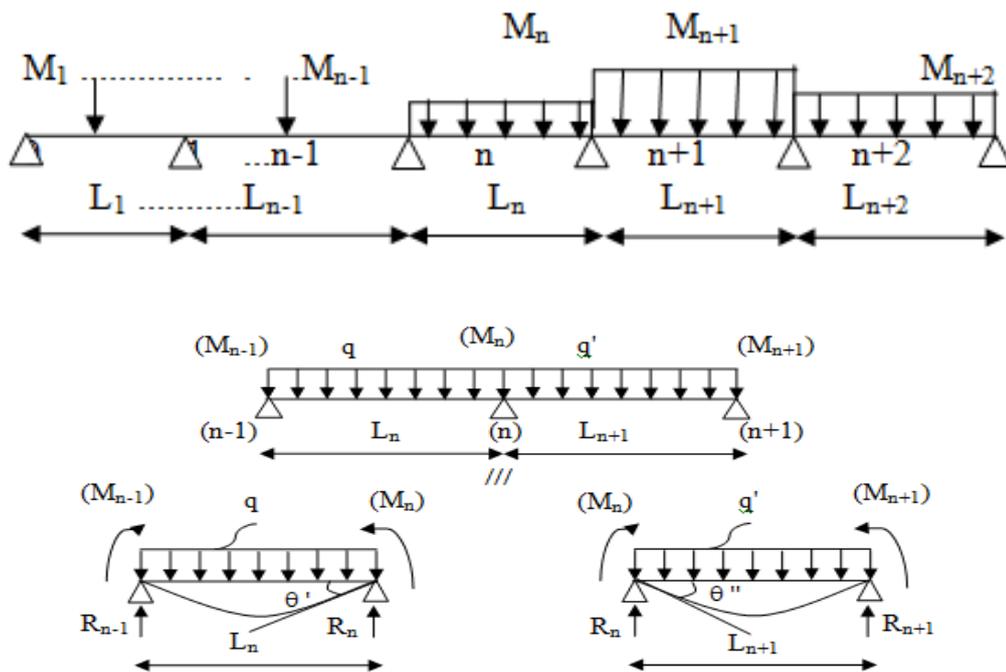
$$\begin{cases} T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} \end{cases}$$

**III.3.2 Méthode des trois moments**

Vu que la 3<sup>ème</sup> condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée c.à.d. la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable (cas du plancher terrasse), on propose pour le calcul des moments sur appuis la méthode des trois moments.

**III.3.2.1 Principe de calcul de la méthode des trois moments**

Pour les poutres continues à plusieurs appuis



**Figure III.5 : Schéma de calcul pour la méthode des trois moments**

Isolant deux travées adjacentes, elles sont chargées d'une manière quelconque; c'est un système statiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d'autres méthodes basées sur les déformations du système.

$M_n, M_{n-1}, M_{n+1}$  : les moments de flexion sur appuis (n), (n-1), (n+1), ils sont supposés positifs, suivant les conditions aux limites et les conditions de continuité, ( $\theta' = \theta''$ ).....(1)

Les moments de flexion pour chacune des travées  $L_n, L_{n+1}$  sous les charges connues  $q, q'$  peuvent être tracé selon la méthode classique.  $M_n, M_{n-1}, M_{n+1}$  sont provisoirement omis.



$G_n, G_{n+1}$ : les centres d'inertie des aires de diagramme des moments.

$a_n, b_n, a_{n+1}, b_{n+1}$ : sont la signification indiqué sur la figure.

$S_n$  et  $S_{n+1}$  : les Aires des diagrammes des moments pour les travées  $L_n$  et  $L_{n+1}$

$$\theta' = \theta'(M_{n-1}) + \theta'(M_n) + \theta'(q)$$

Selon le théorème des Aires des moments, on aura :

$$\theta' = \frac{S_n \cdot a_n}{L_n \cdot E_I} + \frac{M_{n-1} \cdot L_n}{6 \cdot E_I} + \frac{M_n \cdot L_n}{3 \cdot E_I}$$

$$\theta' = \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1} \cdot E_I} + \frac{M_n \cdot L_{n+1}}{3 \cdot E_I} + \frac{M_{n+1} \cdot L_{n+1}}{6 \cdot E_I}$$

$$\theta' = \theta'' \Rightarrow M_{n-1} \cdot L_n + 2M_n (L_n + L_{n+1}) + M_{n+1} \cdot L_{n+1} = -6 \left[ \frac{S_n \cdot a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1}} \right]$$

C'est le théorème des trois moments et sous cette forme générale il est applicable à tous les types de chargement. cette équation est appelée équation de Clapeyron.

### III.3.2.2 Évaluation de l'effort tranchant

$$\begin{cases} T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{q \times L}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{q \times L}{2} \end{cases}$$

## III.4 Calcul du ferrailage

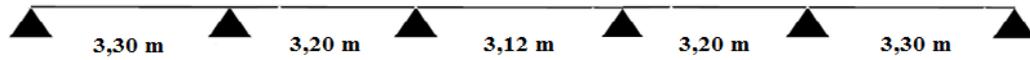
### III.4.1 Planchers RDC & étage courant

On a trois (03) types des poutrelles par chaque niveau selon le nombre et les longueurs des travées

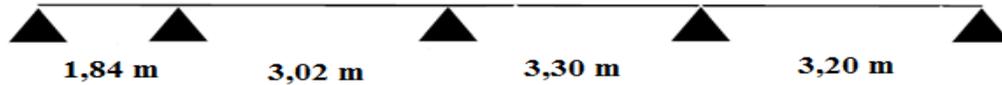
**Type 1** : Travées A-B ; B-C



**Type 2 :** Travées A-B ; B-C ; C-D ; D-E ; E-F



**Type 3 :** Travées A-B ; B-C ; C-D ; D-E ;



**a) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire**

Pour le type 1 et type 2 :

- la charge d'exploitation  $Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$ ;  
 $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 < (2G = 10,08 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2)$ ;
- $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 < 10,08 \text{ KN/m}^2$  ..... Condition vérifiée.
- Poutrelle à d'inertie constante ( $I = C^{et}$ ).....Condition vérifiée.
- Fissuration peu préjudiciable ..... Condition vérifiée.
- Le rapport entre les travées successives :  $0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$
- $0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$  .....Condition vérifiée.

**Tableau III.1 : Rapport entre les travées successives**

Travées	A-B	B-C	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
Portée	3,02	3,30	3,30	3,20	3,12	3,20	3,30
Rapport	0,91		1,03	1,03	0,98		0,97

Puisque toutes les conditions sont satisfaites pour les planchers étages donc la méthode forfaitaire est applicable pour le type 1 et type 2.

**b) Sollicitations**

Le plancher d'étage courant comporte « 03 » types des poutrelles.

D'où :  $G = 5,04 \text{ KN/m}^2$  et  $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

**b.1) E.L.U :**

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = 5,89 \text{ KN/ml.}$$

$$\alpha = Q / (G + Q) = 1,5 / (5,04 + 1,5) = 0,23.$$

$(1+0,3\alpha)=1,00 > 1,05$  donc on doit tenir compte de 1,07.

$(1,2+0,3\alpha)/2=0,63$  (travée de rive).

$(1+0,3\alpha)/2=0,53$  (travée intermédiaire).

### b.2)E.L.S :

$$q_s = (G + Q) \times 0,65 \rightarrow q_s = 4,25 \text{ KN/ml.}$$

#### ➤ Exemple de calcul type 1 :

#### ◆ Calcul ELU :

#### • Moments fléchissant isostatiques

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} \quad M_0^{AB} = \frac{5,89 \times 3,02^2}{8} = 6,71 \text{ kN.m} \quad M_0^{BC} = \frac{5,89 \times 3,30^2}{8} = 8,01 \text{ kN.m}$$

#### • Moments sur appuis

$$\text{En appui (A) et (C) : } M_A = M_C = 0,2M_0 \quad M_A = 0,2M_0^{AB} = 1,34 \text{ kN.m} \quad M_C = 0,2M_0^{BC} = 1,60 \text{ kN.m}$$

$$\text{En appui (B) : } M_B = 0,5M_0 \quad M_B = 0,5\max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = 4 \text{ kN.m}$$

#### • Moments En travées

Travée (AB), (BC)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T^{AB} \geq 1,07.M_0^{AB} - \frac{M_A + M_B}{2} = 4,51 \text{ kN.m} \\ M_T^{AB} \geq 0,63.M_0^{AB} = 4,23 \text{ kN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{AB} = 4,51 \text{ kN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T^{BC} \geq 1,07.M_0^{BC} - \frac{M_B + M_C}{2} = 5,77 \text{ kN.m} \\ M_T^{BC} \geq 0,63.M_0^{BC} = 5,05 \text{ kN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{BC} = 5,77 \text{ kN.m}$$

#### • Efforts tranchants

Les valeurs des efforts tranchants de chaque travée se calculent selon les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q_u \times L}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u \times L}{2} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} T_w : \text{effort tranchant à droite} \\ T_e : \text{effort tranchant à gauche} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (A-B)} \left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{1,34 - 4}{3,02} + \frac{5,89 \times 3,02}{2} = 8,01 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{1,34 - 4}{3,02} - \frac{5,89 \times 3,02}{2} = -9,77 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (B-C)} \begin{cases} T_w = \frac{4-1,60}{3,30} + \frac{5,89 \times 3,30}{2} = 10,45 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{4-1,60}{3,30} - \frac{5,89 \times 3,30}{2} = -9 \text{ KN.} \end{cases}$$

◆ **Calcul ELS**

• **Moments fléchissant isostatiques**

$$M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8} \quad M_0^{AB} = \frac{4,25 \times 3,02^2}{8} = 4,85 \text{ kN.m} \quad M_0^{BC} = \frac{4,25 \times 3,30^2}{8} = 5,79 \text{ kN.m}$$

• **Moments sur appuis**

$$\text{En appui (B)} : M_B = 0,2M_0 \quad M_A = 0,2M_0^{AB} = 0,97 \text{ kN.m} \quad M_C = 0,2M_0^{BC} = 1,16 \text{ kN.m}$$

$$\text{En appui (B)} : M_B = 0,5M_0 \quad M_B = 0,5\max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = 2,95 \text{ kN.m}$$

• **Moments En travées**

Travée (AB), (BC)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T^{AB} \geq 1,07.M_0^{AB} - \frac{M_A + M_B}{2} = 3,23 \text{ KN.m} \\ M_T^{AB} \geq 0,63.M_0^{AB} = 3,05 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{AB} = 3,23 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T^{BC} \geq 1,07.M_0^{BC} - \frac{M_B + M_C}{2} = 4,14 \text{ KN.m} \\ M_T^{BC} \geq 0,63.M_0^{BC} = 3,65 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{BC} = 4,14 \text{ KN.m}$$

• **Efforts tranchants**

$$\text{Travée (A-B)} \begin{cases} T_w = \frac{0,97 - 2,95}{3,02} + \frac{4,25 \times 3,02}{2} = 5,76 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{0,97 - 2,95}{3,02} - \frac{4,25 \times 3,02}{2} = -7,07 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\text{Travée (B-C)} \begin{cases} T_w = \frac{2,95 - 1,16}{3,30} + \frac{4,25 \times 3,30}{2} = 7,55 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{2,95 - 1,16}{3,30} - \frac{4,25 \times 3,30}{2} = -6,47 \text{ KN.} \end{cases}$$

**Pour le type 3**

**a) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire**

- la charge d'exploitation  $Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$ ;

$$Q = 1,5 \text{ kN/m}^2 < (2G ; 5 \text{ kN/m}^2), Q = 1,5 \text{ kN/m}^2 < (10,08 ; 5 \text{ kN/m}^2) \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Poutrelle à d’inertie constante ..... Condition vérifiée.
- Fissuration peu préjudiciable ..... Condition vérifiée.
- Le rapport entre les travées successives n’est pas vérifié  $0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$

**Tableau III.2 : Rapport entre les travées successives**

Travées	A-B	B-C	C-D	D-E
Portée	1,84	3,02	3,30	3,20
Rapport	0,60	0,91	1,03	

Vu que l'une de ces quatre conditions complémentaires n'est pas satisfaite pour la méthode forfaitaire, on utilise le programme RDM 6 pour le calcul les moments maximaux.

**Tableau III.3 : Sollicitations des poutrelles pour étage courant**

Type	Travée	L (m)	E.L.U M (kN. m) et T (kN)						E.L.S M (kN. m) et T (kN)					
			M <sub>0</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>t</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	M <sub>0</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>t</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>
1	A-B	3,02	6,71	1,34	4	4,51	8,01	-9,77	4,85	0,97	2,95	3,23	5,76	-7,07
	B-C	3,30	8,01	4	1,60	5,77	10,45	-9	5,79	2,95	1,16	4,14	7,55	-6,47
2	A-B	3,30	8,01	1,60	3,77	5,89	9,06	-10,38	5,79	1,16	2,72	4,26	6,54	-7,49
	B-C	3,20	7,53	3,77	2,86	4,74	9,71	-9,14	5,44	2,72	2,07	3,43	7	-6,6
	C-D	3,12	7,16	2,86	2,86	4,80	9,19	-9,19	5,17	2,07	2,07	3,46	6,63	-6,63
	D-E	3,20	7,53	2,86	3,77	4,74	9,14	-9,71	5,44	2,07	2,72	3,43	6,6	-7
	E-F	3,30	8,01	3,77	1,60	5,89	10,38	-9,06	5,79	2,72	1,16	4,26	7,49	-6,54

- les résultats obtenus par RDM 6 pour le type 03

$$E.L.U \begin{cases} M_t = 5,41 \text{ KN.m} \\ M_a \text{ (inter)} = 6,96 \text{ KN.m} \\ T = 12,06 \text{ KN.m} \end{cases}
 \qquad
 E.L.S \begin{cases} M_t = 3,90 \text{ KN.m} \\ M_a \text{ (inter)} = 5,03 \text{ KN.m} \\ T = 8,71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### III.4.1.1 Calcul du ferrailage des poutrelles

Les moments maximaux en travée compriment les fibres supérieures et tendent les fibres inférieures et par conséquent les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction puisque le béton résiste mal à la traction.

Pour le calcul du ferrailage des poutrelles, on prend le cas le plus défavorable.

Les poutrelles sont des sections en T dont les dimensions sont données comme suit:

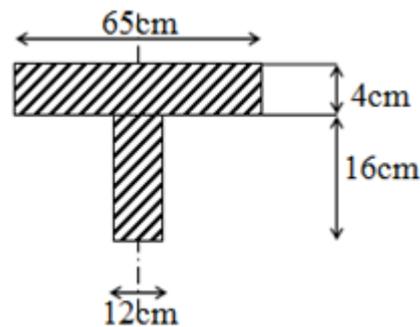


Figure III.6 : Section de la poutrelle T

Le Tableau III.3 donne les sollicitations maximales utilisées pour le calcul du ferrailage.

Tableau III.4 : Récapitulatif des efforts maximaux

E.L.U		E.L.S	
$M_{0 \max}$	= 8,01 kN.m	$M_{0 \max}$	= 5,79 kN.m
$M_{t \max}$	= 5,89 kN.m	$M_{t \max}$	= 4,26 kN.m
$M_{a \text{ (rive) } \max}$	= 1,60 kN.m	$M_{a \text{ (rive) } \max}$	= 1,16 kN.m
$M_{a \text{ (inter) } \max}$	= 6,96 kN.m	$M_{a \text{ (inter) } \max}$	= 5,03 kN.m
$T_{\max}$	= 12,06 kN.m	$T_{\max}$	= 8,71 kN.m

### III.4.1.2 Ferrailage en travée E.L.U

#### a) Vérification de l'étendue de la zone comprimée

$$M_{\text{tab}} = b \cdot h_0 \cdot \sigma_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{\text{tab}} = 65 \times 4 \times 14,17(18 - 2) \cdot 10^{-3} = 58,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \max} = 5,89 \text{ KN.m} < M_{\text{tab}} = 58,95 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension  $b \times h_t = 65 \times 20 \text{ cm}^2$  avec  $M_{t \max} = 5,89 \text{ kN.m}$ .

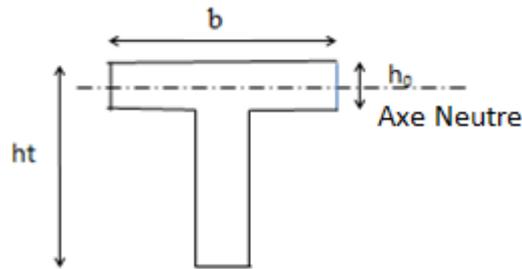


Figure III.7 : Position de l'axe neutre

## b) Vérification de l'existence des armatures comprimées (A')

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{5,89 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 65} = 0,019 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,019 < 0,392 \Rightarrow \text{pivot.A} : \xi_s = 10\% \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,024$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,990$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5,89 \times 10^3}{0,975 \times 18 \times 348} = 0,95 \text{ cm}^2. \quad \Rightarrow A_s = 0,95 \text{ cm}^2.$$

## c) Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = \left(\frac{65 \times 20}{1000}; 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq \max(1,3; 1,41)$$

$$A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(1,41; 0,95) = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On choisit } A_s = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2.$$

## III.4.1.3 Ferrailage sur appuis

## • Appuis intermédiaire

$$\text{Etat- limite ultime de résistance : } M_a^u \text{ max(inter)} = 6,96 \text{ KN.m}$$

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension :

$$(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{M_{a(\text{inter})}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{6,96 \times 10^3}{14,17(18)^2 \times 12} = 0,126 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,169$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,932$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_{s(\text{inter})} = \frac{M_{a(\text{inter})}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6,96 \times 10^3}{0,932 \times 18 \times 348} = 1,19 \text{ cm}^2.$$

- **Appuis de rive**

$$M_a^u \text{ max(rive)} = 1,60 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a(\text{rive})}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{1,60 \times 10^3}{14,17(18)^2 \times 12} = 0,029 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,036$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,985$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_{s(\text{rive})} = \frac{M_{a(\text{rive})}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1,60 \times 10^3}{0,985 \times 18 \times 348} = 0,26 \text{ cm}^2.$$

**a) Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1)**

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = \left(\frac{12 \times 20}{1000}; 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq \max[0,24; 0,26]$$

$$A_{\min(\text{inter})} = 0,26 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_{a \text{ adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,26; 1,19) = 1,19 \text{ cm}^2.$$

On choisit  $A_s = 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$ .

$$A_{\min(\text{rive})} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,26; 0,26) = 0,26 \text{ cm}^2.$$

On choisit  $A_s = 1T10 = 0,79 \text{ cm}^2$

### III.4.1.4 Vérifications

#### a) L'influence de l'effort tranchant

D'après le BAEL91 (art A.5.1 ,211) :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}^u}{b_0 \times d} = \frac{12,06 \times 10^3}{12 \times 18 \times 100} = 0,56 \text{ MPa.}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,56 \text{ MPa.} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement.

#### b) Section et écartement des armatures transversales $A_t$

##### b.1) Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t \min} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 10 \right) = 5,71 \approx 8 \text{ mm.}$$

On prend :

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 1 \phi 8 = 0,5 \text{ cm}^2.$$

##### b.2) Calcul des espacements

$$\begin{cases} S_t \leq \min(0,9 \times d; 40) \text{ cm} \\ S_t \leq \min(16,2; 40) \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow S_t \leq 16,20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$$

##### b.3) La section des armatures transversales

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3k.f_{ij})}{0,9.f_e \cdot (\sin\alpha + \cos\alpha)} \dots\dots\dots (*)$$

$K=1$  (fissuration non préjudiciable).

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin\alpha + \cos\alpha = 1$$

$$f_e = 235 \text{ MPa.} \quad ; \quad \gamma_s = 1,15$$

$$\begin{aligned} (*) \Rightarrow A_t &\geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3k.f_{ij})}{0,9.f_e} \cdot b_0 \cdot s_t \\ A_t &\geq \frac{1,15(0,56 - 0,3 \times 1 \times 2,1)}{0,9 \times 235} \times 0,12 \times 0,15 \end{aligned}$$

$$A_t = -6,85.10^{-6}$$

La section exigée par la condition de non fragilité (B.A.E.L 91)

### c) Pourcentage minimal des armatures transversales

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max (0,24; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,4 \text{ Mpa.}$$

$$A_t \geq \left( \frac{0,4 \times b_0 \times s_t}{f_e} \right) = \frac{0,4 \times 0,12 \times 0,15}{235} = 3,06 \times 10^{-5} \text{ m}^2 \approx 0,31 \text{ cm}^2.$$

Alors on adopte :

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 1 \phi 8 = 0,5 \text{ cm}^2.$$

### d) Compression de la bille d'about

La contrainte de compression dans la bielle est:

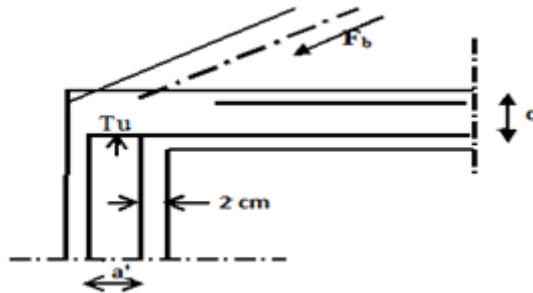


Figure III.8 : Compression de la bille d'about

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \text{ avec : } \begin{cases} F_b = T_u \times \sqrt{2} \\ S = \frac{a \times b_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \quad \text{D'où : } \bar{\sigma}_b = \frac{2.T_u}{a.b_0}$$

$a$  = la longueur d'appui de la bielle  $\leq 0,9 \times d$

On doit avoir :  $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de  $45^\circ$  donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b$$

$$\frac{2T_u}{a.b_0} \leq \frac{0,85.f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T_u \cdot \gamma_b}{0,8.b_0.f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 12,06 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,01 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9 \times d);$$

$$a' = c - c' - 2 \text{ cm} = 40 - 2 - 2 = 36 \text{ cm}$$

$$a = \min(36 \text{ cm}; 16,2 \text{ cm}) = 16,20 \text{ cm} > 0,01 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

### e) Vérification à L' E .L .S

#### e.1) Au niveau des travées

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu  $\sigma_{st}$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire} \\ \text{Acier F}_e\text{E400} \end{array} \right. \Rightarrow \text{Si : } \alpha \leq \left( \frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

#### e.2) Vérification des compressions dans le béton à l'E.L.S

- Si la condition ci-dessous est vérifiée la vérification des contraintes de compression dans le béton est inutile (sur appuis et en travées).

$$\alpha \leq \left( \frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100}; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

**Tableau III.5 : Vérification des compressions**

	$M_u$ (kN.m)	$M_{ser}$ (kN.m)	$\alpha$	$\left( \frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
Appui	6,96	5,03	0,169	0,442	Condition vérifiée
Travée	5,89	4,26	0,024	0,441	Condition vérifiée

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$  Les armatures calculées à L'ELU seront maintenues.

### f) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que l'on a :

$$V_u \leq \bar{V}_u \text{ et } V_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28} \Rightarrow \frac{0,75 \cdot V_u}{b_0 \cdot f_{c28}} \leq \alpha \leq d$$

Lorsque « a » n'est pas donnée on utilise la formule suivant :

$a = l_a - 2\text{cm}$  tel que :  $l_a = l_s - \text{Type de crochet}$

$l_a$  : Longueur d'ancrage.

$l_s$  : Longueur de scellement droit (donnée à partir du BAEL91)

On choisit par exemple un crochet de  $90^\circ$

Donc :  $l_a = l_s - 24,69\phi$  tel que :  $l_s = 35\phi$  ( $F_{c28} = 25\text{MPa}$ ;  $F_e = 400$ )

$l_a = 10,31\phi = 10,31 \times 1,00 = 10,31\text{cm}$

Alors :  $a = l_a - 2 = 10,31 - 2 = 8,31\text{cm}$

$\bar{V}_u = 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} = 0,267(8,31 \times 12) \times 10^{-1} \times 25 = 66,56\text{KN}$ .

$V_u \leq \bar{V}_u \Rightarrow 12,06\text{KN} \leq 66,56\text{KN}$ ..... Condition vérifiée.

### g) Vérification des armatures longitudinales

Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être telle que l'on ait :

$$A_s \geq \frac{V_u}{f_e / \gamma_s}$$

$$A_s = \frac{1,15 \times 12,06 \times 10}{400} = 0,35\text{cm}^2.$$

$A_s = 2,36\text{cm}^2 \geq 0,30\text{cm}^2 \Rightarrow$  condition vérifiée.

### h) Vérification de la contrainte d'adhérence limite

Il faut vérifier que :  $\tau_s \leq \bar{\tau}_s$

$$\tau_s = \frac{V_u}{0,9 \times 0,23 \Sigma u}; (\Sigma u : \text{Étant la somme des périmètres utiles des barres})$$

$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{ij}$ ; Pour les armatures à H.A  $\Rightarrow \psi_s = 1,5$

$f_{t28} = 2,1\text{MPa}$ ;  $\bar{\tau}_s = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84\text{MPa}$ .

$\Sigma u = 3 \times 2 \times \pi \times R = 3 \times 2 \times 3,14 \times 0,8 = 15,07\text{cm}$ .

$$\tau_s = \frac{12,06 \cdot 10^{-3}}{0,9 \times 0,23 \times 0,151} = 0,39\text{MPa}.$$

Donc  $\tau_s = 0,39\text{MPa} < \bar{\tau} = 2,84\text{MPa}$ ..... Condition vérifiée.

### i) Vérification de la flèche

D'après BAEL 91 modifiée 99 :  $f \leq f_{adm}$

Avec :  $F_{adm} = \frac{L_{max}}{500} \rightarrow L_{max}$  : la portée maximal

Dans notre cas, on a :  $L_{max}=3,30m$

$$F_{adm} = \frac{3,30}{500} = 0,0066m.$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 A_{ut}(\frac{h}{2} - d')^2 \rightarrow d' = 0,1h$$

$$I_0 = \frac{0,65 \times 0,20^3}{12} + 15 \times 2,36(\frac{0,20}{2} - 0,02)^2$$

$$I_0 = 2,30.10^{-1}m^4.$$

$$\rho = \frac{A_{ut}}{b_0 d} = \frac{2,36.10^{-4}}{0,12 \times 0,18} = 0,011$$

$$\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b})\rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3 \times \frac{0,12}{0,65})0,011} = 3,74$$

$$U^* = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{(4\rho \sigma_{st}) + f_{t28}} = 0,67$$

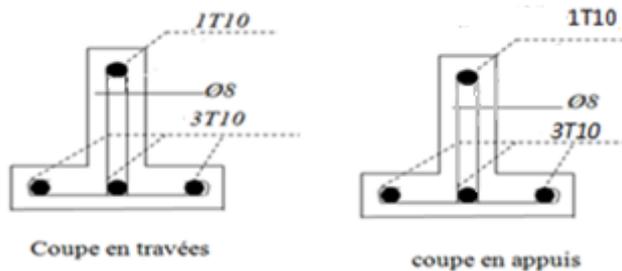
$$I_{Fi} = \frac{1,1I_0}{(1 + \lambda_i U^*)} = \frac{1,1 \times 2,30.10^{-1}}{(1 + 3,74 \times 0,67)} = 0,07m^4.$$

$$f = \frac{M_{st}.L^2}{10E_i. I_{Fi}} = \frac{4,26 \times 10^{-3} \times 3,30^2}{10 \times 32164,2 \times 0,07} = 2,06.10^{-6}m.$$

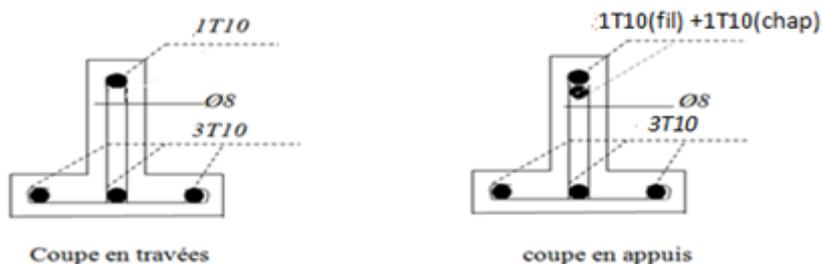
Avec :  $E_i = 11000(f_{c28})^{1/3} = 32164,2MPa$

Donc :  $f = 2,06.10^{-4} cm \leq f_{adm} = 0,66 cm$ ..... Condition vérifiée.

**III.4.1.5 Schemas de ferrailage des poutrelles (Etagé courant)**



**Figure III.9 : Ferrailage des poutrelles de rive.**



**Figure III.10 : Ferrailage des poutrelles intermédiaire**

### III.4.2 Planchers terrasse

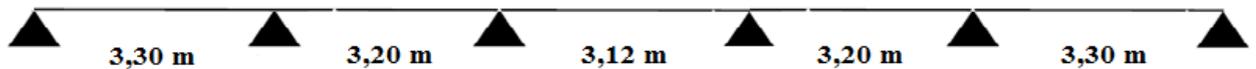
#### III.4.2.1 Étude des poutrelles Planchers terrasse

On a trois (03) types des poutrelles selon le nombre et des longueurs des travées

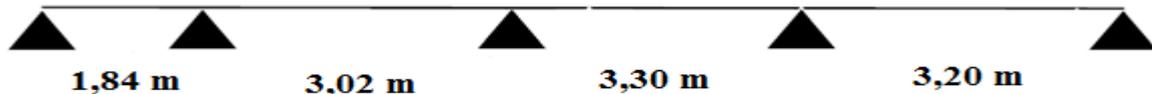
**Type 01 :** Travées A-B ; B-C



**Type 02 :** Travées A-B ; B-C ; C-D ; D-E ; E-F



**Type 03 :** Travées A-B ; B-C ; C-D ; D-E ;



#### a) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

- la charge d'exploitation  $Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$ ;
- $Q = 1 \text{ KN/m}^2 < 12,96 \text{ KN/m}^2$  ..... Condition vérifiée.
- Poutrelle à d'inertie constante ( $I = C^{et}$ ) ..... Condition vérifiée.
- Fissuration peu préjudiciable ..... Condition non vérifiée.

Pour le plancher terrasse la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable

Donc dans le cas du plancher terrasse, on applique la méthode des trois moments

#### b) Sollicitations

$$G = 6,48 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$G = 6,48 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} G = 6,48 \times 0,65 = 4,21 \text{ KN/ml} \\ Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} Q_U = 1,35G + 1,5Q = 6,66 \text{ KN/ml} \\ Q_{ser} = G + Q = 4,86 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

➤ **Exemple de calcul type 01 :**

Travées A-B ; B-C



$$M_A = -1,51 \text{ KN.m} \quad M_B = -7,52 \text{ KN.m} \quad M_C = -1,81 \text{ KN.m}$$

**Efforts tranchants**

$$\text{Travée (A-B)} \begin{cases} T_w = \frac{1,51 - 7,52}{3,02} + \frac{6,66 \times 3,02}{2} = 8,06 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{1,51 - 7,52}{3,02} - \frac{6,66 \times 3,02}{2} = -12,04 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\text{Travée (B-C)} \begin{cases} T_w = \frac{7,52 - 1,81}{3,30} + \frac{6,66 \times 3,30}{2} = 12,72 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{7,52 - 1,81}{3,30} - \frac{6,66 \times 3,30}{2} = -9,26 \text{ KN.} \end{cases}$$

- **Les moments en travée**

$$M_{t_{AB}} = M_A + M_B / 2 + M_{0_{AB}} = 3,08 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_{BC}} = M_B + M_C / 2 + M_{0_{BC}} = 4,41 \text{ KN.m}$$

- ✓ **à l'ELS :**

- ✚ **Sur appuis de rive**

$$M_0^{AB} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{4,86 \times (3,02)^2}{8} = 5,54 \text{ KN.m} \Rightarrow M_A = -0,2 M_0^{AB} = 0,2(5,54) = -1,11 \text{ KN.m.}$$

$$M_0^{BC} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{4,86 \times (3,30)^2}{8} = 6,62 \text{ KN.m} \Rightarrow M_C = -0,2 M_0^{BC} = 0,2(6,62) = -1,32 \text{ KN.m.}$$

- ✚ **Sur appuis intermédiaires**

- **Partie AB**

$$M_0^{AB} = \frac{Ql^2}{8} = 5,54 \text{ KN.m.}$$

$$a_n = b_n = \frac{3,02}{2} = 1,51 \text{ m}$$

$$S_n = 2/3 \cdot L_n \cdot M_0^{AB} = 2/3 \times 3,02 \times 5,54 = 11,15 \text{ m}^2.$$

- **Partie BC**

$$M_0^{BC} = \frac{Ql^2}{8} = 6,62 \text{ kN.m.}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 1,65 \text{ m.}$$

$$S_{n+1} = 2/3 \cdot L_{n+1} \cdot M_0^{BC} = 2/3 \times 3,30 \times 6,62 = 14,56 \text{ m}^2.$$

$$\text{Donc (1)} \Rightarrow 3,02M_A + 2(3,02+3,30) \cdot M_B + 3,30M_C = -6 \left[ \left( \frac{11,15 \times 1,51}{3,02} \right) + \left( \frac{14,56 \times 1,65}{3,30} \right) \right].$$

$$\text{Avec: } M_A = -0,2 \times M_0^{AB} = -1,11 \text{ KN.m.}$$

$$\diamond 12,64M_B + 3,30M_C + 3,35 = -77,13$$

$$12,64M_B = -69,42$$

- **Les moments sur appuis**

$$M_A = -1,11 \text{ kN.m}$$

$$M_B = -5,49 \text{ kN.m}$$

$$M_C = -1,32 \text{ kN.m}$$

• Efforts tranchants

$$\text{Travée (A-B)} \begin{cases} T_w = \frac{1,11 - 5,49}{3,02} + \frac{4,86 \times 3,02}{2} = 5,89 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{1,11 - 5,49}{3,02} - \frac{4,86 \times 3,02}{2} = -8,79 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\text{Travée (B-C)} \begin{cases} T_w = \frac{5,49 - 1,32}{3,30} + \frac{4,86 \times 3,30}{2} = 9,28 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{5,49 - 1,32}{3,30} - \frac{4,86 \times 3,30}{2} = -6,75 \text{ KN.} \end{cases}$$

• Les moments en travée

$$M_{tAB} = M_A + M_B / 2 + M_{0AB} = 2,24 \text{ kN.m}$$

$$M_{tBC} = M_B + M_C / 2 + M_{0BC} = 3,21 \text{ kN.m}$$

**Tableau III.6 : Récapitulatif des sollicitations des poutrelles pour terrasse**

Type	Travée	L (m)	E.L.U M (kN. m) et T(kN)						E.L.S M (kN. m) et T(kN)					
			M <sub>0</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>t</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	M <sub>0</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>t</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>
1	A-B	3,02	7,60	1,52	7,52	3,08	8,06	12,04	5,54	1,11	4,49	2,24	5,89	8,79
	B-C	3,30	9,07	7,52	1,81	4,41	12,72	9,26	6,62	4,49	1,32	3,21	9,28	6,75
2	A-B	3,30	9,07	1,81	7,05	4,64	9,40	12,58	6,62	1,32	5,15	3,39	6,86	9,18
	B-C	3,20	8,52	7,05	5,24	2,38	11,22	10,09	6,22	5,15	3,82	1,72	8,19	7,36
	C-D	3,12	8,10	5,24	5,24	2,86	10,39	10,39	5,91	3,82	3,82	2,09	7,58	7,58
	D-E	3,20	8,52	5,24	7,05	2,38	10,09	11,22	6,22	3,82	5,15	1,72	7,36	8,19
	E-F	3,30	9,07	7,05	1,81	4,64	12,58	9,40	6,62	5,15	1,32	3,39	9,18	6,86
3	A-B	1,84	2,82	0,56	3,94	0,55	4,29	7,96	2,07	0,41	2,87	0,43	3,13	5,80
	B-C	3,02	7,59	3,94	5,60	2,82	9,51	10,60	5,54	2,87	4,09	2,06	6,93	7,74
	C-D	3,30	9,07	5,60	6,96	2,80	10,58	11,40	6,62	4,09	5,08	3,04	7,72	8,32
	D-E	3,20	8,52	6,96	1,70	4,19	12,30	9,01	6,22	5,08	1,24	3,06	8,98	6,58

Le ferrailage des poutrelles est calculé pour une section en T soumise à la flexion simple à l'E.L.U. Ensuite la vérification du béton et les sections d'armatures se fait à l'E.L.S.

Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales suivantes:

**Tableau III.7 : Récapitulatif des efforts maximaux**

E.L.U	E.L.S
$M_{0 \max} = 9,07 \text{ kN.m}$	$M_{0 \max} = 6,62 \text{ kN.m}$
$M_{t \max} = 4,64 \text{ kN.m}$	$M_{t \max} = 3,39 \text{ kN.m}$
$M_{a \text{ (rive) } \max} = 1,81 \text{ kN.m}$	$M_{a \text{ (rive) } \max} = 1,32 \text{ kN.m}$
$M_{a \text{ (inter) } \max} = 7,52 \text{ kN.m}$	$M_{a \text{ (inter) } \max} = 5,15 \text{ kN.m}$
$T_{\max} = 12,72 \text{ kN.m}$	$T_{\max} = 9,28 \text{ kN.m}$

### III.4.2.2 Ferrailage en travée

#### a) Vérification de l'étendue de la zone comprimée

$$M_{\text{tab}} = b \cdot h_0 \cdot \sigma_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{\text{tab}} = 65 \times 4 \times 14,17(18 - 2) \cdot 10^{-3} = 58,95 \text{ kN.m}$$

$$M_{t \max} = 4,64 \text{ kN.m} < M_{\text{tab}} = 58,95 \text{ kN.m} \quad M_t'' < M_0$$

Donc la zone comprimée se trouve dans la table de compression.

⇒ La section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions  $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$

#### b) Vérification de l'existante des armatures comprimées (A')

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{4,64 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 65} = 0,016 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,016 < 0,392 \Rightarrow \text{pivot.A} : \xi_s = 10\%$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,020$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,992$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{4,64 \times 10^3}{0,992 \times 18 \times 348} = 0,75 \text{ cm}^2. \quad \Rightarrow A_s = 0,75 \text{ cm}^2.$$

**c) Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1)**

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = \left(\frac{65 \times 20}{1000}; 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq \max[1,3; 1,41]$$

$$A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(1,41; 0,75) = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Le choix } A_s = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2.$$

**III.4.2.3 Ferrailage sur appuis****• Appuis intermédiaire**

Etat- limite ultime de résistance :

$$M_a^u \text{ max(inter)} = 7,52 \text{ KN.m}$$

La section de calcul rectangulaire a les dimensions  $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{M_{a(\text{inter})}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{7,52 \times 10^3}{14,17(18)^2 \times 12} = 0,136 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,183$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,927$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_{s(\text{inter})} = \frac{M_{a(\text{inter})}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7,52 \times 10^3}{0,927 \times 18 \times 348} = 1,29 \text{ cm}^2.$$

**• Appuis de rive :**

$$M_a^u \text{ max(rive)} = 1,81 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a(\text{rive})}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{1,81 \times 10^3}{14,17(18)^2 \times 12} = 0,032 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,041 \quad \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,984 \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_{s(\text{rive})} = \frac{M_{a(\text{rive})}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1,81 \times 10^3}{0,984 \times 18 \times 348} = 0,29 \text{ cm}^2.$$

**a) Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1)**

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = \left(\frac{12 \times 20}{1000}; 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq \max[0,24; 0,26]$$

$$A_{\min(\text{inter})} = 0,26 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_{\text{a adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,26; 1,29) = 1,29 \text{ cm}^2.$$

**➤ Le choix:**

$$A_s = 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min(\text{rive})} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,26; 0,29) = 0,29 \text{ cm}^2.$$

**➤ Le choix:**

$$A_s = 1T10 = 0,79 \text{ cm}^2.$$

**III.4.2.4 Vérifications****a) L'influence de l'effort tranchant**

D'après le BAEL91 (art A.5.1 ,211) :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}^u}{b_0 \times d} = \frac{12,72 \times 10^3}{12 \times 18 \times 100} = 0,58 \text{ MPa.}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,58 \text{ MPa.} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement.

**b) Section et écartement des armatures transversales  $A_t$** **b.1) Diamètre des armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t \min}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t \min}\right) \quad \phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 10\right) = 5,71 \approx 8 \text{ mm.}$$

$$\text{On prend : } \phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 1 \phi 8 = 0,5 \text{ cm}^2.$$

**b.2) Calcul des espacements**

$$\begin{cases} S_t \leq \min(0,9 \times d; 40) \text{ cm} \\ S_t \leq \min(16,2; 40) \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow S_t \leq 16,20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$$

**b.3) La section des armatures transversales**

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3k \cdot f_{ij})}{0,9 \cdot f_e \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots \dots \dots (*)$$

K=1 (fissuration non préjudiciable).

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1 \quad f_e E = 235 \text{ MPa.} \quad ; \quad \gamma_s = 1,15$$

$$(*) \Rightarrow A_t \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3k \cdot f_{tj})}{0,9 \cdot f_e} \cdot b_0 \cdot s_t \quad A_t \geq \frac{1,15(0,58 - 0,3 \times 1 \times 2,1)}{0,9 \times 235} \times 0,12 \times 0,15 = -4,89 \cdot 10^{-6}$$

La section exigée par la condition de non fragilité (B.A.E.L 91)

**c) Pourcentage minimal des armatures transversales**

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right) \quad \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max (0,29; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,4 \text{ Mpa.}$$

$$A_t \geq \left( \frac{0,4 \times b_0 \times s_t}{f_e} \right) = \frac{0,4 \times 0,12 \times 0,15}{235} = 3,06 \times 10^{-5} \text{ m}^2 \approx 0,30 \text{ cm}^2.$$

Alors on adopte :  $\phi_t = 8 \text{ mm} \rightarrow A_t = 1\phi 8 = 0,5 \text{ cm}^2.$

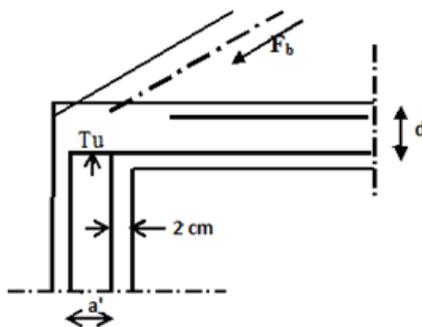
**d) Compression de la bille d'about**

La contrainte de compression dans la bielle est:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \text{ avec : } \begin{cases} F_b = T_u \times \sqrt{2} \\ S = \frac{a \times b_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \quad \text{D'où : } \bar{\sigma}_b = \frac{2 \cdot T_u}{a \cdot b_0}$$

a = la longueur d'appui de la bielle  $\leq 0,9 \times d$

On doit avoir :  $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$



**Figure III.11 : Compression de la bille d'about**

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8f_{c28}/\gamma_b$$

$$\frac{2T_u}{a.b_0} \leq \frac{0,85.f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T_u \cdot \gamma_b}{0,8.b_0.f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 12,72 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,016 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9 \times d);$$

$$a' = c - c' - 2 \text{ cm} = 30 - 2 - 2 = 26 \text{ cm}$$

$a = \min(26 \text{ cm} ; 16,2 \text{ cm}) = 16,20 \text{ cm} > 0,016 \text{ cm} \dots\dots\dots$  Condition vérifiée.

**e)Vérification à L' E .L .S**

**e.1)Au niveau des travées**

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu  $\sigma_{st}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire} \\ \text{Acier } F_e E400 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Si : } a \leq \left( \frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

**e.2)Vérification des compressions dans le béton à l'E.L.S**

- Si la condition ci-dessous est vérifiée la vérification des contraintes de compression dans le béton est inutile (sur appuis et en travées).

$$a \leq \left( \frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100} ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

**Tableau III.8 : Vérification des compressions**

	$M_u$ (kN.m)	$M_{ser}$ (kN.m)	$\alpha$	$\left( \frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
Appui	7,52	5,15	0,183	0,480	Condition vérifiée
Travée	4,64	3,39	0,020	0,434	Condition vérifiée

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$  Les armatures calculées à L'ELU seront maintenues.

**f)Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis**

Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que l'on a :

$$V_u \leq \bar{V}_u \text{ et } V_u \leq 0,267.a.b_0.f_{c28} \Rightarrow \frac{0,75.V_u}{b_0.f_{c28}} \leq \alpha \leq d$$

Lorsque « a » n'est pas donnée on utilise la formule suivant :

$a = l_a - 2\text{cm}$  tel que :  $l_a = l_s$  - Type de crochet

$l_a$  : Longueur d'ancrage.

$l_s$  : Longueur de scellement droit (donnée à partir du BAEL91)

On choisit par exemple un crochet de  $90^\circ$

Donc :  $l_a = l_s - 24,69\phi$  tel que :  $l_s = 35\phi$  ( $F_{c28} = 25\text{MPa}; F_e 400$ )

$l_a = 10,31\phi = 10,31 \times 1,00 = 10,31\text{cm}$

Alors :  $a = l_a - 2 = 10,31 - 2 = 8,31\text{cm}$

$\bar{V}_u = 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} = 0,267(8,31 \times 12) \times 10^{-1} \times 25 = 66,56\text{KN}$ .

$V_u \leq \bar{V}_u \Rightarrow 12,72\text{KN} \leq 66,56\text{KN}$ ..... Condition vérifiée.

### g) Vérification des armatures longitudinales

Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être telle que l'on ait :

$$A_s \geq \frac{V_u}{f_e / \gamma_s} \quad A_s = \frac{1,15 \times 12,72 \times 10}{400} = 0,37\text{cm}^2. \quad A_s = 2,36\text{cm}^2 \geq 0,37\text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

### h) Vérification de la contrainte d'adhérence limite

Il faut vérifier que :  $\tau_s \leq \bar{\tau}_s$

$$\tau_s = \frac{V_u}{0,9 \times 0,23 \Sigma u}; \quad (\Sigma u : \text{Étant la somme des périmètres utiles des barres})$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{tj}; \quad \text{Pour les armatures à H.A} \Rightarrow \psi_s = 1,5$$

$$f_{t28} = 2,1\text{MPa}; \quad \bar{\tau}_s = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84\text{MPa}.$$

$$\Sigma u = 3 \times 2 \times \pi \times R = 3 \times 2 \times 3,14 \times 0,8 = 15,07\text{cm}.$$

$$\tau_s = \frac{9,28 \cdot 10^{-3}}{0,9 \times 0,23 \times 15,1} = 0,29\text{MPa}.$$

Donc  $\tau_s = 0,29\text{MPa} < \bar{\tau} = 2,84\text{MPa}$ ..... Condition vérifiée.

### i) Vérification de la flèche

D'après BAEL 91 modifiée 99 :  $f \leq f_{adm}$

Avec :  $F_{adm} = \frac{L_{max}}{500} \rightarrow L_{max}$  : la portée maximale

Dans notre cas, on a :  $L_{max} = 3,30\text{m}$       $F_{adm} = \frac{3,30}{500} = 0,0066\text{m}$ .

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5}\right) \Rightarrow \left(\frac{20}{330} \geq \frac{1}{22,5}\right) \Rightarrow (0,061 \geq 0,044) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{10.M_{0ser}}\right) \Rightarrow \left(\frac{20}{330} \geq \frac{3,39}{10 \times 6,62}\right) \Rightarrow (0,061 \geq 0,051) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left(\frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{L}{f_e}\right) \Rightarrow \left(\frac{2,36}{12.18} = 0,011 \leq \frac{330}{400} = 0,008\right) \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Vu que la 3<sup>ème</sup> condition ne pas vérifiée; on procédera donc au calcul de la flèche.

Donc on passe au calcul pratique de la flèche:

On va calculer:

$$F_i = \frac{M_i.L^2}{10E_i.If_i} ; F_v = \frac{M_v.L^2}{10E_v.If_v}$$

$F_i$  : Flèche due aux charges de faible durée d'application.

$F_v$  : Flèche due aux charges de longue durée d'application

$$\text{Avec : } E_i = 11000(f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{1/3} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$If_i = \frac{1,1.I_0}{1 + \lambda_i.\mu_i} ; If_v = \frac{1,1.I_0}{1 + \lambda_v.\mu_g}$$

$I_0$  : Moment d'inertie de la section total rendue homogène /à l'axe passant par son C.D.G ;

$If_i$ : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées ;

$If_v$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée.

### i.1) Détermination du centre de gravité

$$y_G = \frac{\sum A_i.y_i}{\sum A_i} \quad y_G = \frac{(65 \times 4)(2+20-4) + [(20-4)12(20-4)/2] + 15 \times 2,36 \times 2}{(65 \times 4) + (20-4)12 + 15 \times 2,36} = 12,90 \text{ cm}$$

### i.2) Détermination du moment d'inertie

$$I_g = \frac{by_G^3}{3} - \frac{(b-b_0)(y_G-h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h_t-y_G)^3}{3} + 15A_s(d-y_G)^2$$

$$I_g = \frac{65(12,90)^3}{3} - \frac{(65-12)(12,90-4)^3}{3} + \frac{12(20-12,90)^3}{3} + 15 \times 2,36(18-12,90)^2 = 36409,54 \text{ cm}^4.$$

**i.3) Charges prises en comptes**

1-charge avant mise de revêtement :  $j = 2,80 \times 0,65 = 1,82 \text{ KN/m}^2$ .

2-charge après mise de revêtement :  $G = 6,48 \times 0,65 = 4,21 \text{ KN/m}^2$ .

3-charge total à l'E.L.S :  $P = (G + Q); P = (6,48 + 1) \times 0,65 = 4,86 \text{ KN/m}^2$ .

**i.4) Calcul des moments correspondants**

$$M_j = 0,85 \times J \times L^2 / 8 = 0,85 \times 1,82 \times 3,30^2 / 8 = 2,10 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,85 \times G \times L^2 / 8 = 0,85 \times 4,21 \times 3,30^2 / 8 = 4,87 \text{ KN.m}$$

$$M_P = 0,85 \times P \times L^2 / 8 = 0,85 \times 4,86 \times 3,30^2 / 8 = 5,62 \text{ KN.m}$$

**i.5) calcul des contraintes**

$$\sigma_{si} = \frac{M_j}{A_s \cdot Z} = \frac{M_j}{A_s \cdot d(1 - 0,4\alpha_t)} = \frac{M_j}{A_s \cdot d(1 - 0,4[1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})])} = \frac{2,10 \cdot 10^3}{2,36 \times 17,82} = 49,93 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{M_G}{A_s \cdot Z} = \frac{4,87 \cdot 10^3}{2,36 \times 17,82} = 115,80 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_P}{A_s \cdot Z} = \frac{5,62 \cdot 10^3}{2,36 \times 17,82} = 133,63 \text{ MPa.}$$

**i.6) Calcul des coefficients**

$$f = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2,36}{12,18} = 0,011 \quad \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{(2 + 3 \cdot b_0 / b) f} = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3(12)/65) \times 0,011} = 3,74$$

$$\lambda_v = (2/5) \cdot \lambda_i = 1,50$$

**i.7) Calcul des coefficients ( $\mu_i$ )**

$$\mu_i = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{(4 \cdot F \cdot \sigma_{si}) + f_{t28}}$$

$$\mu_j = 1 - \left[ \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,011 \times 49,93) + 2,1} \right] = 0,14$$

$$\mu_G = 1 - \left[ \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,011 \times 115,80) + 2,1} \right] = 0,49$$

$$\mu_P = 1 - \left[ \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,011 \times 133,63) + 2,1} \right] = 0,54$$

**i.8) Calcul des moments d'inertie après fissuration**

$$I_{Fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_i)} ; I_0 = I_G \quad \text{Avec : } I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[ A_s \left( \frac{h}{2} - d'' \right)^2 + A'_s \left( \frac{h}{2} - d' \right)^2 \right]$$

avec :  $d'' = h - (\Phi + c) = 20 - (0,10 + 2) = 17,9 \text{ cm}$

$$I_0 = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15 \left[ 2,36 \left( \frac{20}{2} - 17,9 \right)^2 + 0 \right] = 45542,65 \text{ cm}^4$$

$$I_{FJ} = \frac{1,1 \times 45542,65}{(1 + 3,74 \times 0,14)} = 32880,62 \text{ cm}^4 ; I_{FG} = \frac{1,1 \times 45542,65}{(1 + 3,74 \times 0,49)} = 17685,84 \text{ cm}^4.$$

$$I_{FP} = \frac{1,1 \times 45542,65}{(1 + 3,74 \times 0,54)} = 16590,58 \text{ cm}^4 ; I_{FV} = \frac{1,1 \times 45542,65}{(1 + 1,50 \times 0,49)} = 28874,30 \text{ cm}^4.$$

**i.9) Calcul des valeurs de la flèche correspondantes**

$$F_i = \frac{M_i \times L^2}{10 \times E_i \times I_{Fi}}$$

$$F_{ij} = \frac{2,10 \times (3,30)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 32880,62} = 0,022 \text{ cm} ; F_{ig} = \frac{4,87 \times (3,30)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 17685,84} = 0,093 \text{ cm}.$$

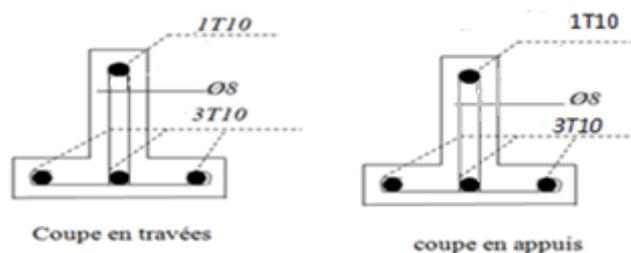
$$F_{ip} = \frac{5,62 \times (3,30)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 16590,58} = 0,115 \text{ cm} ; F_{vg} = \frac{4,87 \times (3,30)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 28874,30} = 0,057 \text{ cm}.$$

$$F_{total} = F_{vg} - F_{ij} + F_{ip} - F_{ig}$$

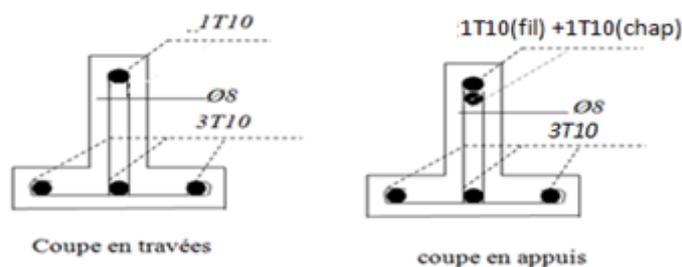
$$F_{total} = 0,057 - 0,022 + 0,115 - 0,093 = 0,057 \text{ cm} \quad F_{total} = 0,057 \text{ cm}.$$

$F_{total} = 0,057 \text{ cm} < f_{adm} = 0,66 \text{ cm} \dots\dots\dots$  Condition vérifiée

**III.4.2.5 Schemas de ferrailage des poutrelles (Terrasse)**



**Figure III.12 : Ferrailage des poutrelles de rive**



**Figure III.13 : Ferrailage des poutrelles intermédiaire**

### III.5 Calcul du ferrailage de la dalle de compression

La dalle doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage des barres, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

- 20cm (5.par m) pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles.
- 33cm (3.par m) pour les armatures parallèle aux poutrelles.

➤ section minimale des armatures perpendiculaire aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq 200/fe \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } l \leq 50\text{cm}$$

$$A_{\perp} \geq 4L/fe \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } 50\text{cm} \leq l \leq 80\text{cm}$$

Avec  $l$  : l'écartement entre axe des nervures

➤ section minimale des armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} \geq A_{\perp}/2 \quad L = 0,65 \text{ m} \quad Fe = 235 \text{ MPa}$$

$$50\text{cm} \leq L = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_{\perp} \geq 4 \times 65 / 235 = 1,10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend  $A_1 = 6 \phi 5 = 1,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A_{//} \geq 1,18/2 = 0,59 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{on prend } A_{//} = 6 \phi 5 = 1,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend un quadrillage de section TS  $\phi 5$  avec un espacement de 15cm.

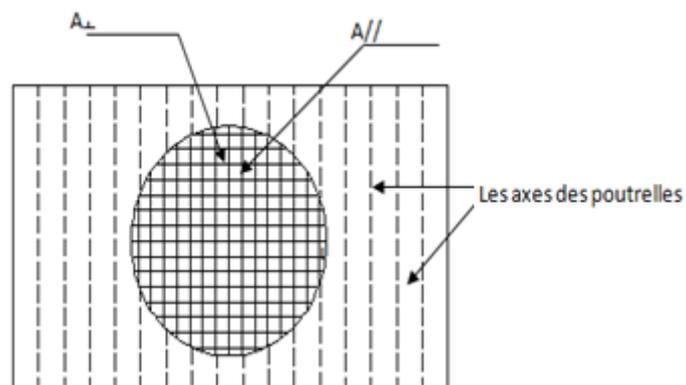


Figure III.14 : Schéma du ferrailage de la dalle de compression

# *Chapitre IV*

**Calcul et ferrailage des  
éléments non structuraux**

## IV.1 Introduction

Les éléments non structuraux sont les éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement, tels les éléments en maçonnerie (murs extérieurs, cloison...etc.) ou autres (escaliers, balcon, acrotère...etc.).

Le ferrailage de ces éléments s'effectue selon les règles BAEL91 et les règles parasismique Algériennes en vigueur 99/version 2003.

## IV.2 Acrotère

L'acrotère est couronnement placé à la périphérie d'une terrasse, il assure la sécurité en formant un écran pour toute chute. Il est assimilé à une console au niveau de sa base au plancher terrasse soumis à son poids propre  $G$  et aux charges horizontales dues à une main courante  $N_Q=Q=1 \text{ kN/m}$  et au séisme qui crée un moment de renversement.

L'acrotère est exposé aux intempéries ce qui peut provoquer des fissures et des déformations importantes (fissuration préjudiciable). Dans ce cas le calcul s'effectue à L'ELU et L'ELS.

L'acrotère pour notre structure à une dimension de 60 cm d'atureur et 10 cm d'épaisseur.

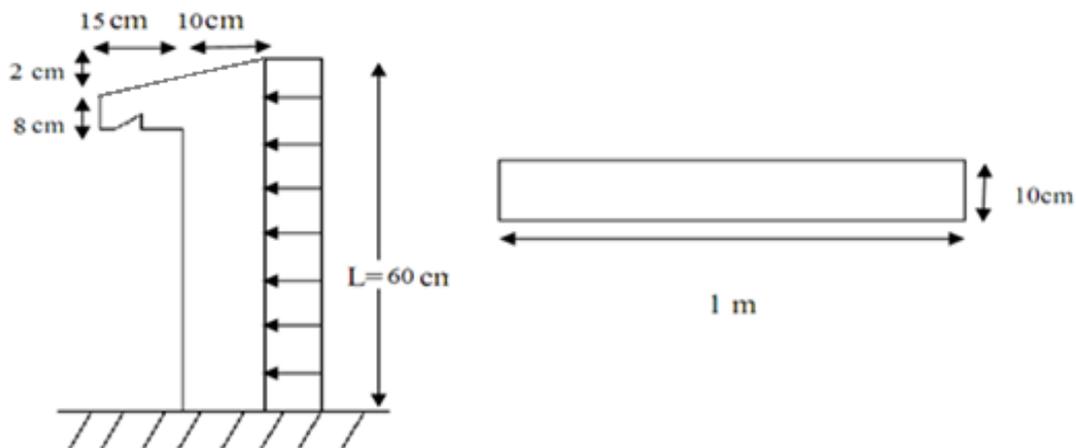


Figure IV.1 : Dimensions des Actions agissantes sur l'acrotère

### IV.2.1 Calcul les sollicitations

#### ➤ Poids propre

$$S = \left[ \frac{0,25 \times 0,02}{2} + (0,1 \times 0,5) + (0,25 \times 0,08) \right] = 0,073 \text{ m}^2.$$

$$G = S \times \gamma_b = 0,073 \times 25 = 1,83 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1,83 \text{ KN/ml.}$$

#### ➤ Effort normal

Une surcharge due à l'application d'une main courante  $N_Q=Q=1 \text{ kN/m}$

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,83 = 2,47 \text{ KN/ml}$$

$$N_{\text{ser}} = N_G = 1,83 \text{ KN/ml}$$

➤ **Moment de flexion**

$$M_u = 1,5 \times Q \times h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ser}} = M_Q = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

La section d'encastrement sera soumise à la flexion composée

➤ **Effort tranchant**

$$V = N_Q = 1 \text{ KN}$$

$$V_u = 1,5 \times V = 1,5 \text{ KN}$$

$$V_{\text{ser}} = V = 1 \text{ KN}$$

➤ **Enrobage**

Vu que la fissuration préjudiciable, on prend :  $C = C' = 2 \text{ cm}$

➤ **L'excentricité**

• **L'excentricité de 1<sup>er</sup> ordre**

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,47} = 0,36 \text{ m}$$

• **L'excentricité additionnelle**

$$e_a = \text{Max} \left( 2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

• **L'excentricité de 2<sup>ème</sup> ordre**

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi)$$

$$L_f = 2l = 1,2 \text{ m}; \alpha = 10 \left( 1 - \frac{M_u}{1,5 M_s} \right) = 0 \Rightarrow e_2 = 0,00144 \text{ m}$$

$$e_0 = e_1 + e_a + e_2 = 0,38 \text{ m}$$

$$\begin{cases} e_0 = 0,38 \text{ m} \\ \frac{h_0}{2} - C' = 0,28 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow e_0 > \left( \frac{h_0}{2} - C' \right) \Rightarrow \text{la section est Partiellement comprimée}$$

#### IV.2.2 Sollicitation au centre de gravité de l'acier tendue

• **ELU**

$$e_u = e_0 + \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,421 \text{ m}$$

$$M_u = N_u e_u = 1,04 \text{ KN.m}$$

• **ELS**

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{1,83} = 0,33 \text{ m}$$

$$e_s = e_0 + \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,37 \text{ m}$$

$$M_{ser} = N_{ser} \times e_s = 0,68 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire  $b.h = (100 \times 10) \text{ cm}^2$ .

#### IV.2.3. Calcul du ferrailage (E. L. U. R)

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{1,04 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,009$$

##### IV.2.3.1 Vérification de l'existence des armatures comprimés A'

$$\mu_1 = 0,8 \alpha_1 (1 - 0,4 \alpha_1)$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668 \quad ; \quad 1000 \varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \gamma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 1,74$$

$$\mu_1 = 0,8 \times 0,668 (1 - 0,4 \times 0,668) = 0,392 > \mu = 0,009 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,009 \Rightarrow \beta = 0,995.$$

##### ➤ On calcul:

$$\begin{cases} A_{fs} : \text{Section d'armatures en flexion simple;} \\ A_{fc} : \text{Section d'armatures en flexion composée.} \end{cases}$$

$$A_{fs} = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1,04 \times 10^3}{348 \times 0,995 \times 9} = 0,33 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0,33 - \frac{2,47 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,26 \text{ cm}^2$$

##### IV.2.3.2 Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire

##### ➤ Les armatures principales

$$A_{smin} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0,45d}{e_{ser} - 0,185d} \times 0,23 = 1,09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = \max(A_{su}; A_{sl}; A_{min}) = 1,09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte :  $4\phi 8 \text{ p.m} \Rightarrow A_s = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad S_t = 33 \text{ cm.}$

##### ➤ Les armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad \text{On adopte : } A_s = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 4\phi 8 \text{ p.m}$$

**IV.2.4 Vérification des contraintes (E. L. S)**

➤ **Position de l'axe neutre**

$$\frac{b}{2}y_1^2 - \eta \cdot A_s(d - y_1) = 0$$

$$50y_1^2 + 30,15 y_1 - 271,35 = 0 \Rightarrow y_1 = 2,05 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3}y_1^3 + \eta \cdot A_s(d - y_1)^2 = \frac{100 \times (2,05)^3}{3} + 15 \times 2,01 \times (9 - 2,05)^2$$

$$I = 1524,65 \text{ cm}^4$$

**IV.2.4.1 Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{0,68 \times 10^3}{1524,65} \times 2,05 = 0,91 \text{ MPa.}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,91 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**IV.2.4.2 Détermination des contraintes dans l'acier tendue  $\sigma_{st}$**

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} \Rightarrow \text{Fissuration préjudiciable.}$$

Avec :  $\eta$  : coefficient de fissuration pour HA  $\phi \geq 6 \text{ mm}$  ;  $n = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \{ 266,67 ; 201,63 \} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{680}{1524,65} (9 - 2,05) = 46,50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 46,50 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**IV.2.4.3 Contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1,5Q = 1,5K N \Rightarrow \tau_u = \frac{1,5}{0,09 \times 1} = 16,67 \text{ KN/m}^2 = 0,017 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) \Leftrightarrow \text{fissuration préjudiciable.}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,017 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**IV.2.4.4 Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme**

D'après le R.P.A 99 (version 2003 Article 6-3), les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

$$F_p = 4.C_p.A.W_p$$

Les coefficients A, C<sub>p</sub> et W<sub>p</sub> sont obtenus par le RPA99/version 2003 tableau (6-1)

A : Coefficient d'accélération de zone A = 0,15

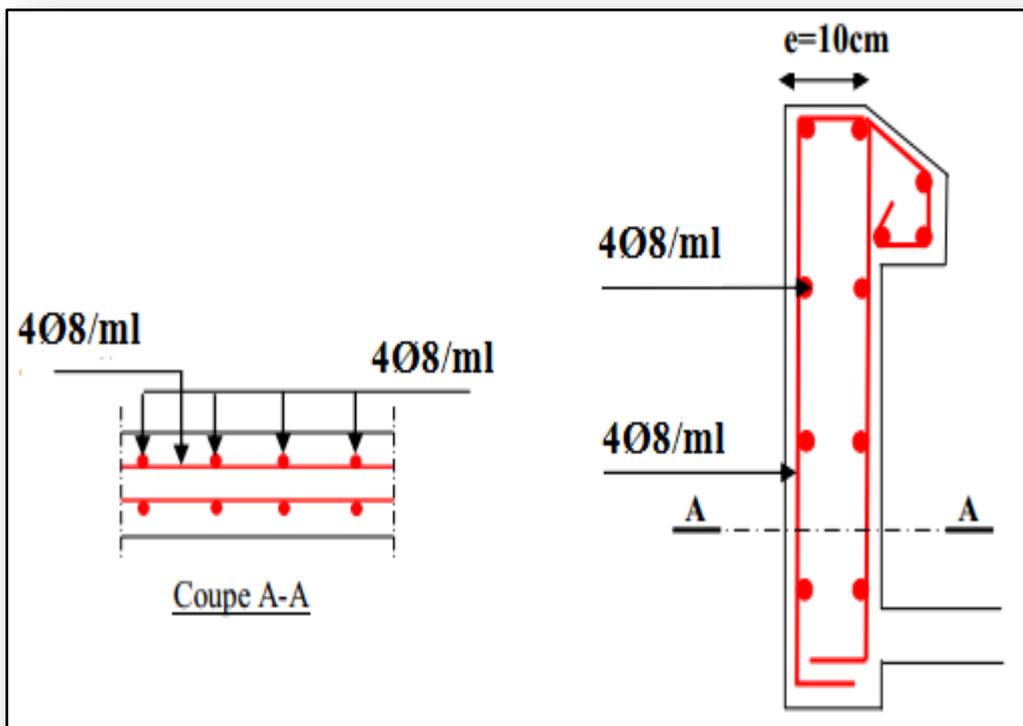
C<sub>p</sub> : Facteur de force horizontale C<sub>p</sub> = 0,8

W<sub>p</sub> : Poids propre de l'acrotère W<sub>p</sub> = 1,83 KN.

F<sub>p</sub> : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

Il faut vérifier que:  $F_p < 1,5.Q \Rightarrow F_p = 4 \times 0,15 \times 1,83 \times 0,8 = 0,88 \text{ KN}$ .

$F_p = 0,88 \text{ KN} < 1,5.Q = 1,5 \text{ KN} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.



**Figure IV.2 : Schéma du ferrailage d'acrotère**

## IV.3 Escaliers

### IV.3.1 Définition

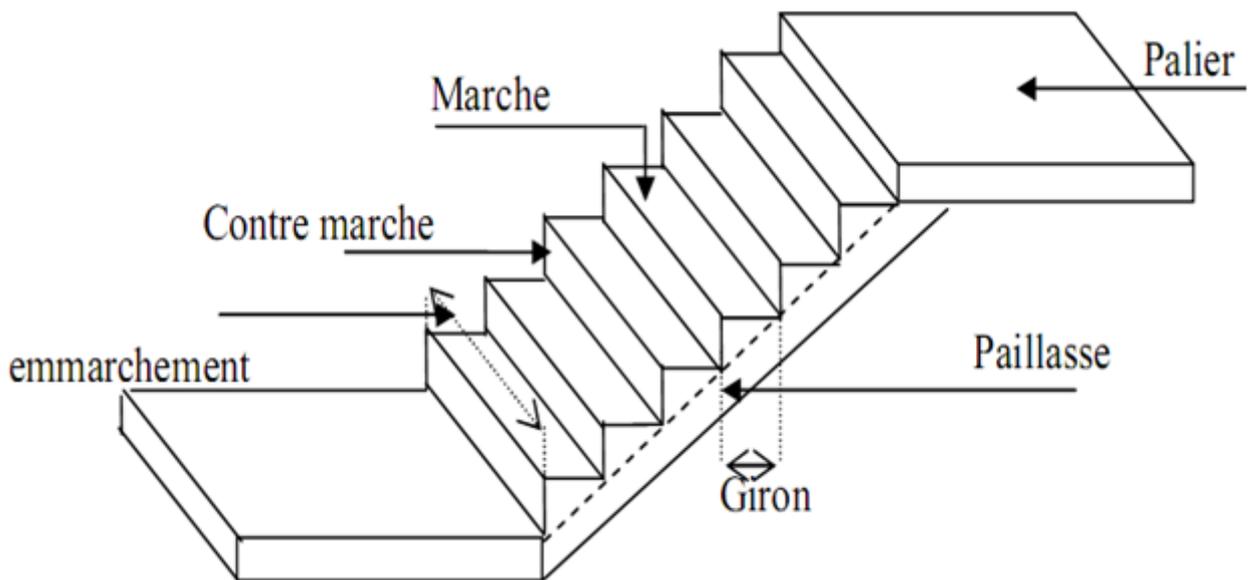
L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

Ils constituent une issue de secours importante en cas d'incendie, l'établissement des escaliers nécessite le respect de certains facteurs, ils doivent être agréable à l'œil et fonctionnelle et aussi facile à monter.

### IV.3.2 Terminologie

Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, et la hauteur d'une marche "h".

Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume se situe l'escalier. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.



**Figure IV.3 : Schéma de l'escalier**

Notre bâtiment dispose un seul type d'escaliers : Escalier droit à deux volées avec un palier intermédiaire.

### IV.3.3 Dimensions des escaliers

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL:

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{cm} \dots \dots \dots (1)$$

h : Hauteur de la marche (contre marche),

g : Largeur de la marche,

On prend :  $2h + g = 64 \text{ cm}$  ( $H = n.h = \frac{h_e}{2}$ )

$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$  Hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage

( $H = n.h = \frac{h_e}{2}$ )

$n$  : Nombre de contre marches

$L$  : Projection horizontale de la longueur totale de la volée :  $L = (n - 1)g$

**IV.3.4 Étude l'escalier**

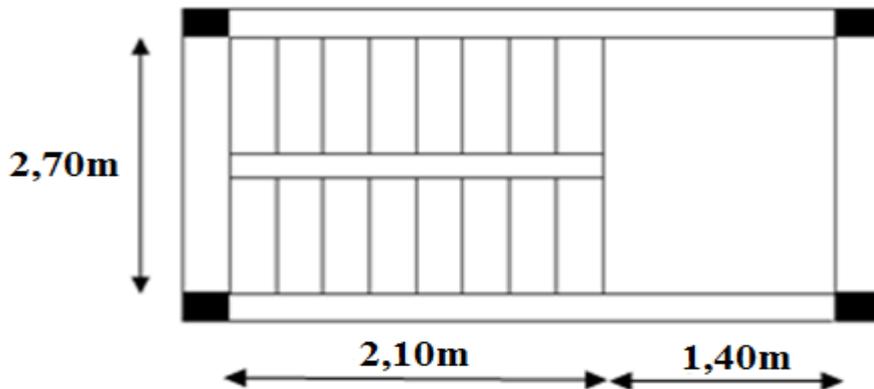


Figure IV.4 : Vue en plan de l'escalier

**IV.3.4.1 Cas de volée**

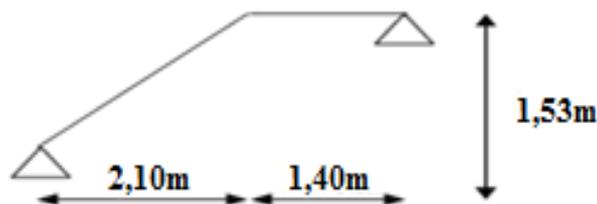


Figure IV.5 : Schéma statique de l'escalier

**a) Dimensionnement**

**a.1) Marches et contre marches**

$h = H/n$  et  $g = L/(n - 1)$

Donc d'après Blondel on a :  $m = (L/(n - 1)) + 2 \times H/n$

Et puis :  $mn^2 - (m + L + 2H)n + 2H = 0 \dots \dots \dots (2)$



Le calcul suivant se fait pour une bande de 1m de largeur

$$\begin{cases} q_u = 1,35G + 1,5Q = 13,56 \text{ kN/m} \\ q_{ser} = G + Q = 9,77 \text{ kN/m} \end{cases}$$

### b.2) Palier

**Tableau IV.2 : Charges et surcharge du palier**

N <sup>o</sup>	Désignation	Ep (m)	Poids KN/m <sup>2</sup>
1	Poids propre du palier epx25	0,14	3,50
2	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	0,40
3	Mortier de pose	0,02	0,40
4	Lit de sable	0,02	0,36
5	Enduit de plâtre	0,02	0,20
Totale	G		4,86

-Charge permanente :  $G=4,86\text{KN/m}^2$

-Surcharge :  $Q=2,5\text{KN/m}$

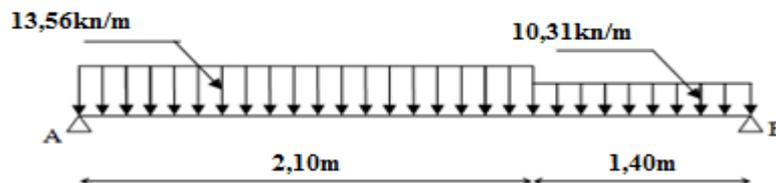
Le calcul suivant se fait pour une bande de 1m de largeur

$$\begin{cases} q_u = 1,35G + 1,5Q = 10,31 \text{ kN/m} \\ q_{ser} = G + Q = 7,36 \text{ kN/m} \end{cases}$$

### c) Calcul des sollicitations

$$\frac{q_{\text{Pailasse}} - q_{\text{Palier}}}{q_{\text{Palier}}} = \frac{13,56 - 10,31}{10,31} = 0,32 > 10\%$$

On garde le schéma statique réel.



**Figure IV.6 : Schéma statique des charges de l'escalier**

### c.1) Les réactions d'appuis

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_a + R_b = 13,56 \times 2,10 + 10,31 \times 1,40 = 42,91\text{KN.}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_b \times 3,50 = 13,56 \times 2,10 \times 1,05 + 10,31 \times 1,40 \times 2,80$$

$$R_b = 20,09 \text{ KN.}$$

$$R_a = 22,82 \text{ KN.}$$

**c.2) Moment fléchissant max**

$$M(x) = 22,82 \times x - 13,56 \times \frac{x^2}{2}$$

Position du moment max :  $\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = \frac{d\left(22,82 \times x - 13,56 \times \frac{x^2}{2}\right)}{dx}$

$$T(x) = 22,82 - 13,56x$$

Pur  $T(x)=0 \rightarrow x = 1,70 \text{ m}$

Donc :  $M_{\max} = M(1,70)$

$$M(x) = 22,82 \times 1,70 - 13,56 \times \frac{(1,70)^2}{2}$$

$$M_{\max} = 19,20 \text{ KN.m}$$

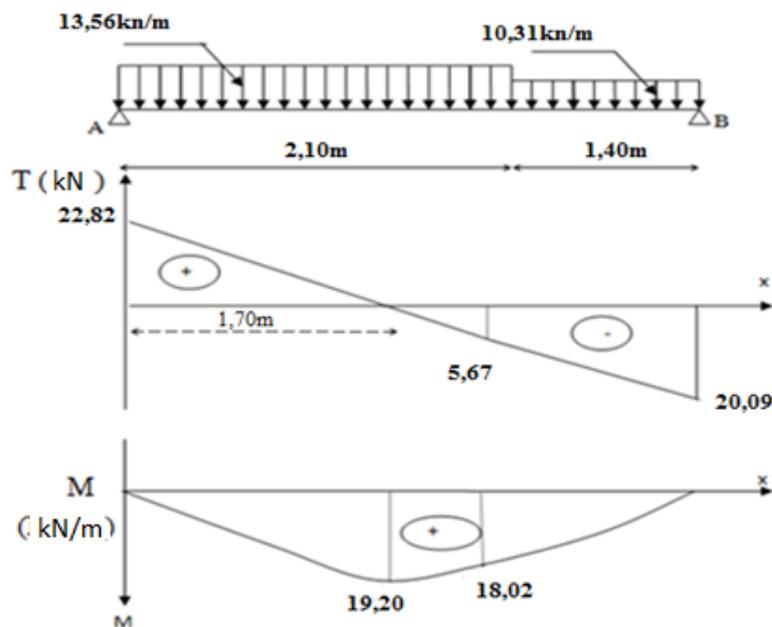
**c.3) Effort tranchant**

$$0 \leq x \leq 2,10$$

$$T(x) = 22,82 - 13,56x \quad T(0) = 22,82 \text{ KN.} \quad T(2,10) = -5,67 \text{ KN.}$$

$$2,10 \leq x \leq 3,50 \quad T(x) = -10,31x + 15,97$$

$$T(2,10) = -5,67 \text{ KN} \quad T(3,50) = -20,09 \text{ KN}$$



**Figure IV.7 : Diagrammes Moments et Efforts tranchant de l'escalier**

**c.5) Calcul des moments maximaux en travée à l'E.L.U**

On a:  $M_{\max} = 19,20 \text{ kN.m}$

$$M_t = 0,85 \times M_{\max} = 16,32 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,40 \times M_{\max} = 7,70 \text{ kN.m}$$

#### d) Ferrailage de l'escalier

##### d.1) En travée

Le moment ultime :

$$M_t = 16,30 \text{ kN.m} ; h = 12 \text{ cm} ; d = 0,9h = 10,8 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m}$$

Le moment réduit  $\mu$  :

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{16,32 \times 10^3}{100 \times (10,8)^2 \times 14,17} = 0,098 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\text{On a : } Z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$\text{Avec : } \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,129$$

$$\text{Donc : } Z = 10,8(1 - 0,4(0,129))$$

$$Z = 10,24 \text{ cm}$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{16,32 \times 10^3}{0,1024 \times 348} = 4,57 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On adopte 5T12 avec :  $A_{\text{adm}} = 5,65 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$  et  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

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

On adopte 4T10 avec :  $A_{\text{adm}} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  et  $S_t = 33 \text{ cm}$ .

##### d.2) Sur appuis

$$M_a = 7,70 \text{ KN.m} ; h = 14 \text{ cm} ; d = 0,9h = 12,6 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m}$$

Le moment réduit  $\mu$ :

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{7,70 \times 10^3}{100 \times (12,6)^2 \times 14,17} = 0,034 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\text{On a : } Z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$\text{Avec : } \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,043$$

$$\text{Donc : } Z = 12,6(1 - 0,4(0,043))$$

$$Z = 12,38 \text{ cm}$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{7,70 \times 10^3}{0,1238 \times 348} = 1,78 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On adopte 4T10 avec :  $A_{adm} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  et  $S_t = 33 \text{ cm}$ .

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,80 \text{ cm}^2.$$

On adopte 4T10 avec :  $A_{adm} = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  et  $S_t = 33 \text{ cm}$ .

## e) Vérifications

### e.1) Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 10,8 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2.$$

$A = 4,57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,30 \text{ cm}^2$  .....Condition vérifiée.

### e.2) Justification vis-à-vis de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{22,82 \times 10}{10,8 \times 100} = 0,21 \text{ MPa}.$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0,13 \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}.$$

$\tau_u = 0,21 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,25 \text{ MPa}$  .....Condition vérifiée.

### e.3) Vérification au niveau des appuis

$$A_{\min} = \frac{1,15}{f_e} \left( T + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400} \times 10 \times \left( 22,82 + \frac{7,70 \cdot 10^2}{0,9 \times 12,6} \right) = 2,60 \text{ cm}^2.$$

$A_{adm} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,60 \text{ cm}^2$  .....Condition vérifiée.

## f) Les vérifications des contraintes à l'E.L.S

$M_{\max} = 13,80 \text{ kN.m}$  ; déterminé par methode des coupures (RDM)

$M_{t_{ser}} = 0,85 \times M_{\max} = 11,73 \text{ kN.m}$

$M_{a_{ser}} = 0,4 \times M_{\max} = 5,52 \text{ kN.m}$

### f.1) En travée

$M_{t_{ser}} = 11,73 \text{ kN.m}$  ;  $A_s = 5,56 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ .

#### • Détermination de la position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 A_s (d - y) = 50 y^2 + 83,4 y - 900,72 = 0 \rightarrow y = 3,50 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

#### • Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15 A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 3,50^3}{3} + 15 \times 5,56 (10,8 - 3,50)^2 = 5873,55 \text{ cm}^4.$$

#### • Détermination de contrainte dans le béton comprimé $\sigma_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{11,73 \times 10^3}{5873,55} \times 3,50 = 7 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 7\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

**f.2) Sur appuis**

$$M_{a\text{ ser}} = 5,52 \text{ kN.m} ; A_s = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• **Détermination de la position de l'axe neutre**

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 47,1y - 593,50 = 0 \rightarrow y = 3\text{cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée,

• **Détermination du moment d'inertie**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3^3}{3} + 15 \times 3,14(12,6 - 3)^2 = 5240,74\text{cm}^4.$$

• **Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{5,52 \times 10^3}{5240,74} \times 3 = 3,15\text{Mpa.}$$

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

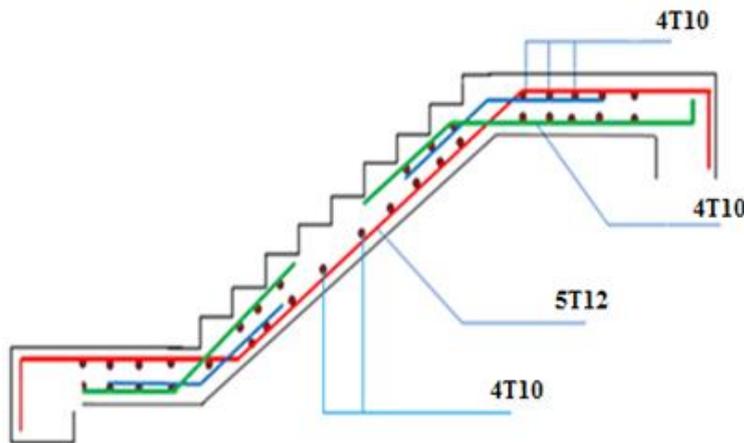
$$\sigma_{bc} = 3,15\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

**g) Vérification de la flèche**

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{30} \Rightarrow \frac{17}{210} = 0,081 \geq \frac{1}{30} = 0,033 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{5,56}{100 \times 10,8} = 0,0051 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.



**Figure IV.8 : Schéma de ferrailage de l'escalier**

**IV.3.5 Étude de la poutre palière**

**IV.3.5.1 Dimensionnement**

Selon le B.A.E.L 91/1999, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{270}{15} \leq h \leq \frac{270}{10} \Rightarrow 18\text{cm} \leq h \leq 27 \text{ cm}$$

On prend :  $h = 30 \text{ cm}$  donc  $d = 0,9h = 27 \text{ cm}$

$$0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 8,1 \text{ cm} \leq b \leq 10,8 \text{ cm}$$

On prend :  $b = 30 \text{ cm}$

Les vérifications des conditions du R.P.A, 99/2003 :

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

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

$$\frac{h_t}{b} = 1 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**IV.3.5.2 Charges supportées par la poutre**

Poids propre de la poutre :  $G_p = 0,30 \times 0,30 \times 25 = 2,25 \text{ KN/m}$

Poids du mur situé sur la poutre (enduit y compris) (25 cm):

$$G_m = 3,06 \times 2 = 6,12 \text{ kN/m}$$

Réaction du palier :  $R_b(\text{ELU}) = 20,09 \text{ kN/ml}$

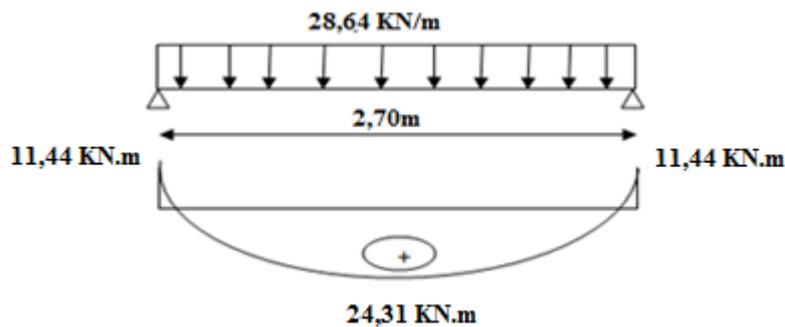
$$Q_u = (1,35 \times (2,25 + 6,12)) + 20,09 = 31,39 \text{ kN/m}$$

$$Q_{\text{ser}} = 2,25 + 6,12 + 20,09 = 28,46 \text{ kN/m}$$

**IV.3.5.3 Calcul des sollicitations à l'E.L.U**

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{31,39 \times 2,70^2}{8} = 28,60 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85M_0 = 24,31 \text{ kN.m}, M_a = 0,40M_0 = 11,44 \text{ kN.m}$$



**Figure IV.9 : Diagramme du moment pour la poutre palière**

**IV.3.5.4 Calcul du ferrailage à l'E.L.U**

On à :  $b = 30 \text{ cm}$  ;  $h = 30 \text{ cm}$  ;  $d = 0,9h = 27 \text{ cm}$

• **En travée**

Le moment ultime :

$$M_t = 24,31 \text{ kN.m}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{24,31 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,17} = 0,078 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0,960$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{24,31 \times 10^3}{0,960 \times 27 \times 348} = 2,70 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend comme choix 3T10+3T10 avec :  $A_{adm} = 4,71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

- **Sur appuis**

Le moment ultime :  $M_a = 11,44 \text{ kN}, \text{m}$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{11,44 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,17} = 0,037 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0,981$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11,44 \times 10^3}{0,981 \times 27 \times 348} = 1,24 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend comme choix 3T10 avec :  $A_{adm} = 2,36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

#### IV.3.5.5 Vérifications de la poutre palière

**Tableau IV.3 : Vérification des différentes conditions pour la poutre palière**

Condition	Vérification	
Condition de non fragilité (travée)	$A_{min} = 0,98 \text{ cm}^2$	$A = 4,71 \text{ cm}^2$ $A > A_{min}$ Condition vérifiée
Condition de non fragilité (appui)	$A_{min} = 0,98 \text{ cm}^2$	$A = 2,36 \text{ cm}^2$ $A > A_{min}$ Condition vérifiée
Vérification des contraintes a L'ELS (travée)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y$ $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$	$\sigma_b = 3 < \overline{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée
Vérification des contraintes a L'ELS (appui)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y$ $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$	$\sigma_b = 1,06 < \overline{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée
Justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b.d}$ $\overline{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$	$\tau_u = 0,48 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u$ Condition vérifiée

**IV.3.5.6 Ferrailage des armatures transversales**

**a) Détermination du diamètre des armatures transversal**

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_1 \right\} = \min \{ 8,6 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 10 \text{ mm} \} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

**b) L'espace**

$$S_t \leq \min \{ 0,9h ; 40 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t \leq \min \{ 27 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \}$$

D'après le R,P,A 99/2003 :

Zone nodale :  $S_t \leq \min \{ 15 \text{ cm} ; 10\Phi_1 \} = \min \{ 15 \text{ cm} ; 10 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante :  $S_t \leq 15\Phi_1 \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$  ; On prend  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

**c) La longueur de scellement droit  $l_s$**

$$\tau_s = 0,6 \times \psi^2 \times f_{tj} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{\Phi_1 f_e}{4\tau_e} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm.}$$

On adopte une courbure égale à :  $r = 5,5\Phi_1 = 7,7 \text{ cm}$ .

$$L_2 = d - \left( c + \frac{\Phi}{2} + r \right) = 27 - (3 + 0,7 + 7,7) = 15,6 \text{ cm.}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87} = \frac{49,38 - 16,86 - 15,6}{1,87} = 9,05 \text{ cm.}$$

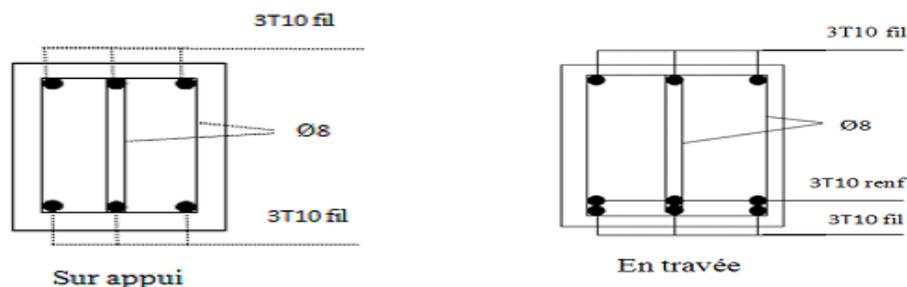
**IV.3.5.7 Calcul de la flèche**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{270} = 0,11 \geq \frac{1}{16} = 0,06 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{30}{270} = 0,11 \geq \frac{24,31}{10 \times 28,60} = 0,085 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{As}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,71}{30 \times 27} = 0,0058 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.



**Figure IV.10 : Schéma de ferrailage de la poutre palière**

**IV.3.6 Calcul de la poutre palière à la torsion**

La torsion de la poutre palière est provoquée par la flexion de l'escalier.

$$M_{\text{tors}} = M_a (\text{escalier}) = 10,44 \text{ kN.m}$$

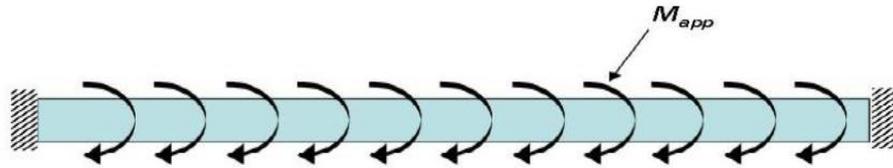


Figure IV.11 : La poutre palière à la torsion

**IV.3.6.1 Vérification de la contrainte de cisaillement**

On a pour une section pleine:

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 \leq \tau_u^2$$

**a) Contrainte de cisaillement due à la torsion**

$$\tau_{torsion} = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e}$$

Sections pleines : à ELU noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle vis -à-vis de la torsion.

On remplace la section réelle par une section creuse équivalente dans l'épaisseur de la paroi sera égale au 1/6 du diamètre du plus grand cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section.

$M_t$ : moment de torsion ( $M_t = 11,44\text{KN.m}$ )

$e = (a/6) = (b/6) = (30/6) = 5\text{cm}$ .

$\Omega$ : Aire du contour à mi- épaisseur.

$\Omega = (a-e) \times (b-e) = 625\text{cm}^2$

D'après le BAEL : 
$$\tau_{torsion} = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e} = \frac{11,44 \times 10^6}{2 \times 62500 \times 50} = 1,83 \text{ MPa.}$$

Les contraintes tangentes sont limitées par la valeur suivante :

Pour une fissuration très préjudiciable ou préjudiciable

$$\tau_{ul} \leq \min\left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa}\right) = 3,33\text{Mpa}$$

**b) Contraintes de cisaillement due à l'effort tranchant**

Les contraintes dues à l'effort tranchant et à la torsion doivent être combinées et comparées aux contraintes limite données précédemment.

$$\tau_f = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{22,82 \times 10^3}{300 \times 270} = 0,28 \text{ MPa.}$$

**• Résistance en torsion et flexion**

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 \leq \tau_u^2 \text{ limite}$$

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 = (0,28)^2 + (1,83)^2 = 3,43\text{MPa}$$

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 = 3,43\text{MPa} \leq 11,09\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

# *Chapitre V*

**Etude sismique**

## V.1 Introduction

L'étude sismique est le calcul de la réponse d'une structure de bâtiment aux tremblements de terre. Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ce implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

## V.2 Choix de la méthode de calcul

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques et qui peut être mené par trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

## V.3 Conditions d'application de la méthode statique équivalente

Le bâtiment est régulier en plan avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.

Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées dans le premier point, les conditions complémentaires suivantes :

**Zone I** : Tous groupes

**Zone IIa** : Groupe d'usage 3.

**Groupe d'usage 2**, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.

**Groupe d'usage 1B**, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

**Groupe d'usage 1A**, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

**Zone II b et III** :

**Groupes d'usage 3 et 2**, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

**Groupe d'usage 1B**, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

**Groupe d'usage 1A**, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

### V.3.1. Classification de l'ouvrage selon RPA 99/version 2003

Afin de déterminer les coefficients dynamiques ou statiques selon la méthode adoptée, il faut tout d'abord classer l'ouvrage selon RPA.

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- ✓ Notre ouvrage étant un bâtiment d'habitation il sera classé au groupe d'usage 2.
- ✓ situé à Tissemsilt donc classé en Zone IIa selon la classification sismique des wilayas.

La structure à étudier est implantée dans un site de catégorie S3, site meuble selon l'article 3.3 RPA99V/03.

## V.4 Modélisation

La modélisation est la détermination d'un modèle, tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur de tous les éléments d'une structure, qui est par la suite une phase essentielle pour l'étude de la réponse au séisme.

Le choix du modèle représente une phase très importante de l'étude : plus il se rapproche de la réalité, plus l'étude est précise. C'est également une phase délicate : un mauvais modèle peut s'écarter totalement de la réalité, ou encore l'incohérence des hypothèses peut apporter un degré de précision illusoire.

La modélisation doit rendre compte du comportement mécanique réel du bâtiment. Il ne s'agit pas toujours de recopier simplement le plan du bâtiment, il faut surtout prendre en compte le comportement des éléments d'ossature pour les utiliser de la meilleure manière.

### V.4.1. Modélisation des structures

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit ensuite dans un logiciel de calcul dynamique.

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel «ETABS V9.6.0» qui peut les calculer suivant différentes méthodes : ( Réponse Spectrum Function, Time History Function, ...) «Réponse Spectrum Function » a été choisi parce qu'elle est basée sur la méthode dynamique modale spectrale et qui prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en se basant sur les hypothèses suivantes équivalente et la méthode dynamique modale spectrale

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maitre) ;
- Seul les déplacements horizontaux sont pris en compte ;
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan ;

- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation modale soit au moins égale à 90%.

#### V.4.2.Présentation du logiciel ETABS V9.7.4

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...Etc).

De plus de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABSV9.7.4 offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre des masses et des rigidités, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les voiles ont été modélisés par des éléments « SHELL » à quatre nœuds.
- Les dalles ont été modélisées par des éléments « SHELL » (dalles pleines).

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité  $\beta$  selon RPA99/version 2003 (dans notre cas  $\beta=0,2$ ) correspondant à la surcharge d'exploitation.

La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir  $2,5 \text{ t/m}^3$ .

#### V.4.3.Démarches de modélisation sur ETABSV9.7.4 à suivre

- **Modélisation de la structure**

Cette étape consiste à construire un modèle équivalente au projet réel, concernant la géométrie et les liaisons entre les éléments de modèle comme suite :

- ✓ **Edite Grid data:**

Nous permet de définir les grille à suivre prochainement.

- ✓ **Add New System:**

Pour ajoute un autre forme cartésien ou cylindrique.

- ✓ **Define materials:**

Permet de définir le matériau utilisé et ces différentes propriétés :

- CONC (béton)

- STEEL (acier)
- OTHER (autre)
- ✓ **Define/frame section :**

Pour saisir les dimensions des sections des éléments et matériel utilisé, ainsi pour définir la nature d'éléments (poteau ; poutre).
- ✓ **Define/static load case :**

Pour définir les types des charges statiques (G, Q) et leurs coefficients de majoration.
- ✓ **Assign /joint /restreint :**

Pour définir le degré de liberté des nœuds sélectionnées (translations et rotations).
- ✓ **Assign /joint / diaphragme :**

Pour l'affectation d'un diaphragme rigide.
- ✓ **Assign/frame line load /Distributed:**

Permet d'appliquer les charges réparties sur élément frame sélectionné.
- ✓ **Define/load combinaison :**

Permet de définir les différentes combinaisons d'actions.
- ✓ **Define response spectrum function :**

Pour introduire la fonction de la réponse spectrale de la structure d'après un fichier texte.
- ✓ **Define response spectrum Cases :**

Pour la nomination l'effort sismique, et la détermination de leur sens d'application, amortissement, angle d'excitation et la portion d'excentricité.
- ✓ **Définition du centre de masse:**

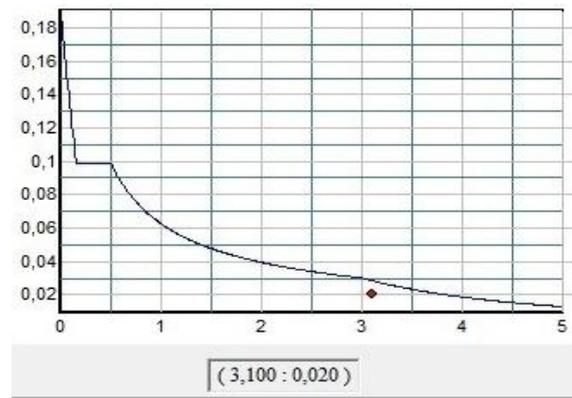
Lorsque la définition des diaphragmes des plancher ETABS permet une création automatiquement d'un nœud (c'est le centre des masses) ainsi il sera lié tous les nœuds situés à ce plan par ce dernier avec une excentricité qu'il est définir précédemment.
- ✓ **Analyse /set options :**

Pour spécifier le nombre des modes propres de vibration à tenir en compte dans le calcul.
- ✓ **Analyse / Run :**

C'est la commande qui permet de lancer le calcul.

#### V.4.4.Évaluation des efforts sismiques

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse on utilise le programme « spectre» qui permet de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.



**Figure V.1 : Spectre de réponse**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant

$$\frac{\delta_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0\text{sec} \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3,0\text{sec} \end{cases}$$

Avec :  $\frac{\delta_a}{g}$  Spectre de Réponse de calcul.

### V.5 Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée selon les deux directions horizontales orthogonales selon la formule 4.1 des RPA99/version 2003 :

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

Avec :

- **Coefficient d'accélération de zone «A »**

$$\begin{cases} \text{Zone sismique IIa} \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{cases} \Rightarrow A = 0,15$$

- **Facteur d'amplification dynamique moyenne« D»**

Est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ) selon formule :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0\text{sec} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3,0\text{sec} \end{cases}$$

- **Pourcentage d'amortissement critique « $\xi$ »**

Est en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\xi = 7\% \begin{cases} \text{Portique en béton armé.} \\ \text{Remplissage dense.} \end{cases}$$

- **Le facteur de correction d'amortissement « $\eta$ »**

Est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 7)} = 0,882 \geq 0,7$$

- **La valeur de la période fondamentale « $T$ »**

De la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_t h_N^{3/4}$$

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base la structure jusqu'au dernier niveau ;

$C_t$  : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage ;

$\xi$  : pourcentage d'amortissement critique ;

$Q$  : Facteur de qualité ;

$(T_1, T_2)$  : Période caractéristique associé la catégorie du sol :

Sol meuble  $\Rightarrow$  site 3 donc  $T_1 = 0,15$  sec et  $T_2 = 0,50$  sec.

**T** : Estimation de la période fondamentale

$h_N = 18,36$ m

$C_t = 0,05$

**D** : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

$$T = \min \begin{cases} Ct \times (h_N)^{\frac{3}{4}} \\ 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}} \end{cases}$$

$$D_x = 26,24 \text{ m} \Rightarrow T_x = \min \begin{cases} Ct \times (h_N)^{\frac{3}{4}} = 0,05 \times (18,36)^{\frac{3}{4}} = 0,443\text{s} \\ 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} = 0,09 \times \frac{18,36}{\sqrt{26,24}} = 0,323\text{s} \end{cases}$$

$$\Rightarrow T_x = 0,323\text{s}$$

$$D_y = 18,86 \text{ m} \Rightarrow T_y = \min \begin{cases} C_T \times (h_N)^{\frac{3}{4}} = 0,05 \times (18,36)^{\frac{3}{4}} = 0,443\text{s} \\ 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_y}} = 0,09 \times \frac{18,36}{\sqrt{18,86}} = 0,380\text{s} \end{cases}$$

$$\Rightarrow T_y = 0,380\text{s}$$

On prend :

$$T_x = 0,323\text{s}$$

$$\text{On à : } 0 \leq T \leq T_2 \rightarrow 0 \leq 0,323 \leq 0,50$$

$$D_x = 2,5\eta \Rightarrow D = 2,5 \times 0,882 \Rightarrow D_y = 2,21$$

$$D_y = 2,5\eta \Rightarrow D = 2,5 \times 0,882 \Rightarrow D_y = 2,21$$

➤ **Coefficient de comportement de la structure « R »**

Dans notre étude nous avons pris en considération l'effet de l'interaction portique-voile R=5 au lieu d'un système de 4b avec R=4.

➤ **Le facteur de qualité de la structure est fonction de « Q »**

**Tableau V.1 : Valeurs de la pénalité Pq.**

Critère q	Pq	
	observé	Non observé
1. Condition minimale sur les filles de contreventement	0	/
2. Redondance en plan	0	/
3. La régularité en plan	/	0,05
4. La régularité en élévation	0	/
5. Contrôle la qualité des matériaux	/	0,05
6. Contrôle la qualité de l'exécution	/	0,10

La valeur de Q est déterminée par la formule  $Q = 1 + \sum Pq$

$$Q = 1 + (0 + 0 + 0,05 + 0 + 0,05 + 0,10) = 1,20 \rightarrow \mathbf{Q = 1,20}$$

## V.6 Poids de la structure «W»

La valeur W à prendre en compte est égale à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau de la structure.  $W = \sum W_i$  avec  $W_i = G_i + \beta P_i$

$G_i$  : Poids du aux charges permanente et à celle des équipements fixés éventuelles solidaires de la structure.

$P_i$  : Charge d'exploitation.

- **Coefficient de pondération « $\beta$ »**

Il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Pour notre projet (cas des bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés)  $\Rightarrow \beta = 0,2$

**Tableau V.2 : Détermination des poids des différents niveaux W(KN).**

Éléments	Poids (KN)	R.D.C-1 <sup>er</sup>	2 <sup>ème</sup> -4 <sup>ème</sup>	Terrasse
Acrotère	$G_a \times \sum l$	/	/	113,51
Plancher	$G \times S$	1862,33	1862,33	2471,27
Poteaux	$n \times b \times h \times \gamma_b \times H_t$	563,04	431,07	215,53
Poutre principale	$b \times h \times \gamma_b \times \sum l$	471	471	471
Poutre secondaire	$b \times h \times \gamma_b \times \sum l$	269,37	269,37	269,37
Murs extérieurs	$0,8 \times G_m \times H_t \times \sum l$	546,75	546,75	314,48
Murs voiles	$e \times H_t \times \gamma_b \times \sum l$	455,39	455,39	261,93
Escaliers	$G \times S$	59,59	59,59	/
Charge permanente	$\sum G_i$	4227,47	4095,50	3847,45
Charge d'exploitation	$P = Q \times S_t$	572,05	572,05	381,37
Poids total $w_i$	$G + \beta \times P$	4341,88	4209,91	3923,72
Poids totale de la structure	$\sum W_i$	25237,21		

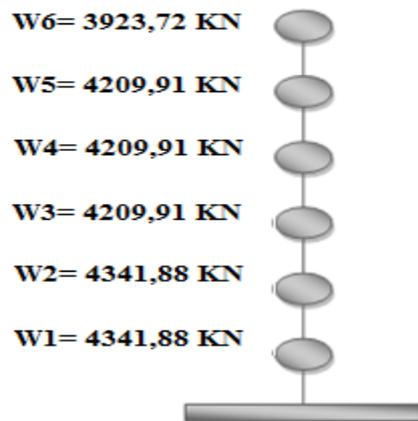


Figure V.2 : Poids des différents étages

### V.6.1. Caractéristiques géométriques de bâtiment

Les valeurs de centre de rigidité et centre de masse données par logiciel ETABS sont montrées dans le Tableau V.3

- **Excentricité théorique**

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$$

$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

- **Excentricité accidentelle**

Le RPA limite l'excentricité accidentelle à une valeur maximale de 5% de la plus grande dimension de la structure.

$$e_a = \max \begin{pmatrix} e_{ax} = 0,05 \times Lx \\ e_{ay} = 0,05 \times Ly \end{pmatrix}$$

Tableau V.3 : Centre de rigidité et centre de masse de la structure.

Niveau	Poids KN	Masse sismique M(KN)	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité	
			X <sub>CM</sub>	Y <sub>CM</sub>	X <sub>CR</sub>	Y <sub>CR</sub>	e <sub>x</sub>	e <sub>y</sub>
5	3923,72	399,97	12,920	9,300	12,913	9,550	0,007	0,250
4	4209,91	429,14	12,887	9,186	12,914	9,554	0,027	0,368
3	4209,91	429,14	12,920	9,254	12,916	9,522	0,004	0,268
2	4209,91	429,14	12,987	9,298	12,917	9,461	0,070	0,163
1	4341,88	442,59	12,920	9,253	12,917	9,379	0,003	0,126
RDC	4341,88	442,59	12,920	9,253	12,915	9,290	0,005	0,037

$$e_a = \max \left( \begin{array}{l} e_{ax} = 0,05 \times Lx = 0,05 \times 26,24 = 1,31 \\ e_{ay} = 0,05 \times Ly = 0,05 \times 18,86 = 0,94 \end{array} \right) \rightarrow e = 1,31.$$

$$e_a = \max(e_x ; e_y ; e_a) = 1,31 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

## V.7 Disposition des voiles

La meilleure disposition des voiles doit vérifier tous les articles des règles RPA 99 V.2003 tel la période, les déplacements, participation de la masse et l'effort tranchant à la base. Après plusieurs essais, on a retenu la disposition représentée en figure V.3.

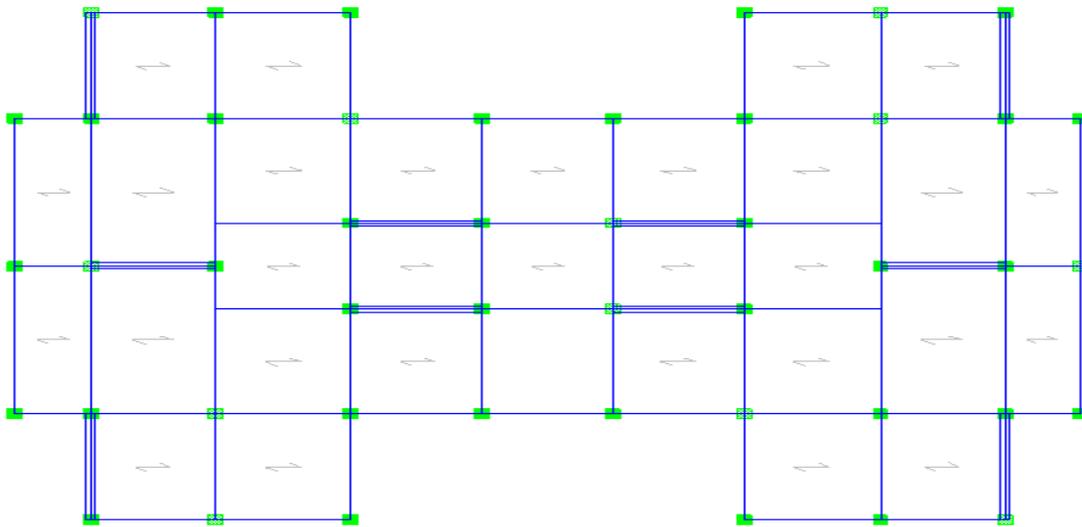


Figure V.3 : Disposition des voiles

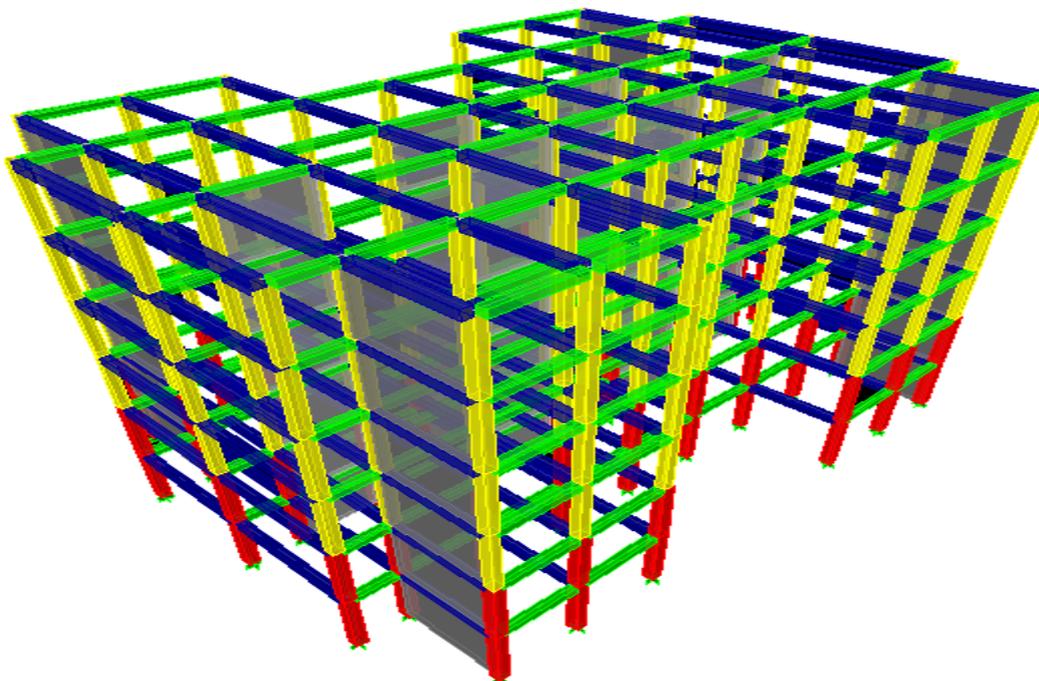
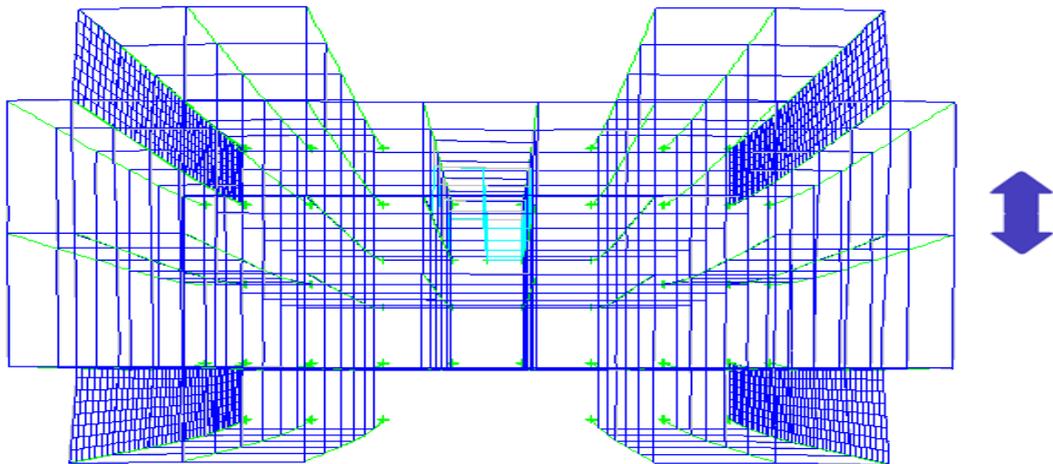
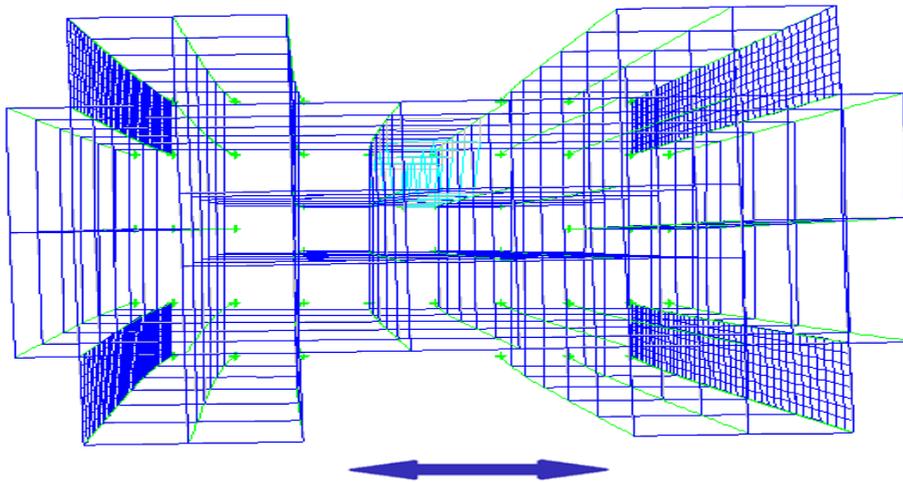


Figure V.4 : Vue en 3D de la structure obtenu par logiciel ETABS 9.7.4

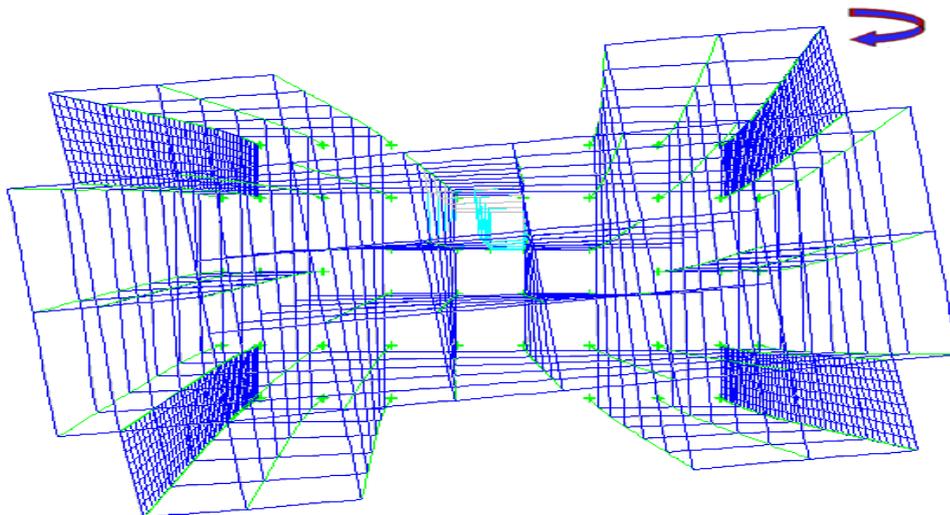
Les trois premiers modes de vibration sont comme suit



**Figure V.5 : Premier mode principal de vibration suivant y.**



**Figure V.6 : Deuxième mode principal de vibration suivant x.**



**Figure V.7 : Troisième mode principal de vibration en torsion**

## V.8 Vérifications

### V.8.1. Calcul de la force sismique

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

On doit vérifier que la résultante des forces sismiques à la base « $V_t$ » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultant des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Données :

$$\begin{cases} A = 0,15. \\ D_x = 2,21. \\ Q = 1,20. \\ W = 25237,21 \text{ kN}. \\ R = 5. \end{cases} \quad \begin{cases} A = 0,15. \\ D_y = 2,21. \\ Q = 1,20. \\ W = 25237,21 \text{ kN}. \\ R = 5. \end{cases}$$

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q \times W}{R} \Rightarrow V_x = \frac{0,15 \times 2,21 \times 1,20 \times 25237,21}{5} \Rightarrow V = 2007,87 \text{ kN.}$$

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q \times W}{R} \Rightarrow V_y = \frac{0,15 \times 2,21 \times 1,20 \times 25237,21}{5} \Rightarrow V = 2007,87 \text{ kN.}$$

- **Sens longitudinal**

$$V_{dx} = 1956,98 \text{ kN} > 80\% V_{st} = 80\% \times 2007,87 \text{ kN} = 1606,30 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens transversal**

$$V_{dy} = 1985,73 \text{ kN} > 80\% V_{st} = 80\% \times 2007,87 \text{ kN} = 1606,30 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

### V.8.2. Vérification au renversement

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{Ms}{Mr} \geq 1,5$$

$Ms$  : Moment stabilisateur du aux charges verticales,  $Ms = \frac{wl}{2}$

$Mr$  : Moment renversant obtenu depuis les résultats d'analyse par logiciel (ETABS).

$W$  : Poids du bâtiment

- **Sens longitudinal**

$$Ms = \frac{WLx}{2} \rightarrow Ms = 331112,19 \text{ kN.m}$$

$$Mr = 23763,06 \text{ kN.m}$$

$$\frac{Ms}{Mr} = 13,93 \geq 1,5 \dots\dots\dots \text{Conditions vérifiée.}$$

La stabilité au renversement est vérifiée dans le sens x

• **Sens transversal**

$$M_s = \frac{WLy}{2} \rightarrow M_s = 237986,89 \text{ KN.m}$$

$$M_r = 23763,06 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 10,01 \geq 1,5 \dots\dots\dots \text{Conditions vérifiée.}$$

La stabilité au renversement est vérifiée dans le sens y

**V.8.3.Calcul des coefficients de participation modale**

On doit vérifier que :  $\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$

$$\text{Avec : } \bar{\alpha}_i = \frac{\left( \sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki} \right)^2}{\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki}^2} \cdot \frac{1}{\sum_{K=1}^n W_K}$$

$$W = \sum W_K = 25237,21 \text{ KN}$$

Le logiciel ETAPS V9.7.4 nous donne les valeurs des coefficients de participation modale. les valeurs sont données dans le tableau V.3.

**Tableau V.4 : Participation massique cumulée**

Mode	Période	U <sub>X</sub>	U <sub>Y</sub>	Σ U <sub>X</sub>	Σ U <sub>Y</sub>
1	0,395824	0,6465	68,6623	0,6465	68,6623
2	0,391934	66,5642	0,6777	67,2107	69,34
3	0,359730	1,5363	0	68,747	69,34
4	0,093748	0,0205	20,3279	68,7675	89,6679
5	0,090871	19,8585	0,0189	88,6261	89,6868
6	0,083219	0,0029	0,0021	88,629	89,6889
7	0,043788	0,0006	6,4535	88,6296	96,1424
8	0,039809	6,7453	0,0004	95,3749	96,1429
9	0,038774	0,0782	0	95,4531	96,1429
10	0,029376	0,0009	2,3869	95,454	98,5298
11	0,026227	0,1002	0,002	95,5542	98,5318
12	0,025584	0,5999	0,0016	96,1541	98,5334

• **Sens longitudinal:**

$$\sum \bar{\alpha}_x \geq 90\% \Rightarrow 96,1541\% \geq 90\% \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Sens transversal:**

$$\sum \bar{\alpha}_y \geq 90\% \Rightarrow 98,5334\% \geq 90\% \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

### V.8.4. Vérification de la période

On doit vérifier aussi que la période dynamique ( $T_{dyn}$ ) ne doit pas être supérieure à la majoration de 30% de période statique fondamentale "T".

$$T_{dyn} = 0,395 \text{ sec} < 1,30 \times T_{st} = 1,30 \times 0,323 = 0,420 \text{ sec} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Tableau V.5 : Tableau des modes et des périodes.**

Mode	Période (secondes)
1	0,395
2	0,391
3	0,359
4	0,093
5	0,090
6	0,083
7	0,043
8	0,039
9	0,038
10	0,029
11	0,026
12	0,025

### V.8.5. Vérification des déplacements

Sous l'action des forces horizontales ; la structure subira des déformations horizontales. Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement, les déplacements doivent être calculés pour chaque élément de contreventement, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \leq \bar{\delta}_K ; \text{ Avec : } \delta_K = R \times \delta_{ek}$$

R : coefficient de comportement ; R = 5.

$\delta_{ek}$  : Déplacement du aux forcessismiques  $F_i$  (y compris l'effort de torsion).

Les tableaux suivants résument les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

**Tableau V.6 : Les déplacements relatifs de chaque niveau dans les deux sens.**

Niveau	Sens longitudinal (m)		Sens transversal (m)		$\Delta x$ (m)	$\Delta y$ (m)
	$\delta_{ex}$	$\delta_K$	$\delta_{ey}$	$\delta_K$		
<b>5</b>	0,0056	0,0280	0,0057	0,0285	0,0060	0,0055
<b>4</b>	0,0044	0,0220	0,0046	0,0230	0,0090	0,0065
<b>3</b>	0,0032	0,0130	0,0033	0,0165	0,0025	0,0055
<b>2</b>	0,0021	0,0105	0,0022	0,0110	0,0050	0,0055
<b>1</b>	0,0011	0,0055	0,0011	0,0055	0,0040	0,0035
<b>RDC</b>	0,0003	0,0015	0,0004	0,0020	0,0015	0,0020

On remarque que tous les déplacements relatifs ne dépassent pas les 1,0% de la hauteur d'étage 1,0%  $h_e=0,0306$ ; donc la condition est vérifiée.

#### V.8.6. Vérification de l'effet P-Delta

Les effets du seconde ordre appelé aussi l'effet P- $\Delta$  peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

Avec :

$P_K$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « K » ;

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

$V_K$  : Effort tranchant d'étage au niveau "k" ;

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

$F_t$  : Force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} F_t = 0,07 \times T \times V & \text{si : } T > 0,7 \text{ sec} \\ F_t = 0 & \text{si : } T \leq 0,7 \text{ sec} \end{cases}$$

Dans notre structure ( $F_t = 0$ ) puisque :  $T = 0,443 \text{ Sec} \leq 0,7 \text{ Sec}$

Les forces  $F_i$  sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = (V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i / \sum_{j=1}^n W_j \cdot h_j$$

Avec :

$F_i$  : effort horizontal revenant au niveau  $i$

$h_i$  : niveau du plancher où s'exerce la force  $F_i$

$h_j$  : niveau d'un plancher quelconque.

$W_i ; W_j$  : poids revenant au plancher  $i ; j$

$\Delta_K$  : Déplacement relatif du niveau «K » par rapport au niveau « K-1 » ;

$h_K$  : Hauteur de l'étage « K ».

Si :  $\left\{ \begin{array}{l} \theta_K \leq 0,1 \Rightarrow \text{Effet P - } \Delta \text{ peut être négligé.} \\ 0,1 < \theta_K \leq 0,2 \text{ Amplifiant les effets de } \frac{1}{(1-\theta_K)}. \\ \theta_K > 0,2 \Rightarrow \text{Structure instable et doit être redimensionnée.} \end{array} \right.$

**Tableau V.7 : Vérification à l'effet P- $\Delta$**

Niveau	hauteur	$W_i$	$P_k$	Sens-x			Sens-y		
				$\Delta_k$	$V_k$	$\theta$	$\Delta_k$	$V_k$	$\theta$
5	18,36	3923,72	3923,72	0,0060	659,37	0,0019	0,0055	661,17	0,0017
4	15,3	4209,91	8133,63	0,0090	1100,14	0,0043	0,0065	1110,52	0,0031
3	12,24	4209,91	12343,54	0,0025	1425,50	0,0017	0,0055	1439,32	0,0038
2	9,18	4209,91	16553,45	0,0050	1670,80	0,0053	0,0055	1688,96	0,0058
1	6,12	4341,88	20895,33	0,0040	1854,77	0,0073	0,0035	1873,74	0,0063
RDC	3,06	4341,88	25237,21	0,0015	1956,98	0,0063	0,0020	1985,73	0,0083

#### Remarque:

D'après les résultats obtenus ( $\theta < 0,10$ ) dans les deux sens. Les effets du deuxième ordre peuvent être négligés pour notre cas. Après ces résultats obtenus dans notre étude dynamique, on peut dire que la structure peut résister aux chocs extérieurs tels que le séisme.

Pour cela, nous allons continuer les calculs avec les efforts développés et qui sont déduits du logiciel de modélisation ETABS V 9.7.4.

## V.9 Conclusion

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le R.P.A99/version 2003, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

# *Chapitre VI*

**Etude des portiques**

## VI.1 Introduction

Une structure auto stable est un ensemble tridimensionnel de poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales.

Le calcul des efforts internes qui sollicitent les éléments (poteaux et poutres, voiles) dans les différents nœuds et travées de l'ossature et avec les différentes combinaisons de charges nous permet d'évaluer le ferrailage de ces éléments. Notre analyse est faite avec le logiciel d'analyse des structures ETABS V9.7.4.

## VI.2 Combinaisons de calcul

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données ci-dessous. Le dimensionnement est fait selon les combinaisons des charges sur la base des règlements [BAEL 91 et R.P.A 99 (version 2003)].

### VI.2.1.Poutres

- Sollicitation du 1<sup>er</sup> genre (BAEL 91)

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

- Sollicitation du 2<sup>ème</sup> genre [RPA 99 (version 2003)]

$$\begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$$

### VI.2.2.Poteaux

- Sollicitation du 1<sup>er</sup> genre (BAEL 91)

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

- Sollicitation du 2<sup>ème</sup> genre [RPA 99 (version 2003)]

$$\begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$$

Avec : G : Charge permanente ;

Q : Charge d'exploitation ;

E : Charge sismique.

## VI.3 Ferrailage des poutres

### VI.3.1 Méthode de calcul

Les poutres sont calculées en flexion simple sous l'effet d'un moment de flexion M et un effort normal faible (en réalité négligeables) N.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> genre.

- Sollicitation du 1<sup>er</sup> genre  $S_{p1}=1,35G+1,5Q \Rightarrow$  Moment correspondant  $M_{sp1}$ .
- Sollicitation du 2<sup>ème</sup> genre  $\begin{cases} S_{p2} = 0,8G \pm E. \\ S_{p2} = G + Q \pm E. \end{cases} \Rightarrow$  Moment correspondant  $M_{sp2}$ .

✓ Si  $M_{sp2}/M_{sp1} < 1,15$  on détermine les armatures sous  $S_{p1}$  ;

✓ Si  $M_{sp2}/M_{sp1} > 1,15$  on détermine les armatures sous  $S_{p2}$ .

Dans le calcul relatif au « ELU » on introduit des coefficients de sécurités ( $\gamma_s, \gamma_b$ )

Pour situation accidentelle :

$$\gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa.}$$

$$\gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa.}$$

Pour les autres cas :

$$\gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa.}$$

$$\gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa.}$$

### VI.3.2 Les armatures minimales

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

✓ Section d'armature minimale :  $A_{\min} = 0,5\%b.h_t$  ;

✓ Section d'armature maximale :  $A_{\max1} = 4\%b.h_t$  (Zone courante) ;

$$A_{\max2} = 6\%b.h_t \text{ (Zone de recouvrement).}$$

### VI.3.3 Poutre principale (30x40) cm<sup>2</sup>

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{\min} = 0,5\%b.h_t = \frac{0,5 \times 30 \times 40}{100} = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max1} = 4\%b.h_t = \frac{4 \times 30 \times 40}{100} = 48 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max2} = 6\%b.h_t = \frac{6 \times 30 \times 40}{100} = 72 \text{ cm}^2$$

On présente un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des autres niveaux seront donnés dans un tableau.

**VI.3.3.1 Exemple de calcul :(RDC et 1<sup>er</sup>)**✓ **En travée**

$$(S_{p1}) \Rightarrow M_{tsp1} = 68,62 \text{ KN. m.}$$

$$(S_{p2}) \Rightarrow M_{tsp2} = 62,57 \text{ KN. m.}$$

$$\frac{M_{tsp2}}{M_{tsp1}} = 0,91 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (S_{p1})$$

Données :

- Largeur de la poutre  $b= 30 \text{ cm}$  ;
- Hauteur de la section  $h_t= 40 \text{ cm}$  ;
- Hauteur utile des aciers tendus  $d=0,9 \times h_t= 36 \text{ cm}$  ;
- Contrainte des aciers utilisés  $f_e=400 \text{ MPa}$  ;
- Contrainte du béton à 28 jours  $f_{c28}=25 \text{ MPa}$  ;
- Contrainte limite de traction du béton  $f_{t28}=2,1 \text{ MPa}$  ;
- Fissuration peu préjudiciable.

**Tableau VI.1 : Exemple de ferrailage des poutres en travée.**

Moment ultime $M_u$	$M_u$	68,62 kN.m	$\mu=0,124 < \mu_l=0,392$ pas d'acier comprimé $A' = 0$
Moment réduit	$\mu = M_u / (b x d^2 x f_{bc})$	0,124	
État limite de compression du béton	$\mu_l = 0,392$		
Coefficient $\beta$	$\beta = 0,933$		
Section d'aciers $A_s$	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	5,87 cm <sup>2</sup>	

✓ **Sur appuis**

$$(S_{p1}) \Rightarrow M_{tsp1} = 67,43 \text{ KN. m.}$$

$$(S_{p2}) \Rightarrow M_{tsp2} = 61,69 \text{ KN. m.}$$

$$\frac{M_{tsp2}}{M_{tsp1}} = 0,91 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (S_{p1})$$

Données :

- Largeur de la poutre  $b=30 \text{ cm}$  ;
- Hauteur de la section  $h_t= 40 \text{ cm}$  ;
- Hauteur utile des aciers tendus  $d=0,9 \times h_t= 36 \text{ cm}$  ;
- Contrainte des aciers utilisés  $f_e=400 \text{ MPa}$  ;

- Contrainte du béton à 28 jours  $f_{c28}=25$  MPa ;
- Contrainte limite de traction du béton  $f_{t28}=2,1$  MPa ;
- Fissuration peu préjudiciable.

**Tableau VI.2 : Exemple de ferrailage des poutres sur appuis**

Moment ultime $M_u$	$M_u$	67,43 kN.m	$\mu=0,111 < \mu_l=0,392$ pas d'acier comprimé $A'=0$
Moment réduit	$\mu=M_u / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,122	
État limite de compression du béton	$\mu_l=0,392$		
Coefficient $\beta$	$\beta=0,934$		
Section d'aciers $A_s$	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	5,76 cm <sup>2</sup>	

Les résultats du ferrailage des différents niveaux sont résumés dans le tableau VI.3.

**Tableau VI.3 : Ferrailage des différents niveaux (poutres principales)**

Niveau	Section	Moments (kN.m)		Moment de calcul	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )
		$M_{sp1}$	$M_{sp2}$				
RDC-1 <sup>er</sup>	Travée	68,62	62,57	68,62	5,87	6	3T <sub>14</sub> +3T <sub>12</sub> =8,01
	Appuis	67,43	61,69	67,43	5,76		3T <sub>14</sub> +3T <sub>12</sub> =8,01
2 <sup>ème</sup> -5 <sup>ème</sup>	Travée	85,69	75,46	85,69	7,47	6	3T <sub>14</sub> +3T <sub>12</sub> =8,01
	Appuis	84,60	73,92	84,60	7,37		3T <sub>14</sub> +3T <sub>12</sub> =8,01

#### VI.3.4. Poutre secondaire (30x30) cm<sup>2</sup>

##### VI.3.4.1. Armatures minimales

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter on à :

$$A_{min} = 0,5\% b \cdot h_t = \frac{0,5 \times 30 \times 30}{100} = 4,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{max1} = 4\% b \cdot h_t = \frac{4 \times 30 \times 30}{100} = 36 \text{ cm}^2$$

$$A_{max2} = 6\% b \cdot h_t = \frac{6 \times 30 \times 30}{100} = 54 \text{ cm}^2$$

Les résultats du ferrailage des différents niveaux sont résumés dans le tableau VI.4.

**Tableau VI.4 : Ferrailage des différents niveaux (poutres secondaires)**

Niveau	Section	Moments (kN.m)		Moment de calcul	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
		M <sub>sp1</sub>	M <sub>sp2</sub>				
RDC-1 <sup>er</sup>	Travée	12,19	27,94	27,94	3,12	4,5	3T <sub>12</sub> +3T <sub>10</sub> =4,96
	Appuis	5,72	13,04	13,04	1,42		3T <sub>12</sub> +3T <sub>10</sub> =4,96
2 <sup>ème</sup> -5 <sup>ème</sup>	Travée	19,66	43,48	42,48	4,89	4,5	3T <sub>12</sub> +3T <sub>10</sub> =4,96
	Appuis	8,32	18,10	18,10	1,98		3T <sub>12</sub> +3T <sub>10</sub> =4,96

### VI.3.5. Calcul les armatures transversales

#### VI.3.5.1. Diamètre des armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_l) ;$$

$$\Phi_t \leq \min (11,43 ; 30 ; 14) ;$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm.}$$

On adopte :  $\Phi_t = 8 \text{ mm.}$

#### VI.3.5.2. Calcul de L'espace

Selon le RPA 99 version 2003

$$\begin{cases} S_t \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) \\ S_t \leq \min (36 ; 40 \text{ cm}) \end{cases} \leq 30 \text{ cm.}$$

✓ Zone nodale:

$$\begin{cases} S_t \leq \min (12\Phi_l ; \frac{h}{4} ; ) \\ S_t \leq \min (16,8 ; 10) \end{cases} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm.}$$

✓ Zone courante:

$$S_t \leq h/2 = 20 \text{ cm}$$

### VI.3.6. Ancrage des armatures tendues

$$\tau_t = 0,6 \psi s^2 f_{t28} = 0,6(1,5)^2 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

La longueur de scellement droit  $l_s = \Phi \cdot f_e / 4 \cdot \tau_s$

Avec:  $\Phi$  : diamètre d'une barre.

$$l_s = 1,4 \times 400 / (4 \times 2,84) = 49,30 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur d'appuis « selon les dimensions des poteaux », donc il faut courber les barres avec un rayon :  $r = 5,5 \Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm.}$

**VI.3.7. Calcul des crochets**

Crotchets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \phi/2 + r); \quad \text{Profondeur utile } d = 36 \text{ cm.}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$\phi_L = 1,2 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 25,20 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 3,87 \text{ cm.}$$

$$\phi_L = 1,4 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 25,10 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 3,92 \text{ cm.}$$

**VI.3.8. La longueur de recouvrement**D'après le R.P.A 99, la longueur minimale de recouvrement est de 40  $\Phi$  en zone IIa.

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56 \text{ cm.}$$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm.}$$

**VI.3.9. Les vérifications****VI.3.9.1. Vérifications des contraintes (ELS)****a) Poutre principale (30x40) cm<sup>2</sup>**

$$\text{Condition de non fragilité : } A_{\min} = 0,23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} > A_{\min} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

## • En travée

$$\text{Il faut vérifier que : } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}}$$

$$\text{Le moment maximum en travée } M_{t\max} = 85,68 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ser}} = 62,63 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,166 \text{ et } \gamma = \frac{85,68}{62,63} = 1,37$$

$$\alpha \leq \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100}; \alpha \leq 0,435 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

## • Sur appuis

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}}$$

$$\text{Le moment maximum sur appuis } M_{a\max} = 84,60 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ser}} = 61,83 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,166 \text{ et } \gamma = \frac{84,60}{61,83} = 1,37$$

$$\alpha \leq \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100}; \alpha \leq 0,435 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**b) Poutres secondaire (30x30) cm<sup>2</sup>**

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 0,98 \text{ cm}^2$$

 $A_{\text{adopté}} > A_{\min}$  ..... Condition vérifiée.

## • En travée

Il faut vérifier que :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}}$$

Le moment maximum en travée  $M_{\text{tmax}} = 43,48 \text{ KN.m}$ 

$$M_{\text{ser}} = 14,32 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,118 \quad \text{et} \quad \gamma = \frac{43,48}{14,32} = 3,03$$

$$\alpha \leq \frac{3,03 - 1}{2} + \frac{25}{100}; \alpha \leq 1,26 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

## • Sur appuis

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}}$$

Le moment maximum sur appuis  $M_{\text{a max}} = 18,10 \text{ KN.m}$ 

$$M_{\text{ser}} = 6,06 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,053 \quad \text{et} \quad \gamma = \frac{18,10}{6,06} = 2,98$$

$$\alpha \leq \frac{2,98 - 1}{2} + \frac{25}{100}; \alpha \leq 1,24 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**VI.3.9.2. Vérification de l'effort tranchant****a) Vérification de l'effort tranchant : (poutre principale)**L'effort tranchant maximal  $T_{\text{max}} = 13,34 \text{ KN}$ .

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{13,43 \cdot 10^{-3}}{0,30 \times 0,36} = 0,123 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,123 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque du cisaillement.

**b) Vérification de l'effort tranchant : (poutre secondaire)**L'effort tranchant maximal  $T_{\text{max}} = 4,59 \text{ KN}$ .

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{4,59 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,27} = 0,056 \text{ MPa}$$

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

$\tau_u = 0,056 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25\text{MPa}$ .....Condition vérifiée.

Pas de risque du cisaillement.

### VI.3.9.3.Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée BAEL91 (Art B.6.5).

$$\begin{cases} h/L \geq 1/16 \\ As/(b \times d) \leq 4,2/fe \end{cases}$$

#### a)Poutres principales

- à l'ELS

$$As = 8,01\text{cm}^2$$

$h/L \geq 1/16$ .....  $0,074 \geq 0,063$  .....Condition vérifiée.

$As/(b \times d) \leq 4,2/fe$ .....  $0,007 \leq 0,0105$  .....Condition vérifiée.

#### b)Poutres secondaires

- à l'ELS

$$As = 4,96 \text{ cm}^2$$

$h/L \geq 1/16$ .....  $0,091 \geq 0,063$  .....Condition vérifiée.

$As/(b \times d) \leq 4,2/fe$ .....  $0,006 \leq 0,0105$  .....Condition vérifiée..

Tableau VII.5 : Ferrailage des poutres principales.

Niveau	Travée	Appuis
RDC - 1 <sup>er</sup>	<p>Diagram showing the reinforcement for a main beam in the span (Travée) at the ground floor (RDC - 1<sup>er</sup>). The beam has a width of 30 and a height of 40. It features 3T12renf (3 reinforcement bars of diameter 12) at the bottom and 3T14 fil (3 reinforcement bars of diameter 14) at the top.</p>	<p>Diagram showing the reinforcement for a main beam at the support (Appuis) at the ground floor (RDC - 1<sup>er</sup>). The beam has a width of 30 and a height of 40. It features 3T12chap (3 reinforcement bars of diameter 12, bent up) at the bottom and 3T14 fil (3 reinforcement bars of diameter 14) at the top.</p>
2 <sup>ème</sup> - 5 <sup>ème</sup>	<p>Diagram showing the reinforcement for a main beam in the span (Travée) on the 2<sup>ème</sup> to 5<sup>ème</sup> floors. The beam has a width of 30 and a height of 40. It features 3T12renf (3 reinforcement bars of diameter 12) at the bottom and 3T14 fil (3 reinforcement bars of diameter 14) at the top.</p>	<p>Diagram showing the reinforcement for a main beam at the support (Appuis) on the 2<sup>ème</sup> to 5<sup>ème</sup> floors. The beam has a width of 30 and a height of 40. It features 3T12chap (3 reinforcement bars of diameter 12, bent up) at the bottom and 3T14 fil (3 reinforcement bars of diameter 14) at the top.</p>

Tableau VII.6 : Ferrailage des poutres secondaires.

Niveau	Travée	Appuis
RDC - 1 <sup>er</sup>	<p>Diagram showing the reinforcement for a secondary beam in the span (Travée) at the ground floor (RDC - 1<sup>er</sup>). The beam has a width of 30 and a height of 30. It features 3T10renf (3 reinforcement bars of diameter 10) at the bottom and 3T12 fil (3 reinforcement bars of diameter 12) at the top.</p>	<p>Diagram showing the reinforcement for a secondary beam at the support (Appuis) at the ground floor (RDC - 1<sup>er</sup>). The beam has a width of 30 and a height of 30. It features 3T10chap (3 reinforcement bars of diameter 10, bent up) at the bottom and 3T12 fil (3 reinforcement bars of diameter 12) at the top.</p>
2 <sup>ème</sup> - 5 <sup>ème</sup>	<p>Diagram showing the reinforcement for a secondary beam in the span (Travée) on the 2<sup>ème</sup> to 5<sup>ème</sup> floors. The beam has a width of 30 and a height of 30. It features 3T10renf (3 reinforcement bars of diameter 10) at the bottom and 3T12 fil (3 reinforcement bars of diameter 12) at the top.</p>	<p>Diagram showing the reinforcement for a secondary beam at the support (Appuis) on the 2<sup>ème</sup> to 5<sup>ème</sup> floors. The beam has a width of 30 and a height of 30. It features 3T10chap (3 reinforcement bars of diameter 10, bent up) at the bottom and 3T12 fil (3 reinforcement bars of diameter 12) at the top.</p>

## VI.4 Ferrailage des poteaux

### VI.4.1.Méthode de calcul

Les poteaux sont calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations (M, N); il est déterminé selon les combinaisons suivantes :

La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 6 combinaisons suivante :

$$\begin{aligned} \checkmark \text{ 1}^{\text{er}} \text{ Genre : } 1,35G+1,5Q & \begin{cases} N_{\max} ; M_{\text{coresp}} \rightarrow A_1 \\ N_{\min} ; M_{\text{coresp}} \rightarrow A_2 \\ M_{\max} ; N_{\text{coresp}} \rightarrow A_3 \end{cases} \\ \checkmark \text{ 2}^{\text{eme}} \text{ Genre : } G+Q \pm E ; 0,8G \pm E & \begin{cases} N_{\max} ; M_{\text{coresp}} \rightarrow A_4 \\ N_{\min} ; M_{\text{coresp}} \rightarrow A_5 \\ M_{\max} ; N_{\text{coresp}} \rightarrow A_6 \end{cases} \end{aligned}$$

Dans le calcul relatif aux « ELU », on introduit des coefficients de sécurité ( $\gamma_s, \gamma_b$ )

$$\checkmark \text{ Pour situation accidentelle : } \begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ Mpa.} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

$$\checkmark \text{ Pour les autres cas : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa.} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

### VI.4.2.Ferrailage exigé par R.P.A 99(version 2003)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet.
- Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0,8% (zone IIa).
- Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de 4 % en zone courante, 6 % en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \varnothing$  (zone IIa)
- La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.

On fait un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres seront mis dans un tableau

La zone nodale est définie par l'et h'.

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$$

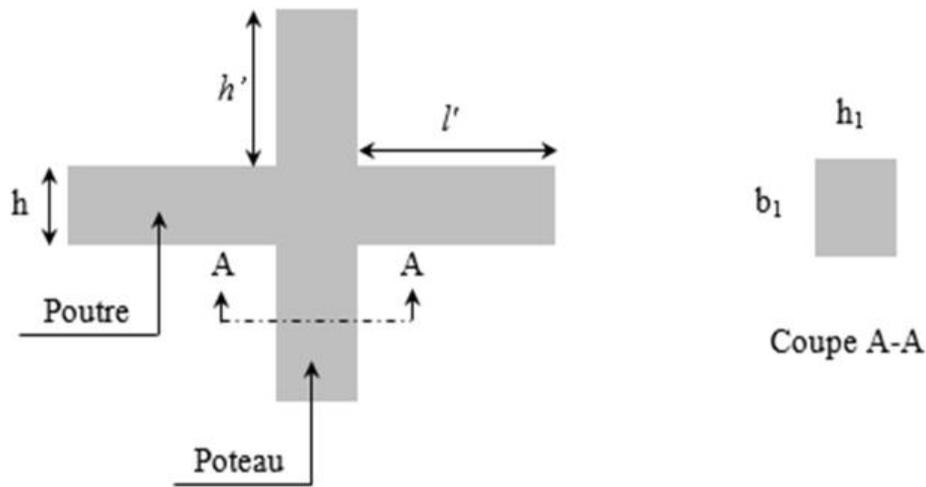


Figure VI.1 : Zone nodale

Tableau VI.7 : Les sections minimales et maximales imposées par le R.P.A 99

Famille des poteaux	$A_{\min}=0,8 \% b.h_t$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\max1}=4\% b.h_t$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\max2}=6\% b.h_t$ (cm <sup>2</sup> )
(40×40) cm <sup>2</sup>	12,8	64	96
(35×35) cm <sup>2</sup>	9,8	49	73,5

#### VI.4.3. Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS 9.7.4, les résultats sont résumés dans les tableaux VI.6 et VI.7

Tableau VI.8 : Les sollicitations défavorables du 1<sup>er</sup> genre

Combinisons		Famille	(40×40) cm <sup>2</sup>	(35×35) cm <sup>2</sup>
(a)	$N_{\max}$ (kN)		972,92	633,06
	$M_{\text{corr}}$ (kN.m)		4,12	8,47
(b)	$N_{\min}$ (kN)		184,21	0,36
	$M_{\text{corr}}$ (kN.m)		3,80	17,56
(c)	$M_{\max}$ (kN.m)		26,44	24,26
	$N_{\text{corr}}$ (kN.m)		328,76	46,87

**Tableau VI.9 : Les sollicitations défavorables du 2<sup>ème</sup> genre**

Combinisons		Famille	(40×40) cm <sup>2</sup>	(35×35) cm <sup>2</sup>
(a)	N <sub>max</sub> (kN)		961,56	492,93
	M <sub>corr</sub> (kN.m)		16,79	19,43
(b)	N <sub>min</sub> (kN)		0,61	0,02
	M <sub>corr</sub> (kN.m)		2,36	0,20
(c)	M <sub>max</sub> (kN.m)		28,72	31,30
	N <sub>corr</sub> (kN)		177,62	133,45

**VI.4.4.Exemple de calcul**

Poteau (RDC-1<sup>er</sup>) de Section (40×40) cm<sup>2</sup>.

**VI.4.4.1.Calcul des armatures longitudinales**

Données :

- Largeur du poteau  $b = 40$  cm ;
- hauteur de la section  $h_t = 40$  cm ;
- Enrobage  $c = 2,5$  cm ;
- Hauteur utile des aciers tendus  $d = h_t - c = 37,5$  cm ;
- Contrainte des aciers utilisés  $f_{e} = 400$  MPa ;
- Contrainte du béton à 28 jours  $f_{c28} = 25$  MPa ;
- Contrainte limite de traction du béton  $f_{t28} = 2,1$ MPa ;
- Fissuration peu préjudiciable.

**a) Combinaison du 1<sup>ère</sup> genre**

1<sup>er</sup> cas :

$$N_{\max} = 972,92 \text{ KN}; \quad M_{\text{corresp}} = 4,12 \text{ KN.m}$$

➤ Détermination le centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{4,12}{972,92} = 0,004 \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 972,92 \times \left( 0,375 - \frac{0,40}{2} + 0,004 \right) = 166,37 \text{ KN.m.}$$

➤ Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \left( 1 - 0,514 \frac{N_u}{b.d.f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$N_u = 972,92 \text{ KN} \leq 1836,43 \text{ KN.m} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_U = 166,37 \text{ KN.m} \leq 279,01 \text{ KN.m} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_1=A'_1=0$ ).

2<sup>ème</sup> cas :

$$N_{\min} = 184,21 \text{ KN}; \quad M_{\text{corresp}} = 3,80 \text{ KN.m}$$

➤ Détermination le centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{3,80}{184,21} = 0,020 \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 184,21 \times \left( 0,375 - \frac{0,40}{2} + 0,020 \right) = 28,55 \text{ KN.m.}$$

➤ Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_U \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_U \leq N_U \times d \left( 1 - 0,514 \frac{N_U}{b.d.f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$N_{U \square} = 184,21 \text{ KN} \leq 1836,43 \text{ KN.m} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_{U \square} = 28,55 \text{ KN.m} \leq 66 \text{ KN.m} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_2=A'_2=0$ ).

3<sup>ème</sup> cas :

$$N_{\text{corresp}} = 328,76 \text{ KN}; \quad M_{\max} = 26,44 \text{ KN.m}$$

➤ Détermination le centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{26,44}{328,76} = 0,080 \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 328,76 \times \left( 0,375 - \frac{0,40}{2} + 0,080 \right) = 31,23 \text{ KN.m.}$$

➤ Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_U \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_U \leq N_U \times d \left( 1 - 0,514 \frac{N_U}{b.d.f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$N_U = 328,76 \leq 1836,43 \text{ KN.m} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_U = 31,23 \text{ KN.m} \leq 113,48 \text{ KN.m} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_3=A'_3=0$ ).

### b) Combinaisons du 2<sup>ème</sup> genre

1<sup>er</sup> cas :

$$N_{\max} = 961,56 \text{ KN}; \quad M_{\text{corresp}} = 16,79 \text{ KN.m}$$

➤ Détermination le centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{16,79}{961,56} = 0,017 \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 961,56 \times \left( 0,375 - \frac{0,40}{2} + 0,017 \right) = 151,92 \text{ KN.m.}$$

➤ Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_U \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_U \leq N_U \times d \left( 1 - 0,514 \frac{N_U}{b.d.f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$N_{U \square} = 961,56 \text{ kN} \leq 1836,43 \text{ kN.m} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_U = 151,92 \text{ kN.m} \leq 276,73 \text{ kN.m} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_4=A'_4=0$ ).

2<sup>ème</sup> cas :

$$N_{\min} = 0,61 \text{ KN}; \quad M_{\text{corresp}} = 2,36 \text{ KN.m}$$

➤ Détermination le centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2,36}{0,61} = 3,86 \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 0,61 \times \left( 0,375 - \frac{0,40}{2} + 3,86 \right) = 2,25 \text{ KN.m.}$$

➤ Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_U \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_U \leq N_U \times d \left( 1 - 0,514 \frac{N_U}{b.d.f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$N_{U \square} = 0,61 \text{ KN} \leq 1836,43 \text{ kN.m} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_U = 2,25 \text{ KN.m} \leq 0,229 \text{ kN.m} \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

La 2<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée, donc la section n'est pas surabondante, le calcul du ferrailage est obligatoire. On doit d'abord procéder par vérifier si la section est entièrement ou partiellement comprimée :

$$(d - c) \times N_u - M_u \leq \left(0,337 - 0,81 \times \frac{c}{d}\right) b \times d^2 \times f_{bc}$$

$$(0,375 - 0,025) \times 0,61 - 2,25 = 2,04 \text{ kN.m}$$

$$\left(0,337 - 0,81 \times \frac{0,025}{0,375}\right) \times 0,40 \times (0,375)^2 \times 18,48 \times 10^3 = 294,18 \text{ kN.m.}$$

$$\Rightarrow 2,04 \text{ kN.m} \leq 294,18 \text{ kN.m.}$$

La section est partiellement comprimée.

➤ Calcul du ferrailage

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2,25 \times 10^3}{40 \times 37,5^2 \times 18,48} = 0,0021 < \mu_1 \rightarrow A' = 0.$$

On a

$$\beta = 0,998.$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2,25 \times 10^3}{0,998 \times 37,5 \times 400} = 0,15 \text{ cm}^2.$$

3<sup>ème</sup> cas:

$$N_{\text{corresp}} = 177,62 \text{ kN}; \quad M_{\text{max}} = 28,72 \text{ kN.m}$$

➤ Détermination le centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{28,72}{177,62} = 0,161 \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e\right) = 177,62 \times \left(0,375 - \frac{0,40}{2} + 0,161\right) = 2,48 \text{ kN.m.}$$

➤ Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_U \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_U \leq N_U \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_U}{b \cdot d \cdot f_{bc}}\right) \end{cases}$$

$$N_U = 177,62 \text{ kN} \leq 1836,43 \text{ kN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_U = 2,48 \text{ kN.m} \leq 63,74 \text{ kN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_s = A'_s = 0$ ).

➤ Section adoptée

$$A_{\text{min}} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,80 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = \max(A_1, A_2, A_3, A_4, A_5, A_6, A_{\text{min}}) = \max(0; 0; 0; 0; 0; 0,15; 0; 12,80)$$

$$A_{\text{adopté}} = 12,80 \text{ cm}^2$$

**Tableau VI.10 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux**

Famille	Comb	1 <sup>er</sup> genre			2 <sup>eme</sup> genre			A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
		N <sub>U</sub> (KN)	M <sub>u</sub> (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sub>U</sub> (KN)	M <sub>u</sub> (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )		
(40×40)	(a)	972,92	4,12	0	961,56	13,79	0	12,80	4T16+4T14 A <sub>s</sub> =14,20
	(b)	184,21	3,80	0	0,61	2,36	0,15		
	(c)	328,76	26,41	0	177,62	28,72	0		
(35×35)	(a)	633,06	8,47	0	492,93	19,43	0	9,80	4T14+4T12 A <sub>s</sub> =10,68
	(b)	0,36	17,56	1,36	0,02	0,20	0,01		
	(c)	46,87	24,26	1,33	133,45	31,30	0		

#### VI.4.4.2. Calcul des armatures transversales

##### a) Diamètre des armatures transversales

$$\Phi_t \geq \Phi_l/3$$

$$\Phi_t \geq 16/3$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_l \cdot f_e}$$

- $V_u$  : Effort tranchant de calcul ;
- $h_l$  : hauteur totale de la section brute ;
- $f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;
- $\rho_a$  : est un coefficient correcteur égale à 2,5 si l'élançement géométrique  $\lambda_g \geq 5$  et à 3,5 dans le cas contraire.
- $S_t$  : Espacement des armatures transversales.

##### b) Calcul de l'espacement

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

-En zone nodale :  $S_t \leq \min(10 \Phi_l; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$       Soit  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

-En zone courante :  $S_t \leq 15 \Phi_l = 24 \text{ cm}$       Soit  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

**c) Calcul de l'élançement géométrique  $\lambda_g$** 

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec :

$L_f$  : Longueur de flambement du poteau.

$b$  : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 L_0$$

$$\lambda_g = 0,7 \times \frac{L_0}{b} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,40} = 5,36 \text{ m}$$

$$\lambda_g = 5,36 \geq 5 \Rightarrow \rho_0 = 2,5 \text{ (D'après le RPA.99 "Art 7.4.2.2").}$$

$$\text{donc : } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{15 \times 2,5 \times 59,07}{40 \times 235} = 0,23 \text{ cm}^2$$

**d) Quantité d'armatures transversales minimales**

$A_t / S_t \cdot b$  : En % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 0,3 \% \rightarrow \lambda_g = 5,36 \geq 5$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_t = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,20 \text{ cm}^2. \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,80 \text{ cm}^2. \end{array} \right.$$

$$\text{Le choix : } \left\{ \begin{array}{l} A_t = 8\phi_8 = 4,02 \text{ cm}^2/\text{ml}. \\ S_t = 15 \text{ cm}. \end{array} \right.$$

**e) Vérification de la section minimale d'armatures transversales**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u ; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0,4 \cdot S_t \cdot b / f_e ; \text{ Ronds lisses } \Rightarrow f_e = 235 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0,4 \times 15 \times 40 / 235 = 1,02 \text{ cm}^2 \leq 4,02 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**f) Détermination de la zone nodale**

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit et les extrémités des barres

$$\text{qui y concourent } \left\{ \begin{array}{l} h' = \max\left(\frac{h}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{306}{6}; 40; 40; 60 \text{ cm}\right) = 60 \text{ cm} \\ L' = 2 \cdot h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm} \end{array} \right.$$

**VI.5 Les vérifications****VI.5.1. Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme**

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

$$N_u = \alpha \times \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_c}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

a: Coefficient fonction de l'élançement;

$B_r$  : Section réduite du béton ;

$A_s$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \dots \dots \dots \text{si } \lambda \leq 50 \\ 0,6 \times (\lambda/35)^2 & \dots \dots \dots \text{si } \lambda \geq 50 \end{cases}$$

▪ **Exemple de calcul (RDC-1<sup>er</sup>)**

Longueur de flambement :  $L_f = 0,7 \times l_0 \Rightarrow l_f = 2,14 \text{ m}$ .

Rayon de giration :  $i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \Rightarrow i = 0,12 \text{ m}$ .

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{2,14}{0,12} \Rightarrow \lambda = 17,83 \Rightarrow \alpha = 0,81.$$

La section réduite :  $B_r = 1444 \text{ cm}^2$

Donc :

$$N_u = 0,81 \times \left( \frac{0,1444 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 14,20 \cdot 10^{-4} \times \frac{400}{1,15} \right) \cdot 10^3 = 2566,07 \text{ kN}$$

On a  $N_{max} = 972,92 \text{ kN} \leq N_u = 2566,07 \text{ kN} \dots \dots \dots$  Condition vérifiée.

Il n'y a pas risque de flambement.

Le même calcul s'applique pour tous les autres poteaux, et les résultats sont représenté dans le tableau VI.9.

**Tableau VI.11 : Vérification au flambement des poteaux des différents étages**

Étage	i	λ	α	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$B_r$ (cm <sup>2</sup> )	$N_{umax}$ (kN)	$N_u$ (kN)	Observation
RDC-1 <sup>er</sup>	0,12	17,83	0,80	14,20	1444	972,92	2566,07	Condition vérifiée
2 <sup>ème</sup> - 5 <sup>ème</sup>	0,10	21,40	0,79	10,68	1089	633,06	1886,63	Condition vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux donc il n'ya pas de risque de flambement.

**VI.5.2. Vérification de la contrainte de cisaillement**

Le poteau le plus sollicité (40×40) cm<sup>2</sup>

$$T_{max} = 59,07 \text{ kN}$$

Contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{T}{(b \times d)} = \frac{59,07}{(40 \times 36)} = 0,41 \text{ MPa}$$

Contrainte tangente admissible :  $\bar{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28}; 5\text{MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$ .

$\tau_u = 0,41 \leq \tau_u = 3,25 \text{ MPa}$ .....Condition vérifiée.

Pas de risque de cisaillement.

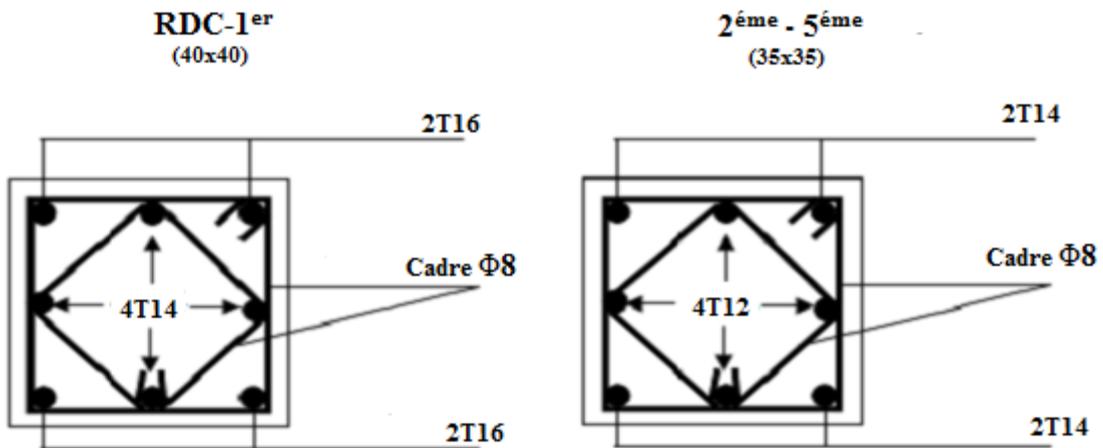


Figure VI.2 : Dessin de ferrailage des sections des poteaux

### VI.6 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons calculé le ferrailage de différents éléments de portique (poteaux, poutres).

- Les poutres sont calculées en flexion simple.
- Les poteaux sont calculés en flexion composée.

# *Chapitre VII*

**Etude des voiles**

## VII.1 Introduction

Le voile ou mur en béton armé est un élément vertical conçu pour résister aux forces latérales planes, généralement le vent et les charges sismiques.

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les ouvrages quelle que soit leurs destination (habitations, bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels,...).

## VII.2 Le système de contreventement

Un contreventement est un système destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis aux effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci dont par exemple : vent, séisme.

Dans notre structure, le système de contreventement adopté est mixte (voile - portique); ce système de contreventement est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes. de l'interaction portique – voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'a ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacement .Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure:

### VII.2.1. Conception

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (torsion).
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher).
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

## VII.3 Calcul du système de contreventement

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure

### VII.3.1. Principe de calcul des voiles

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

- a)  $G + Q \pm E$  (vérification du béton)

b)  $0,8G \pm E$  (calcul des aciers de flexion).

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99(version 2003).

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- armatures verticales
- armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)
- armatures transversales

### VII.3.2.Méthode de calcul des voiles

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec:

N : Effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

A : Section du voile.

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : Moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

#### - 1<sup>er</sup> cas :

Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$  la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0,15.a.L$$

#### - 2<sup>eme</sup> cas :

Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$  la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcul le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_c$  ; on compare  $A_v$  par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

Si :  $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a.L$ , on ferraille avec la section minimale.

Si :  $A_v > A_{\min}$ , on ferraille avec  $A_v$ .

#### - 3<sup>eme</sup> cas:

Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$  sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

## VII.4 Recommandations du R.P.A99 .version 2003

### VII.4.1.Armatures verticale

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

#### VII.4.2. Armatures horizontale

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures; les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%.
- En zone courante 0,10 %.

#### VII.4.3. Armatures transversales

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m<sup>2</sup> au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

#### VII.4.4. Armatures de couture

Le long des joints de reprise de collage, l'effort tranchant doit être pris par la section des aciers de couture doit être calculée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1,1 v / f_e \quad \text{Avec : } v = 1,4 v_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

### VII.5 Calcul ferrailage des voiles

#### VII.5.1. Exemple de calcul voile 1 (RDC-1<sup>er</sup>)

$$A = 1,01 \text{ m}^2$$

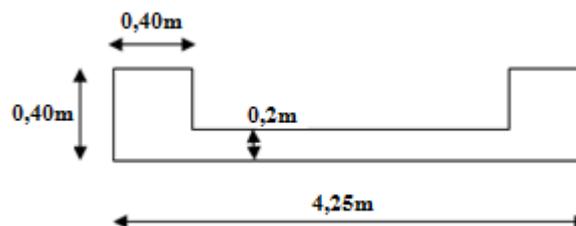
$$I = 1,874 \text{ m}^4$$

$$V = 2,125 \text{ m}$$

$$N = 1252,13 \text{ kN.}$$

$$M = 6111,25 \text{ kN.m}$$

$$T = 637,84 \text{ kN.}$$



**VII.5.1.1. Détermination des contraintes**

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{1252,13 \cdot 10^{-3}}{1,01} + \frac{2,125 \times 6111,25 \cdot 10^{-3}}{1,874} = 8,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{1252,13 \cdot 10^{-3}}{1,01} - \frac{2,125 \times 6111,25 \cdot 10^{-3}}{1,874} = -5,69 \text{ MPa}$$

$\sigma_1, \sigma_2$  Sont de signes différent, donc la section est partiellement comprimée.

On calcule la longueur de la zone de traction.

**VII.5.1.2. Vérification des contraintes de compression (G+Q+E)**

$N = 1684,37 \text{ kN}$

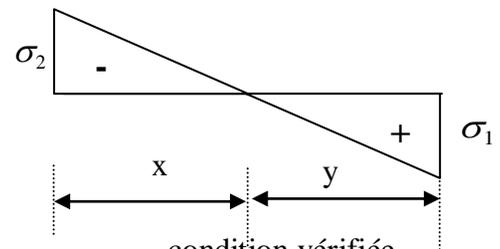
$M = 7672,43 \text{ kN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} \Rightarrow \sigma_1 = 10,37 \text{ Mpa}$$

$\sigma_1 = 10,37 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_b} = 18,48 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} \Rightarrow \sigma_2 = -7,03 \text{ Mpa}$$

$\sigma_2 = -7,03 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_b} = 18,48 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$



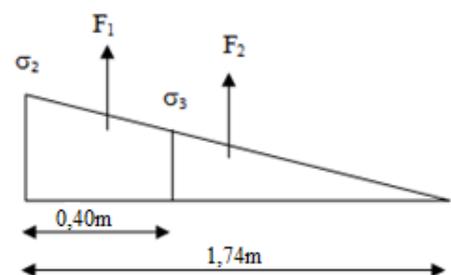
**VII.5.1.3. Longueur de la zone tendue**

$$X = \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} \times L \Rightarrow X = \frac{5,69}{8,17 + 5,69} \times 4,25 = 1,74 \text{ m}$$

$Y = L - X \Rightarrow Y = 4,25 - 1,74 = 2,51 \text{ m}$

x : la longueur de la zone tendue

y : la longueur de la zone comprimée



**VII.5.1.4. Calcul de la contrainte  $\sigma_3$**

$$\frac{\sigma_2}{X} = \frac{\sigma_3}{X - 0,4} \Rightarrow \sigma_3 = \frac{|\sigma_2|(X - 0,4)}{X} = 3,84 \text{ Mpa}$$

**VII.5.1.5. Détermination des armatures verticales**

$$F_1 = \frac{(\sigma_2 + \sigma_3) \times b \times h}{2} = \left( \frac{5,69 + 3,84}{2} \right) \times 0,40 \times 0,40 \times 10^3 = 762,4 \text{ KN}$$

$$A_{v1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{F_1 \cdot 10}{400} \times \frac{100}{174} = 10,95 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$F_2 = \frac{\sigma_3 \times (x-b) \times e}{2} = \frac{3,84(1,74-0,40) \times 0,20}{2} \times 10^3 = 514,56 \text{ KN}$$

$$A_{v2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{F_2 \cdot 10}{400} \times \frac{100}{174} = 7,39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{fe} \times \frac{X}{L} = 1,1 \frac{1,4V}{fe} \times \frac{x}{L} \times \frac{100}{x} = 1,1 \frac{1,4 \times 637,84 \times 10}{400} \times \frac{1,74}{4,25} \times \frac{100}{174} = 5,79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_T = A_{v1} + A_{v2} + A_{vj} = 10,95 + 7,39 + 5,79 = 24,13 \text{ cm}^2$$

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$A_{\min} = 0,2\% \cdot a \cdot L_{\text{tendu}}$$

$$A_{\min} = 0,2\% \times 20 \times 174 = 6,96 \text{ cm}^2$$

$$A_T = 24,13 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6,96 \text{ cm}^2$$

- **Le diamètre**

$$\left\{ \begin{array}{l} D \leq \frac{1 \times a}{10} \\ D \leq \frac{1 \times 200}{10} \Rightarrow \text{On adopte : } D = 14 \text{ mm.} \\ D \leq 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- **L'espacement**

✓ Selon le BAEL 91, on à :

$$S_t \leq \min \{2 \cdot a, 33 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{40, 33 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots (1).$$

✓ Selon le R.P.A 99 (version 2003) on à :

$$S_t \leq \min \{1,5 \times a; 30 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{30, 30 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (2).$$

$$\text{Donc: } S_t \leq \min \{S_{t \text{ BAEL}}; S_{t \text{ R.P.A 99}}\}$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 20cm.

Le choix de la section des armatures verticales est  $(5T14) = 7,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

### VII.5.1.6. Calcul des armatures horizontales

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit  $(5T14) = 7,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement de 20cm.

### VII.5.1.7. Calcul des armatures transversales

D'après le D.T.R-B.C-2,42 et le BAEL 91, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m<sup>2</sup> au moins; on prend donc 4φ 10 par m<sup>2</sup>.

### VII.5.1.8. Vérification de la contrainte de cisaillement $\tau_b$

On calcule la contrainte de cisaillement  $\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.d}$

Avec :  $\bar{T} = 1,4 T_{cal}$  l'effort tranchant de calcul majoré de 40%

a : Epaisseur du voile

d : hauteur utile, d = 0,9h

h : hauteur totale de la section brute, h=266cm

Cette contrainte est limitée par:  $\bar{\tau} = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.d} = \frac{637,84 \times 1,4}{200 \times 2394} \times 10^3 = 1,87 \text{ Mpa}$$

$\tau_b = 1,87 \text{ MPa} < 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$  .....condition vérifiée.

« Donc pas de risque de cisaillement ».

**Tableau VII.1 : Tableau récapitulatif du ferrailage des voiles**

	RDC-1 <sup>er</sup> (40x40)			2 <sup>ème</sup> – 5 <sup>ème</sup> (35x35)		
	V <sub>1</sub> -V <sub>2</sub> -V <sub>3</sub> -V <sub>4</sub>	V <sub>5</sub> -V <sub>6</sub> -V <sub>7</sub> -V <sub>8</sub>	V <sub>9</sub> -V <sub>10</sub>	V <sub>1</sub> -V <sub>2</sub> -V <sub>3</sub> -V <sub>4</sub>	V <sub>5</sub> -V <sub>6</sub> -V <sub>7</sub> -V <sub>8</sub>	V <sub>9</sub> -V <sub>10</sub>
<b>M (kN.m)</b>	6111,25	4683,51	2246,44	2905,47	2075,49	1555,75
<b>N (kN)</b>	1252,13	1844,13	1798,19	852,23	1228,82	1179,87
<b>T (kN)</b>	637,84	542,67	231,7	505,79	443,37	290,41
<b>L (m)</b>	4,25	3,60	3,42	4,15	3,50	3,32
<b>A (m<sup>2</sup>)</b>	1,01	0,88	0,84	0,935	0,735	0,71
<b>I (m<sup>4</sup>)</b>	1,874	1,189	1,033	1,571	0,93	0,80
<b>σ<sub>1</sub>(mpa) &lt; 18,48 c. v</b>	10,37	9,18	9	6,06	5,57	5,47
<b>σ<sub>2</sub>(mpa) &lt; 18,48 c. v</b>	7,03	4,99	3,85	3,61	2,23	2,02
<b>A<sub>cal</sub></b>	7,39	5,37	4,94	4,44	2,16	2,01
<b>A<sub>min</sub></b>	6,96	4,92	2,88	6,32	4,00	2,24
<b>A<sub>adopté</sub></b>	5T14 = 7,7	5T12 =5,65	5T12=5,65	5T14 = 7,7	5T12=5,65	5T12=5,65
<b>A<sub>H</sub></b>	5T14 = 7,7	5T12 =5,65	5T12=5,65	5T14 = 7,7	5T12=5,65	5T12=5,65
<b>A<sub>T</sub></b>	4φ10 = 3,14	4φ8 = 2,01	4φ8 =2,01	4φ10=3,14	4φ8 =2,01	4φ8 =2,01

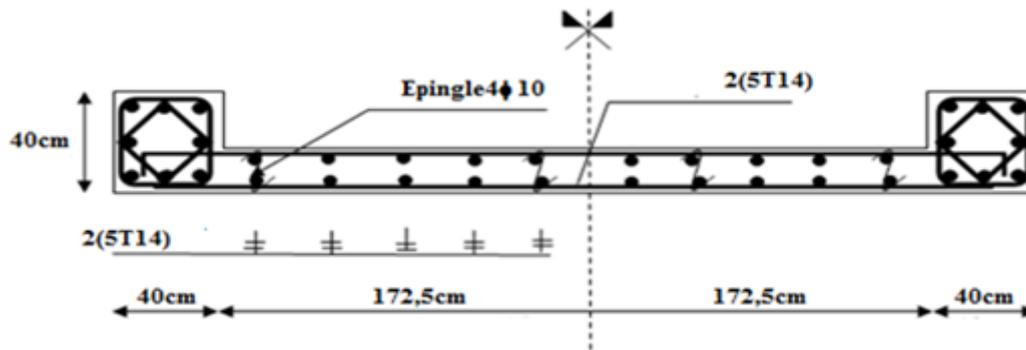


Figure VII.2 : Schéma de ferrailage du mur voile V<sub>1</sub> (RDC-1<sup>er</sup>)

## VII.6 Conclusion

Les voiles jouent un rôle capital dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du **R.P.A 99 /version 2003** qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique.

# *Chapitre VIII*

**Etude de l'infrastructure**

## VIII.1 Introduction

L'infrastructure est la partie inférieure, enterrée et porteuse d'un notre ouvrage et constitue la partie relative aux fondations. Elle assure néanmoins le transit des efforts venant de la partie aérienne du projet (superstructure) vers les éléments de fondations notamment grâce à des poutres et des poteaux (éléments de structure de la superstructure). Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

## VIII.2 Le voile périphérique

Le voile périphérique (pour un vide sanitaire) est un mur en béton armé qui entoure tout le bâtiment et assure un bon chaînage et une bonne stabilité de l'ensemble.

Il se comporte comme un mur de soutènement encastré à sa base ou radier pour résister à la poussée des terres et reprend les efforts du séisme au niveau de la base et la construction.

D'après le R.P.A 99/version 2003, le voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur  $\geq 15$ cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

On fait le calcul pour une bande de 1 m largeur :

Q : Surcharge d'exploitation  $Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$  ;

$\gamma$  : Poids volumique de la terre  $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$  ;

$\varphi$  : Angle de frottement interne du sol  $\varphi = 20,53^\circ$ .

Ka : Coefficient de poussée des terres  $K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$K_a' = K_a / \cos(\beta - \lambda)$

avec  $(\beta = \lambda = 0^\circ)$

$K_a' = K_a = \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{20,53^\circ}{2}\right) = \text{tg}^2(34,37^\circ) = 0,480$

$K_a' = K_a = 0,480$ .

### VIII.2.1. Dimensionnement

D'après le R.P.A 99/version 2003 ; l'épaisseur doit être supérieure ou égale à 15 cm.

On adopte :  $e_p = 20 \text{ cm}$ .

### VIII.2.2. Calcul des charges

#### VIII.2.2.1. Poussée des terres

$$P_1 = \frac{1}{2} k_a \cdot \gamma \cdot h^2 \quad \text{avec : } \begin{cases} P_1 : \text{Poussée des terres.} \\ \gamma : \text{Poids spécifique des terres} \\ h : \text{Hauteur du voile.} \end{cases}$$

$$P_1 = \frac{1}{2} \times 0,480 \times 17 \times 4 = 16,3 \text{ kN/ml.}$$

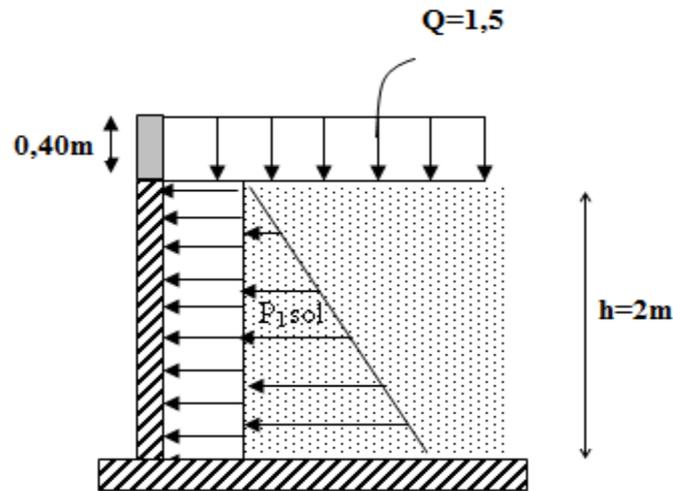


Figure VIII.1 : Distribution des charges sur de voile périphérique

#### VIII.2.2.2. Poussée supplémentaire due à la surcharge

$$P_2 = K'_a \times q \times h = 0,480 \times 1,5 \times 2 = 1,44 \text{ kN/ml.}$$

Le diagramme des pressions correspondant à  $P_2$  est alors un rectangle de hauteur  $h$  et de base  $K'_a \cdot q$ , et la résultante  $P_2$  passe au milieu de la hauteur du mur.

#### VIII.2.2.3. La charge pondérée

$$Q = 1,35 \times P_1 + 1,5 \times P_2 = 1,35 \times 16,3 + 1,5 \times 1,44 = 24,2 \text{ kN/ml.}$$

$$Q = 24,2 \text{ kN/ml.}$$

#### VIII.2.3. Ferrailage du voile périphérique

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$L_x = 2 - 0,40 = 1,6 \text{ m ; } L_y = 5,38 - 0,40 = 4,98 \text{ m.}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,60}{4,98} = 0,32 < 0,4$$

La dalle travaille dans un seul sens.

$$M_{ox} = \frac{q.L_x^2}{8} \Rightarrow M_{ox} = \frac{24,2 \times 1,60^2}{8} = 7,74 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = 0$$

### VIII.2.3.1. Les valeurs des moments en travée

$$M_{tx} = 0,8M_{ox} = 6,19 \text{ KN.m}$$

### VIII.2.3.2. Calcul du Ferrailage

- Sens (x)

$$M_{tx} = 6,19 \text{ KN.m}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad h = 20 \text{ cm}; \quad d = 0,9h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{6,19 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14,17} = 0,013 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\beta = 0,993$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6,19 \times 10^3}{0,993 \times 18 \times 348} = 0,99 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

### VIII.2.3.3. Condition de non fragilité

- Sens (y)

D'après R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$A_{y \min} = 0,10\% \cdot b \cdot h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Et d'après B.A.E.L.91 on a :

$$A_{y \min} = 8 \cdot h_o = 8 \times 0,20 = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{Donc : } A_{\text{adoptée}} = \max \left\{ A_{\text{calculée}}, A_{\min \text{ R.P.A } 2003}, A_{\min \text{ B.A.E.L } 91} \right\}.$$

$$A_{\text{adoptée}} = \max \{ 0,99 ; 2,00 ; 1,6 \}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On prend : 5T10/ml soit une section de 3,93 cm<sup>2</sup>/ml et un espacement de 20cm.

- Sens (x)

D'après R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$A_{x \min} = 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

D'après B.A.E.L.91, on a :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left( \frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,6 \left( \frac{3 - 0,32}{2} \right) = 2,68 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{donc : } A_{\text{adoptée}} = \max \{ 0,09 ; 2,00 ; 2,68 \}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 2,68 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On prend : 5T10/ml soit une section de 3,93 cm<sup>2</sup>/ml et un espacement de 20 cm.

### VIII.2.4. Les vérifications

#### VIII.2.4.1. Vérification de l'effort tranchant

$$V_{\max} = q \times \frac{L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 24,2 \times \frac{1,60}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,32}{2}} = 16,68 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_o d} = \frac{16,68 \times 10^3}{100 \times 18 \times 10^2} = 0,09 \text{ MPa.}$$

$$1 - \tau_{u \text{ limi}} = 0,07 \cdot f_{c28} / \gamma_b = 0,07 \times 25 / 1,5 = 1,17 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{u \text{ limt}} = 1,17 > \tau_u = 0,09 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la dalle est bétonnée sans reprise.

#### VIII.2.4.2. Vérification des contraintes à L'E.L.S

$$q_{\text{ser}} = P_1 + P_2 = 17,74 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{ox} = \frac{q \cdot L_x^2}{8} \Rightarrow M_{ox} = \frac{17,74 \times 1,60^2}{8} = 5,68 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = 0$$

$$M_{tx} = 0,8 M_{ox} = 4,54 \text{ KN.m}$$

- Sens (x)

$$M_{\text{ser}} = 4,54 \text{ KN.m} \quad A = 3,93 \text{ cm}^2$$

-Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} - n \cdot A (d - y) = 0 \Leftrightarrow 50y^2 - 58,95y + 1061,1 = 0 \Rightarrow y = 4,05 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + n \cdot A (d - y)^2 = 13686,16 \text{ cm}^4$$

-Contrainte maximal dans le béton comprimée  $\sigma_{bc}$  :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{\text{ser}}}{I_g} \times y = \frac{4,54 \cdot 10^3}{13686,16} \times 4,05 = 1,34 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = 1,34 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right). \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) = \min ( 266,67 ; 201,63 ).$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y) = 15 \times \frac{M_{ser}}{I_x} \times (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{4,54 \times 10^3}{13686,16} \times (18 - 4,05) = 69,41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 69,41 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 201,63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures à L'.E.L.U.R conviennent. Le voile sera ferrillé en deux nappes avec 5T10 = 3,93cm<sup>2</sup>/ml avec un espacement S<sub>t</sub>=20cm.

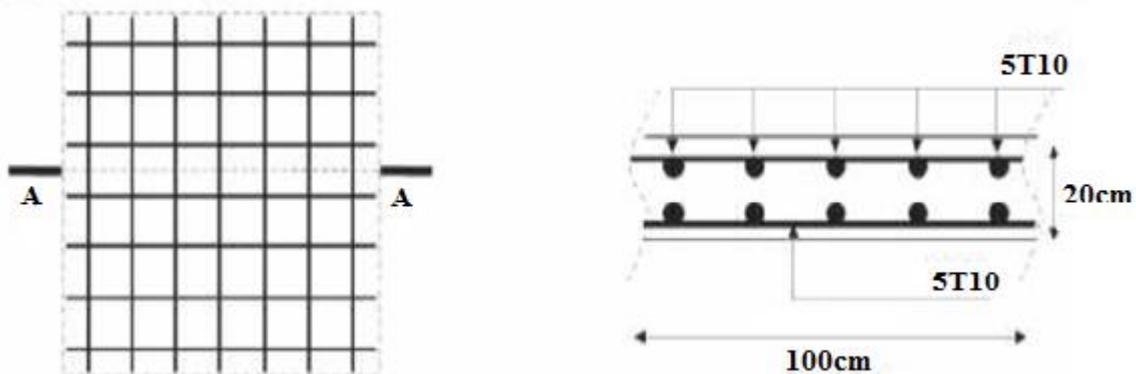


Figure VIII.2 : Ferrailage de voile périphérique

### VIII.3 Calcul des fondations

#### VIII.3.1.Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrages 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 bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevée, et d'autre part la force portante du sol. D'après le rapport du sol notre terrain à une contrainte admissible de 2,50 bars à un ancrage de 2,00m.

- Pour qu'il n'y ait pas de chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40 cm.
- Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur.
- Le calcul des fondations se fait comme suit :
  - Dimensionnement à l'E.L.S :  $N_{ser} = G + Q$  ;
  - Ferrailage à l'E.L.U :  $N_u = 1,35 G + 1,5 Q$  ;

- Vérification de la stabilité et des contraintes à l'état accidentel :  $\begin{cases} 0,8 G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$
- La facilité de réalisation.

### VIII.3.2.Choix du type de fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

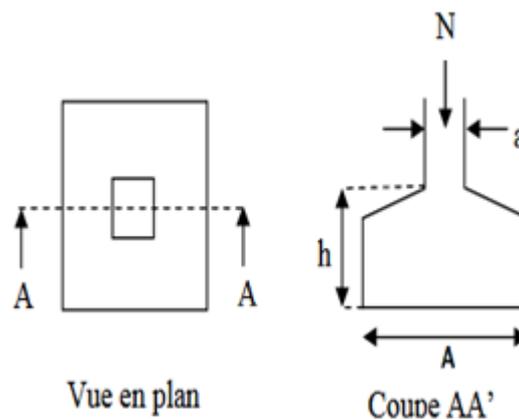
- La capacité portante du sol ;
- Les charges transmises au sol ;
- La distance entre axes des poteaux ;
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant: les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est de 2,00 bars à une profondeur de 3,10 m.

#### VIII.3.2.1.Vérification des semelles isolées

La vérification à faire est:  $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}}$



**Figure VIII.3 : Schéma d'une semelle isolée.**

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

$N$  : L'effort normal agissant sur la semelle obtenu par ETABS 9.7.4 ;

$S$  : Surface d'appui de la semelle ;

$\overline{\sigma_{sol}}$  : Contrainte admissible du sol.

Le poteau le plus sollicité a une section carrée ( $B \times B$ ), donc  $S = B^2$ .

$N_s = 910,22 \text{ KN}$  ;

$\overline{\sigma_{sol}} = 250 \text{ KN/m}^2$ .

$$\Rightarrow \frac{N_s}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\Rightarrow B^2 \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N_s}{\overline{\sigma_{sol}}}} = \sqrt{\frac{910,22}{250}} \quad AN : B \geq 1,90m.$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 1,84 m on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

### VIII.3.2.2. Vérification des semelles filantes

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes pour cela, nous allons procéder à une petite vérification tel que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50 % de la surface totale du bâtiment;

$N_{TOTAL}$  : l'effort normal due aux charges verticales

On a :  $N_{TOTAL} = 30360,59 \text{ kN}$  et  $\sigma_{sol} = 2,5 \text{ bar}$

La surface du bâtiment est :  $S_{bâtiment} = 494,89 \text{ m}^2$ .

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_s} = 121,44 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} < 50\% . \quad \frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} = \frac{121,44}{494,89} = 0,25 = 25\% > 50\% .$$

Alors on déduit que le radier général n'est pas nécessaire dans notre cas, car la surface totale des semelles ne dépasse pas 50 % de la surface d'emprise du bâtiment.

### VIII.3.2.3. Calcul de la semelle filante sous mur voile et poteau

On va prendre comme exemple de calcul une semelle filante de 5 poteaux.

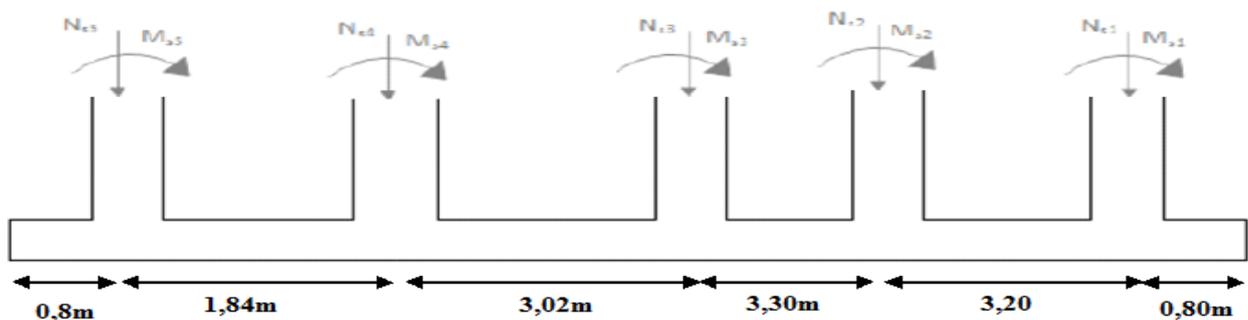


Figure VIII.4 : Schéma d'une Semelle filante.

### VIII.3.2.4. Pré-dimensionnement

$$\sum N_i = 2322,31 \text{ KN} \quad \sum M_i = 26,26 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{26,26}{2322,31} = 0,011 \text{ m}$$

➤ **Détermination de la distribution par (ml) de la semelle**

$$e \leq \frac{L}{6} \rightarrow 0,011 \leq 2,16 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$B \geq \frac{\sum N_i}{\sigma_{\text{sol}} \times L} \left( 1 + \frac{3 \times e_0}{L} \right) = \frac{2322,31}{250 \times 12,96} \left( 1 + \frac{3 \times 0,011}{12,96} \right) = 0,72 \text{ m}$$

On prend :  $B = 1,2 \text{ m} \dots\dots$

$$h_{\text{min}} \geq \frac{B - b}{4} + 0,05 = \frac{1,2 - 0,4}{4} + 0,05 = 0,25 \text{ m}$$

Hauteur de la semelle :  $h = 0,4 \text{ m}$ .

➤ **Détermination de la résultante des charges**

$$X_i = X_1 + X_2 + \dots X_n$$

$$\text{Tel que : } X_1 = D_1 ; X_2 = D_1 + L_1 ; X_3 = D_1 + L_1 + L_2 ; X_n = D_1 + L_1 + L_2 + \dots L_n + D_2$$

Débord de semelle filante :  $D = D_1 = D_2 = 0,80 \text{ m}$

$$X_1 = 0,80 \text{ m} ;$$

$$X_2 = 0,80 + 1,84 = 2,64 \text{ m} ;$$

$$X_3 = 0,80 + 1,84 + 3,02 = 5,66 \text{ m} ;$$

$$X_4 = 0,80 + 1,84 + 3,02 + 3,30 = 8,96 \text{ m} ;$$

$$X_5 = 0,80 + 1,84 + 3,02 + 3,30 + 3,20 = 12,16 \text{ m} .$$

– **Poids de la semelle**

$$P_s = L \times B \times h \times \gamma_{\text{BA}} = 12,96 \times 1,2 \times 0,4 \times 25 = 155,52 \text{ KN}$$

$$X = \frac{\sum X_i \times N_i + P_s \times X_s}{\sum F_i}$$

$$X = \frac{0,8 \times 298,84 + 2,64 \times 218,16 + 5,66 \times 705,43 + 8,96 \times 628,94 + 12,16 \times 470,94 + 6,48 \times 155,52}{298,84 + 218,16 + 705,43 + 628,94 + 470,94 + 155,52}$$

$$X = \frac{17177,37}{2503,8} = 6,93 \text{ m}$$

➤ **Calcul de l'excentricité**

$$e_x = \left| \frac{L}{2} - x \right| = \left| \frac{12,96}{2} - 6,93 \right| = 0,46$$

➤ **Vérification de contrainte moyenne**

$$e_x = 0,46 \text{ m} \leq \frac{L}{6} = 2,16 \text{ m}$$

**VIII.3.2.5. Vérification de contrainte moyenne G+Q**

$$\sum N_i = 2322,31 \text{ KN}$$

$$\sum M_i = 26,26 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum Ni}{L \times B} \left( 1 + \frac{6 \times e_x}{L} \right) = \frac{2322,31}{12,96 \times 1,2} \left( 1 + \frac{6 \times 0,46}{12,96} \right) = 180,68 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\sum Ni}{L \times B} \left( 1 - \frac{6 \times e_x}{L} \right) = \frac{2322,31}{12,96 \times 1,2} \left( 1 - \frac{6 \times 0,46}{12,96} \right) = 117,52 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 180,68 + 117,52}{4} = 164,89 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 164,89 \text{ KN/m}^2 \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 250 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### VIII.3.2.6. Calcul de ferrailage à l'E.L.U.R

$$N_u = \sum N_i = 3175,77 \text{ KN}$$

$$M_u = \sum M_i = 36,01 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum Ni}{L \times B} \left( 1 + \frac{6 \times e_x}{L} \right) = \frac{3175,77}{12,96 \times 1,2} \left( 1 + \frac{6 \times 0,46}{12,96} \right) = 247,69 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\sum Ni}{L \times B} \left( 1 - \frac{6 \times e_x}{L} \right) = \frac{3175,77}{12,96 \times 1,2} \left( 1 - \frac{6 \times 0,46}{12,96} \right) = 160,71 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 247,69 + 160,71}{4} = 225,94 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_u = \sigma_{\text{u moy}} \cdot B = 225,94 \times 1,2 = 271,12 \text{ kN/m}$$

$$M_{\max} = \frac{Q_u \times \left( \frac{B}{2} \right)^2}{2} = \frac{271,12 \times \left( \frac{1,2}{2} \right)^2}{2} = 48,80 \text{ KN.m}$$

**Tableau VIII.1 : Calcul de ferrailage pour semelle.**

Moment ultime $M_u$	$M_u$	48,80 KN.m	$\mu = 0,066 < \mu_l = 0,392$ pas d'acier comprimé $A' = 0$
Moment réduit	$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,066	
État limite de compression du béton	$\mu_l = 0,392$		
Coefficient $\beta$	$\beta = 0,966$		
Section d'aciers $A_s$	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	4,03 cm <sup>2</sup>	

Section adopté :  $A_s = 4,03 \text{ cm}^2$

#### – Condition de non fragilité

Selon le B.A.E.L 91 Article A.4.2.1 :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_c} = \frac{0,23 \times 400 \times 360 \times 2,1}{400} = 1,74 \text{ cm}^2$$

Nous avons pris :  $A_a = \max(A_{\min}; A_{st}) = \max(1,74; 4,03) = 4,03 \text{ cm}^2$

Soit :  $A_a = 7T12 = 7,92 \text{ cm}^2$

– **Espacement**

Selon le B.A.E.L 91 Article A-8.2.42

$$e \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) \rightarrow e \leq \min(3 \times 40; 33 \text{ cm}) \rightarrow e \leq 33 \text{ cm}$$

Nous avons pris :  $e = 15 \text{ cm}$

**Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{7,92}{4} = 1,98 \text{ cm}^2$$

Nous avons pris :  $A_r = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$

– **Espacement**

Selon le B.A.E.L 91 Article A-8.2.42

$$e \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) \rightarrow e \leq \min(4 \times 40; 45 \text{ cm}) \rightarrow e \leq 45 \text{ cm}$$

Nous avons pris :  $e = 15 \text{ cm}$

- **Armatures transversales**

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \Phi_L; \frac{b}{10}\right) = 12 \text{ mm}$$

➤ **Contrainte de cisaillement**

$$\text{Selon le B.A.E.L 91 Article A-5.1.1 : } \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{47,63 \times 10^3}{40 \times 36} = 0,33 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable Article A.5.1, 211 B.A.E.L91

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,33 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

## VIII.4 Dimensionnement des poutres de libage

### VIII.4.1.Ferraillage de poutre libage

La poutre de libage doit respecter la condition de rigidité suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \rightarrow \frac{3,3}{9} \leq h \leq \frac{3,3}{6} \rightarrow 0,37 \text{ m} \leq h \leq 0,55 \text{ m}$$

On prend comme dimension :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 50 \text{ cm} \\ d = 45 \text{ cm} \\ b = 40 \text{ cm} \end{array} \right.$$

La poutre de libage doivent être calculée pour résister a la traction sous l'action d'une force égale a :

$$q_u = \frac{\sum N_i}{B \times L} = \frac{3211,6}{1,2 \times 11,36} = 235,59 \text{ KN/m}$$

Résultat obtenu par logiciel RDM6

$$M_{u \text{ appuis}} = 246,1 \text{ KN.m}$$

$$M_{u \text{ travée}} = 155,5 \text{ KN.m}$$

$$V_{u \text{ max}} = 435 \text{ KN.m}$$

$$b = 40 \text{ cm} ; h = 50 \text{ m} ; d = 45 \text{ m}$$

- **En travée**

**Tableau VIII.2 : Calcul de ferrailage de la poutre de libage en travée.**

Moment ultime $M_u$	$M_u$	155,5 kN.m	$\mu=0,135 < \mu_l=0,392$ pas d'acier comprimé $A'=0$
Moment réduit	$\mu=M_u/(bxd^2xf_{bc})$	0,135	
État limite de compression du béton	$\mu_l=0,392$		
Coefficient $\beta$	$\beta=0,927$		
Section d'aciers $A_s$	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	10,71 cm <sup>2</sup>	

Nous avons choisi :  $A_{st} = 4T16 \text{ fil} + 4T14 \text{ renf} = 14,2 \text{ cm}^2$

- **Sur appui**

**Tableau VIII.3 : Calcul de ferrailage de la poutre de libage sur appui.**

Moment ultime $M_u$	$M_u$	246,1 kN.m	$\mu=0,214 < \mu_l=0,392$ pas d'acier comprimé $A'=0$
Moment réduit	$\mu=M_u/(bxd^2xf_{bc})$	0,214	
État limite de compression du béton	$\mu_l=0,392$		
Coefficient $\beta$	$\beta=0,878$		
Section d'aciers $A_s$	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	17,89 cm <sup>2</sup>	

Nous avons choisi :  $A_{st} = 4T16 \text{ Fil} + 4T16 + 2T14 \text{ renf} = 19,16 \text{ cm}^2$

### Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_{u \text{ max}}}{d \times b} = \frac{435 \times 10^3}{450 \times 400} = 2,14 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_u = 2,14 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Armatures transversales**

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \Phi_L; \frac{b}{10}\right) \rightarrow \Phi_t \leq \min\left(\frac{500}{35}; 16; \frac{400}{10}\right) = 14,28 \text{ mm}$$

Nous avons choisi :  $\Phi_t = 10 \text{ mm}$

**- Espacement**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \Phi_L\right) = \min(12,5 \text{ cm}; 19,20 \text{ cm})$$

Nous avons choisi :  $S_t = 10 \text{ cm}$

**Vérification au poinçonnement**

Selon le B.A.E.L 91 Article A.5.24

Nous devons vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0,07 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$\mu_c$  : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen de la nervure

$N_u$  : Charge de calcul à l'E.L.  $N_u = 3175,77$

$h$  : Épaisseur totale du nervure

- Vérification pour les poteaux :**

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,4 + 0,4 + 2 \times 0,5) \times 2 = 3,6 \text{ m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,07 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 3,6 \times 0,50 \times 25000}{1,5} = 3593,33 \text{ kN}$$

$$N_u = 3175,77 \text{ kN} \leq \bar{N}_u = 3593,33 \text{ kN} \text{ Condition vérifiée}$$

**Tableau VIII.4 : Tableau récapitulatif de ferrailage des différentes semelles filantes.**

Semelle	L(m)	B(m)	h semelle (m)	$\sigma_{\text{moy}}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\text{moy}} \leq \sigma_{\text{sol}}$	A calculé	A adopté
SF <sub>1</sub>	12,96	1,20	0,40	164,89	C.V	4,03	7T12=7,92
SF <sub>2</sub>	11,12	1,20	0,40	87,53	C.V	2,10	7T12=7,92
SF <sub>3</sub>	6,46	1,20	0,40	213,95	C.V	3,811	7T12=7,92
SF <sub>4</sub>	20,46	1,20	0,40	129,45	C.V	3,21	7T12=7,92
SF <sub>5</sub>	20,46	1,20	0,40	75,41	C.V	4,77	7T12=7,92

**Armature de peau :**

Pour une poutre de section  $(h \times b_0) = (0,50 \times 0,40) \text{ m}^2$ , on a :

$$\text{Asp} = 3 \times 2 (b_0 + h) [\text{cm}^2] ; \text{Asp} = 3 \times 2 (0,40 + 0,50) = 5,4 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T14 Fil;  $A = 6,16 \text{ cm}^2$

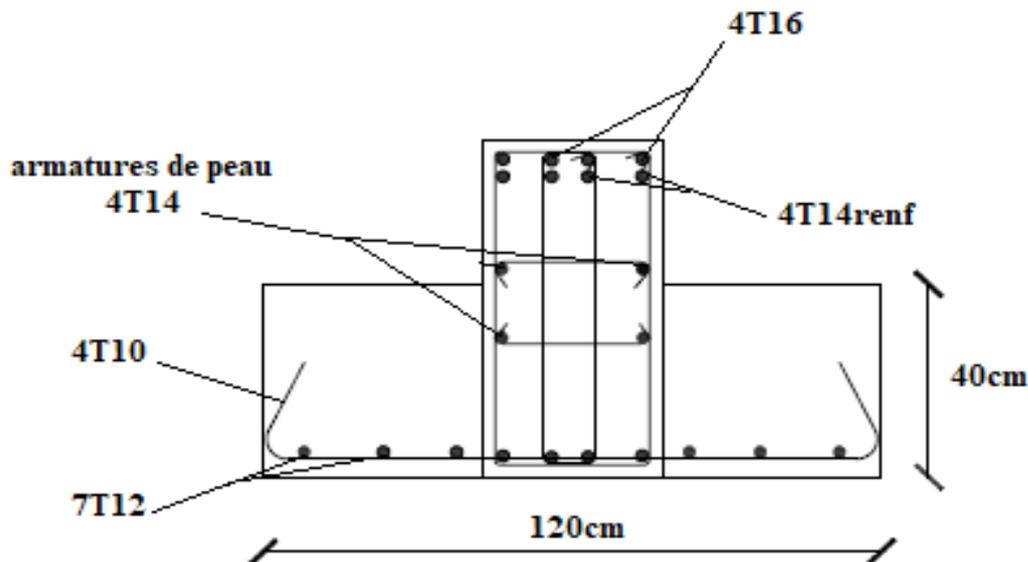


Figure VIII.5 : Ferrailage de la semelle filante

Tableau VIII.5 : Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres de libage.

Semelle	$h_{\text{libage}}$ [m]	$b_{\text{libage}}$ [m]	$M_u$ [kN.m]		$A_{\text{calculée}}$ $\text{cm}^2$		$V_u \text{ max}$ [kN]	$A_{\text{choisi}}$ $\text{cm}^2$		Ferrailage	
			$M_{\text{travée}}$	$M_{\text{appuis}}$	$A_{\text{travée}}$	$M_{\text{appuis}}$		travée	Appuis	travée	Appuis
SF1	0,50	0,40	155,5	246,1	10,71	17,89	435	14,2	19,16	4T16Fil+ 4T14renf	4T16 Fil+ 4T16+2T14 chap
SF2	0,50	0,40	107	145	7,18	9,93	277,5	14,2	14,2	4T16Fil+ 4T14renf	4T16 Fil+ 4T14Chap
SF3	0,50	0,40	198	245	14	17,85	421	14,20	19,16	4T16Fil+ 4T14renf	4T16 Fil+ 4T16+2T14 chap
SF4	0,60	0,40	126,8	252,6	7,03	15,77	271,8	14,20	19,16	4T16Fil+ 4T14renf	4T16 Fil+ 4T16+2T14 chap
SF5	0,60	0,40	153,6	241,2	8,58	13,93	355,7	14,20	14,20	4T16Fil+ 4T14renf	4T16 Fil+ 4T14Chap

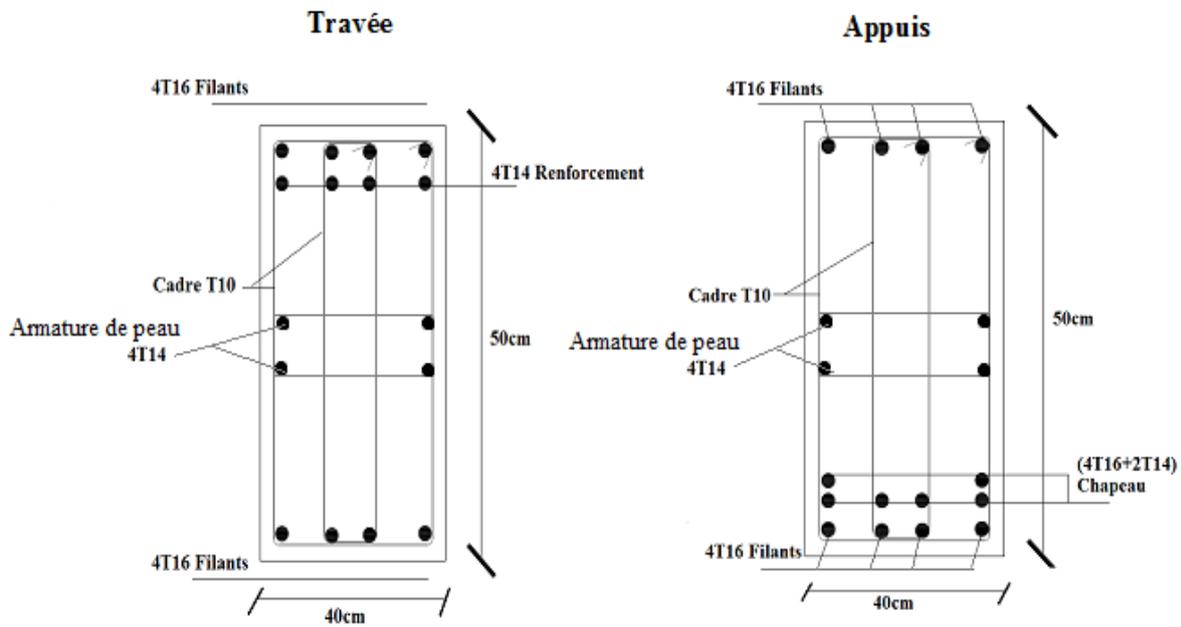


Figure VIII.6 : Ferrailage des poutres de libages

### VIII.5 Étude de longrine

Les longrines sont des éléments d'infrastructure qui sont capables de solidariser l'ensemble des fondations et qui permettent en même temps de résister à un effort de traction ( $f$ ) d'où :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

- La valeur maximale des charges verticales apportées par les points d'appuis :  $N=1551,01\text{kN}$
- Coefficient en fonction de la zone sismique et du site Zone IIa, S3 :  $\alpha = 12$

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{972,92}{12} = 81,07 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

D'après le R.P.A 99/Version 2003, la dimension minimale de la section transversale de la longrine est :

Pour le site S3 :  $(25 \times 30) \text{ cm}^2$

Nous avons choisi une section de :  $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

#### VIII.5.1. Calcul de ferrailage à l'E.L.U.R

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{81,07}{348} = 2,32 \text{ cm}^2$$

D'après le R.P.A 99/Version 2003, la section minimale est de :

$$A_{min} = 0,6\% \times h \times b = 0,006 \times 30 \times 35 = 6,30 \text{ cm}^2$$

Nous avons choisi: 6T12 de section :  $6,79 \text{ cm}^2$ .

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{st\min} \geq 30 \times 35 \times \frac{2,1}{400} = 5,51 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Armatures transversal**

Elles doivent être telles que :

$$\Phi_L \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_{L\min}\right) \rightarrow \Phi_L \leq \min\left(\frac{350}{35}; \frac{300}{10}; 14 \text{ min}\right) \rightarrow \Phi_L \leq 10 \text{ mm}$$

On prend :  $\Phi_L = 8 \text{ mm}$

➤ **Espacement des cadres**

D'après le R.P.A 99/Version 2003 nous avons :

$$S_t \leq \min(15\Phi, 20 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min(15 \times 1,2, 20 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 18 \text{ cm}$$

Nous avons pris :  $S_t = 15 \text{ cm}$

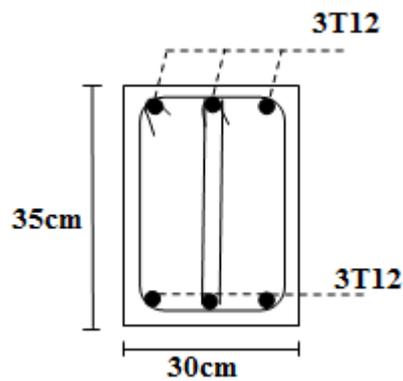


Figure VIII.7 : Ferrailage de longrine

### Introduction générale

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations et très nombreux sont les professionnelles qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics. Dans le but de préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels, les masters et les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique ,tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Dans le but de récapituler l'essentiel de ce que nous avons acquis durant notre formation, d'approfondir nos connaissances dans le domaine de calcul des structures, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation à contreventement mixte implanté dans une zone de moyenne sismicité.

Notre travail est structuré comme suit :

- ✓ Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul ;
- ✓ Pré dimensionnement des éléments principaux ;
- ✓ Calcul des planchers ;
- ✓ Calcul et ferrailage des éléments non principaux ;
- ✓ Etude sismique ;
- ✓ Étude des portiques ;
- ✓ Étude des voiles ;
- ✓ Étude de l'infrastructure.

Dans la conception de ce projet nous avons utilisé plusieurs logiciels qui permis la fiabilité et la rapidité d'exécution **ETABS V 9.7.4, AUTOCAD V 2013, RDM6, WORD V 2007, EXCEL V 2007...etc.**

Enfin, L'étude génie civil est basée sur le respect des lois et des règles convenues internationalement dans le but de réaliser une construction parfaite contre les différents phénomènes et influences externes.

# Référence Bibliographié

## Règlements :

- RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes
- BAEL99 : Béton armé aux états limites
- CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé
- DTR B.C. 2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation

## Mémoires :

- **Mémoire Dieb et Adda** étude d'un bâtiment en béton armé (R+5) à usage multiple contreventé par un système mixte (2018,2019) Centre Universitaire de Tissemsilt.
- **Mémoire boumaza et zabel** Étude d'un bâtiment en béton armé (R+05) à usage d'habitation avec une variation de type du sol d'assise (2018,2019) Centre Universitaire de Tissemsilt.
- **Mémoire Neggaz et Belferare** étude d'une Tour (R+15) à usage multiple habitation, commercial et administratif (2018,2019) Centre Universitaire de Tissemsilt.
- **Mémoire Chaalal et Boughndja** étude d'un bâtiment en béton armé (R+5) à usage d'habitation implante dans une zone de moyenne sismicité (2018,2019) Centre Universitaire de Tissemsilt.
- **Mémoire Mekdoud et Nadir** étude d'un bloc pédagogique R+2 avec enter-sol pour un lycée localisé à Tissemsilt (2018,2019) Centre Universitaire de Tissemsilt.
- **Mémoire Rahal** étude d'un bâtiment (R+5 avec sous-sol) à usage d'habitation et administratif à Tissemsilt (2018,2019) Centre Universitaire de Tissemsilt.

## Cours :

- Polycopié, Bâtiment (Mr. Boudierba) 2018 Centre Universitaire de Tissemsilt.
- Cour génie parasismique (Mr. Besseghier) Master II.
- Cour béton armée (Mr. Boubekeur) 3ème.
- Cour béton armée (Mr. Bouzid) Master I.

## Logiciels :

- AUTOCAD 2013 (Dessin)
- ETABS V9.7.4 (Modélisation des structures)
- Office 2007 (Traitement de texte, calcul...etc)
- RDM6

## Liste des tableaux :

Tableau I.1: Les déformations limitent du pivot. ....	14
Tableau II.1 : Charge et surcharge du plancher terrasse. ....	20
Tableau II.2: Charge et surcharge des étages courants ....	21
Tableau II.3 : Charge et surcharge des murs extérieurs. ....	21
Tableau II.4: Charge et surcharge des murs intérieurs.....	22
Tableau II.5: Dégression des charges d'exploitations ....	23
Tableau II .6 : Tableau récapitulatif des dimensions des poteaux.....	27
Tableau II .7: Tableau récapitulatif des dimensions des différents éléments porteurs.. ....	29
Tableau III.1 : Rapport entre les travées successives.....	35
Tableau III.2 : Rapport entre les travées successives.....	38
Tableau III.3 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles (étage courants).....	38
Tableau III.4 : Récapitulatif des efforts maximaux. ....	39
Tableau III.5 : Vérification des compressions.....	44
Tableau III.6 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles (Terrasse) ....	50
Tableau III.7 : Récapitulatif des efforts maximaux. ....	51
Tableau III.8 : Vérification des compressions.....	55
Tableau IV. 1 : Charges et surcharge du paillasse ....	68
Tableau IV.2 : Charges et surcharge du palier ....	69
Tableau IV. 3 : Vérification des différentes conditions (poutre palière). ....	75
Tableau V.1: Valeurs de la pénalité $P_q$ .....	84
Tableau V.2: Détermination des poids des différents niveaux $W(KN)$ . ....	85
Tableau V.3: Centre de rigidité et centre de masse de la structure ....	86
Tableau V.4: Participation massique cumulée. ....	90
Tableau V.5: Tableau des modes et des périodes ....	91
Tableau V.6: Les déplacements relatifs de chaque niveau dans les deux sens. ....	92
Tableau V.7: Vérification à l'effet $P-\Delta$ .....	93
Tableau VI.1: Exemple de ferrailage des poutres en travée.....	96
Tableau VI.2 : Exemple de ferrailage des poutres sur appuis. ....	97
Tableau VI.3:Ferrailage des différents niveaux (poutres principales).....	97
Tableau VI.4: Ferrailage des différents niveaux (poutres secondaires).....	98
Tableau VI.5 : Ferrailage des poutres principales. ....	102
Tableau VI.6 : Ferrailage des poutres secondaires. ....	102
Tableau VI.7: Les sections minimales et maximales imposée par le R.P.A 99(version 2003)...	104
Tableau VI.8: Les sollicitations défavorables du 1 <sup>er</sup> genre. ....	104

Tableau VI.9: Les sollicitations défavorables du 2 <sup>ème</sup> genre.....	105
Tableau VI.10:Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux. ....	109
Tableau VI.11: Vérification au flambement des poteaux des différents étages. ....	111
Tableau VII.1: Tableau récapitulatif du ferrailage des voiles. ....	118
Tableau VIII.1 Calcul de ferrailage pour semelle.....	128
Tableau VIII.2: Calcul de ferrailage de la poutre de libage en travée. ....	130
Tableau VIII.3: Calcul de ferrailage de la poutre de libage sur appui. ....	130
Tableau VIII.4: Tableau récapitulatif de ferrailage des différentes semelles filantes. ....	131
Tableau VIII.5: Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres de libage. ....	132

## Liste des figures :

Figure I.1 : Plan de masse.....	2
Figure I.2: Façade principale. ....	3
Figure I.3: Plan de RDC. ....	4
Figure I.4 : Plan d'étage courant.....	5
Figure I.5 : Coupe transversale.....	6
Figure I.6:Diagramme parabole–rectangle des Contraintes–Déformations du béton.....	10
Figure I.7 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS .....	11
Figure I.8 : Diagramme déformation contraintes-déformations. ....	13
Figure I.9 : Diagramme des déformations limitées de la section- Règles des trois pivots.....	15
Figure II.1 : Coupe du plancher à corps creux. ....	17
Figure II.2:Plancher terrasse.....	20
Figure II.3:Plancher étage courant, R.D.C. ....	20
Figure II.4:Détail mur extérieur.....	21
Figure II.5:Détail d'un mur intérieur. ....	22
Figure II.6 : Le poteau le plus sollicité. ....	25
Figure II.7: Coupe de voile en élévation .....	28
Figure III.1: Dimensionnement des poutrelles. ....	30
Figure III .2: Diagrammes du moment corrigé.....	32
Figure III.3 : Type des poutrelle.....	32
Figure III.4: Diagramme de l'effort tranchant.....	33
Figure III.5 : Schéma de calcul pour la méthode des trois moments.....	33
Figure III.6: La section de la poutrelle calculée (en T).....	39
Figure III.7: position de l'axe neutre. ....	40
Figure III.8:Compression de la bille d'about. ....	43
Figure III.9: Ferrailage des poutrelles de rive .....	46
Figure III.10: Ferrailage des poutrelles intermédiaire. ....	46
Figure III.11:Compression de la bille d'about. ....	54
Figure III.12: Ferrailage des poutrelles de rive. ....	59
Figure III.13: Ferrailage des poutrelles intermédiaire .....	59
Figure III.14 : Schéma de Ferrailage de la dalle de compression.....	60
Figure IV. 1: Représentation des actions agissantes sur l'acrotère.....	61
Figure IV. 2: Schéma du ferrailage d'acrotère. ....	65
Figure IV. 3 : Schéma de l'escalier.....	66
Figure IV. 4 : Vu en plan de l'escalier .....	67

Figure IV. 5 : Schéma statique de l'escalier.....	67
Figure IV. 6 : Schéma statique des charges de l'escalier.....	69
Figure IV. 7 : Diagrammes Moments et efforts tranchant (M, T) de l'escalier.....	70
Figure IV. 8 : Schéma de ferrailage de l'escalier .....	73
Figure IV. 9 : Diagramme du moment pour la poutre palière.....	74
Figure IV. 10 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	76
Figure IV.11 : La poutre palière à la torsion .....	77
Figure V.1: Spectre de réponse.....	82
Figure V.2: Poids des différents étages.....	86
Figure V.3: Disposition des voiles.....	87
Figure V.4: Vue en 3D du modèle obtenu par logiciel ETABS 9.7.4 .....	87
Figure V.5. Première mode principal de vibration suivant y. ....	88
Figure V.6. Deuxième mode principal de vibration suivant x.....	88
Figure V.7. Troisième mode principal de vibration en torsion. ....	88
Figure VI.1 : Zone nodale. ....	104
Figure VI.2: Dessin de ferrailages des sections des poteaux .....	112
Figure VII.1 : Schéma de ferrailage du mur voile $V_1$ (RDC-1 <sup>er</sup> ).....	119
Figure VIII.1: Schéma de la distribution des charges sur de voile périphérique.....	121
Figure VIII.2: Ferrailage de voile périphérique.....	124
Figure VIII.3: Schéma d'une semelle isolée. ....	125
Figure VIII.4: Schéma d'une Semelle filante.....	126
Figure VIII.5: Schéma de ferrailage de Semelle filante.....	132
Figure VIII.6: Ferrailage de la poutre de libage. ....	133
Figure VIII.7: Ferrailage de longrine.....	134

## NOTATIONS ET SYMBOLES

Symboles	Signification
E.L.S	État Limite De Service,
E.L.U	État Limite Ultime,
$C^{te}$	Valeur Constance,
$A_s$	Section D'aciers,
$A_s'$	Section D'aciers Comprimés,
$A_{max}, A_{min}$	Section D'acier Maximale Et Minimale,
A.N	Axe Neutre,
$A_s$	Armatures Supérieures,
$A_t$	Section D'un Cours D'armatures Transversales,
$B_r$	Section Réduite,
$B_o$	Section Homogène Totale,
$E_s$	Module D'élasticité,
$F_{bc}$	Résultante Des Efforts De Compression Dans Le Béton,
G	Action Permanente,
$I_o$	Moment D'inertie De La Section Totale Homogène,
$M_a$	Moment Sur Appui,
$M_{Ser}$	Moment Fléchissant A L'E.L.S,
$M_U$	Moment Fléchissant A L'E.L.U,
$M_{\dot{a}x}$	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé,
$M_{oy}$	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé Pour Une Bande De Largeur Unité Parallèle A $l_y$
$N_{Ser}$	Effort Normal De Service,
$N_u$	Effort Normal Ultime,
$P_{Ser}$	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.S,
$P_u$	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.U,
$V_u$	Effort Tranchant A L'.L.U,
a	Plus Petite Dimension D'une Section Transversale,
a-b	Dimensions En Plans D'un Poteau,
B	Largeur D'une Table De Compression,
$b_o$	Largeur D'une Section Rectangulaire Ou De La Nervure D'une Section En T,

$b_1$	Largeur d'une aile de tension en T,
$d$	Hauteur utile d'une section,
$e_0$	Excentricité par rapport au centre de gravité du béton,
$f_{cj}$	Résistance caractéristique du béton à la compression à j-jours,
$f_{c28}$	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 j,
$f_e$	Limite d'élasticité de l'acier,
$f_{ij}$	Résistance conventionnelle à la traction du béton à j-jours,
$f_{t28}$	Résistance conventionnelle à la traction du béton à 28 j,
$h$	Hauteur totale d'une section,
$h_0$	Hauteur d'une table de compression,
$i$	Rayon de giration,
$l_a$	Portée d'ancrage,
$l_f$	Hauteur de flambement,
$l_i$	Portée de travée,
$l_r$	Longueur de recouvrement,
$l_s$	Longueur de scellement,
$l_o$	Longueur fictive,
$\eta = 15$	Coefficient d'équivalence,
$S_t$	Espacement des armatures transversales,
$\epsilon_{bc}$	Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé ,
$\epsilon_s$	Allongement relatif des aciers tendus,
$\epsilon_{sc}$	Raccourcissement relatif des aciers comprimés,
$\epsilon_{sl}$	Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul $(f_e / \gamma_s)$ ,
$\pi$	Coefficient de fissuration,
$\lambda$	Élancement géométrique,
$\mu$	Coefficient de frottement acier /béton,
$\nu$	Coefficient de poisson ; effort normal réduit,
$\sigma_{bc}$	Contrainte de compression du béton,
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte limite du béton comprimé à L'E.L.S

$\sigma_s$	Contrainte de traction de l'acier,
$\tau_{su}$	Contrainte d'adhérence limite,
$\tau_u$	Contrainte tangentielle conventionnelle,
$\phi$	Diamètre d'une barre,
$\phi_l$	Diamètre d'une barre longitudinale,
$\phi_t$	Diamètre d'une barre transversale,
$\psi, \psi'$	Coefficient pour calculer l'ancrage des courbes,
$\psi_s$	Coefficient de scellement,

### Conclusion générale

Ce projet de fin d'études nous a permis, de mettre en pratique nos connaissances acquises durant notre cycle de formation, d'approfondir ces connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris dans la conception des bâtiments.

Ce travail nous a permis aussi de mieux apprécier le métier de master et l'ingénieur civil et son rôle dans la réalisation des structures qui ne se limitent pas simplement au calcul du ferrailage, mais aussi :

- Résoudre des problèmes existants avec la meilleure façon possible en tenant compte de l'économie et de la sécurité.

- La conception qui constitue principalement la préparation des plans détaillés de l'élévation du bâtiment.

Nous avons appris à étudier tous les éléments concernant les constructions en béton armé en passant par plusieurs difficultés comme l'utilisation du logiciel ETABS et la stabilisation de notre structure.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de ce projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important pour le master et l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Enfin, l'objectif principal du concepteur est de réduire le risque sismique probable à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et sécuritaires.

Nous pensons que cette étude doit être complétée par une étude comparative (en charpente métallique), ou bien mixte (Béton Armé, Charpente métallique).

## Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un Rez-de-chaussée plus (05) étages d'habitation, implanté à la wilaya de TISSEMSILT. Cette région est classée comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIa) selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99) cette étude se compose de quatre parties :

La première entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

La deuxième partie a pour objectif l'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère).

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par le logiciel ETABS 9.7.4 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).

En fin l'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, fondation) sera calculée dans la dernière partie.

**Mots clés :** Bâtiment, Béton armé, ETABS 9.7.4, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

## **Abstract**

This project presents a detailed study of a residential use building, consists of a addition (05) floors, located in the wilaya of TISSEMSILT. This region is classified seismic zone (zone IIa) according to the RPA99 version2003.

Using the new rules of calculation and verification of reinforced concrete (RPA99 modified2003, BAEL91 modifié99), this study consists of four parts:

The first starts the general description of the project with a presentation of material properties, then the Pre-design of the structure and finally the descent of the load.

The second part aims to study secondary elements (beams, stairs, parapet). The dynamic study of the structure was begun in the third part software ETABS 9.7.4 to determine the various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).

At the end, the reinforcement of structural elements (columns, beams, walls sails, and raft)will be calculated in the last part.

### **Keys words:**

Building, Reinforced concrete, ETABS 9.7.4, RPA 99 modified 2003, BAEL 91modified 99.

## الملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز بناية ذات طابع سكني تتألف من طابق أرضي +05 طوابق واقعة بولاية تيسمسيلت المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية المتوسطة رقم (IIa) حسب القواعد الزلزالية الجزائرية ( 2003 نسخة RPA99).  
نستخدم القواعد الجديدة للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة

**(BAEL91 modifié 99, RPA99 version2003)**

تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء هم:

**الجزء الأول:** يبدأ بالوصف العام للمشروع ثم إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر المكونة له معرضا خصائص المواد وحمولة كل عنصر.

**الجزء الثاني:** يهدف إلى دراسة العناصر الثانوية للبنائية (السلام, جدار حافة السطح).

**الجزء الثالث:** يتضمن الدراسة الديناميكية للبنائية بواسطة الحاسوب وباستعمال برنامج

**.ETABS version 9.7.4**

**الجزء الرابع:** يشمل دراسة الأجزاء المقومة للبنائية (الأعمدة, الروافد, الجدران المسلحة والأساسات).

**الكلمات المفتاحية:**

العمارة, الخرسانة المسلحة, ETABS 9.7.4, RPA99 v2003, BAEL91 modifié99 .