

*Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique*

**UNIVERSITE M'HAMED BOUGUERRA BOUMERDES**

**FACULTE DE TECHNOLOGIE  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL**



# *Mémoire de fin d'études*

en vue de l'obtention du diplôme  
**Master en Génie Civil**  
Option : Structure

## **Thème**

**Étude d'un bâtiment (RDC +7 étages + 1 sous-sol) à usage  
d'habitation contreventé par des voiles et des portiques**



**Présenté par :**

**Mme: DAO IMENE**

**Mme: TIMIZAR DOUNIA**

**Encadré par :**

**Pr : M. A. HAMADOUCHE**

**2019-2020**



## **REMERCIEMENTS**

*Tous d'abord, nous tenons à remercier Allah pour tous ces biens faits,  
Nous remercions nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faites tout au  
long de nos études.*

*Nos profondes remerciements et reconnaissances à notre promoteur M<sup>r</sup>  
HAMADOUCHE, pour ces conseils ainsi que les soutiens scientifiques et  
morales qu'il nous a apporté.*

*Nous remercions également les membres de jury d'avoir accepté d'examiner  
ce travail.*

*Nous saisissons également cette opportunité pour remercier les membres  
de Bureau d'étude EL KENZ Boumerdes et particulièrement M<sup>me</sup> Kanza et M<sup>r</sup>  
Faride qui ont beaucoup m'aider pour élaborer ce travail.*

*Nombreuses, sont les personnes qui nous ont apporté leurs aides et  
leurs soutiens ; nous tenons à citer nos camarades qui nous ont beaucoup aidé  
sans citer leurs noms, nous tenons à leurs présenter nos remerciements les plus  
sincères.*

*Nous tenons enfin à remercier toutes les personnes qui nous ont aidés de  
prés ou de loin à réaliser ce mémoire.*

*Imene et Dounia*

# Dédicace

«وما توفيقي إلا من عند الله عليه توكلت وإليه أنيب»

*Quoi de plus que de pouvoir partager les meilleurs moments de la vie  
avec les êtres qu'on aime.*

*Arriver au terme de mes études, j'ai le plaisir de dédier ce travail :  
A la meilleur mère du monde, ma chère maman khadidja pour ses  
encouragements, ses soutiens et ses prières, pour que je réussisse  
dans ma vie, merci maman.*

*A mon très cher père Aissa, pour ses encouragements, son soutient et  
surtout pour son sacrifice afin que rien n'entrave le bon déroulement  
de mes études, merci papa.*

*A mon cher frère Mohamed*

*A m'adorable sœur Aicha*

*A mon cher mari Rahim et à sa famille*

*A mes tantes et oncles, cousins et cousines sans exception*

*A mon binôme dounia et toutes sa familles.*

*A tous mes amies*

*A toute la promotion de MASTER de Génie civil 2020.*

*A tous ceux qui m'aiment et me souhaitent la réussite.*

*Dao Imene*

# Dédicace

«وما توفيقي إلا من عند الله عليه توكلت وإليه أنيب»

*Quoi de plus que de pouvoir partager les meilleurs moments de la vie  
avec les êtres qu'on aime.*

*Arriver au terme de mes études, j'ai le plaisir de dédier ce travail :  
A la meilleur mère du monde : ma chère maman Samia pour ses  
encouragements, ses soutiens et ses prières pour que je réussisse dans  
ma vie, merci maman.*

*A mon très cher père Mohammed, pour ses encouragements, son  
soutient surtout pour son sacrifice afin que rien n'entrave le bon  
déroulement de mes études, merci papa.*

*A mes chers frères Merouane et bilel*

*A mes adorables sœurs Wafaa et Kamelia*

*A mon cher mari Mahdi et à sa famille*

*A mes tantes et oncles, cousins et cousines sans exception*

*A mon binôme Imene et toutes sa familles*

*A tous mes amies*

*A toute la promotion de MASTER de Génie civil 2020.*

*A tous ceux qui m'aiment et me souhaitent la réussite.*

*Fimizar Dounia*

# SOMMAIRE

---

## **Chapitre 1 : présentation de l'ouvrage**

1.1	Introduction.....	1
1.2	Intervenants du projet .....	1
1.3	Caractéristiques géométriques du bâtiment .....	1
1.4	Eléments de l'ouvrage .....	2
1.5	Réglementation utilisée.....	3
1.6	Caractéristiques mécaniques des matériaux .....	3
1.7	Hypothèses de calcul en béton armé.....	8

## **Chapitre 2 : Pré dimensionnement et descente des charges**

2.1	Introduction.....	9
2.2	Les Planchers .....	9
2.3	L'Escalier .....	11
2.4	Descente des charges .....	13
2.5	Pré dimensionnement des poutres.....	15
2.6	Pré dimensionnement des Poteaux .....	16
2.7	Pré dimensionnement des voiles.....	20

## **Chapitre 3 : Calcul des éléments secondaires**

3.1	Introduction.....	22
3.2	Calcul de l'acrotère.....	22
3.3	Calcul des escaliers .....	27
3.4	Étude des planchers à corps creux .....	39
3.5	Étude de la dalle salle machine.....	47
3.6	Calcul du Balcon.....	54

## **Chapitre 4 : L'étude dynamique et sismique**

4.1	Introduction.....	59
4.2	Etude dynamique .....	59
4.3	Etude sismique.....	73

# SOMMAIRE

---

## **Chapitre 5 : Ferrailage des éléments résistants**

5.1	Introduction.....	87
5.2	Ferrailage des poteaux .....	87
5.3	Les poutres.....	96
5.4	Ferrailage des voiles.....	103

## **Chapitre 6 : L'étude de l'infrastructure**

6.1	Introduction.....	128
6.2	Choix de type de fondations .....	128
6.3	Etude de débord du radier .....	138
6.4	Ferrailage de la nervure .....	140
6.5	Voile périphérique .....	144

**Conclusion générale**

**Bibliographie**

**Annexes**

**Chapitre 1 : présentation de l’ouvrage**

**Figure 1.1** : Plan de situation représente l’emplacement de projet..... 1

**Figure 1.2** : Vu le bâtiment en 3D..... 1

**Figure 1.3** : Diagramme contraintes-déformations à l’ELU.....6

**Figure 1.4** : Diagramme contraintes-déformations à l’ELS .....6

**Figure 1.5** : Diagramme contraintes-déformations de l’acier à l’ELU..... 7

**Chapitre 2 : Pré dimensionnement et descente des charges**

**Figure 2.1** : Vue 3D du plancher .....9

**Figure 2.2** : Plancher à corps creux..... 10

**Figure 2.3** : Dimensions d’une poutrelle. .... 10

**Figure 2.4** : Escaliers..... 11

**Figure 2.5** : Dimensions d’un escalier..... 12

**Figure 2.6** : Détail des constituants du plancher terrasse inaccessible ..... 13

**Figure 2.7** : Détail des constituants du plancher étage courant ..... 14

**Figure 2.8** : coupe de l’acrotère..... 15

**Figure 2.9** : Dimensions de poutre ..... 15

**Figure 2.10** : Poteau central ..... 17

**Figure 2.11** : voile ..... 20

**Chapitre 3 : Calcul des éléments secondaires**

**Figure 3.1** : Schéma statique et diagrammes des efforts ..... 22

**Figure 3.2** : Section à ferrailer ..... 23

**Figure 3.3** : Schéma de ferrailage de l’acrotère ..... 27

**Figure 3.4** : Schéma statique d’un escalier ..... 27

**Figure 3.5** : Schéma d’une section rectangulaire ..... 28

**Figure 3.6** : Chargement à L’ELU..... 34

**Figure 3.7** : Chargement à L’ELS ..... 34

**Figure 3.8** : Schéma d’une section rectangulaire..... 35

**Figure 3.9** : Schéma de ferrailage de la poutre palière ..... 39

**Figure 3.10** : Schéma statique des poutrelles ..... 42

<b>Figure 3.11</b> : Coupe transversale de la poutrelle .....	43
<b>Figure 3.12</b> : Ferrailage de la poutrelle et de la dalle de compression .....	46
<b>Figure 3.13</b> : Schémas de ferrailage de plancher corps creux en 3D .....	46
<b>Figure 3.14</b> : Répartition de la charge localisée sur la dalle .....	47
<b>Figure 3.15</b> : Schémas de ferrailage de la dalle de la salle machine .....	52
<b>Figure 3.16</b> : Ferrailage sene (x-x).....	53
<b>Figure 3.17</b> : Ferrailage sene (y-y).....	53
<b>Figure 3.18</b> : Schémas statique du balcon .....	54
<b>Figure 3.19</b> : Schémas statique du balcon .....	55
<b>Figure 3.20</b> : Schémas de ferrailage de balcon .....	58
<b>Figure 3.21</b> : Schémas de ferrailage de balcon en 3D.....	58

#### **Chapitre 4 : L'étude dynamique et sismique**

<b>Figure 4.1</b> : présentation de logiciel ETABS .....	61
<b>Figure 4.2</b> : Définition de dimensions pour la grille horizontale et nombre et la hauteur des étages.....	61
<b>Figure 4.3</b> : modification des hauteurs d'étages .....	62
<b>Figure 4.4</b> : Modification des grilles.....	62
<b>Figure 4.5</b> : Introduction des propriétés mécaniques du béton.....	63
<b>Figure 4.6</b> : Définitions des sections Frame POTEAUX.....	63
<b>Figure 4.7</b> : Définitions des sections Frame POUTRES.....	64
<b>Figure 4.8</b> : Définition des éléments de type area.....	64
<b>Figure 4.9</b> : La disposition des voiles.....	65
<b>Figure 4.10</b> : Aperçu du bâtiment dans ETABS en 2D et 3D.....	65
<b>Figure 4.11</b> : Encastrement.....	66
<b>Figure 4.12</b> : les charges statiques G et Q.....	66
<b>Figure 4.13</b> : la masse source .....	66
<b>Figure 4.14</b> : Spécification des charges surfaciques .....	67
<b>Figure 4.15</b> : Exemples de chargement des éléments « Frame ». .....	67
<b>Figure 4.16</b> : Spectre de réponse sismique de calcul utilisé selon le R.P.A99/2003 .....	67

---

## LISTE DES FIGURES

---

<b>Figure 4.17</b> :Définition de fonction sismique spectre .....	68
<b>Figure 4.18</b> :La force sismique suivant x. ....	68
<b>Figure 4.19</b> : La force sismique suivant y. ....	68
<b>Figure 4.20</b> : Combinaison d'action .....	69
<b>Figure 4.21</b> : coupe transversale de diaphragme horizontale .....	69
<b>Figure 4.22</b> : Lancer l'analyse de la structure .....	70
<b>Figure 4.23</b> : La répartition de l'effort sismique selon les étages .....	78
<b>Figure 4.24</b> : La répartition de l'effort tranchant selon les étages.....	78
<b>Figure 4.25</b> : Spectre de réponse .....	80

### **Chapitre 5 : Ferrailage des éléments résistants**

<b>Figure 5.1</b> : Sollicitations du poteau .....	87
<b>Figure 5.2</b> : Exemple de Ferrailages des poteaux (coupe verticale).....	95
<b>Figure 5.3</b> : Ferrailages des poteaux.....	95
<b>Figure 5.4</b> : Sollicitations de la poutre .....	96
<b>Figure 5.5</b> : Sollicitations des voiles.. .....	103
<b>Figure 5.6</b> : Différents cas de contraintes.....	104
<b>Figure 5.7</b> : Disposition des armatures verticales dans les voiles. ....	105
<b>Figure 5.8</b> : Les contraintes dans les voiles .....	107
<b>Figure 5.9</b> : Schéma de la bande .....	108
<b>Figure 5.10</b> : Schéma du ferrailage du voile 3du niveau 3.....	125
<b>Figure 5.11</b> : Schéma du ferrailage de l'ensemble poteau voile. ....	125
<b>Figure 5.12</b> : Exemple de Ferrailage de voile (voile du 3ème étage).....	126
<b>Figure 5.13</b> : Ferrailages des poutres. ....	127

### **Chapitre 6 : L'Etude de l'infrastructure**

<b>Figure 6.1</b> : Ferrailage du radier, nappe supérieur. ....	139
<b>Figure 6.2</b> : Ferrailage du radier, nappe inférieur .....	139
<b>Figure 6.3</b> : Diagramme de moment fléchissant à ELS dans le sens longitudinal ..	140
<b>Figure 6.4</b> : Diagramme de moment fléchissant à ELS dans le sens transversal .....	141
<b>Figure 6.5</b> : Ferrailage des nervures .....	143
<b>Figure 6.6</b> : Ferrailage du voile périphérique.....	146

**Chapitre 2 : Pré dimensionnement et descente des charges.**

<b>Tableau 2.1 :</b> Chargement (permanent et d'exploitation) du plancher terrasse .....	13
<b>Tableau 2.2 :</b> Chargement (permanent ou d'exploitation) du plancher étage .....	14
<b>Tableau 2.3 :</b> Chargement (permanent ou d'exploitation) du mur extérieur .....	14
<b>Tableau 2.4 :</b> Chargement (permanent ou d'exploitation) de Palier.....	14
<b>Tableau 2.5 :</b> Chargement (permanent ou d'exploitation) de la Paillasse. ....	15
<b>Tableau 2.6 :</b> La descente de charge pour le poteau le plus sollicité .....	18
<b>Tableau 2.7 :</b> Dimensionnement des poteaux. ....	19
<b>Tableau 2.8 :</b> Vérification vis-à-vis du flambement des poteaux centraux.....	19
<b>Tableau 2.9 :</b> Résultat de vérification aux exigences de l’RPA.....	20

**Chapitre 3 : Calcul des éléments secondaires**

<b>Tableau 3.1 :</b> Sollicitations dans l’acrotère. ....	23
<b>Tableau 3.2 :</b> Géométrie de l’acrotère. ....	23
<b>Tableau 3.3 :</b> Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage.....	24
<b>Tableau 3.4 :</b> Charges et surcharge des volées d’escalier. ....	27
<b>Tableau 3.5 :</b> Les moments dans les travées et les appuis .....	49
<b>Tableau 3.6 :</b> Les moments dans les travées et les appuis .....	52
<b>Tableau 3.7 :</b> Evaluation des charges de Balcons.....	54
<b>Tableau 3.8 :</b> Evaluation des charges de garde de corps.....	55
<b>Tableau 3.9 :</b> Les moments et les efforts tranchant.....	56
<b>Tableau 3.10 :</b> Ferrailage a l'ELU.....	56

**Chapitre 4 : L’étude dynamique et sismique**

<b>Tableau 4.1 :</b> Modes de vibration et taux de participation des masses. ....	71
<b>Tableau 4.2 :</b> L’excentricité prise en compte pour chaque variante. ....	71
<b>Tableau 4.3 :</b> Calcul du poids de la structure (W).....	72
<b>Tableau 4.4 :</b> Les modes de vibration de la structure.....	73
<b>Tableau 4.5 :</b> Coefficients d’accélération de zone A.....	74
<b>Tableau 4.6 :</b> $Q = 1.25$ « pour les deux sens».....	75
<b>Tableau 4.7 :</b> Détermination de « $\beta$ » selon le tableau 4.6 (R.P.A99/2003).....	75

---

## LISTE DES TABLEAUX

---

<b>Tableau 4.8 :</b> Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel.....	76
<b>Tableau 4.9 :</b> Effort sismique et effort tranchant revenant à chaque niveau. ....	77
<b>Tableau 4.10 :</b> Participation modale pour la reprise de l'effort tranchant en introduisant le spectre dans le sens x seulement .....	80
<b>Tableau 4.11:</b> Participation modale pour la reprise de l'effort tranchant en introduisant le spectre dans le sens y seulement .....	81
<b>Tableau 4.12 :</b> Participation modale pour la reprise de l'effort tranchant en introduisant le spectre dans le sens x et y simultanément .....	81
<b>Tableau 4.13 :</b> Effort sismique pour chaque mode.....	82
<b>Tableau 4.14 :</b> Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul .....	84
<b>Tableau 4.15:</b> Vérification de la distribution de l'effort tranchant .....	84
<b>Tableau 4.16:</b> Vérification des déplacements relatifs.....	84
<b>Tableau 4.17 :</b> Vérification de l'effet P - $\Delta$ .....	85
<b>Tableau 4.18 :</b> Vérifications de l'effort normal réduit.....	86

### Chapitre 5 : Ferrailage des éléments résistants

<b>Tableau 5.1 :</b> Situation durable et accidentelle. ....	87
<b>Tableau 5.2 :</b> Les efforts obtenus par ETABS. ....	88
<b>Tableau 5.3 :</b> Ferrailage maximale et minimale. ....	89
<b>Tableau 5.4 :</b> Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux. ....	91
<b>Tableau 5.5:</b> Choix des armatures transversales pour les poteaux. ....	92
<b>Tableau 5.6:</b> Vérification des contraintes pour les poteaux. ....	93
<b>Tableau 5.7 :</b> Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.. ....	94
<b>Tableau 5.8 :</b> Les sollicitations de calculs. ....	96
<b>Tableau 5.9 :</b> Le ferrailage longitudinal .....	98
<b>Tableau 5.10 :</b> Vérification des contraintes .....	99
<b>Tableau 5.11 :</b> Armatures transversales des poutres .....	100
<b>Tableau 5.12 :</b> Moment résistant dans les poteaux .....	101
<b>Tableau 5.13 :</b> Moment résistant dans les poutres .....	101
<b>Tableau 5.14 :</b> Vérification finale .....	102

**Chapitre 6 : L'étude de l'infrastructure**

**Tableau 6.1** : Les surfaces revenant aux semelles.....130

**Tableau 6.2** : Les moments à L'ELU.....137

**Tableau 6.3** : Les moments à L'ELS. ....137

**Tableau 6.4** : Calcul des armatures à L'E LU .....137

**Tableau 6.5** : Calcul des armatures à L'E LS .....137

**Tableau 6.6** : Calcul du Ferrailage de la nervure à L'E L S.....142

**Tableau 6.7** : Choix des armatures de la nervure. ....142

## LISTE DES SYMBOLES

---

La signification des principaux symboles est la suivante :

### En majuscules

A	Coefficient d'accélération de zone,
$A_s$	Aire d'une section d'acier
$A_t$	Section d'armatures transversales
B	Aire d'une section de béton
E	Module d'élasticité longitudinale
$E_b$	Module de déformation longitudinale du béton
$E_i$	Module de déformation instantanée ( $E_{ij}$ à l'âge de j jours)
$E_s$	Module d'élasticité de l'acier
$E_v$	Module de déformation différé ( $E_{vj}$ à l'âge de j jours)
F	Force ou action en général
G	Action permanente, module d'élasticité transversale
Q	Charges d'exploitations
I	Moment d'inertie
K	Coefficient
L	Longueur ou portée
$L_f$	Longueur de flambement
M	Moment en général, moment de flexion le plus souvent
$M_G$	Moment fléchissant développé par les charges permanentes
$M_Q$	Moment fléchissant développé par les charges d'exploitations
$M_u$	Moment de calcul ultime
$M_{ser}$	Moment de calcul de service
$M_t$	Moment en travée
$M_a$	Moment sur appuis
N	Effort normal
T	Effort Tranchant, période
$V_0$	Effort tranchant a la base
E.L.U	Etat limite ultime
E.L.S	Etat limite service

### En minuscules

a	une dimension
b	une dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section)
d	distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême
d'	distance du barycentre des armatures comprimée à la fibre extrême
e	épaisseur
$f_c$	limite d'élasticité de l'acier

---

## LISTE DES SYMBOLES

---

$f_{cj}$	résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours
$f_{tj}$	résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours
$f_{c28}, f_{t28}$	grandeurs précédentes avec j =28 jours
$h$	hauteur totale d'une section de béton armé
$i$	rayon de giration d'une section
$j$	nombre de jours
$k$	coefficient en général
$l$	longueur ou portée (on utilise aussi L)
$n$	coefficient d'équivalence acier-béton
$s$	espacement des armatures en générales
$s_t$	espacement des armatures transversales
<b>Caractères spéciaux</b>	
$\emptyset$	diamètre des armatures, mode propre
$\gamma_s$	coefficient de sécurité dans l'acier
$\gamma_b$	coefficient de sécurité dans le béton
$\varepsilon$	déformation relative
$\varepsilon_{bc}$	raccourcissement relatif du béton comprimé
$\varepsilon_s$	allongement relatif de l'acier tendu
$\varepsilon_s$	raccourcissement relatif de l'acier comprimé
$\eta$	coefficient de fissuration relatif à une armature
$\nu$	coefficient de poisson, coefficient sans dimension
$\rho$	rapport de deux dimensions en particulière l'aire d'acier à l'aire de béton
$\sigma$	contrainte normale en général
$\lambda$	Élancement
$\tau$	contrainte tangentiel (de cisaillement)
$\sigma_{bc}$	contrainte de compression
$\sigma_{ts}$ et $\sigma_{sc}$	contrainte de traction, de compression dans l'acier, également notées $\sigma_s, \sigma_s$
$\varphi$	Angle de frottement
$\sigma_c$	Contrainte de consolidation
$\bar{\sigma}_s$	Contrainte de traction admissible de l'acier
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte de compression admissible du béton
$\beta$	Coefficient de pondération
$\sigma_{sol}$	Contrainte du sol
$\sigma_m$	Contrainte moyenne

# **Introduction Générale**

# Introduction générale

---

Notre projet rentre dans ce cadre et porte sur l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation (Sous-sol +R+7) contreventé par des voiles et des portiques. Le bâtiment est implanté à Boumerdes, qui est classé d'après les règles parasismiques algériennes considérée comme étant une zone de forte sismicité (zone III).

Le travail est subdivisé en six chapitres, à savoir :

Le premier chapitre comporte la présentation de l'ouvrage, la définition des caractéristiques géométriques et mécaniques ainsi que les hypothèses du calcul.

Le deuxième chapitre est consacré au pré-dimensionnement des différents éléments de la structure alors que le troisième chapitre porte sur l'étude des éléments secondaires.

Dans le chapitre quatre on présente l'étude dynamique et sismique, ainsi que le logiciel ETABS utilisé pour la modélisation.

Nous présentons respectivement dans le cinquième chapitre et le sixième chapitre, le ferrailage des éléments structuraux, l'étude des fondations et le voile périphérique.

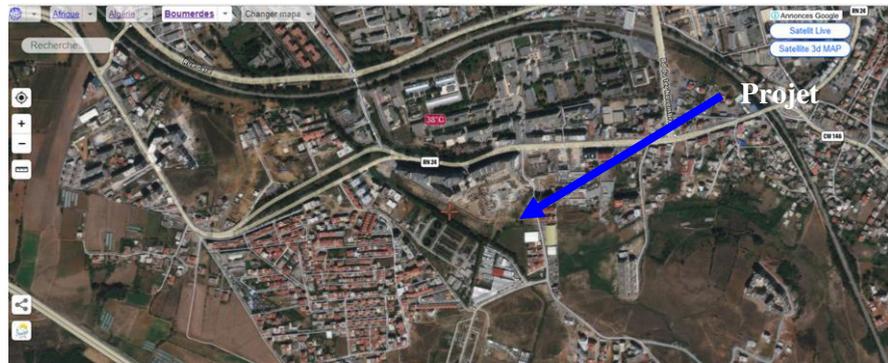
# **Chapitre 1**

## Présentation et caractéristique des ouvrages

## 1.1 Introduction

Le présent projet qui est proposé par l'organisme de contrôle technique CTC-DRC de Boumerdes. Il comporte la conception et l'étude d'un bâtiment (RDC + 7 étages + sous-sol) à usage d'habitation, implanté à Boumerdes (Foes). Cette région est classée comme zone de forte sismicité (zone III) selon le Règlement parasismique algérien (RPA99/version 2003).

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le « **groupe 2** », car il est à usage d'habitation et la hauteur ne dépasse pas 48 m.



**Figure 1.1** : Plan de situation représente l'emplacement de projet.

## 1.2 Intervenants du projet

Les principaux acteurs qui interviennent sur le projet sont :

- Maitre d'ouvrage : EURL EL ITKANE LIESAKENE.
- Le Maitre de l'œuvre : BET/EL KENZ Boumerdes.
- L'Organisme de contrôle technique: CTC–DRC Boumerdes.
- Bureau d'étude géotechnique : EURL-C.E.G.G.M ROUIBA.
- Entreprise de réalisation : EURL EL ITKANE LIESAKENE.

## 1.3 Caractéristiques géométriques du bâtiment

### 1.3.1 En plan

- Longueur totale: 24.45 m.
- Largeur totale: 15.85 m.

### 1.3.2 En élévation

- Hauteur du RDC : 2.86 m.
- Hauteur d'étage : 2.86 m.
- Hauteur du sous-sol : 3.37 m.
- Hauteur totale : 22.88 m de super structure.
- Hauteur totale : 3.37 m d'infrastructure.



**Figure 1.2** : vu le bâtiment en 3D.

### 1.3.3 Données du site

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/Version 2003 comme zone sismique (zone III).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme meuble: catégorie S3.
- Contrainte admissible du sol  $\bar{\sigma} = 2.5$  bars (donnée par le rapport du sol).

## 1.4 Eléments de l'ouvrage

### 1.4.1 Contreventement

Le système de contreventement est constitué de voile en béton armé associés à des portiques.

Le rôle porteur vis à vis des charges verticales est assuré par les poteaux et les poutres, tandis que les voiles assurent la résistance aux forces horizontales et verticales.

### 1.4.2 Les planchers

Les planchers remplissent deux fonctions principales :

- Fonction de résistance mécanique: les planchers supportent leur poids propre et les surcharges d'exploitation.
- Fonction d'isolation : ils assurent l'isolation thermique et acoustique des différents Étages.
- **planchers à corps creux**

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

- **Dalle pleine en béton armé**

Des dalles pleines en béton armé sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux, ainsi que les balcons.

### 1.4.3 Maçonnerie

La maçonnerie sera exécutée en brique creuse :

#### -Murs extérieurs à double cloison

- Brique creuse de 15 cm.
- L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Brique creuse de 10 cm.

#### -Murs intérieurs

- Ils sont constitués de brique creuse de 10 cm.

### 1.4.4 Les revêtements

Les revêtements seront comme suit :

- Mortier de ciment pour les murs de façades.
- Plâtre pour les cloisons intérieures
- Céramique pour les cuisines et les salles d'eau.

- Plâtre pour les plafonds.
- Carrelage pour les planchers.

#### **1.4.5 Les escaliers**

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marche et contre- marche) qui passe à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

#### **1.4.6 Les voiles**

Ce sont des éléments rigides en béton armé, coulé sur place, ils assurent d'une part le transfert des charges verticales et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales.

#### **1.4.7 Les balcons**

Les balcons sont réalisés en dalle pleines.

#### **1.4.8 L'acrotère**

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur. L'acrotère a pour but d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade.

#### **1.4.9 Infrastructure**

L'infrastructure sera réalisée en béton armé en assurant la :

- Transmission des charges verticales au sol d'assise de la structure.
- Limitation des tassements différentiels.
- Encastrement de la structure dans le sol.

#### **1.4.10 Système de coffrage**

On utilise des coffrages métalliques et classiques (en bois) pour les poteaux, poutres et les voiles.

### **1.5 Réglementation utilisée**

- RPA (règle parasismiques algériennes 99 version 2003).
- CBA 93 (règles de conception et de calcul des structures en béton armé).
- BAEL 91 (règles technique de conception et de calcul de l'ouvrage et des constructions en BA suivant la méthode des états limites).
- DTR B.C.2.2 (charges permanentes et charges d'exploitation).

## **1.6 Caractéristiques mécaniques des matériaux**

### **1.6.1 Introduction**

Les matériaux de structure jouent un rôle important dans la résistance.

Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tels que; le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalent généralement sur le critère de résistance mécanique. Ce dernier est en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

## 1.6.2 Béton

Le béton présente une résistance à la compression assez élevée, de l'ordre de 25 à 40MPa, mais sa résistance à la traction est faible, de l'ordre de 1/10 de sa résistance en compression.

### -Composition du béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions, de ciment, de granulats (graviers, sable), d'eau et éventuellement des adjuvants.

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :

1. une résistance mécanique élevée.
2. un retrait minimum.
3. une bonne tenue dans le temps.

### -Résistance du béton

#### -Résistance du béton à la compression

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à «J» jours, généralement à 28 jours d'âge, Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques ou cubiques.

$$j = 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

Pour notre étude  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

#### - Résistance du béton à la traction

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

1. Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
2. Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).
3. Traction – 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 à la traction est notée par «  $f_{ij}$  », elle est définie par la relation :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}, \text{ on trouve } f_{ij} = 2.10 \text{ MPa}$$

#### -Module de déformation longitudinale

Ce module est connu sous le nom de module de "Young ou module de déformation longitudinale", il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

#### -Module d'élasticité instantanée « $E_{ij}$ »

Il est mesuré à partir de la courbe  $(\sigma - \xi)$  d'un test de courte durée, il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel

$$E_{ij} = 11000 \left( f_{cj} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (f_{cj} \text{ et } E_{ij} \text{ en MPa})$$

#### -Module d'élasticité différée « $E_{vj}$ »

Il est mesuré à partir de la courbe  $(\sigma - \zeta)$  d'un test de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{\frac{1}{3}}$$

Pour notre cas:  $f_{cj} = f_{c28} = 25MPa \rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 32164.20MPa \\ E_{vj} = 10818.90MPa \end{cases}$

**-Coefficient de poisson**

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\frac{\Delta l}{l}}{\frac{\Delta L}{L}} \text{ avec } = \begin{cases} \frac{\Delta l}{l} : \text{Allongement relative de la section transversale.} \\ \frac{\Delta L}{L} : \text{Allongement relative de la section longitudinale.} \end{cases}$$

Dans le calcul, le coefficient de poisson est pris égal à :

$\nu = 0$  à l'ELU (béton fissuré)

$\nu = 0.2$  à l'ELS (béton non fissuré)

**-Poids volumique**

Nous adoptons la valeur  $\rho = 25kN/m^3$

**-Les contraintes limites de calcul**

**-Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U)**

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \text{ avec } \gamma_b : \text{Coefficient de sécurité}$$

	$\gamma_b$	$f_{bu} (MPa)$
situations durables ou transitoires	1.50	14.17
situations accidentelles	1.15	18.48

La valeur de  $\theta$  est donnée par le tableau suivant

Durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée	$\theta$
> 24 h	1
Entre 1 h et 24 h	0.90
< 1 h	0.85

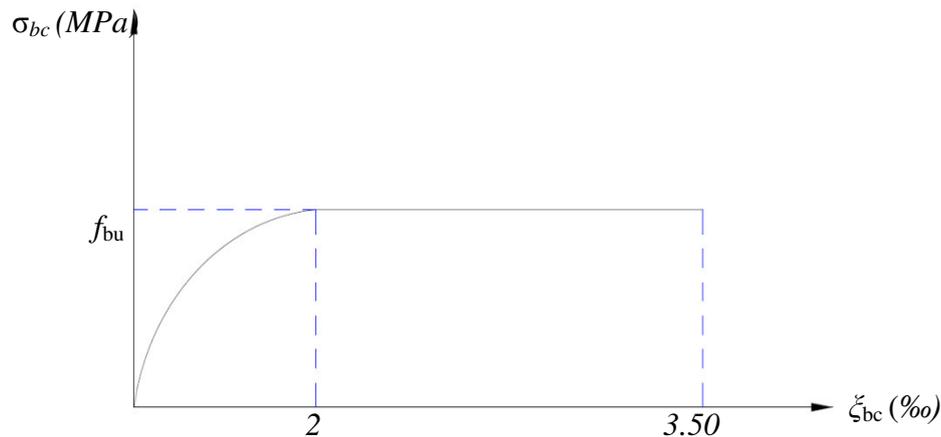


Figure 1.3 : Diagramme contraintes-déformations à l'ELU.

### Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S)

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue, on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton.
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par :  $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  on trouve  $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

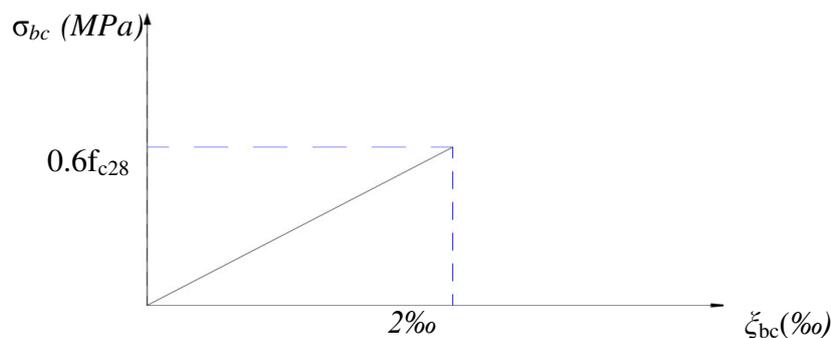


Figure 1.4 : Diagramme contraintes-déformations à l'ELS.

### 1.6.3 Aciers

Afin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces de béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

- Ronds lisses ( $\emptyset$ ) FeE24
- Barres à haute adhérences (HA) FeE40.
- Treillis soudés (TS) TLE52  $\emptyset = 6 \text{ mm}$  pour les dalles.

**-Les limites élastiques**

- Barres à haute adhérence (HA)  $f_e = 400MPa$ .
- Treillis soudés (TS)  $f_e = 520MPa$ .

**-Module d'élasticité des aciers**

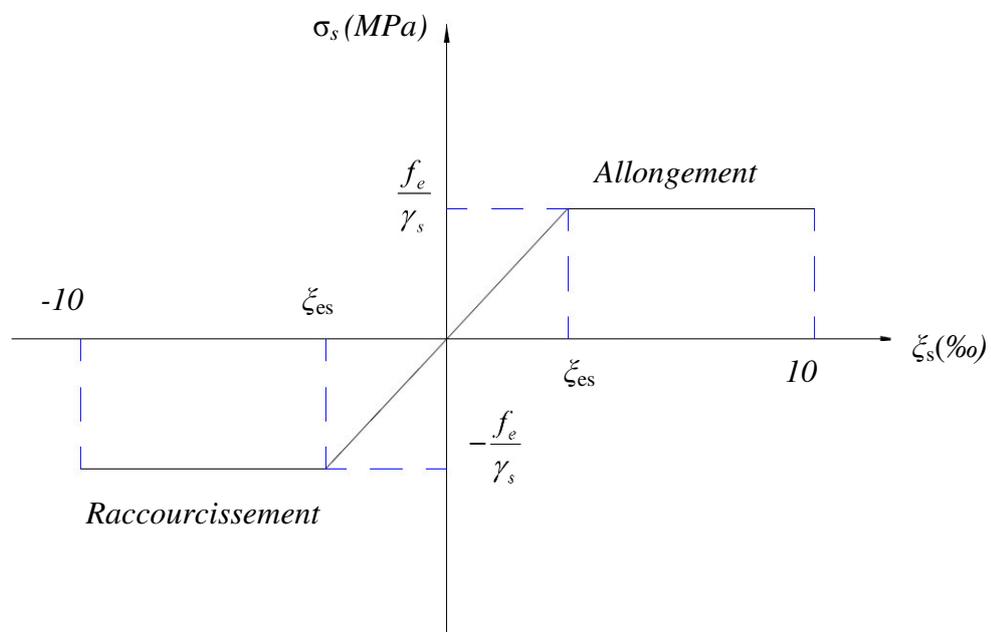
Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2 \times 10^5 MPa$$

**-Les contraintes limites de calcul**

**1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U)**

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant



**Figure 1.5 :** Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU.

$f_e$  : Contrainte limite élastique.

$\xi_{es}$  : Déformation (allongement) relative de l'acier  $\rightarrow \zeta_s = \frac{\Delta L}{L} \rightarrow \xi_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier,  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier,  $\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{Cas des situations durable ou transitoires} \\ 1.00 & \text{Cas des situations accidentelles} \end{cases}$

Pour les aciers  $FeE400$ ,  $\xi_{es} = 1.74\text{‰}$

$$\xi_u = 2 \text{‰}$$

### Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S)

C'est l'état où on fait les vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable:  $\sigma_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right) = \xi \text{ (MPa)} = 201.6 \text{ (MPa)}$
- Fissuration très préjudiciable

Avec :

$\eta$  : Coefficient de fissuration,  $\eta = \begin{cases} 1.00 & \text{pour les aciers ronds lisse} \\ 1.60 & \text{pour les aciers à haute adhérence} \end{cases}$

### Le coefficient « n »

Le coefficient d'équivalence noté « n » avec

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \begin{cases} n : \text{Coefficient d'homogénéité de la section en BA} \\ E_s : \text{Module de déformation de l'acier} \\ E_b : \text{Module de déformation du béton} \end{cases}$$

## 1.7 Hypothèses de calcul en béton armé

### 1.7.1 Calcul aux états limites de services

- Les sections planes, normales à la fibre moyenne avant déformation, restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier, Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
- Le rapport « n » du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui du béton, a pour valeur :  $n = E_s / E_b = 15$ .

### 1.7.2 Calcul aux états limite ultimes de résistance

- Les sections planes, normales à la fibre moyenne avant déformation, restent planes après déformation.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le raccourcissement relatif de l'acier est limité à 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à 3.5 ‰ ... en flexion et 2 ‰ ... en compression centrée.

# **Chapitre 2**

## Pré dimensionnement et descente des charges

## 2.1 Introduction

Avant de procéder à la descente de charges permettant le dimensionnement des fondations (Infrastructure) qui sont les premiers éléments construits, il convient de dimensionner les étages (Superstructure) dans l'ordre décroissant en partant du sommet du bâtiment :

- Les planchers.
- les escaliers.
- les poutres.
- Les poteaux.
- Les voiles.

Le pré-dimensionnement des éléments se base sur le principe de la descente des charges et les surcharges verticales qui agissant directement sur la stabilité et résistance de l'ouvrage et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur (**BEAL 91 modifié 99**) et vérifier selon le règlement (**RPA 99 version 2003**).

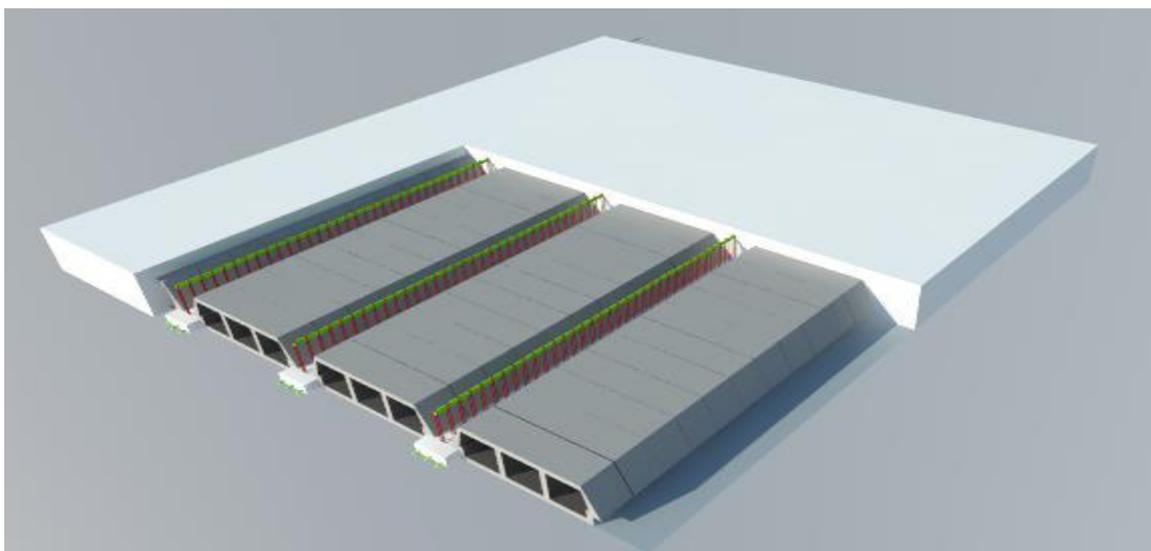
## 2.2 Les Planchers

Les planches sont définies comme étant des éléments horizontaux assurant la transmission des charges vers les éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles) et aussi une isolation thermique, phonique, acoustique, coupe-feu et étanchéité.

### 2.2.1 Planchers en corps creux

On a choisi des planchers en corps creux pour le sous-sol, RDC et étages courant, il est constitué de:

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher.
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.



**Figure 2.1** : Vue 3D du plancher.

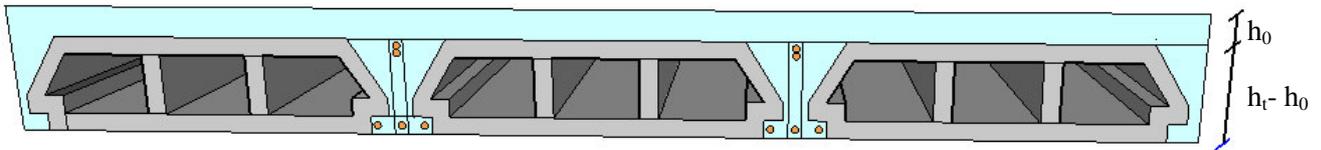
### • Hauteur du plancher

L'épaisseur du plancher est déterminée par l'épaisseur des poutrelles. Pour le pré dimensionnement on va utiliser les formules empiriques qui ont pour but de limiter la flèche. La hauteur des poutrelles est donnée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \quad L = \min (L_x^{\max}, L_y^{\max} )$$

$$L = 3.25\text{m}$$

$$e \geq 325/22.5 = 14.44 \text{ cm.}$$



**Figure 2.2 :** Plancher à corps creux.

$h_t$  : L'épaisseur totale du plancher.

$h_0$ : L'épaisseur de la dalle de compression.

$L$  : La plus grande portée entre nus d'appuis de la poutrelle

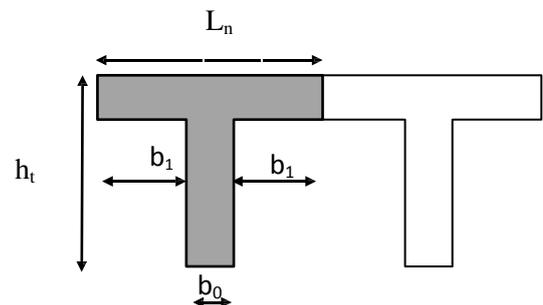
Donc, on adopte un plancher à corps creux d'une épaisseur de :  $h_t = 20\text{cm} \Rightarrow (16 + 4)\text{cm}$

$$h_t = 20\text{cm}$$

### • Les Poutrelles

Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher, les poutrelles se calculent comme des sections en T. La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis)



**Figure 2.3 :** Dimensions d'une poutrelle.

### 2.2.2 L'Escalier

L'escalier est un ouvrage constitué d'une série de marches horizontales et d'un palier permettant de passer à pied d'un niveau à un autre, il présente une issue de secours en cas d'urgence.

Pour tous les étages. Il se compose :

- **La marche** : est la partie horizontale, là où l'on marche.
- **La contremarche** : est la partie verticale, contre la marche.
- **L'embranchement** : est la longueur utile de chaque marche.
- **Le giron** : est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée qui est tracée à 0.5m de la ligne de jour.
- **La paillasse** : supporte les marches.
- **Volée** : c'est un ensemble de marches d'un palier à un autre.

Les escaliers ont pour but d'assurer la circulation verticale entre les niveaux du bâtiment, pour assurer le confort des usagers il faut que la condition de **BLONDEL** soit vérifiée :

$$57 \text{ cm} \leq (g + 2h) \leq 64 \text{ cm}$$

- $h$  : est la hauteur de la contre marche       $16 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$ .
- $g$  : le giron qui est la longueur de la marche       $g \geq 25 \text{ cm}$ .

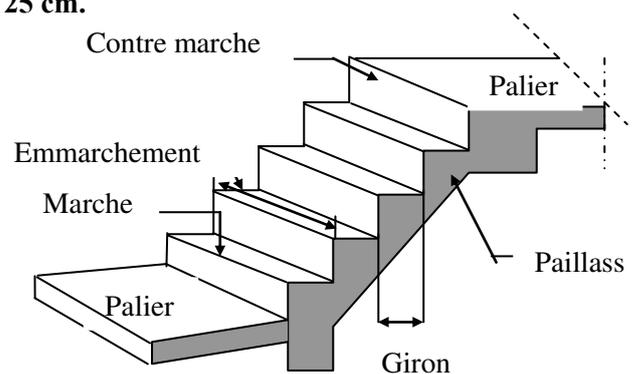


Figure 2.4 : Escaliers

Pour que l'escalier puisse être monté facilement, on doit avoir entre ces deux dimensions la relation suivante :

$$2h + g = \text{environ } 64\text{cm (h et g en centimètres)}$$

- $h = H / n$  avec :  $(n)$  est le nombre des contre marches et  $H = 153 \text{ cm}$ .
- $g = L / (n-1)$  avec :  $(n-1)$  est le nombre des marches et  $L = 240 \text{ cm}$ .

On obtient la valeur de  $(n)$  par la résolution de l'équation suivante :

$$64n^2 - n(64 + 2H + L) + 2H = 0.$$

$$64n^2 - n(64 + 2 \times 153 + 240) + 2 \times 153 = 0$$

$$64n^2 - 610n + 306 = 0. \Rightarrow n = 9 \text{ contre marches.}$$

$$n - 1 = 8 \text{ marches}$$

$$h = H / n = 153 / 9 = 17 \text{ cm.}$$

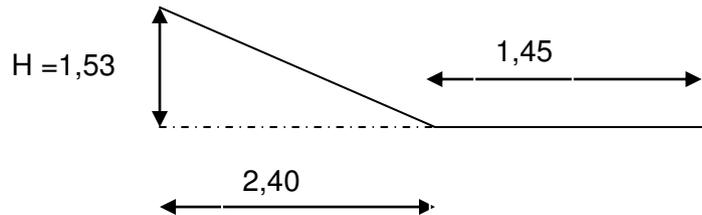
$$g = L / n - 1 = 240 / 8 = 30 \text{ cm.}$$

Donc : La hauteur de la contre marche est de 17cm.

La largeur de la marche est de 30cm

Il faut que la hauteur (h) et la largeur (g) vérifient la condition suivante :  $57 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 64 \text{ cm.}$

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



**Figure 2.5 :** Dimensions d'un escalier

- **Epaisseur du palier et de la paillasse :**

Il faut vérifier la condition suivante :  $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$

Avec L : longueur de la paillasse.

$$\text{On a } \operatorname{tg} \alpha = \frac{153}{240} = 0.6375 \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

$$\operatorname{Cos} \alpha = \frac{240}{L} \Rightarrow L = 284.63 \text{ cm.}$$

D'où:  $9,49 \text{ cm} \leq e \leq 14,23 \text{ cm}$

Donc on prend  $e = 12 \text{ cm}$  (pour la paillasse et le palier)

## 2.3 Descente des charges :

### 2.3.1 Les Planchers

#### a. Plancher terrasse inaccessible

La terrasse est inaccessible et réalisée en corps creux sur montée de plusieurs couches de protection avec une pente pour faciliter l'évacuation des eaux pluviales.

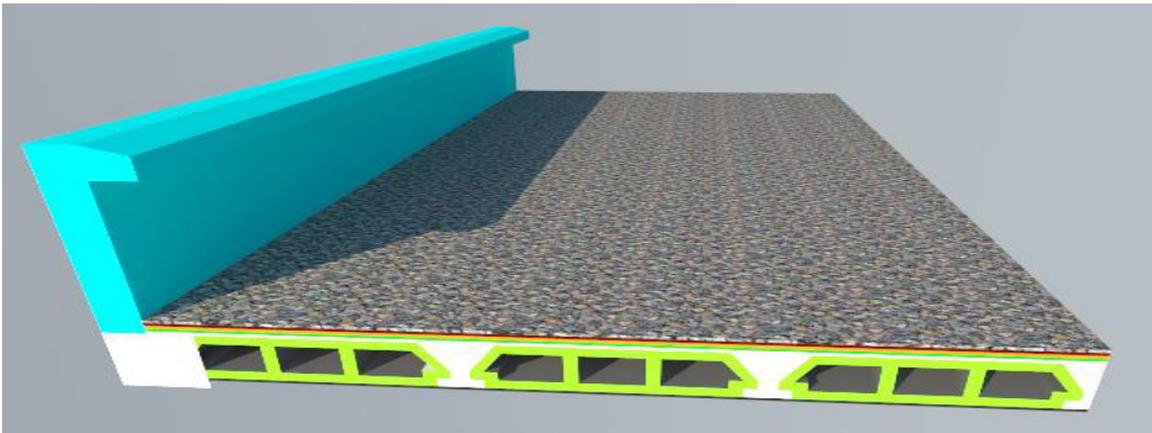


Figure 2.6 : Détail des constituants du plancher terrasse inaccessible.

Plancher terrasse inaccessible			
CHARGEMENT	1-	Gravions roule de protection (5 cm).	1.00kN/m <sup>2</sup>
	2-	Étanchéité multicouche.	0.24kN/m <sup>2</sup>
	3-	Papier kraft (2 feuille)	0,50 kN/m <sup>2</sup>
	4-	Forme de pente (8 cm).	0.96kN/m <sup>2</sup>
	5-	Pare vapeur (feuille polyane) (ép. 1 cm)	0.01 kN/m <sup>2</sup>
	6-	Isolation thermique en liège (4 cm).	0.03 kN/m <sup>2</sup>
	7-	Plancher à corps creux (16 + 4) cm.	2.80 kN/m <sup>2</sup>
	8-	Enduit sous plafond en ciment (2 cm).	0.20 kN/m <sup>2</sup>
Charge permanente totale <b>G</b> = 5.87kN/m <sup>2</sup>			
Charge d'exploitation <b>Q</b> = 1kN/m <sup>2</sup>			

Tableau 2.1 : Chargement (permanent et d'exploitation) du plancher terrasse.

**b. Plancher étage courant**

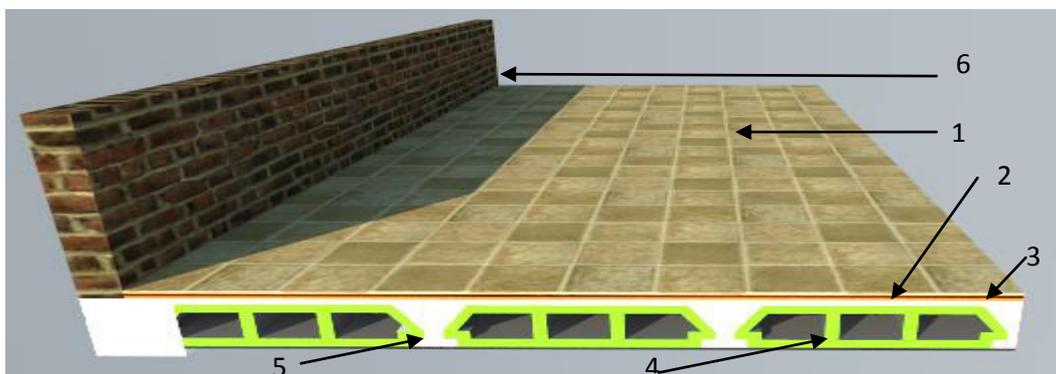


Figure 2.7 : Détail des constituants du plancher étage courant.

Plancher étage courant (habitation)			
CHARGEMENT	1-	Carrelage (2 cm).	0.40 kN/m <sup>2</sup>
	2-	Mortier de pose (2 cm).	0.40 kN/m <sup>2</sup>
	3-	Lit de sable (3 cm).	0.54 kN/m <sup>2</sup>
	4-	Plancher à corps creux (16 + 4) cm.	2.80kN/m <sup>2</sup>
	5-	Enduit en plâtre (2 cm).	0.20 kN/m <sup>2</sup>
	6-	Cloison de séparation	0.90 kN/m <sup>2</sup>
Charge permanente totale <b>G</b> = 5.24kN/m <sup>2</sup>			
Charge d'exploitation <b>Q</b> = 1.5kN/m <sup>2</sup>			

Tableau 2.2 : Chargement (permanent ou d'exploitation) du plancher étage.

2.3.2 Mur extérieur

Mur extérieur de 30cm (double paroi)			
CHARGEMENT	1-	cloisons extérieures (15cm)	1.35 kN/m <sup>2</sup>
	2-	vide d'aire (5cm)	0.00 kN/m <sup>2</sup>
	3-	cloisons intérieures	0.90 kN/m <sup>2</sup>
	4-	enduit extérieur en ciment	0.40 kN/m <sup>2</sup>
	5-	enduit intérieur en plâtre	0.20 kN/m <sup>2</sup>
		<b>La charge totale</b>	<b>2.85 kN/m<sup>2</sup></b>

Tableau 2.3 : Chargement (permanent ou d'exploitation) de la mure extérieure.

2.3.3 L'escalier

Palier			
CHARGEMENT	1-	Poids propre du palier	25 x 0, 12 x 1 = 3 kN / m
	2-	Poids du mortier	22 x 0, 03 x 1 = 0, 66 kN / m
	3-	Couche de sable	18 x 0,02 = 0,36 kN/m <sup>2</sup>
	4-	Enduit en ciment (2cm)	22 x 0, 02 = 0, 44 kN/m <sup>2</sup>
	5-	Carrelage	22 x 0, 02 = 0, 44 kN/m <sup>2</sup>
		Charge permanente totale <b>G</b> = 4.90kN/m <sup>2</sup>	
		Charge d'exploitation <b>Q</b> = 2.5kN/m <sup>2</sup>	

Tableau 2.4 : Chargement (permanent ou d'exploitation) de Palier.

Paillasse			
CHARGEMENT	1-	Poids de la paillasse (25x 0.12/ cos α )	3, 56 kN/m <sup>2</sup>
	2-	Poids de la marche (22x 0.17/2)	1.87 kN/m <sup>2</sup>
	3-	Poids du mortier	0, 66 kN/m <sup>2</sup> .
	4-	Couche de sable	0.36kN/m <sup>2</sup>
	5-	Enduit en plâtre	0.44 kN/m <sup>2</sup>
		Charge permanente totale <b>G</b> = 7.33kN/m <sup>2</sup>	
		Charge d'exploitation <b>Q</b> = 2.5kN/m <sup>2</sup>	

Tableau 2.5 : Chargement (permanent ou d'exploitation) de Paillasse.

**2.3.4 Acrotère**

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse, cet élément est réalisé en béton armé.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher et soumise à son poids propre et une force horizontale, dont les dimensions sont représentées sur la figure suivante.

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + (0.1 \times 0.03) / 2$$

$$S = 0.0685 \text{ m}^2$$

• **Charge Permanente :**

▪ **Poids propre :**  $G = \gamma_b \times S \times 1$

$$G = 25 \times 0.0685 \times 1$$

$$G = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

▪ **Enduit de ciment :**  $G = \gamma_c \times e$

$$G = 20 \times 0.02 = 0.4 \text{ KN/ml}$$

$$G_t = 1.7125 + 0.4 = 2.1125 \text{ KN/ml}$$

• **La Surcharge d'exploitation :**  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

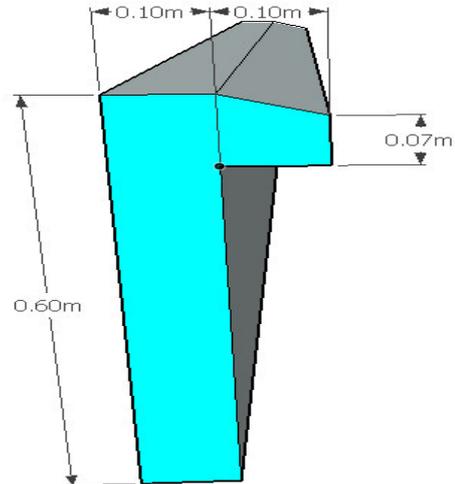


Figure 2.8 : coupe de l'acrotère.

**2.4 Pré dimensionnement des poutres**

En construction, les poutres doivent avoir des sections régulières soit rectangulaires ou carrées, Ces sections sont obtenues en satisfaisant les conditions suivantes.

- Critère de rigidité.
- Condition du R.P.A 99.

**2.4.1 Pré dimensionnement des poutres principales [P.P]**

a. **Critère de rigidité :**

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h < b \leq 0.8h \end{cases}$$

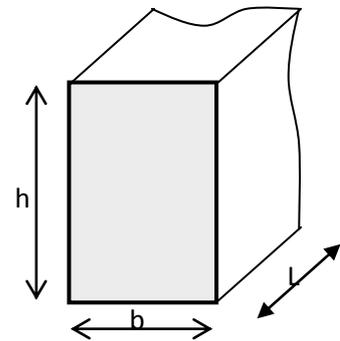


Figure 2.9 : Dimensions de poutre.

**Avec :**

h : hauteur de la poutre.

B : largeur de la poutre.

L : la longueur de la poutre.

**Pour**  $L=410\text{cm} \Rightarrow \begin{cases} 27 \leq h \leq 41 \\ 12 < b \leq 32 \end{cases} \Rightarrow \begin{matrix} h=40\text{cm} \\ b=35\text{cm} \end{matrix}$

**b. Condition du R.P.A 99 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ (h/b) \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} h=40 > 30\text{cm} \\ b=35 > 20\text{cm} \\ (40/35)=1.14 < 4 \end{array} \right. \quad \dots \text{Vérfiée}$$

Donc la section adoptée pour les poutres principales est

(35×40)

**2.4.2 Pré dimensionnement des Poutres secondaires [P.S]**

**a. Critère de rigidité :**

Pour  $L=325\text{cm} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 21.7 \leq h \leq 32.5 \\ 12 < b \leq 32 \end{array} \right. \Rightarrow \begin{array}{l} h=40\text{cm} \\ b=30\text{cm} \end{array}$

**b. Condition du R.P.A 99 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ (h/b) \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} h=40 > 30\text{cm} \\ b=30 > 20\text{cm} \\ (40/30)=1.33 < 4 \end{array} \right. \quad \dots \text{Vérfiée}$$

Donc la section adoptée pour les poutres secondaires est

(30×40)

**2.5 Pré dimensionnement des Poteaux**

**a. Principe**

Les poteaux sont près dimensionnés en compression simple sous l'effet de l'effort normale ultime choisissant le poteau le plus sollicités de la structure.

**b. Étapes de pré dimensionnement (calcul)**

- Choisir le poteau le plus sollicite
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple.
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposée par le "RPA99 version 2003"

**c. Loi de dégression**

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage.

$Q$  : Charge d'exploitation.

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ Donnée par "BAEL 91 modifié 99"}$$

Avec :

$n$  : nombre d'étage.

$Q_0$  : la structure d'exploitation sur la terrasse.

$Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

❖ **Selon le BAEL 91 :**

Le pré dimensionnement des poteaux s'effectue à l'ELU sous charges verticales engendrant une compression centrée :

$$N_u \leq \alpha \left[ B_r \times \frac{f_{c28}}{0.9\delta_b} + \frac{A f_e}{\delta_s} \right]$$

**Avec :**

**Br** : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$Br = (b - 0.02) \times (a - 0.02)$  pour une section rectangulaire.

$Br = (a - 0.02)^2$  pour une section carrée.

$\delta_b = 1.5$

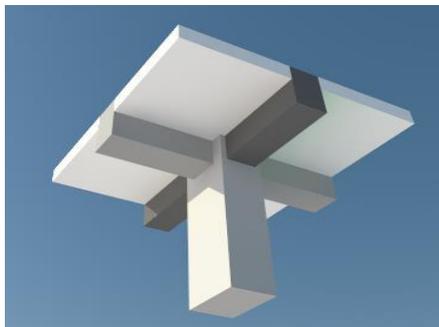
$\delta_s = 1.15$

**A** : coefficient qui est fonction de l'élanement géométrique  $\lambda$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Pour } \lambda < 50.$$

$$\alpha = 0.6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70.$$

Puisque la structure est implantée dans une zone de forte sismicité (zone III); Le % min=0.9% de la section du béton (Selon le **l'article 7.4.2.1 du RPA 2003**).



**Figure 2.10 :** Poteau central.

$$\Rightarrow \frac{A}{B_r} = 0.9 \% \quad \text{et donc} \quad \Rightarrow A = 0.009B_r$$

En remplaçant dans la formule on obtient :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0.9\delta_b} + \frac{0.009f_e}{\delta_s} \right]}$$

Avec :  $\beta = 1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2$

Pour éviter le flambement on prend :

$$\lambda = 35 \Rightarrow \beta = 1 + 0.2 \left( \frac{35}{35} \right)^2 = 1.2 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{\beta} = 0.708$$

$$B_r \geq 0.64N_u$$

Avec  $N_u = 1.1 \times 1.35NG + 1.5NQ$

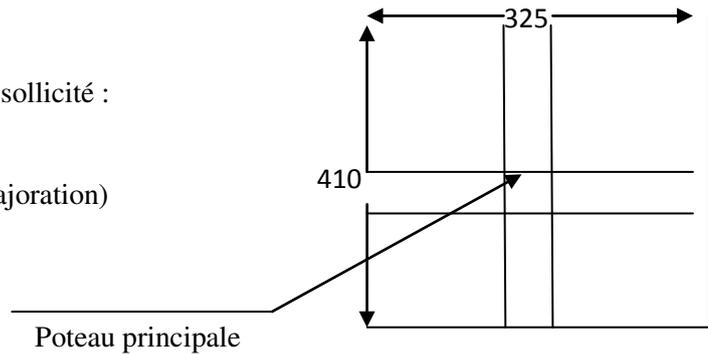
1.1 : 10% en plus pour prendre en compte le poids propre du poteau

**Poteau central :**

Soit S la surface reprise par le poteau le plus sollicité :

$$S_{pl} = 3.25 \times 4.10 = 13.325 \text{ m}^2$$

$$S_{maj} = 1.1 \times 13.325 = 14.656 \text{ m}^2 \text{ (1.1 coef de majoration)}$$



**Tableau 2.6 :** La descente de charge pour le poteau le plus sollicité.

Niv	G(KN)					Q (KN)			
	Plancher		poutre		G cumulé (KN)	Q (KN/m²)	S (m²)	Qcumu (KN)	Nu (KN)
	G (KN/m²)	S (m²)	Pp (KN)	Ps (KN)					
terrasse	5.87	14.66	12.3	9.75	108.08	1	14.66	14.66	184.69
7	5.24	14.66	12.3	9.75	223.14	1.5	14.66	41.38	399.64
6	5.24	14.66	12.3	9.75	338.2	1.5	14.66	68.1	614.59
5	5.24	14.66	12.3	9.75	453.26	1.5	14.66	94.82	829.54
4	5.24	14.66	12.3	9.75	586.32	1.5	14.66	121.54	1044.5
3	5.24	14.66	12.3	9.75	683.38	1.5	14.66	148.26	1259.45
2	5.24	14.66	12.3	9.75	798.44	1.5	14.66	174.98	1474.4
1	5.24	14.66	12.3	9.75	913.5	1.5	14.66	201.7	1689.35
RDC	5.24	14.66	12.3	9.75	1028.56	2.5	14.66	228.42	1904.3
SS	5.24	14.66	12.3	9.75	1143.62	5	14.66	255.14	2119.26

Tableau 2.7 : Dimensionnement des poteaux

	Nu (KN)	Br (cm <sup>2</sup> )	a (cm)	a x b (cm <sup>2</sup> )
Terrasse	184.69	118.28	10.87	40 40
7	399.64	225.93	16	40 40
6	614.59	393.6	19.83	40 40
5	829.54	531.25	23.05	40 40
4	1044.5	668.9	25.86	40 40
3	1259.45	806.56	28.4	40 40
2	1474.4	944.22	30.72	40 40
1	1689.35	1081.88	32.89	40 40
RDC	1904.3	1219.53	34.92	40 40
SS	2119.26	1357.72	36.84	40 40

## 2.5.2. Vérification du flambement :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35 \text{ avec } l_f = 0.7l_0 \quad i = \sqrt{\frac{I}{S}}$$

$\lambda$  :Élancement.

$l_f$  : Longueur de flambement.

$i_{\min}$  : Rayon de giration.

$I$  : Moment d'inertie.

$S$  : Section du poteau.

	Type de poteau	S (m <sup>2</sup> )	$l_0$ (cm)	$l_f$ (cm)	$I$	$i$	$\lambda$	$\lambda < 35$
Terrasse	40 40	0.16	3.57	2.50	0.00213	0.115	21.74	Vérifiée
7	40 40	0.16	3.57	2.50	0.00213	0.115	21.74	Vérifiée
6	40 40	0.16	3.57	2.50	0.00213	0.115	21.74	Vérifiée
5	40 40	0.16	3.57	2.50	0.00213	0.115	21.74	Vérifiée
4	40 40	0.16	3.57	2.50	0.00213	0.115	21.74	Vérifiée
3	40 40	0.16	3.57	2.50	0.00213	0.115	21.74	Vérifiée
2	40 40	0.16	3.57	2.50	0.00213	0.115	21.74	Vérifiée
1	40 40	0.16	3.57	2.50	0.00213	0.115	21.74	Vérifiée
RDC	40 40	0.16	3.57	2.50	0.00213	0.115	21.74	Vérifiée
SS	40 40	0.16	3.57	2.50	0.00213	0.115	21.74	Vérifiée

Tableau 2.8 : vérification vis-à-vis du flambement des poteaux centraux.

**2.5.3. Vérification des conditions de “RPA99 version 2003”**

Le minimum requis par “RPA99 version 2003”

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a;b) \geq 30\text{cm} \\ \text{Min}(a;b) > \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{array} \right.$$

Avec (a ; b) : dimensions de la section et  $h_e$  : hauteur d'étage.

Poteau	sous-sol, RDC, et 1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> 4 <sup>ème</sup> étage	5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> Et 7 <sup>ème</sup> étage
Min (b×h)≥30cm	40×40	40×40	40×40
min (b, h) ≥ $h_e / 20$	17.85	17.85	17.85
$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$	1	1	1
<b>Vérifiée</b>			

**Tableau 2.9** : résultat de vérification aux exigences de l’RPA.

**2.6 Pré dimensionnement des voiles**

Les voiles sont des murs en béton armé ayant deux rôles :

**Le contreventement** : qui est l’action de transmettre les charges horizontales aux fondations et de limiter les flèches horizontales du bâtiment.

**La résistance aux charges et surcharges verticales** : suivant le critère de l’isolation acoustique et la protection contre l’incendie.

D’après l’article **7.7.1 du RPA2003** :

On considère comme voile les éléments

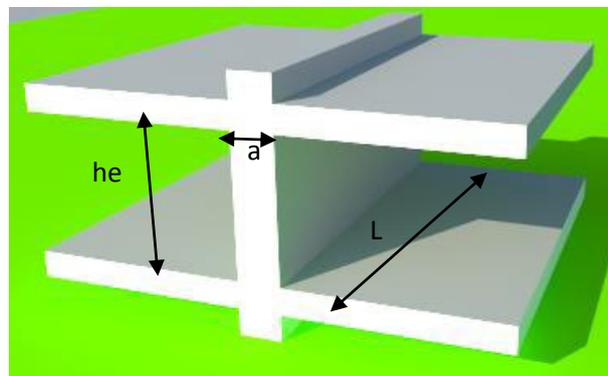
Satisfaisants à la condition : **L ≥ 4a.**

**Avec :**

**L** : longueur du voile.

**a** : épaisseur du voile.

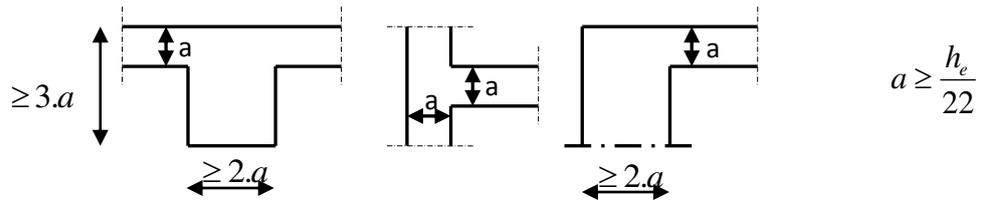
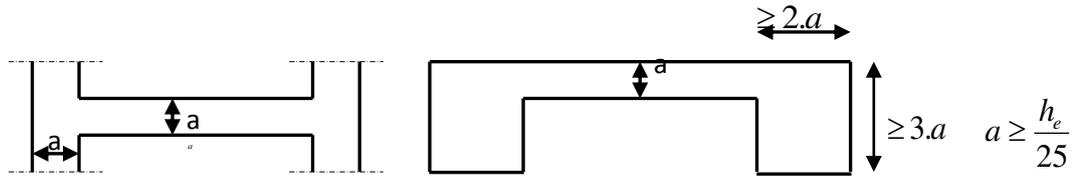
**h<sub>e</sub>** : hauteur de l’étage.



**Figure 2.11** : voile.

✓ L'épaisseur minimale d'un voile est de : 15cm.

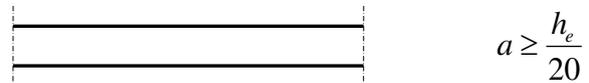
- ✓ De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué ci-dessous :



Dans notre cas:

$$a \geq \max (h_e/25, h_e/22, h_e/20).$$

$$h_e = 3.22\text{m}$$



CAS 1:  $a \geq h_e / 25 = 322 / 25 = 12,88 \text{ cm}.$

CAS 2:  $a \geq h_e / 22 = 322 / 22 = 14,64 \text{ cm}.$

CAS 3:  $a \geq h_e / 20 = 322 / 20 = 16,10 \text{ cm}.$

**Conclusion:**  $a \geq \max (16.10\text{cm}, 15\text{cm})$

Pour tous les voiles et suivant toute la hauteur de la structure

On prend :

<b>a=20cm</b>
---------------

# **Chapitre 3**

## Ferraillage des éléments secondaire

### 3.1 Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante.

### 3.2 Calcul de l'acrotère

L'acrotère est un élément encastré dans le plancher, il a pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher ; trois forces se conjuguent pour exercer leurs pressions respectives sur celui-ci : son poids propre ( $G$ ), une force latérale due à l'effet sismique et une surcharge horizontale ( $Q$ ) due à la main courante.

#### 3.2.1 Hypothèses de calcul

Le ferrailage sera déterminé en flexion composée.

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

Le calcul se fera pour une bande de 1m.

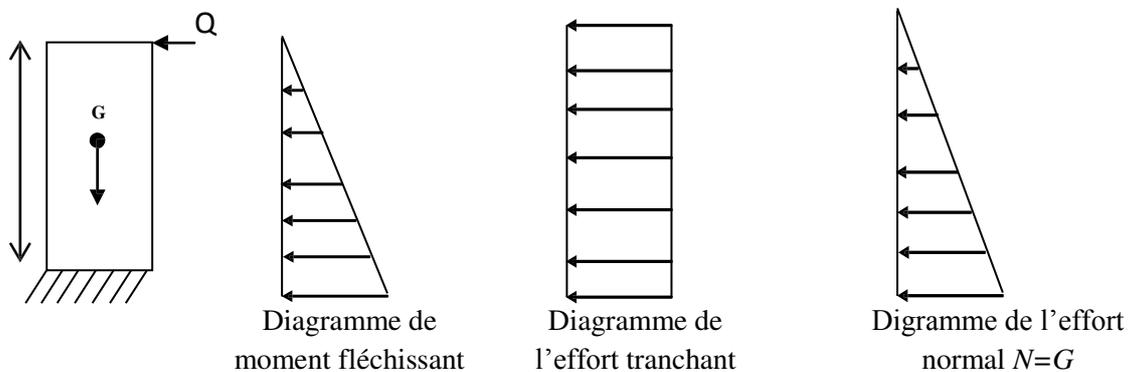


Figure 3.1 : Schéma statique et diagrammes des efforts.

#### 3.2.2 Calcul de la force sismique $F_p$ (RPA99V2003 art 6.2.3)

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

$A$  : coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) du RPA pour la zone et le groupe d'usage appropriés (zone III) et le groupe d'usage du bâtiment (groupe2) :  $A = 0.25$

$C_p$  : facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 voir le tableau (6.1) du RPA :  $C_p = 0.8$

$W_p$  : poids de l'élément considéré :  $W_p = 2.1125 \text{ KN/ml}$

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 2.1125 \Rightarrow F_p = 1.69 \text{ KN/ml}$$

#### 3.2.3 Les charges

Poids propre de l'acrotère :  $G = 2.25 \text{ KN/ml}$

Sur charge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ KN}$

Force sismique :  $F_p = 1.44 \text{ KN/ml}$

3.2.4 Détermination des sollicitations

G Créé un :

Effort normal :  $NG = G = 2.1125 \text{ KN}$

Q Créé un :

Moment :  $MQ = Q \times H = 1 \times 0.60 = 0.6 \text{ KN.m}$

Fp Créé un :

Moment :  $M_{Fp} = F_p \times 2/3 \times h = 0.69 \text{ KN.m}$

	ELA	ELU	ELS
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q.	G + Q.
N(KN)	2.6225	3.54	2.6225
M(KN.m)	0.9575	0.90	0.6

Tableau 3.1 : Sollicitations dans l'acrotère.

3.2.5 Ferrailage de l'acrotère : (Pratique de BAEL)

• Le calcul se fait sur une section rectangulaire avec :

h(m)	b(m)	d' (m)	d(m)	$f_{c28}$ (MPa)	$f_e$ (MPa)
0.1	1	0.02	0.08	25	400

Tableau 3.2 : Géométrie de l'acrotère.

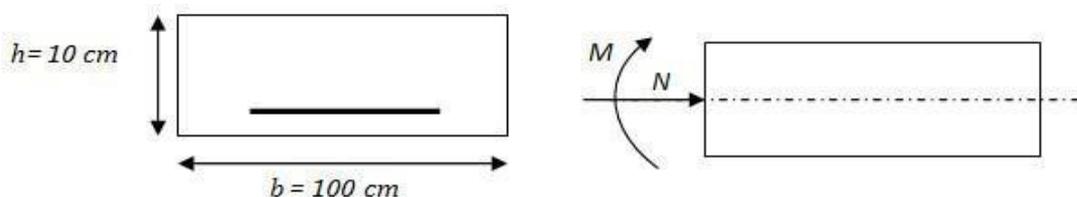


Figure 3.2 : Section à ferrailer.

• Calcul de l'excentricité

$$e_u = M_u / N_u = 0.9 / 3.64 = 0.247 \text{ m}$$

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

$$e_u = 30 \text{ cm} > h / 2 - d' = 3 \text{ cm}$$

On a :  $e_u > h / 2 - d'$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures et l'effort normal.

Elle sera donc calculer à la flexion simple sous l'effet de moment fictif  $M_f$ .

Puis se ramener à la flexion composée.

• Calcul en flexion simple

Moment fictif :  $M_f = N_u \times e_A$

$e_A$  : distance entre centre de pression et le centre de gravité de la section des armatures tendues .

$$e_A = e_u + h/2 - d'$$

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}, \quad b = 100 \text{ cm}, \quad h = 10 \text{ cm}, \quad d = 8 \text{ cm}$$

Mf (KN.m)	$\mu_{bu}$	A'(cm <sup>2</sup> )	Z (m)	As (cm <sup>2</sup> )
1.17	0.013	0.00	0.079	0.424

**Tableau 3.3 :** Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage.

- **Les armatures en flexion composée**

$$A' = A'_{fs} = 0 \quad A = A_{fs} - \left( \frac{N_u}{f_{ed}} \right) = 0.42 - \frac{3.54 \times 10}{348} = 0.31 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des armatures à L'E.L.S**

On a:  $N_{ser} = 2.62 \text{ KN}$        $M_{ser} = 0.60 \text{ KN.m}$

$$M_{br} = 1/2 \times \alpha_1 (1 - \alpha_1/3) \times b_0 \times d \times \sigma_{bc}$$

$$\alpha_1 = 15 \sigma_{bc} / (15 \sigma_{bc} + \sigma_s)$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_c / 28 = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \min(2/3 \times f_e \times 110 \eta f_{t28})$$

$$\sigma_s = \min(2/3 \times 400 \times 110 \times 1.6 \times 2.1) = \min(266.67 ; 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\alpha_1 = 15 (15) \times (15 \times 15 + 201.63) = 0.53$$

$M_{rb} > M_{se}$ , donc  $A' = 0$       Pas des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0.0046$$

On applique la méthode simplifiée :

$$Z_{bl} = 15/16 \times d \times (40 \mu_s + 1) / (54 \mu_s + 1) = 7.47 \text{ cm}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \sigma_s} = \frac{0.6 \times 10^3}{7.47 \times 201.63} = 0.39 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} = 0.39 \text{ cm}^2$$

- **Conclusion de ferrailage**

$$A_s = \text{Max}(A_{ser}; A_u) = (0.39 ; 0.27) = 0.39 \text{ cm}^2$$

### 3.2.6 Vérification

#### 3.2.6.1 Vérifications à l'E.L.U

##### a) Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{es - 0.45d}{es - 1.85d}$$

Avec :  $e_s = M_{ser} / N_{ser}$

$$A_{\min} = 0.73 \succ A = 0.42 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 0.73 \text{ cm}^2$$

On adopte **4T8** d'où  $A_l = 2.01 \text{ cm}^2$  avec un espacement **St=25cm**

**Armatures de répartition :**

$$A_t = A_l / 4 = 2.01 / 4 = 0.50 \text{ cm}^2$$

On adopte **4T8** d'où  $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$  avec un espacement **St=20cm**.

**b) Vérification des espacements des barres**

**Armature longitudinale**

$$S_p \leq \min(3 \times h ; 33 \text{ cm})$$

$$S_p \leq \min(3 \times 10 ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$S_p = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**Armature de répartition**

$$S_r \leq \min(4 \times h ; 45 \text{ cm})$$

$$S_r \leq \min(40 ; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$S_r = 20 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**c) Vérification de l'effort tranchant :(C.B.A93 Art A.5.1.2.1.1)**

Il faut vérifier que  $\tau_{u \max} < \bar{\tau}_u$  tel que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.019 \text{ MPa} \quad \text{Avec } T_u = 1.5 \times Q = 1.5 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \times \frac{25}{1.5}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \succ \tau_u \quad \text{Condition vérifiée}$$

**d) Vérification d'adhérence des barres**

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime.

$$\tau_{ser} = T_u / 0.9 \times d \times \sum u_i < \bar{\tau}_{ser} = \psi_s f_{t28} = 2.1 \times 1.5 = 3.15 \text{ MPa} ;$$

$\psi_s$  : Coefficient de seulement ( $\psi_s = 1.5$  acier Fe400 0 haute adhérence).

$$\tau_{ser} = 1.5 \times 10^3 / 0.9 \times 0.08 \div 4(0.08)\pi = 0.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ser} = 3.15 \text{ MPa}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

**3.2.6.2 Vérification à l'ELS**

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{SER}} = \frac{0.6}{2.62} = 0.229 \text{ m} \succ 0.03 \text{ m}$$

On doit vérifier que  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = y \times k \quad \text{Avec} \quad k = \frac{M_{ser}}{I}$$

**On a :**  $\frac{b \times y^2}{2} + \eta(A + A') \times y - \eta(A \times d + A' \times d') = 0$  Avec ( $A' = 0$  et  $\eta = 15$ )

$$50y^2 + 15 \times 2.01 \times y - 15 \times 2.01 \times 8 = 0$$

$$50y^2 + 60.3y - 301.5 = 0 \Rightarrow y = 1.93 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta.A(d - y)^2 + \eta.A'(y - d')^2 \Rightarrow I = 1351 \text{ cm}^4$$

**a) Contrainte de compression dans le béton**

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

Contrainte maximale dans le béton comprimé :  $\sigma_{bc} = K.Y$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{0.6}{1351 \times 10^{-8}} = 4.44 \times 10^4 \text{ KN / m}^3$$

$$K = 0.0444 \text{ N / mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = K.y = 0.044 \times (19.2) = 0.85 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

**b) Vérification des contraintes maximales dans l'acier :**

On doit vérifier que :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

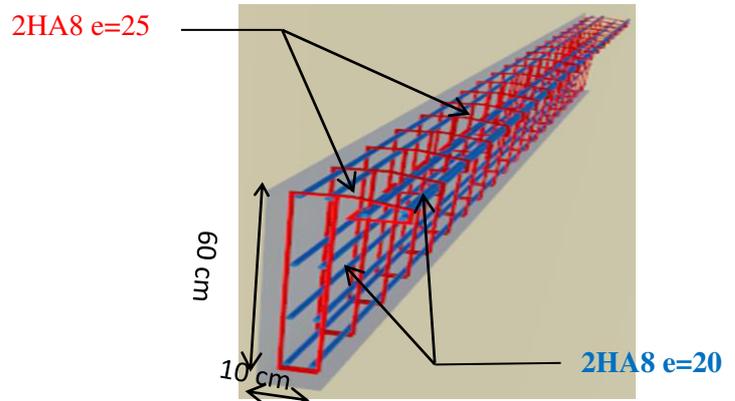
$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} = \min \{ 267.67 \text{ MPa} ; 202 \text{ MPa} \}$$

$$\bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \eta.K.(d - y) = 15 \times 0.044 \times (80 - 19.3) = 40.52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 40.52 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa}$$

**Schéma de ferrailage**



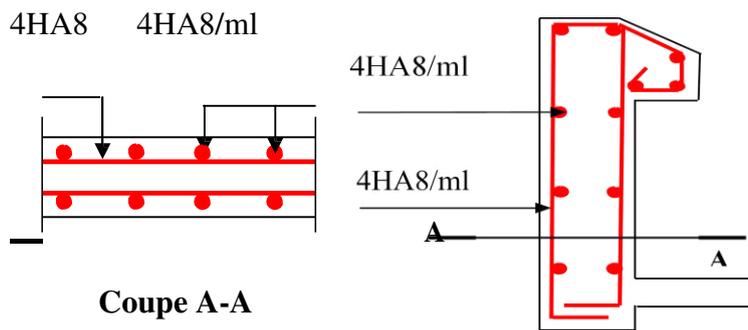


Figure 3.3 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

### 3.3 Calcul des escaliers

#### 3.3.1 Définition

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

#### 3.3.2 Évaluation des charges

Tableau 3.4 : Charges et surcharge des volées d'escalier.

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU	ELS
			qu(KN/m <sup>2</sup> )	qs(KN/m <sup>2</sup> )
Palier	4.90	2.5	10.37	7.4
Paillasse	7.33	2.5	13.65	9.98

#### 3.3.3 Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants :

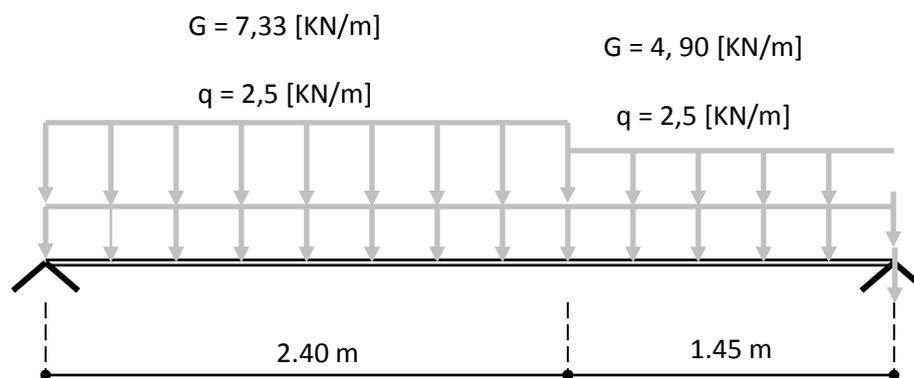
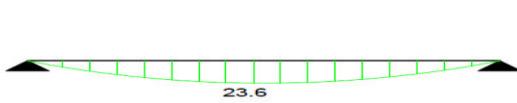


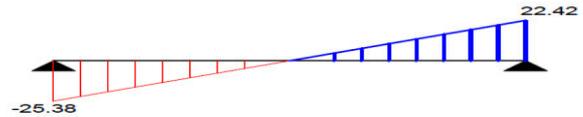
Figure 3.4 : Schéma statique d'un escalier

On a utilisé le logiciel **Robot** pour le calcul des diagrammes M et T.

## ELU

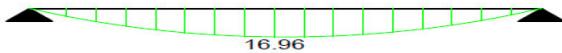


• Diagramme des moments

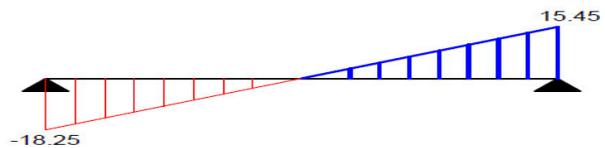


• Diagramme des efforts tranchants

## ELS



• Diagramme des moments



• Diagramme des efforts tranchants

## • Remarque :

Afin de tenir compte des semi-encastremets aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment max aux niveaux des appuis et en travées.

à ELU :

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0.3 \times M^{max} = -0.3 \times 23.6 = -7.08 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 \times M^{max} = 0.85 \times 23.6 = 20.06 \text{ KN.m}$$

à ELS :

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0.3 \times M^{max} = -0.3 \times 16.96 = -5.09 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 \times M^{max} = 0.85 \times 16.96 = 14.42 \text{ KN.m}$$

## 3.3.3.1 Calcul des armatures :

- $b = 100,00$  (cm)
- $h = 12,00$  (cm)
- $d_1 = 2,00$  (cm)
- $d_2 = 2,00$  (cm)

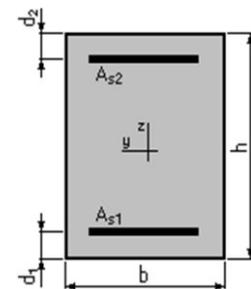


Figure 3.5 : schéma d'une section rectangulaire

• **En travée :**

Le moment à prendre en compte  $M_t = 0,85 \times M_{0u} = 0,85 \times 23,6 = 20,06 \text{ KN m}$

**1) Sections d'acier longitudinal :**

	<b>ELU</b>
Section théorique $A_{su}$ (cm <sup>2</sup> ) .....	6,1
Section minimum $A_s \text{ min}$ (cm <sup>2</sup> ).....	1.21

**- Choix des armatures longitudinales :**

$$A_s = \text{Max} \{ A_{su} ; A_{\text{min}} \} = 6,100 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A = 7 \text{ T12} = 7,920 \text{ cm}^2$  avec :  $St = 15 \text{ cm}$ .

**2) Section d'acier de répartitions :**

$$A_r = A_s / 4 = 1,980 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } A_r = 4\text{T10} = 2,01 \text{ cm}^2$$

Avec :  $St = 25 \text{ cm}$ .

• **Sur appuis :**

Le moment a prendre en compte  $M_a = 0,30 M_{0u} = 0,30 \times 23,6 = 7,08 \text{ KN.m}$

**1) Sections d'acier longitudinal :**

	<b>ELU</b>
Section théorique $A_{su}$ (cm <sup>2</sup> ).....	2,10
Section minimum $A_s \text{ min}$ (cm <sup>2</sup> ).....	1,21

**- Choix des armatures longitudinales :**

$$A_s = \text{Max} \{ A_{su} ; A_{\text{min}} \} = 2,10 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A = 5\text{T10} = 3,93 \text{ cm}^2$  avec :  $St = 25 \text{ cm}$ .

**2) Section d'acier de répartitions :**

$$A_r = A_s / 4 = 0,98 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } A_r = 4\text{T10} = 2,01 \text{ cm}^2$$

Avec :  $St = 25 \text{ cm}$ .

### 3.3.3.2 Vérification à effectuer

#### 1- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_{u \max} = T_{u \max} / b_0 d = 25,38 \times 10^3 \times 10^{-2} / 100 \times 10 = 0,254 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{u \max} = 0,254 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ Mpa. OK}$$

Donc il n'y a pas lieu de prévoir des armatures transversales.

#### 2- Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

##### a) Influence sur armatures inférieures

Il faut vérifier que :

$$A_i \geq (T_{u \max} + M_{\text{au}} / 0.9 d) / f_{\text{ed}}$$

$$T_{u \max} = 25,38 \text{ KN.}$$

$$M_{\text{au}} = -7,08 \text{ KN m.}$$

$$(T_{u \max} + M_{\text{au}} / 0.9 d) / f_{\text{ed}}$$

$$(25,38 \times 10^3 - 7,08 \times 10^3 / 0.9 \times 0,1) / 348 \times 10^2 < 0.$$

Aucune vérification n'est à effectuer pour les armatures inférieures.

##### b) Influence sur la contrainte de compression dans le béton :

Il faut vérifier que :  $T_{u \max} \leq 0,4 f_{c28} a b_0 / \gamma_b$

$b_0 = 100 \text{ cm}$  (largeur de la poutre).

$$a = \min ( a' ; 0.9 d)$$

Avec :  $a' = b$  (largeur de l'appui) - c (enrobage) - 2 cm.

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

$$a = \min (26 \text{ cm}; 0.9 \times 10) = 9 \text{ cm.}$$

$$T_{u \max} = 25380 \text{ N} \leq 600750 \text{ N.} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### 3.3.3.3 Vérification des contraintes à l'ELS :

#### ◆ En travée :

- Le moment à prendre en compte  $M_t = 0,85 \times M_{0\text{ser}} = 14,42 \text{ KN m}$
- Position de l'axe neutre :  $y = 3,83 \text{ cm}$
- Moment d'inertie :  $I = 14400 \text{ cm}^4$
- La contrainte maximale dans le béton comprimée :

$$\sigma_{\text{bc}} = 8.64 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{\text{bc}} = 15 \text{ Mpa.}$$

◆ **Sur appuis:**

- Le moment à prendre en compte  $M_a = 0,3 \times M_{0ser} = 5,09 \text{ KN m}$
- Position de l'axe neutre :  $y = 2,89 \text{ cm}$
- Moment d'inertie :  $I = 14400 \text{ cm}^4$
- La contrainte maximale dans le béton comprimée :

$$\sigma_{bc} = 3,89 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa.}$$

• **Vérification de la flèche (BAEL91. Art B.6.5.1)**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes n'est pas vérifiées :

$$h/L \geq 1/16 \Rightarrow 12/240 = 0,05 < 1/16 = 0,06 \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$h/L \geq M_t / 10 M_0 \Rightarrow 12/240 = 0,05 < 14,42/16,96 = 0,085 \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$A_s \leq \frac{4.2 \cdot x \cdot b_0 \cdot x \cdot d}{f_e} \Rightarrow \text{si la poutre est associée à l'hourdis.}$$

Le calcul se fera par la méthode simplifiée pour tenir compte de l'existence éventuelle de la fissuration dans la zone tendue.

$$I_0 = 16300,8 \text{ cm}^4.$$

$$Y = 3,83 \text{ cm.}$$

$$I = 6395,31 \text{ cm}^4$$

$J_i$  : charge due au poids propre de la volée (paillasse) = 7,33 KN/m

$G_i$  : charge due à la charge permanente après mise en cloison = 3,39 KN/m

$P_i$  : correspondant aux charges permanentes et exploitation =  $G + Q$

$$P_i = 7,33 + 2,5 = 9,83 \text{ KN/m}$$

$$M_{serj} = 3,96 \text{ KN m.} \Rightarrow \sigma_{sj} = 57,31 \text{ Mpa.}$$

$$M_{serG} = 3,96 \text{ KN m.} \Rightarrow \sigma_{SG} = 57,31 \text{ Mpa}$$

$$M_{serP} = 5,31 \text{ KN m.} \Rightarrow \sigma_{SP} = 76,84 \text{ Mpa}$$

$$I_{f_{ji}} = I_{f_{Gi}} = 14535,70 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{Pi}} = 11926,09 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{Pi}} = 16841,88 \text{ cm}^4.$$

$$F_i = \frac{M_{SER} \cdot x L^2}{10 x e_i \cdot x I_{f_i}}$$

$$F_{Gi} = F_{ji} = 4,88 \times 10^{-2} \text{ cm.}$$

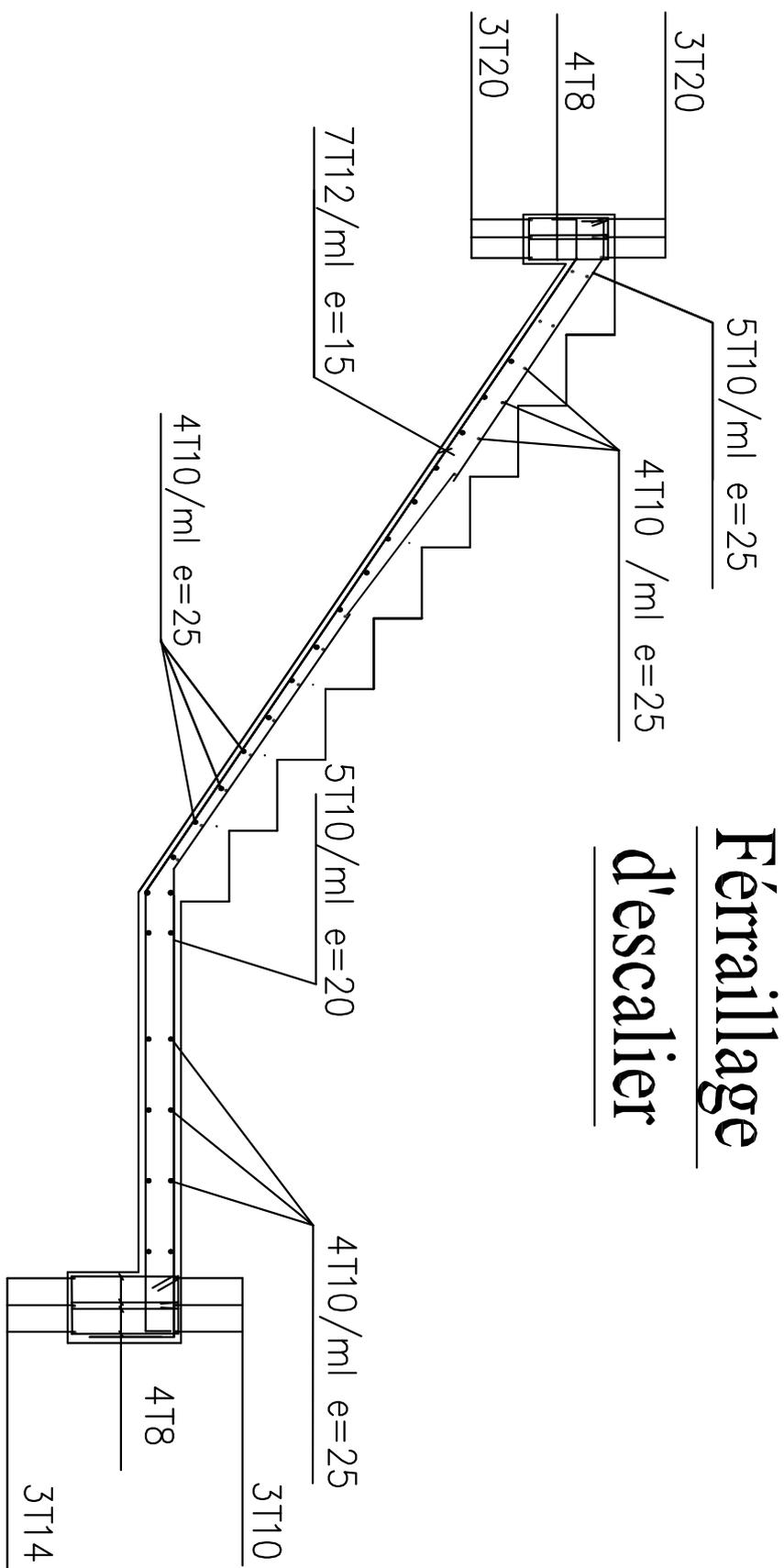
$$F_{pi} = 7,97 \times 10^{-2} \text{ cm.}$$

$$F_{GV} = 12,63 \times 10^{-2} \text{ cm.}$$

D'où la flèche totale:

$$F = F_{GV} + F_{pi} + F_{Pi} - F_{gi} = 0,1084 \text{ cm.} \quad \Delta F_{adm} = \frac{l}{500} \text{ pour } l < 5\text{m.}$$

$$\Delta F_{adm} = \frac{240}{500} = 0,48 \text{ cm} \Rightarrow \text{Alors} \Rightarrow \Delta F < \Delta F_{ADM} \Rightarrow \text{Alors la flèche est admissible.}$$



**3.3.4 L'étude de la poutre brisée**

La poutre brisée est soumise à la flexion simple en outre elle est soumise à la torsion.

• **Dimensionnement**

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \dots\dots\dots 0.31 \leq h \leq 0.469 \\ 0.3h < b \leq 0.8h \end{cases}$$

h = 30 cm selon le RPA 99 ( version ) 2003

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow b \geq \frac{h}{4} = \frac{30}{4} = 7,5cm \text{ Donc on prend } (bxh) = (25x30) \text{ cm}^2$$

• **Chargement repris par la poutre brisée**

**Détermination des charges :**

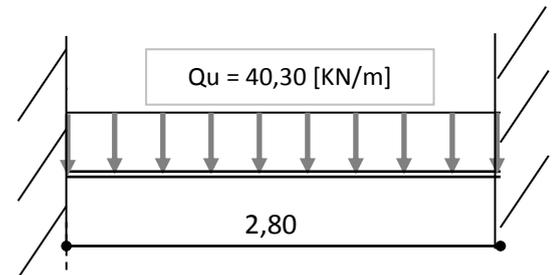
• **Charges permanentes :**

- Poids propre de la poutre ..... 25 x 0,30 x 0,25 = 1,875 KN/m
- Réaction de l'escalier à L' E.L.U..... 38,42 KN/m.
- Réaction de l'escalier à L' E.L.S ..... 32,06KN/m.

• **A L'ELU :**

**Combinaison des charges :**

$q_u = 40,30 \text{ KN/m}$



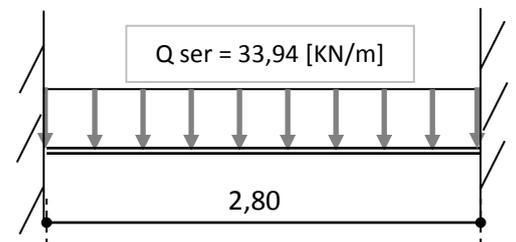
**Figure 3.6 : « chargement à L'ELU »**

• **A L'ELS :**

**Combinaison des charges :**

$q_{ser} = 33,94 \text{ KN/m}$

$M_0 = \frac{Q.l^2}{8} = 39,49 \text{ KN m}$

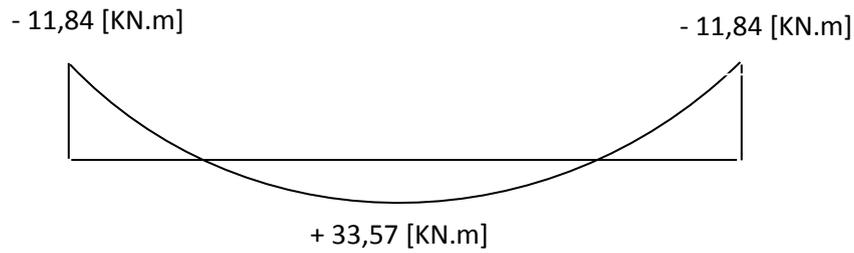


**Figure 3.7 : « chargement à L'ELS »**

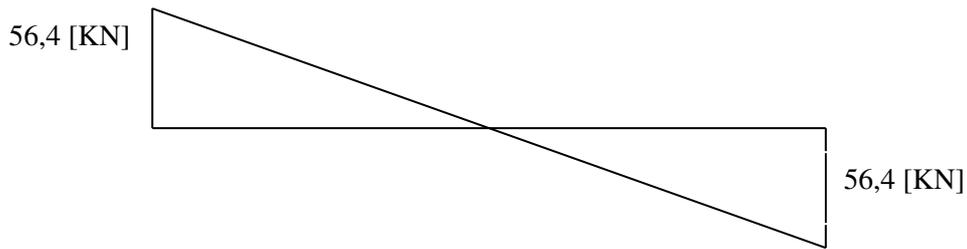
Puisque on a l'effet du semi encastrement aux appuis donc :

$M_{Ua} = - 0,3 \times M_0 = -11,84 \text{ KN m.}$

$M_{Utra} = 33,57 \text{ KN m}$



« Diagramme des moments fléchissant »



« Diagramme des efforts tranchants »

• Calcul des armatures :

Béton:  $f_{c28} = 25,000 \text{ Mpa}$

Acier:  $f_e = 400,000 \text{ Mpa}$

○ Fissuration non préjudiciable

- $b = 25\text{cm}$ .
- $h = 30\text{cm}$ .
- $d_1 = 3,00\text{cm}$
- $d_2 = 3,00\text{cm}$

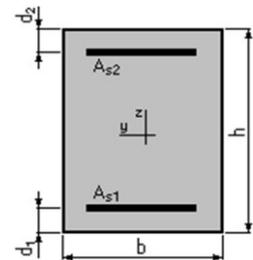


Figure 3.8 : schéma d'une section rectangulaire

◆ En travée :

Le moment à prendre en compte  $M_t = 0,85 M_{0u} = 33,57\text{KN.m}$ .

- Sections d'acier longitudinal :

	ELU
Section théorique $A_{su}$ (cm <sup>2</sup> ).....	3,88
Section minimum $A_{s \text{ min}}$ (cm <sup>2</sup> ).....	0,81

**-Choix des armatures longitudinales :**

$$A_s = \text{Max} \{ A_{su} ; A_{\text{min}} \} = 3,88 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A = 3T14 = 4,62 \text{ cm}^2$

♦ **Sur appuis :**

Le moment à prendre en compte  $M_a = 0,30 M_{0u} = -11,84 \text{ KN m}$ .

**- Sections d'acier longitudinal :**

	ELU
Section théorique $A_{su}$ (cm <sup>2</sup> ).....	1,30
Section minimum $A_s$ min (cm <sup>2</sup> ).....	0,81

**- Choix des armatures longitudinales :**

$$A_s = \text{Max} \{ A_{su} ; A_{\text{min}} \} = 1.30 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } A = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

**3.3.4.1 Vérification a L'ELS :**

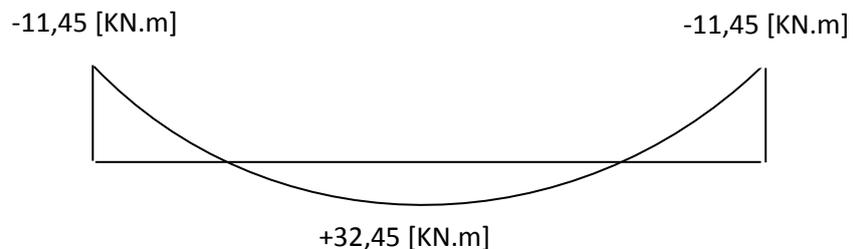
$q_{\text{ser}} = 33,94 \text{ KN/m}$

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = 39,49 \text{ KN.m}$$

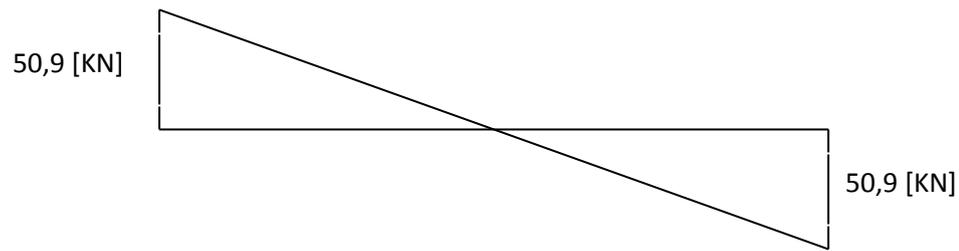
Puisque on a l'effet du semi encastrement aux appuis donc :

$M_{\text{ser a}} = - 0,3 M_0 = -11,84 \text{ KN.m}$ .

$M_{\text{ser tr}} = 0,85 M_0 = 33,57 \text{ KN.m}$ .



« Diagramme des moments fléchissant ».



« Diagramme des efforts tranchants. »

- **En travée :**

$$Y = 9,77 \text{ cm.}$$

$$I = 56250 \text{ cm}^2.$$

$$K = 114,48 \text{ n/cm}^3.$$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 11,18 \text{ Mpa} \quad (\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.})$$

- **Sur appuis :**

$$Y = 7,44 \text{ cm.}$$

$$I = 56250 \text{ cm}^4.$$

$$K = 67,45 \text{ n/cm}^3.$$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 5,02 \text{ Mpa} \quad (\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.})$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement du béton**

$$\tau_{u \max} = T_{u \max} / b_0 d = 56,42 \times 10^3 \times 10^{-2} / 25 \times 27 = 0,836 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{u \max} = 0,836 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Calcul des armatures transversales**

La quantité des armatures transversales est donnée par la formule suivante :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b.$$

$S_t$  : espacement des aciers transversaux.

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \text{Min} (h/4 ; 12\emptyset) \quad \text{Soit : } S_t = 8 \text{ cm.}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq h/2 = 15 \text{ cm.} \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

$b$  : largeur de la poutre ( $b = 30 \text{ cm}$ ).

$$\text{D'où : } A_t = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2.$$

**- Diamètre des armatures transversales :**

$$\varnothing_t \leq \text{Min} (h_t / 35 ; b_o / 12 ; \varnothing_l).$$

$$\varnothing_t \leq \text{Min} (30 / 35 ; 20 / 12 ; 1.2) = 1 \text{ cm} \quad \text{soit} \quad \varnothing_t = 8 \text{ mm.}$$

On choisit deux cadres en T8, ce qui donne  $A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$ .

**• Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis**

**-Influence sur armatures inférieures :**

$$A_i \geq (T_{u \max} + M_{au} / (0,9 d)) / f_{ed}$$

$$T_{u \max} = 56,42 \text{ KN.}$$

$$M_{au} = -11,84 \text{ KN m.}$$

$$(T_{u \max} + M_{au} / 0,9d) / f_{ed} = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2 > 0,45 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**-Influence sur la contrainte de compression dans le béton :**

$$T_{u \max} \leq 0,4 f_{c28} a b_o / \gamma_b.$$

$$b_o = 25 \text{ cm (largeur de la poutre).}$$

$$a = \text{min} (a' ; 0,9 d)$$

$$\text{Avec : } a' = b \text{ (largeur de l'appui) - c (enrobage) - 2cm.}$$

$$a' = 30 - 3 - 2 = 25 \text{ cm.}$$

$$a = 0,9 \times d = 24,3 \text{ cm.}$$

$$a = \text{min} (25 \text{ cm} ; 0,9 \times 32) = 24,3 \text{ cm}$$

$$T_{u \max} = 56,42 \text{ KN} \leq 405,50 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**• Vérifications à l'adhérence :**

$$\tau_{se} = T_u / 0,9d \sum \mu_i$$

$\sum \mu_i$  est la somme des périmètres des barres ( $\sum \mu_i = n \pi \varnothing$  :  $n$  étant le nombre des barres).

$$\tau_{se} = 2,46 \text{ Mpa} < \overline{\tau_{su}} = 3,15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**3.3.4.2 Vérifications de la flèche**

$$1- h / L = 30 / 280 = 0,110 > 1/16 = 0,01. \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2- A / b_o d < 4,2 / f_c = 0,0105. \quad \text{Lorsque la poutre est associée à un hourdis.}$$

3-  $h/L = 0,110 > M_t / 10 M_0 = 0,085 \rightarrow$  Condition vérifiée.

Les conditions ci-dessus sont vérifiées, par conséquent le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

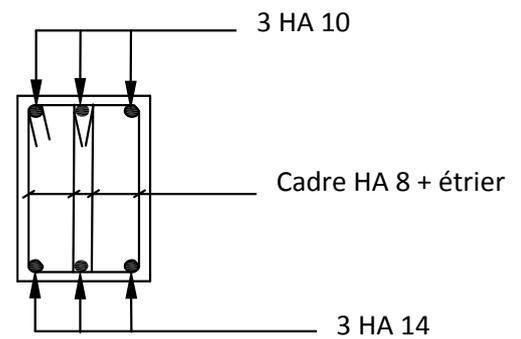


Figure 3.9 : Schéma du ferrailage de la poutre brisée

### 3.4 Étude des planchers à corps creux

Tous les planchers de notre bâtiment sont de type plancher à corps creux (16 +4) : 16 cm pour l'hourdis et 4 cm d'épaisseur pour la dalle de compression. Les poutrelles sont disposées dans le sens longitudinal du bâtiment (sens de la plus petite portée).

#### 3.4.1 Étude des poutrelles

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple.

##### 3.4.1.1 Méthode de calcul des sollicitations

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

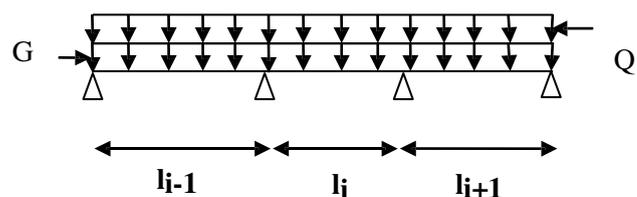
- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

##### 3.4.1.2 Méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91)

###### • Domaine d'application (BAEL91art B.6.210)

Pour déterminer les moments en appui et en travée, il est possible d'utiliser la méthode Forfaitaire si les quatre conditions suivantes sont vérifiées.

- plancher à surcharge modérée ( $Q \leq \min(2G, 5KN/m^2)$ ).
- le rapport entre deux travées successives :  $0,8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1,25$ .
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- fissuration peu nuisible (*F.P.N*).



###### • Exposée de la méthode :

Cette méthode consiste à évaluer les moments maximum sur appuis et en travées; fixés forfaitairement par rapport à la valeur du moment isostatique  $M_0$  dans la travée.

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q}$$

• **Évaluation des moments :**

Le moment en travée  $M_t$  et en appui que ce soit à droite ( $M_d$ ) ou à gauche ( $M_g$ ) doivent satisfaire.

a.  $M_t + \left( \frac{M_w - M_e}{2} \right) \geq \max (1.5M_0; (1 + 0.3\alpha) M_0)$

b. 
$$\begin{cases} M_t \geq (1 + 0.3 \alpha) \frac{M_0}{2} & \text{dans une travée intermédiaire.} \\ M_t \geq (1.2 + 0.3 \alpha) \frac{M_0}{2} & \text{dans une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

c. La valeur absolue de chaque moment en appui intermédiaire doit être au moins égale à :

d.  $M = 0.2 M_0$  appuis de rive.

e.  $M = 0.6 M_0$  pour une poutre à deux travées.

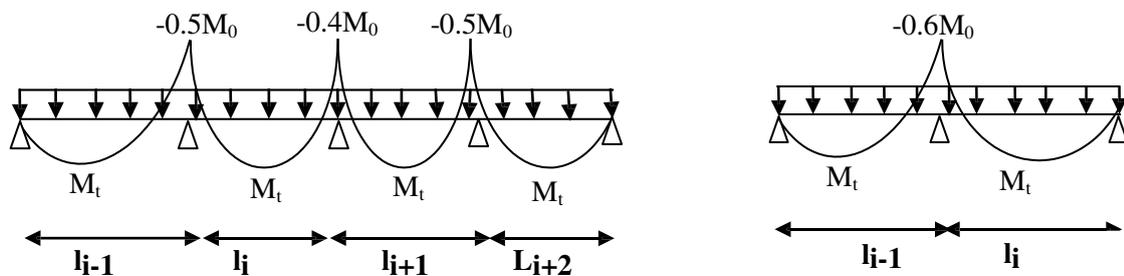
f.  $M = 0.5 M_0$  appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

g.  $M = 0.4 M_0$  les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Avec  $M_0$  la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence (travée isostatique) à gauche ou à droite de l'appui considéré.

**Remarque :** Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à :  $-0.15M_0$ .

tel que  $M_0 = \max (M^1_0, \dots, M^n_0)$ , avec  $n$ =nombre de travées d'une poutre.



• **Évaluation des efforts tranchants**

Les efforts tranchants sont évalués :

Soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive).

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- ✓ 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées
- ✓ 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

Soit par la méthode RDM :

Compte tenu de la continuité :  $V_u = V_{u0}$  (isostatique) +  $(M_d - M_g) / l_i$

### 3.4.1.3 Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91)

Lorsque l'une des conditions précédentes n'est pas satisfaite, ou si le plancher supporte des surcharges élevées ( $Q \geq \min(2G, 5\text{KN/m}^2)$ ), on applique la méthode de Caquot. Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- L'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

### 3.4.1.4 Calcul des poutrelles

Poids propre des poutrelles :  $25 \times 0,1 \times 0,04 = 0,1 \text{ KN/m}$

Poids propre du corps creux :  $0,95 \times 0,65 = 0,617 \text{ KN/m}$

Surcharge (main d'œuvre) :  $1 \text{ KN/m}$

- **Combinaison d'action :**

$$Q_u = 1,35G + 1,5 Q = 2,468 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = Q_u \times L^2 / 8 = 3,26 \text{ KN.m}$$

$$T_u = Q_u \times L / 2 = 4,01 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des armatures :**

$$\mu_{bu} = M_{ua} / (b_0 \times d^2 \times \sigma_{bu}) = 3,26 \times 10^3 / 10 \times 2^2 \times 14,2 \times 10^2 = 5,74$$

$$\mu_{bu} = 5,74 > \mu_{LU} = 0,313 \text{ donc } A' \neq 0.$$

### 3.4.1.5 Etude des poutrelles à L'ELU

- Charge revenant à la poutrelle
- Charge permanente du plancher terrasse  $G = 5,87 \text{ KN / m}^2$
- Charge d'exploitation du plancher terrasse  $Q = 1 \text{ KN / m}^2$

$$Q_u = (1,5 \times 5,87 + 1,35 \times 1) \times 0,65 = 6,126 \text{ KN / m}$$

$$Q_u = 6,126 \text{ KN / m}$$

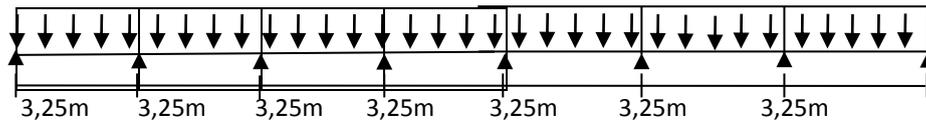


Figure 3.10 : Schéma statique des poutrelles

3.4.1.6 Détermination des sollicitations :

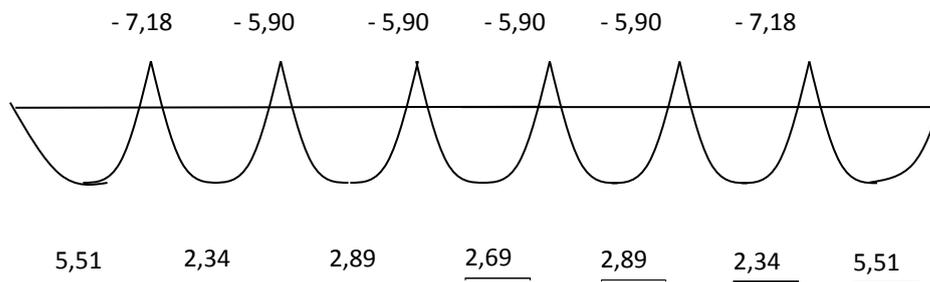


Diagramme des moments fléchissant à L'ELU [KN m]

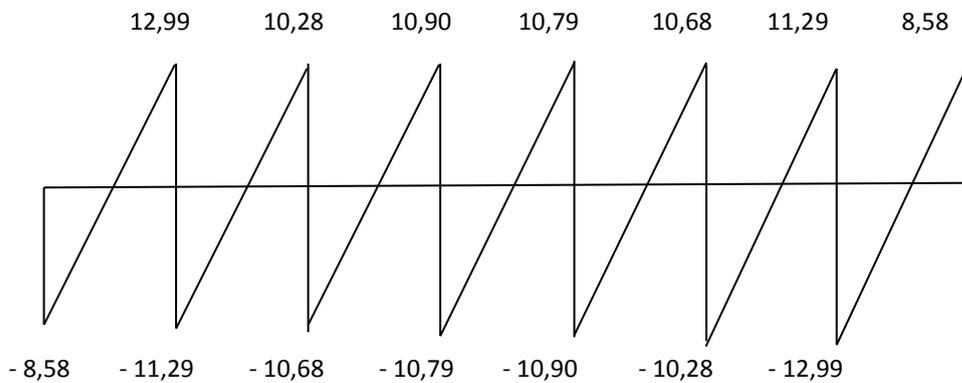


Diagramme des efforts tranchants à L'ELU [KN]

- Moment en travée :  $M_{t \max} = 5,51 \text{ KN m}$
- Moment sur appuis :  $M_{a \max} = -7,18 \text{ KN m}$

On a:  $b_0 \times d_0 \times \sigma_{bc} (d - 0,5 d_0) = M_0$

Tel que  $M_0 = b \times h_0 \times \sigma_{bc} (d - h_0 / 2)$

• **Calcul des armatures à L'E.L.U :**

Béton:  $f_{c28} = 25$  (MPa),

Acier:  $f_e = 400$  (MPa)

**Section:**

- $b_0 = 12$  (cm).
- $b = 65$  (cm).
- $h = 20$  (cm).
- $h_0 = 4$  (cm).
- $d = 2$  (cm).
- $d_0 = 2$ (cm).

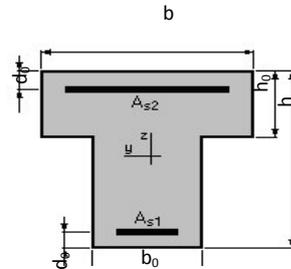


Figure 3.11 : Coupe transversale de la poutrelle

1) **En travée :**

$M_0 = 65 \times 4 \times 14,2 \times 10^2 (18 - 0,5 \times 4) = 59,07$  KN m

$M_0 > M_t$  donc l'axe neutre passe par la table de compression alors la section est étudiée comme une section rectangulaire de dimension  $(b_0, h)$ .

➤ **Sections d'acier longitudinal :**

	ELU
Section théorique $A_{su}$ (cm <sup>2</sup> ).....	1,10
Section minimum $A_s \min$ (cm <sup>2</sup> ).....	0,22

$A_s = \text{Max} \{ A_{su} ; A_{\min} \} = 1,10 \text{ cm}^2$  Soit :  $A = 3 \text{ T } 8 = 1,51 \text{ cm}^2$

2) **Sur appuis :** Le moment à prendre en compte  $M_a = 7,18$  KN m

➤ **Section des armatures longitudinales :**

	ELU
Section théorique $A_{su}$ (cm <sup>2</sup> ).....	1,50
Section minimum $A_s \min$ (cm <sup>2</sup> ).....	1,01

$A_s = \text{Max} \{ A_{su} ; A_{\min} \} = 1,50 \text{ cm}^2$  Soit :  $A = 2 \text{ T } 10 = 1,57 \text{ cm}^2$

➤ Section des armatures transversales :

ELU

Diamètre des armatures $A_t$ (cm <sup>2</sup> ).....	0, 57
Espacement calculé $St_{cal}$ (cm).....	47,10
Espacement max $St_{max}$ (cm) .....	16, 20
Choix de l'espacement $St$ (cm) .....	14, 00

On adopte un diamètre de Ø8.

**3.4.1.7 Ferrailage de la table de compression :**

D'après le C.B.A 93, la dalle surmontant le corps creux doit avoir une épaisseur minimale de 4cm, et doit être armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser 20cm (pour les armatures perpendiculaires aux nervures), et 33cm (pour les armatures parallèles aux nervures).

**1) Armatures perpendiculaires aux nervures (  $A_{per}$  ) :**

Soit  $L_p = 65cm$  l'écartement entre axes des nervures.

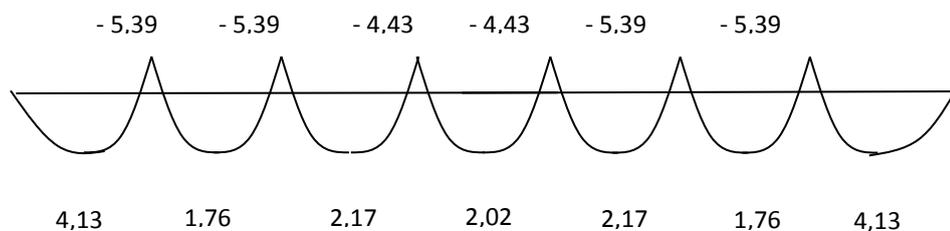
$$50cm < L_p = 65cm < 80cm \rightarrow A_{per} = \frac{4 \times L_p}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5cm^2 \rightarrow \text{Soit } 5T6 = 1.41cm^2/ml$$

**2) Armatures parallèles aux nervures (  $A_{par}$  ) :**

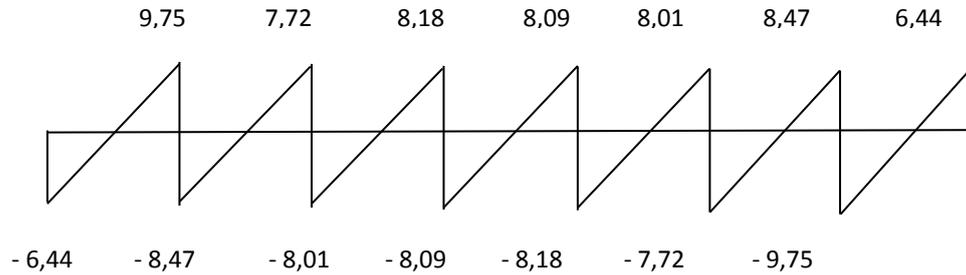
$$A_{par} = A_{per} / 2 = 0.5 / 2 = 0.25cm^2 \rightarrow \text{Soit } 5T6 = 1.41cm^2/ml$$

Selon les sections d'armatures obtenues ci-dessus nous adoptons un treillis soudé : TS Ø6 (15x15).

**3) Vérifications des contraintes à L'E L S :**



« Diagramme des moments fléchissant à L'ELU [KN m] »



« Diagramme des efforts tranchants à L'ELU [KN] »

### 3.4.2 Vérification des contraintes :

- Travée :

$$Y = 3,21 \text{ cm},$$

$$I = 5671,20 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 7,33 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Appuis :

$$Y = 6,02 \text{ cm},$$

$$I = 2901,56 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 9,56 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### 3.4.3 Vérification de la flèche :

$h/L = 20/325 = 0,05 > 1/16 = 0,062$ . Donc le calcul de la flèche est nécessaire.

$$F = 5 Q L^4 / 348 E_v \quad I \leq F = L / 500 \text{ pour } (L < 5m)$$

$$Q_U = 6,126 \text{ KN/m.}$$

$$L = 3,80 \text{ m.}$$

$$E_v = 1072,39 \text{ N/mm}^2.$$

$$I = 43333,33 \text{ cm}^4$$

$$F = 0,21 \text{ cm} < 0,76 \text{ cm.} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

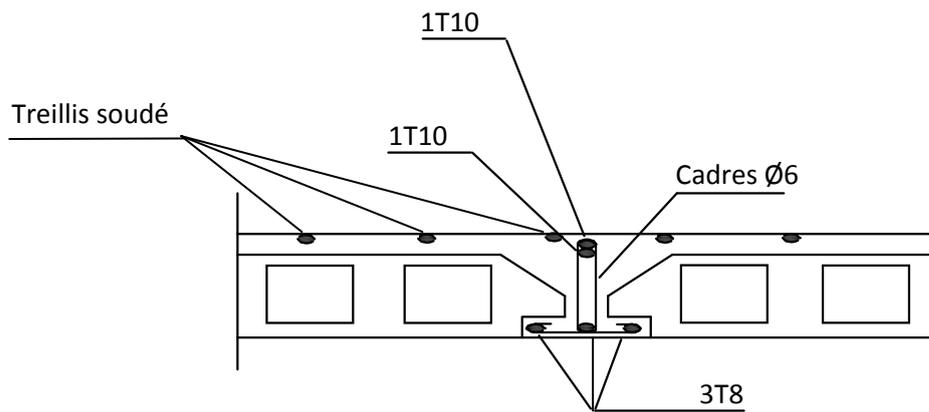


Figure 3.12 : Ferrailage de la poutrelle et de la dalle de compression

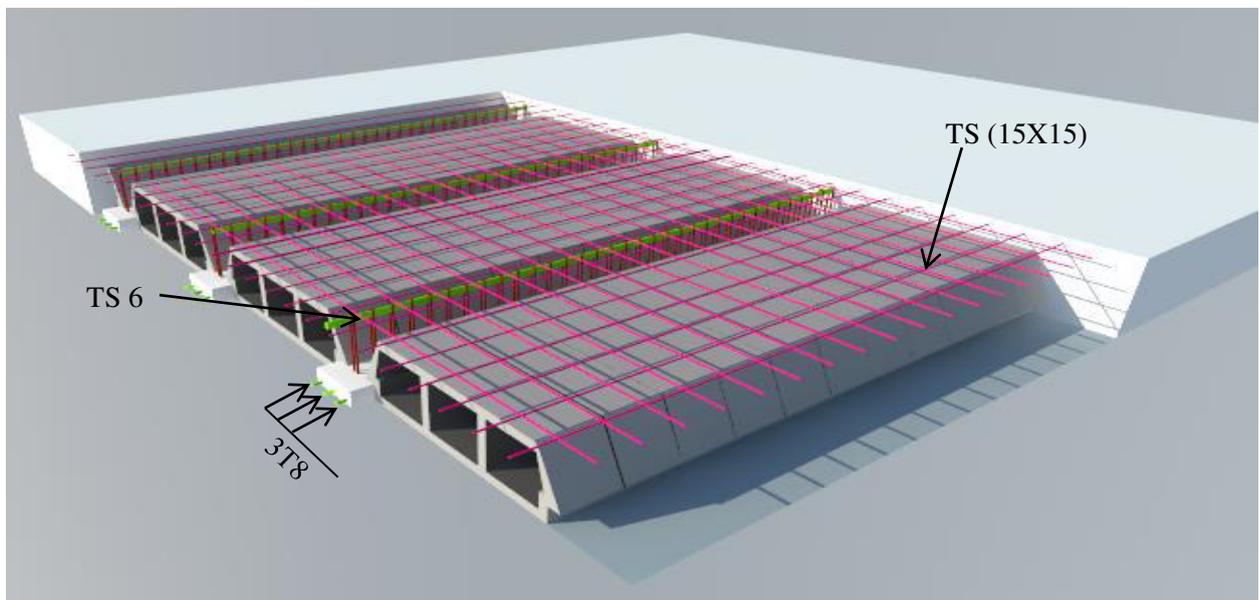


Figure 3.13 : Schémas de ferrailage de plancher corps creux en 3D.

### 3.5 Étude de la dalle salle machine

#### 3.5.1 Introduction

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur, la surface de la cabine est de  $(1,75 \times 1,70) = 2,98 \text{ m}^2$

La charge totale transmise par le système de levage et la cabine chargée est de 5,7 t.

#### 3.5.2 Dimensionnement

$$h \geq \frac{L_x}{30} = \frac{170}{30} = 5,67 \text{ cm}$$

Le R.P.A impose que  $h_{\min} = 12 \text{ cm}$ . Donc on prend  $h = 15 \text{ cm}$ .

- **Calcul de la dalle :**

Etant donné que la dalle repose sur 4 cotés, et elle est soumise à des charges localisées, l'étude s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge centrée au milieu du panneau.

« U » et « V » sont les côtes du rectangle sur la charge « P » qui s'applique avec une diffusion à  $45^\circ$  dans le revêtement et la dalle du béton.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{170}{175} = 0,97 \Rightarrow 0,4 < \alpha < 1 \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

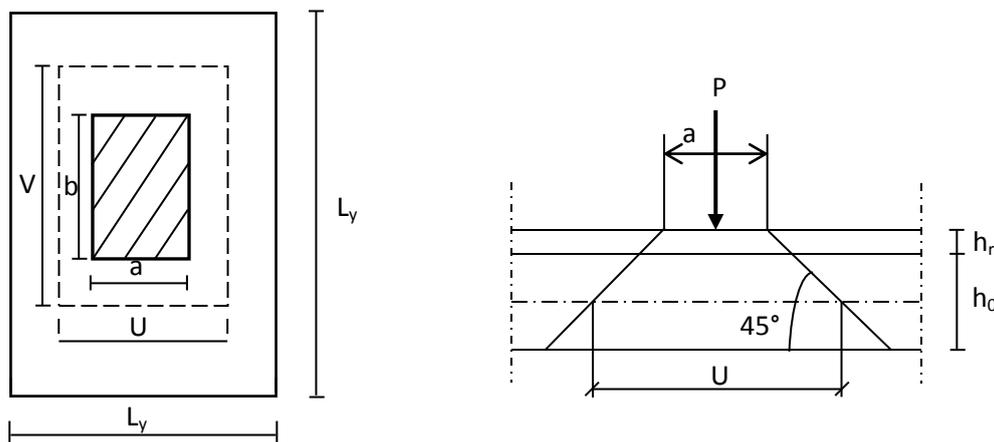


Figure 3.14 : Répartition de la charge localisée sur la dalle

$$U = a + Kh_r + h_0$$

$$V = a + Kh_r + h_0.$$

$$h_0 : \text{épaisseur de la dalle} : h_0 = 15 \text{ cm}$$

$$h_r = 5 \text{ cm} : \text{épaisseur du revêtement}$$

$$k = 2$$

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

$$U = 100 + 2 \times 5 + 15 = 125 \text{ cm}$$

$$V = 100 + 2 \times 5 + 15 = 125 \text{ cm}$$

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

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

### 3.5.3 Calcul des sollicitations à L'ELU ( $\nu = 0$ )

Système de levage :

$$q_u = 1,35 \times 57 = 76,95 \text{ KN.}$$

Dalle en béton armé :

$$G = (25 \times 0,15 + 22 \times 0,05) = 4,85 \text{ KN/m}^2.$$

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

$$\text{Donc: } Q = (1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1,5) \times 1 = 8,79 \text{ KN/m.}$$

### 3.5.4 Calcul des sollicitations à L'ELS ( $\nu = 0.2$ )

Système de levage :

$$Q_s = 57 \text{ KN.}$$

Dalle en béton armé :

$$G = (25 \times 0,15 + 22 \times 0,05) = 4,85 \text{ KN/m}^2.$$

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

$$\text{Donc: } Q^s = (4,85 + 1,5) \times 1 = 6,35 \text{ KN/m.}$$

1) Evaluation des moments:  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle:

$$\rho = 0,97 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0392 \\ \mu_y = 0,9322 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot Q_u \cdot l_x^2 = 0,0392 \cdot 8,79 \cdot (1,7)^2 = 1 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = 0,9322 \cdot 0,450 = 0,450 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

2) Evaluation des moments :  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  dus au système de levage :

$$M_{x1} = Q_u \cdot M_1$$

$$M_{y1} = Q_u \cdot M_2$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,70}{1,75} = 0,97$$

$$\frac{U}{V} = \frac{125}{170} = 0,74$$

$$\frac{V}{L_x} = \frac{125}{175} = 0,71$$

A partir des abaques de PIGEAUD on a :  $M_1 = 0,063$  et  $M_2 = 0,058$ .

$$M_{x1} = Q_u \cdot M_1 = 76,95 \cdot 0,063 = 4,85 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y1} = Q_u \cdot M_2 = 76,95 \cdot 0,058 = 4,46 \text{ KN.m.}$$

3) Superposition des moments :

$$M_x(\text{total}) = M_{x1} + M_{x2} = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_y(\text{total}) = M_{y1} + M_{y2} = 4,46 + 0,45 = 4,91 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Zone	Sens	$M_u$ (KN.m)
Aux appuis	$L_x$	$0,5 \times 5,85 = -2,92$
	$L_y$	$0,5 \times 3,016 = 1,508$
En travée	$L_x$	$0,85 \times 5,85 = 4,97$
	$L_y$	$0,85 \times 5,39 = 4,58$

Tableau 3.5 : Les moments dans les travées et les appuis

$b = 1 \text{ m}$     $d = 12 \text{ cm}$ .

### 3.5.5 Ferrailage

1) Ferrailage dans le sens x-x

- Aux appuis :

$$A_s = 1,21 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Donc on adopte: 4HA8 / ml = 2,01 cm<sup>2</sup>/ml avec  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

- **En travées :**

$$A_S = 0,70 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Donc on adopte: 4HA8 / ml = 2,01 cm<sup>2</sup>/ml avec S<sub>t</sub> = 25 cm.

## 2) Ferrailage dans le sens y-y :

- **Aux appuis :**

$$A_S = 0,65 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Donc on adopte: 4HA8 / ml = 2,01 cm<sup>2</sup>/ml avec S<sub>t</sub> = 25 cm.

- **En travées :**

$$A_S = 1,11 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Donc on adopte: 4HA8 / ml = 2,01 cm<sup>2</sup>/ml avec S<sub>t</sub> = 25 cm.

### 3.5.6 Les vérifications :

#### 1) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \delta_0 b \cdot h \frac{3 - \rho}{2}$$

$$\text{Avec : } \delta_0 = 0,0008 \text{ pour FeE400 et } \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 15 \times \frac{3 - \frac{1,70}{1,75}}{2} = 1,22 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Aux appuis :** A<sub>ua</sub> = 2,01 cm<sup>2</sup>/ml > A<sub>min</sub> = 1,22 cm<sup>2</sup>/ml → Condition vérifiée.
- **En travées :** A<sub>ut</sub> = 2,01 cm<sup>2</sup>/ml > A<sub>min</sub> = 1,22 cm<sup>2</sup>/ml → Condition vérifiée.

Cette condition est vérifiée pour les deux sens (x) et (y).

#### 2) Diamètre maximal des barres :

$$\phi_{\max} = \frac{h_t}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

Nous choisissons des HA8, donc la condition est vérifiée.

#### 3) Espacement des barres :

Armatures A<sub>x</sub> // L<sub>x</sub>

- S<sub>t</sub> ≤ min {3h, 33 cm} = min {45, 33 cm} = 33 cm → S<sub>t</sub> = 25 cm → Condition vérifiée.

Armatures A<sub>y</sub> // à L<sub>y</sub>

- $S_t \leq \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = \min \{60 ; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \rightarrow$  Condition vérifiée.

#### 4) Vérification au poinçonnement :

$$q_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$U_c$  : périmètre du contour de l'aire suivant laquelle la charge agit dans le plan du feuillet moyen

#### 5) Vérification de la contrainte tangentielle :

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge, on doit vérifier que

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min : \left( \frac{0,15 F_{bc}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$U = V \rightarrow V = \frac{q}{2x_0 + y_0} = \frac{76,95}{2 \times 125 + 125} = 0,205 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{0,205 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,0016 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,0016 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,3 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### 3.5.7 Calcul à l'E.L.S

#### 1- Evaluation des moments : $M_{x1}$ et $M_{y1}$ dans le système de levage :

$$M_{x1} = q_s (M_1 + v M_2) \quad \text{et} \quad M_{y1} = q_s (M_2 + v M_1)$$

Avec :

$M_1$  et  $M_2$  sont déterminés à partir des rapports :

$$\frac{U}{l_x}, \frac{V}{l_y} \text{ et de } \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

$$M_1 = 0,063, M_2 = 0,058$$

$$v = 0,2, \quad q_s = 57 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = 57 (0,063 + 0,2 (0,058)) = 4,25 \text{ KN}\cdot\text{m.}$$

$$M_{y1} = 57 (0,058 + 0,2 (0,063)) = 3,38 \text{ KN}\cdot\text{m.}$$

#### 2- Evaluation des moments : $M_{x2}$ et $M_{y2}$ dus au poids propre de la dalle :

$$q_s = G = 25 \times 0,15 + 22 \times 0,05 = 4,85 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2 = 0,0465 \cdot 4,85 \cdot (1,70)^2 = 0,65$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = 0,9543 \cdot 0,65 = 0,62$$

#### 3- Superposition des moments :

$$M_x(\text{total}) = 4,25 + 0,65 = 4,9 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_y(\text{total}) = 3,38 + 0,62 = 4 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Zone	Sens	$M_s$ (KN.M)
Aux appuis	$L_x$	$0,5 \times 4,9 = 2,45$
	$L_y$	$0,5 \times 4 = 2$
En travée	$L_x$	$0,85 \times 4,9 = 4,17$
	$L_y$	$0,85 \times 4 = 3,4$

Tableau 3.6 : Les moments dans les travées et les appuis

6) Vérification des contraintes dans le béton :

➤ Sens x-x :

Aux appuis :  $\sigma_{bc} = 2,6 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ .

En travées :  $\sigma_{bc} = 3,5 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

➤ Sens y-y :

Aux appuis :  $\sigma_{bc} = 2,5 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

En travées :  $\sigma_{bc} = 3,3 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

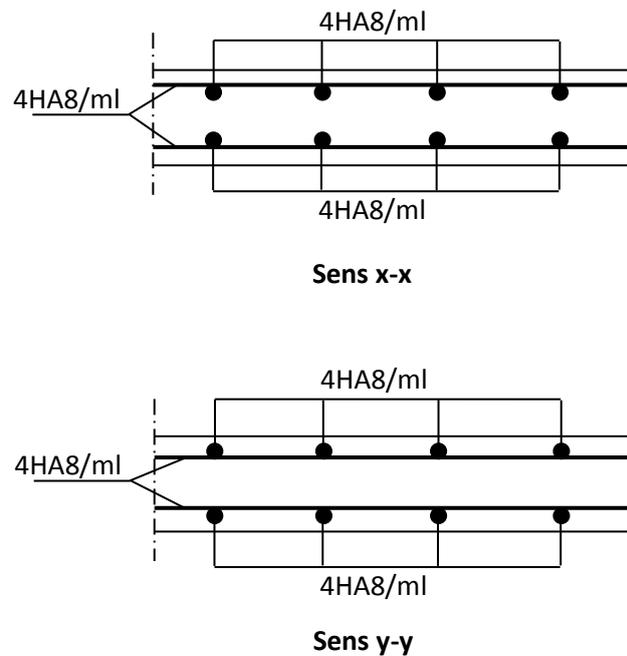


Figure 3.15 : Schéma de ferrailage de la dalle de la salle machine

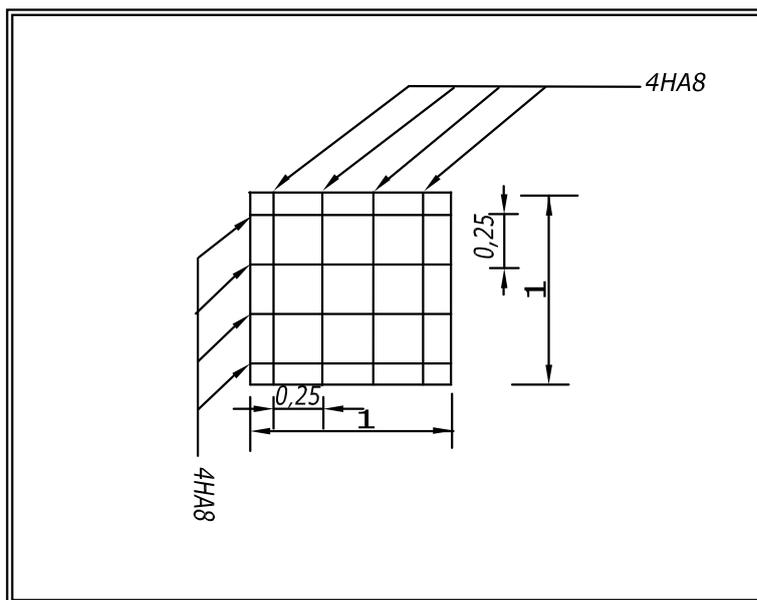


Figure 3.16 : Ferrailage de la salle des machines

Sens (x – x)

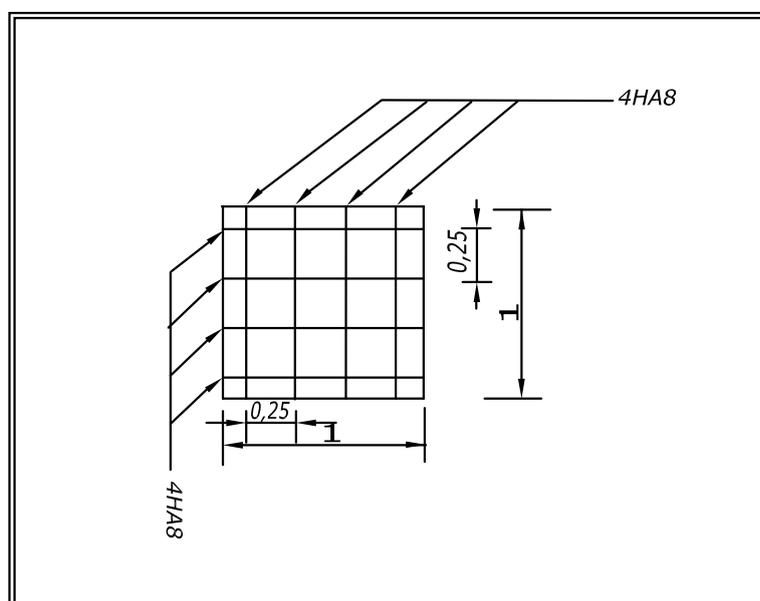


Figure 3.17 : Ferrailage de la salle des machines

Sens (y – y)

### 3.6 Calcul du Balcon

Le balcon est un élément secondaire ne participe pas à la résistance de la structure.

Il est constitué d'une dalle pleine encastré dans les poutres, l'épaisseur est conditionnée par :

$$e \geq L/10$$

Avec  $L=1.50m$   $e \geq 150/10 = 15cm$  donc on prend  $e = 15 cm$

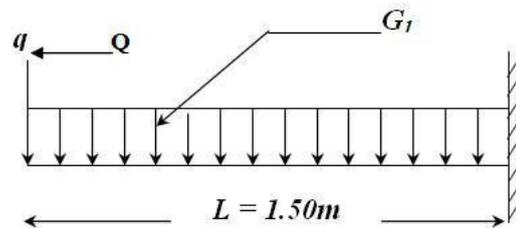


Figure 3.18 : Schémas statique du balcon.

#### 3.6.1 Les Charges

##### h. Balcons

Balcons		
1-	Carrelage (2 cm).	0.44 kN/m <sup>2</sup>
2-	Mortier de pose (2 cm).	0.40 kN/m <sup>2</sup>
3-	Lit de sable (2 cm).	0.38 kN/m <sup>2</sup>
4-	Dalle pleine (15 cm).	3.75kN/m <sup>2</sup>
5-	Enduit en plâtre (2 cm).	0.36 kN/m <sup>2</sup>
Charge permanente totale $G = 5.5kN/m^2$		
Charge d'exploitation $Q = 3.5kN/m^2$		

Tableau 3.7 : Évaluation des charges de Balcons.

- Pour une bande de 1 m

Charge permanente :  $G_1 \times 1m = 5.50 \times 1 = 5.50 KN/m$ .

Charge d'exploitation:  $Q_1 = 3.5 KN/m$ .

Charge concentrée (garde de corps)

garde de corps		
1-	Enduit de ciment	0.36 kN/m <sup>2</sup>
2-	Maçonnerie (ep = 10 cm)	0.90 kN/m <sup>2</sup>
3-	Enduit de ciment	0.36 kN/m <sup>2</sup>
4-	dalle en mortier	0.9 kN/m <sup>2</sup>
Charge permanente totale $G = 2.52 \text{ kN/m}^2$		

**Tableau 3.8 :** Évaluation des charges de garde de corps.

- Pour une bande de 1m,
- Charge permanente

$$G_2 = 2.52 \text{ KN/m}$$

- Surcharge dû à la main courante

$$Q_2 = Q \times L \times 1m = 1 \times 1 \times 1 = 1 \text{ kN}$$

### 3.6.2 Combinassions des charges:

À L'E.L.U :

$$P_{u1} = 1.35 G_1 + 1.5 Q_1 = 12.68 \text{ KN/m}$$

$$P_{u2} = 1.35 G_2 = 3.4 \text{ KN}$$

$$P_{u3} = 1.5 \times Q_2 = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

À L'E.L.S

$$P_{s1} = G_1 + Q_1 = 9 \text{ KN/m}$$

$$P_{s2} = G_2 = 2.52 \text{ KN}$$

$$P_{s3} = Q_2 = 1 \text{ KN}$$

- Schéma statique de calcul



**Figure 3.19 :** Schéma statique de balcon.

**3.6.3 Le calcul des moments et des efforts tranchant**

$$M_u = P_{u1} \times l^2/2 + P_{u2} \times l + P_{u3} \times L = 20.87 \text{ KN.m}$$

$$V_u = P_{u1} \times l + P_{u2} = 22.42 \text{ KN}$$

$$V_s = P_{s1} \times l + P_{s2} = 16.02 \text{ KN}$$

Mu (KN.ml)	Ms (KN.ml)	Vu (KN)	Vs (KN)
20.87	14.91	22.42	16.02

**Tableau 3.9 :** Les moments et les efforts tranchant.

**3.6.4 Ferrailage**

Le balcon étant exposée aux différentes intempéries donc la fissuration considérer comme préjudiciable.

Données :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ;  $h = 15 \text{ cm}$ ;  $d = 0.9 \times h = 13.5 \text{ cm}$ ;  $f_e = 400 \text{ MPa}$ ;  $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$ ;  $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$ .

**3.6.4.2 Ferrailage a l' E L U**

Calcul de  $\mu_{bu}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b d^2 F_{bc}} ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} ; 10^4 \mu_u = (3440 \gamma + 49 f_{c28} - 3050).$$

$\mu_{bu} < \mu_{Lu}$  ... On utilise la méthode simplifiée.

Calcul de  $Z_b$

$$Z_b = d (1 - 0.6 \mu_{bu})$$

Calcul de  $A_{sa}$

$$A_{sa} = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}}$$

Mu(KN.m)	Ms(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\gamma$	$\mu_u$	Zb(m)	A(cm <sup>2</sup> )
20.87	14.91	0.081	1.4	0.3	0.1284	4.84

**Tableau 3.10 :** Ferrailage a l' E L U.

On prend  $6HA12/ml = 6.76 \text{ cm}^2$

Espacement:  $S_t = 100/6 = 15 \text{ cm}$

**Armature de Répartition**

$$A_r = A_v / 4 = 6.76 / 4 = 1.69 \text{ cm}^2$$

On adopté :  $6T10 = 4.71 \text{ cm}^2$

$$S_t = 100/6 = 15 \text{ cm}$$

**3.6.4.3 Vérification à l'ELU**

**Condition de non fragilité:(Art. A.4.2.2/BAEL99).**

$$A_{min} = 0.23 b d f_{t28} / f_e = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times 2.1 / 400 = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 6.79 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Vérifications des espacements des barres :**

a) **Armatures longitudinales:**  $St < \min(3h, 33cm) = 33 \text{ cm}$ .

$St = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$  ... Condition vérifiée.

b) **Armatures de répartition :**  $St < \min(4h, 45cm) = 45 \text{ cm}$

$St = 15 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$  ... Condition vérifiée.

**Vérification de l'effort tranchant (BAEL91.Art A5.1.2)**

$$T_u = 22.42 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = 0.172 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**Vérification de l'adhérence aux appuis : (Art. A.6.1.31/BAEL99)**

$\phi$  : Diamètre des barres ( $\phi = 10 \text{ mm}$ )

$$\tau_{se} = V_u / 0.9 d \sum u_i$$

$\sum u_i = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ mm}$  : somme des périmètres utiles des armatures

$$\tau_{se} = \frac{22.42 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.135 \times 0.1884} = 0.97 \text{ MPa}$$

Et on a :  $\bar{\tau}_{ser} = \psi_s \cdot f_{t28} = 2.1 \times 1.5 = 3.15 \text{ MPa}$ .

$\tau_{se} = 0.97 < \bar{\tau}_{ser} = 3.15 \text{ MPa}$  .....condition vérifiée.

Donc Il n'est y a pas de risque d'entraînement des barres.

**3.6.4.4 Vérification des contraintes à l'ELS****Vérification des contraintes de compression dans le béton**• **Vérification à l'E.L.S**

Calcul de la position de l'axe neutre (y) :

$$(b/2) y^2 - 15A(d-y) = 0 \Rightarrow y = 4.01 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie I :

$$I = (b/3)y^3 + 15A(d-y)^2 = 9781.97 \text{ cm}^4$$

D'où :  $K = 12.68 \times 10^{-3} / 9781.96 \times 10^{-8} = 129.6$

$\sigma_{bc} = 129.6 \times 0.0401 = 5.2 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$  .....Condition vérifiée.

**Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier**

La Fissuration est considéré comme préjudiciable :

On vérifie que :  $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

$\sigma_b = 14.91 \times 10^{-5} \times 4.01 / 9781.97 \times 10^{-8} = 6.11 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  ... condition vérifiée.

$\sigma_s = \frac{15 \times 14.91 \times 10^{-3}}{9781.97 \times 10^{-8}} (0.135 - 0.0401) = 216.97 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$  ... condition vérifiée.

**Vérification des espacements**• **Armatures longitudinal**

$St < \min(3h; 33cm) = \min(45cm; 33cm) = 33cm$ .  $St = 15cm < 33cm$  ... condition vérifiée.

• **Armateurs de répartition**

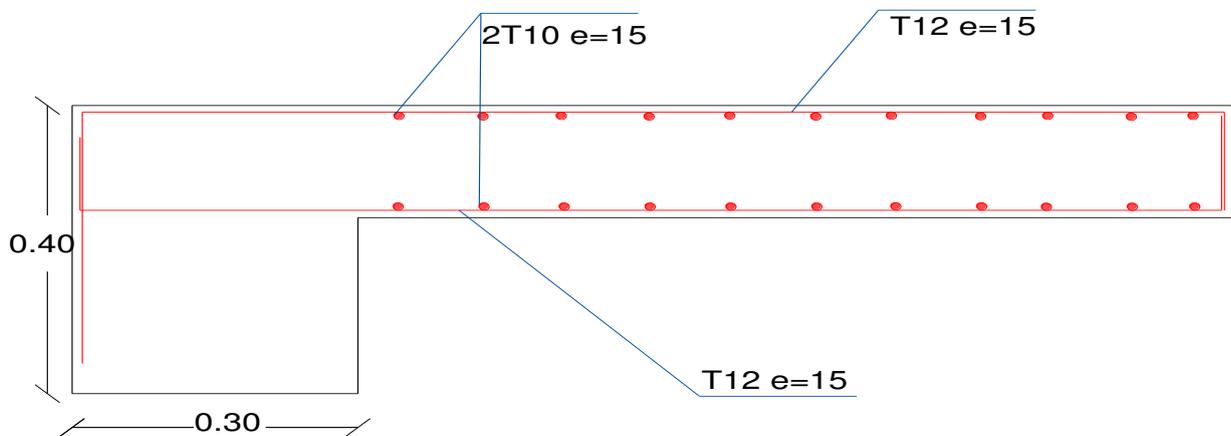
$St < \min(4h; 45cm) = \min(60cm; 45cm) = 45cm.$       $St = 15cm < 45cm \dots \dots$  condition vérifiée.

**Vérification de la flèche (BAEL91. Art B.6.5.1)**

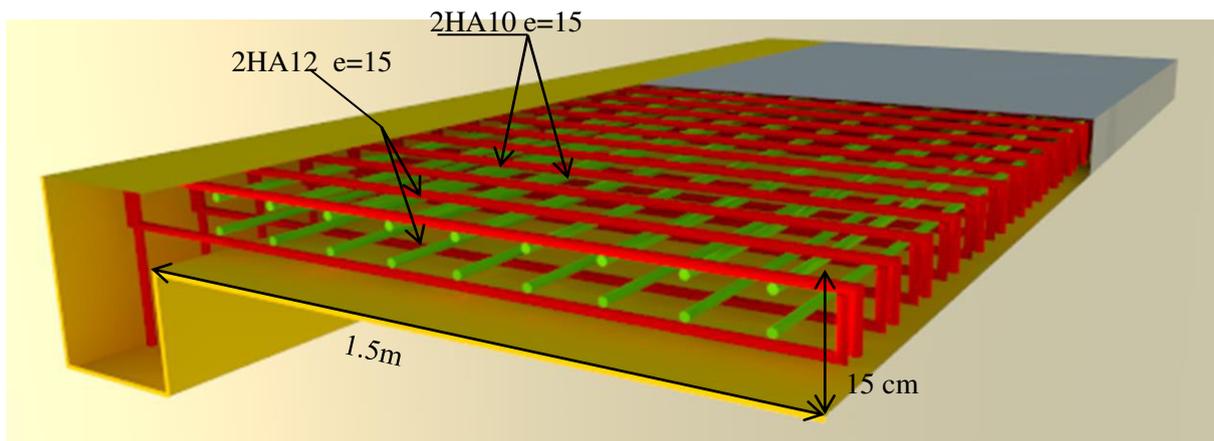
La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées

- $\frac{h}{L} = \frac{15}{150} = 0.1 \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0d} = 0.00418 \leq \frac{42}{fe} = \frac{4.2}{400} = 0.01$
- $\frac{h}{L} = \frac{15}{150} = 0.10 \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.05$

**Conclusion :** Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.



**Figure 3.20 :** Schémas de ferrailage de balcon.



**Figure 3.21 :** Schémas de ferrailage de balcon en 3D.

# **Chapitre 4**

## Étude dynamique et sismique

## 4.1 Introduction

La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.

La structure doit être le plus possible symétrique car la distribution régulière des éléments structuraux permet une transmission directe des forces. Il est toujours conseillé de distribuer régulièrement et symétriquement les éléments structuraux.

Dans certains cas de bâtiments, on ne peut pas éviter certaines formes qui sont asymétriques. Le concepteur doit tenir en étude des recommandations et satisfactions aux conditions de sécurités exigées par le règlement parasismique (mode de vibration, effort sismique à la base, effet P- $\Delta$ , Déplacement de la structure...).

## 4.2 Étude dynamique

### 4.2.1 Objectif d'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces Vibrations Libres Non Amorties (VLNA).

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

Pour la modélisation de notre bâtiment on utilise un logiciel appelé (ETABS)

### 4.2.2 Modélisation de la structure par la méthode des éléments finis

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (**poutres-poteaux**) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « **frame** » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (**d.d.l.**) par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

#### ✓ DETERMINATION DES FREQUENCES ET MODES PROPRES:

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment sans qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

L'équation du mouvement d'un système se déplaçant librement sans amortissement s'écrit :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{0\} \quad (1)$$

Où :

$\{\ddot{x}\}$ ,  $\{x\}$  : représentent respectivement le vecteur des accélérations et le vecteur des déplacements de la structure.

[M] : représente la matrice masse de la structure.

[K] : représente la matrice de rigidité de la structure.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté en vibrations libres non amorties (VLNA), nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Dans chaque mode propre de vibration, chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui peut s'écrire :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \quad (2)$$

Avec :

{A} : vecteur des amplitudes

$\omega$  : Fréquence de vibration

$\varphi$  : Angle de déphasage

Les accélérations en VLNA sont alors données par :

$$\{\ddot{x}(t)\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \quad (3)$$

En reportant les équations (2) et (3) dans l'équation (1), on aura :

$$[[K] - \omega^2 [M]] \{A\} \sin(\omega t + \varphi) = \{0\} \quad (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$[[K] - \omega^2 [M]] \{A\} = \{0\} \quad (5)$$

Ce système d'équation est un système à (N) inconnues  $A_i$ . C'est un système d'équation homogène qui ne peut admettre de solution non nulle que si le déterminant de la matrice carrée s'annule.

$$\text{det}[[K] - \omega^2 [M]] = 0 \quad (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée " *Equation caractéristique* ".

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (2N) en ( $\omega$ ).

Les  $N$  solutions ( $\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_n^2$ ) sont les carrés des pulsations propres des  $N$  modes des vibrations possibles.

Le 1<sup>er</sup> mode vibratoire correspond à  $\omega_1$  et est appelé mode fondamental ( $\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$ ).

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre  $\{\mathbf{A}\}_j$  ou forme modale.

#### ✓ Programme utilisé pour la modélisation

Un logiciel performant utilisé dans le domaine de **modélisation des structures de bâtiment** en génie civil est **ETABS (Extended Three Dimensions Analysis of Building Systems)**.

- Nom du programme: Extended 3D Analysis of Building Systems
- Version : Version 9.7.4

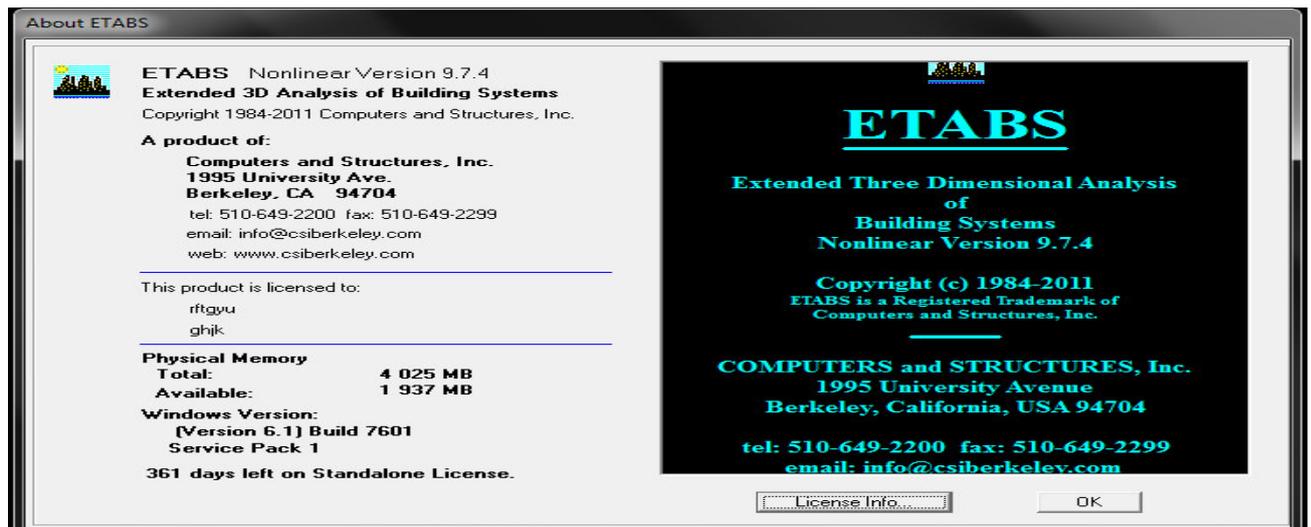


Figure 4.1 : présentation de logiciel ETABS.

ETABS est un logiciel 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.

-Pour la modélisation de cette structure on a utilisé logiciel ETABS pour déterminer :

- Les périodes propres
- Les déplacements du plancher
- Les coefficients de participation
- Les forces sismiques

✓ **Modélisation** : Les principales étapes de modélisation sont les étapes suivantes :

**La première étape : consiste à la création de la géométrie de base de la structure à modéliser (position des nœuds, connectivité des éléments).**

a / Démarrer le programme.

b/ Choisir les unités par défaut avant de commencer (il y a lieu de choisir une unité avant d'entamer une session ETABS). Adoptons le **KN.m**  dans la liste à droite, de la barre d'état.

c/ Commencer un nouveau modèle (**File** → **New model**) on a le choix entre « **No** »

d/ Définir la grille horizontale (**Custom grid spacing** puis **Story dimensions**) et spécifier le nombre et la hauteur des étages.

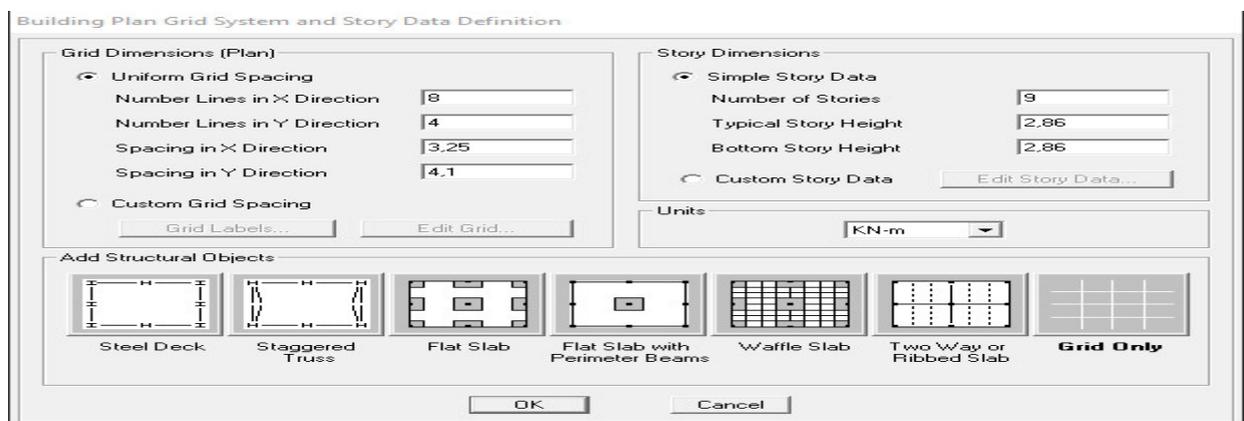


Figure 4.2 : Définition de dimensions pour la grille horizontale et nombre et la hauteur des étages.

e / Modification des story data prédéfinis

Custom story data → Edit story data

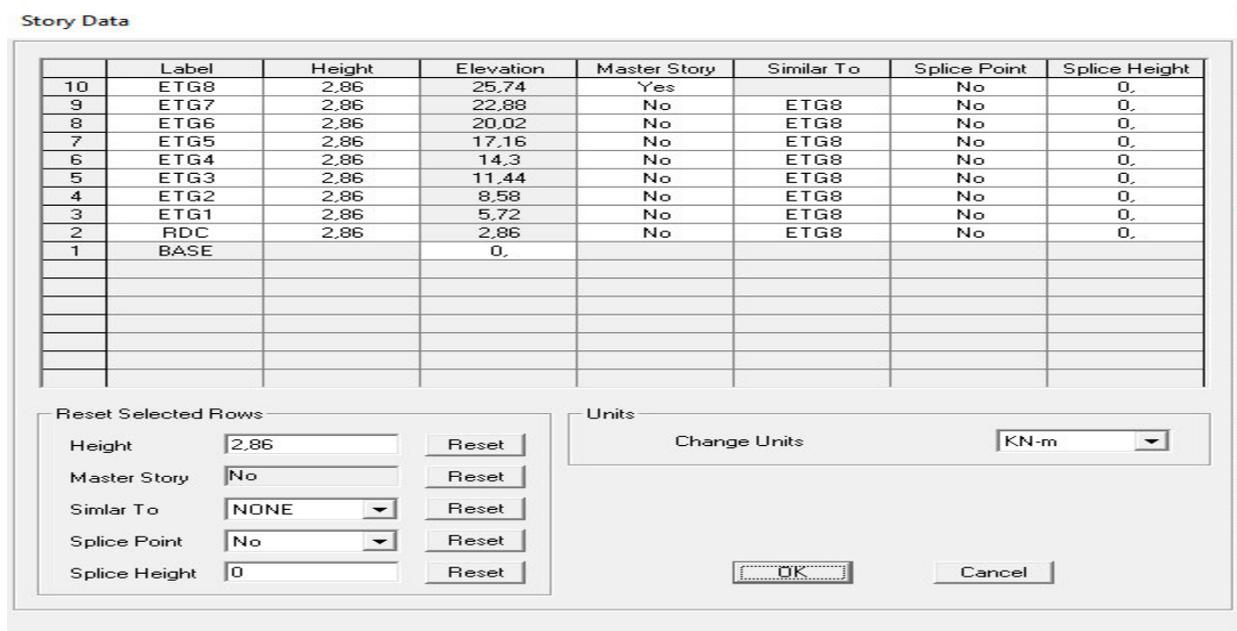


Figure 4.3 : modification des hauteurs d'étage.

f / Modification des grilles prédéfinis (ligne de construction)

Custom grid spacing → Edit grille

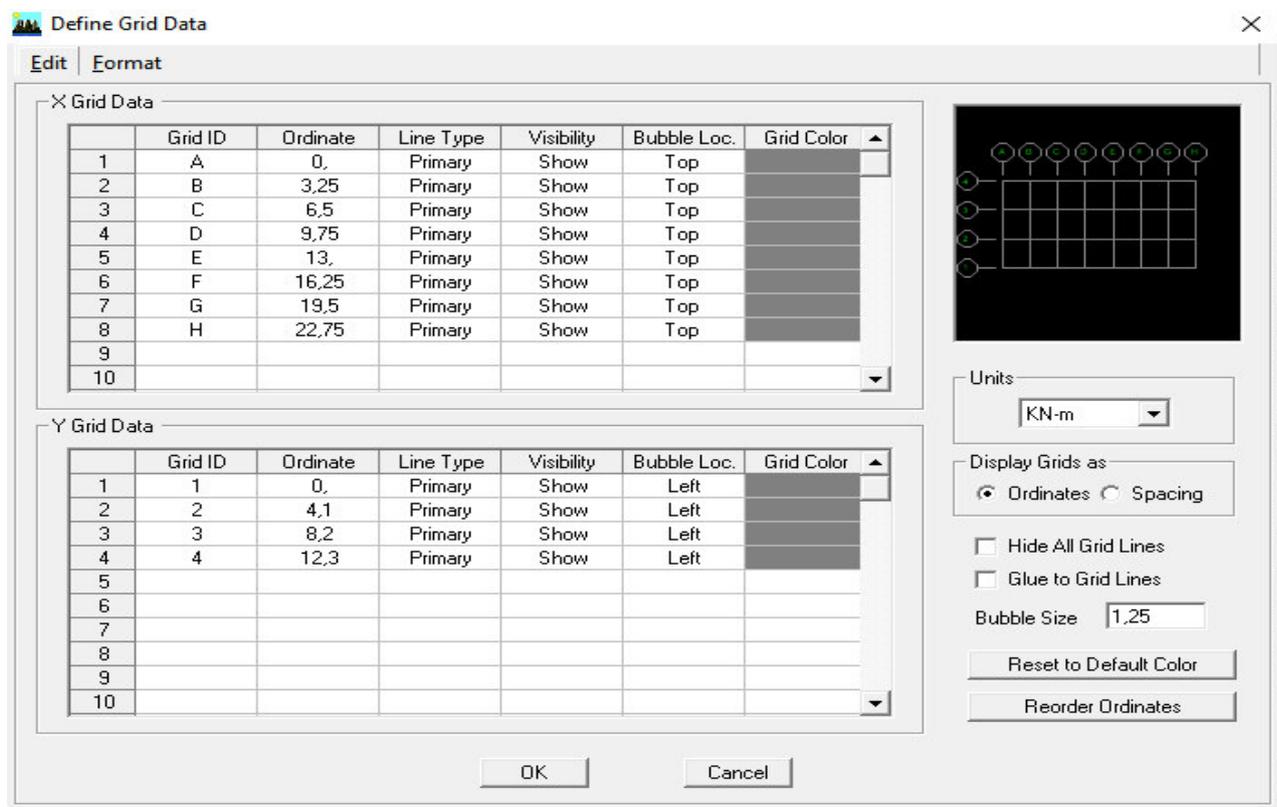


Figure 4.4 : Modification des grilles.

g / Commencer avec un modèle vide (cliquer sur **Grid only** puis **OK**)

La deuxième étape : spécifie les propriétés des membrures pour la structure à modéliser (définition et attribution des sections des éléments).

a / Définir les matériaux (Define → Material properties → Add New Material)

Ajouter un nouveau matériau **BETON** ( $E=32164200$  KN/m ; poids volumique  $25\text{kN/m}^3$ ,...)

Puis un autre sous le nom de 'Other', dont la masse et le poids volumique sont nuls

Material Property Data

Figure 4.5 : introduction des propriétés mécanique du béton.

b / Définir les sections des poteaux

(Define Frame Sections Add Rectangular)

Section poteau :  $0.4 \times 0.4 \text{ m}^2$ , matériau : BETON.

Pour préciser le cas poteau cliquer sur« **reinforcement** » et choisi « **column** »

Rectangular Section

Figure 4.6 : Définitions des sections Frame POTEAUX.

c/Même procédure pour définir la section des poutres.

PP 35x40 cm<sup>2</sup>, PS 30x40 cm<sup>2</sup>,

Matériau : BETON.

Pour préciser le cas poutre cliquer sur« renforcement » et choisi « beam ».

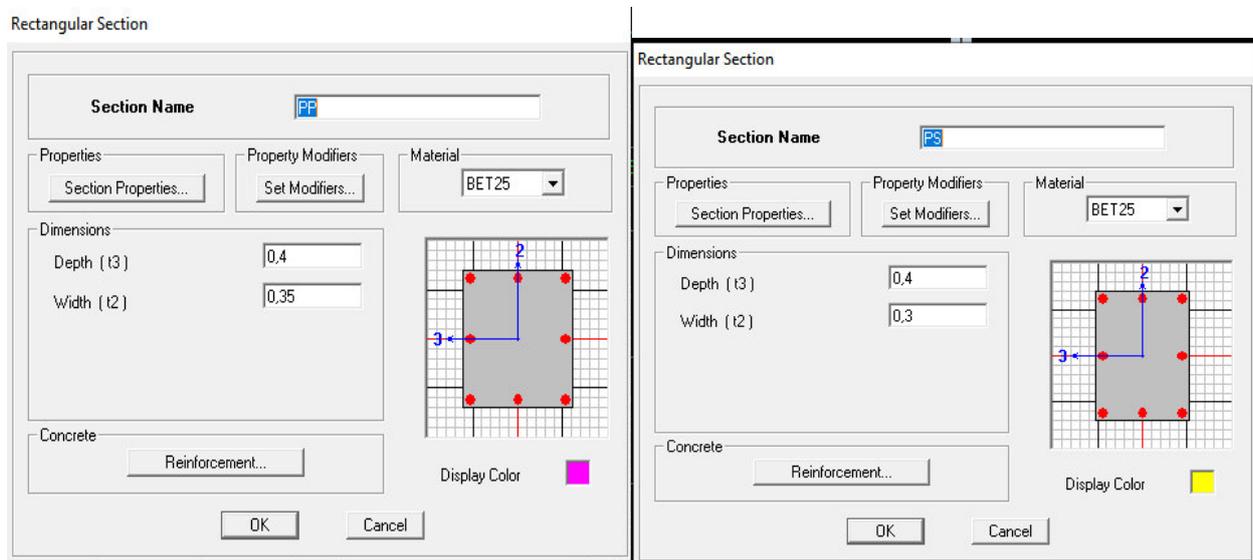


Figure 4.7 : Définitions des sections Frame POUTRES.

d /Définir Les éléments de type area

Define → Wall/Slab/Deck Sections → Add New Deck ... Procédure pour définir la section du plancher et matériau.

Pour la distribution des charges dans un seul sens Cocher dans la case de **load distribution** enfin ok.

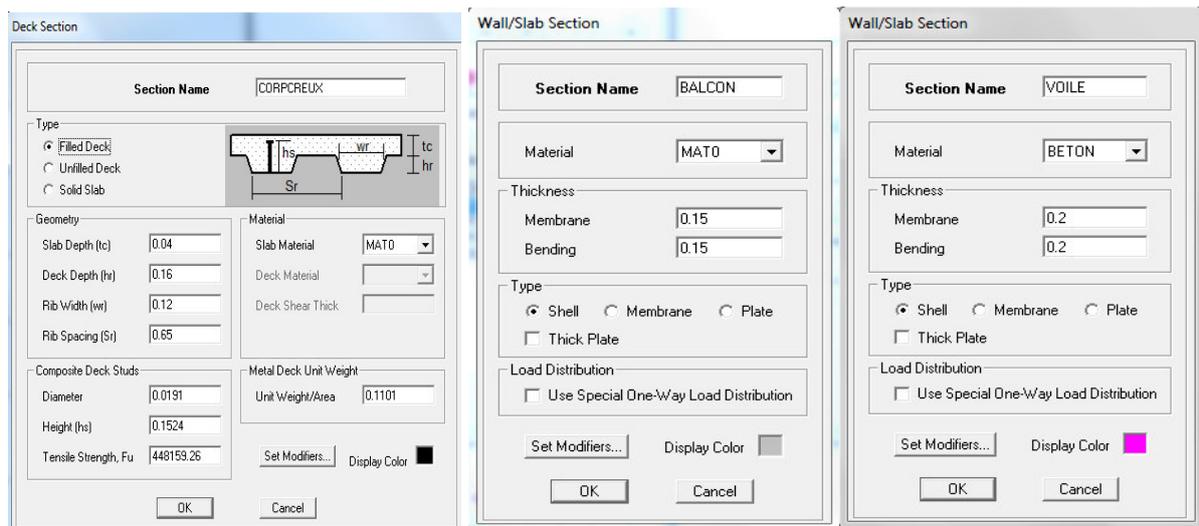


Figure 4.8 : Définition des éléments de type area.

Affectation des éléments dans le modèle

a- Les éléments de type frame

Poteau: draw → draw line objets → create columns in region or at clicks

Poutre: draw → draw line objets → create line in region or at clicks 

### b- Les éléments de type area

Plancher + balcon + dalle pleine: Draw → draw line objets → create Areas at clicks ou 

Voile: Draw → draw line objets → create wall in region or at clicks ou 

### La disposition des voiles:

La disposition des voiles doit satisfaire certaines conditions :

- Le nombre doit être suffisamment important pour assure une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique
- assurer une excentricité minimale

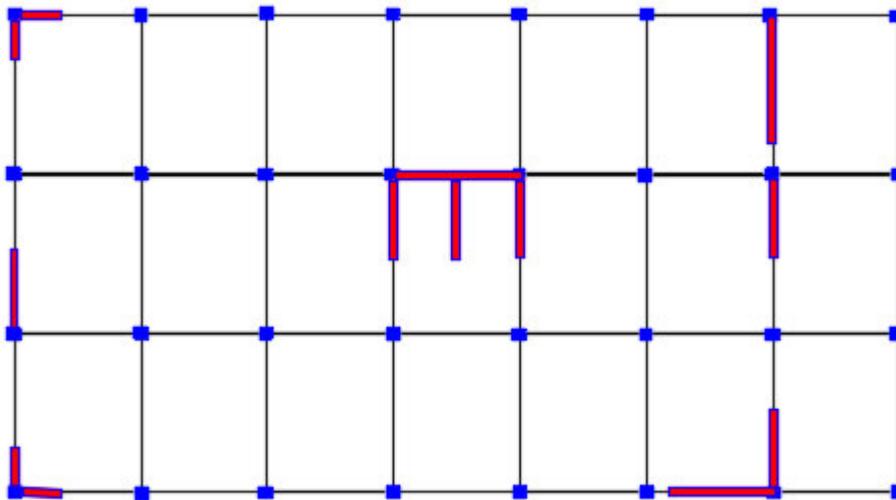


Figure 4.9 : La disposition des voiles.

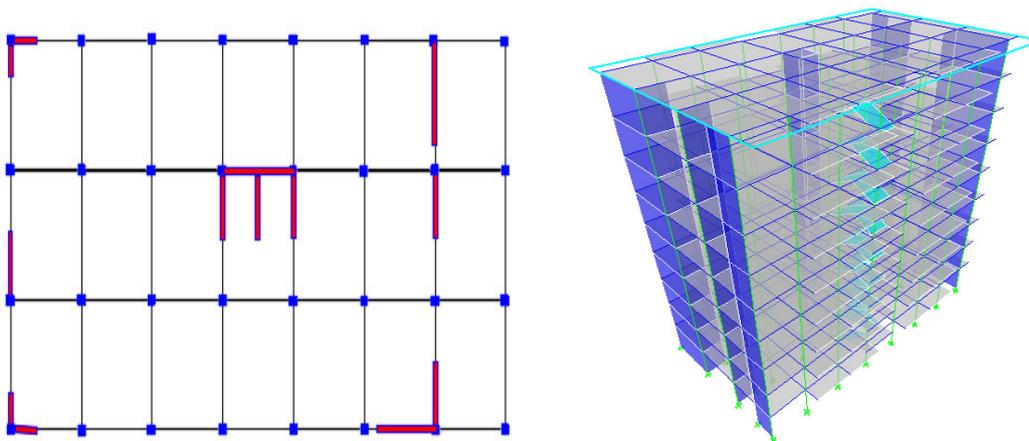


Figure 4.10 : Aperçu du bâtiment dans ETABS en 2D et 3D.

La troisième étape : consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, encastrement... etc.) pour la structure à modéliser.

Assign → joint/point → restraints ou → encastéré → ok

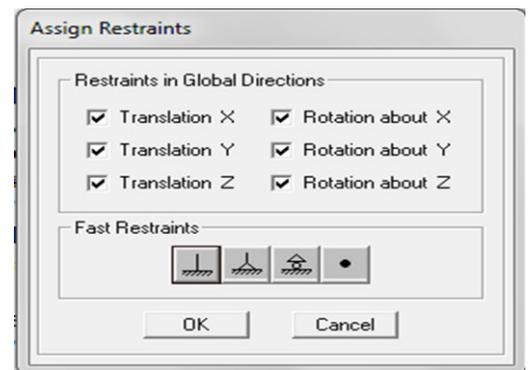


Figure 4.11 : Encastrement.

La quatrième étape : on va définir les charges appliquées sur la structure à modéliser (La charge verticale et le spectre de réponse qui correspond à la charge horizontale).

a / Définir les cas de chargement (Define → Static Load Cases...)

• Cas de Charges Statiques (Permanent et d'Exploitation)

Sélectionnez **Static Load Cases** dans le menu **Define**. Cette option permet de créer les cas de chargements statiques désirés. Dans le cas du chargement permanent **G** et si **Self Weight Multiplier** est pris égal à **1**, le poids propre des éléments de structure sera considéré automatiquement par le logiciel dans le calcul.

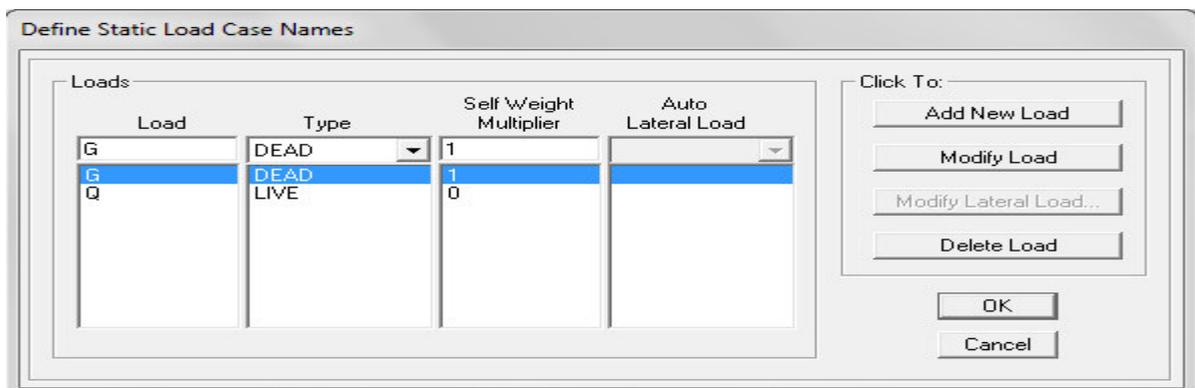


Figure 4.12 : les charges statiques G et Q.

b/ Définition de la masse

Dans notre cas d'étude d'un bâtiment d'habitation  $\beta = 0.20$

Donc pour chaque niveau « i » on aura :  $W_i = W_{gi} + 0.2W_{Qi}$

d /Avec : •  $W_{Gi}$  : poids dû aux charges permanentes

•  $W_{Qi}$  : charges d'exploitation.

Define → masse source ou

On donne la valeur 1 pour la charge permanente

On donne la valeur de  $\beta = 0.20$  pour la charge d'exploitation

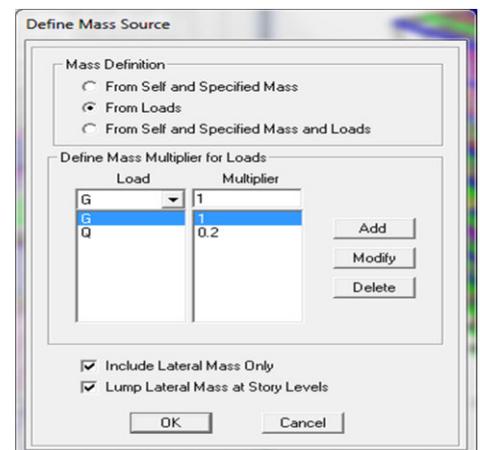


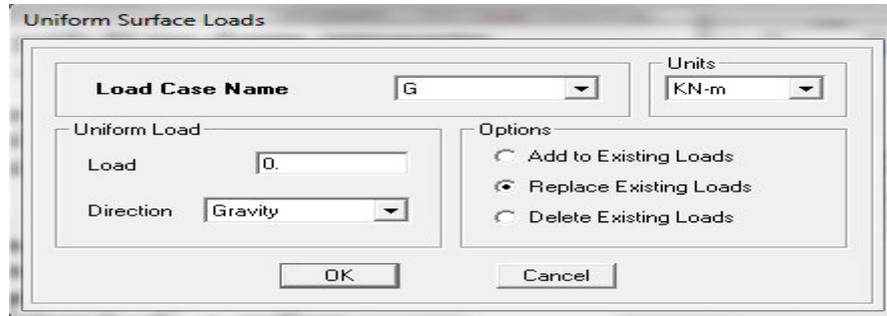
Figure 4.13 : la masse source.

**c / Application des charges**

Sélectionner les éléments à charger :

Pour les Charges Surfaceutes « Shell/Area Loads »

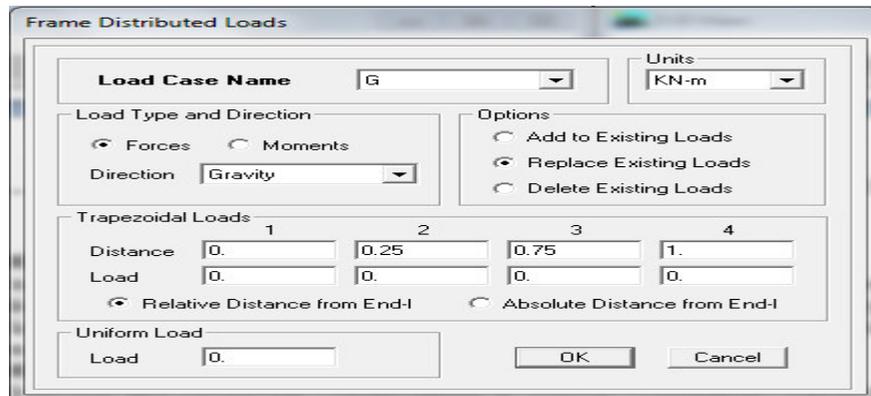
Assign → shell/Area loads → uniform



**Figure 4.14 :** Spécification des charges surfaceutes.

**Pour Charges appliquées sur les éléments Frame « Frame/Line Loads »**

Assign → frame/line loads → distribution

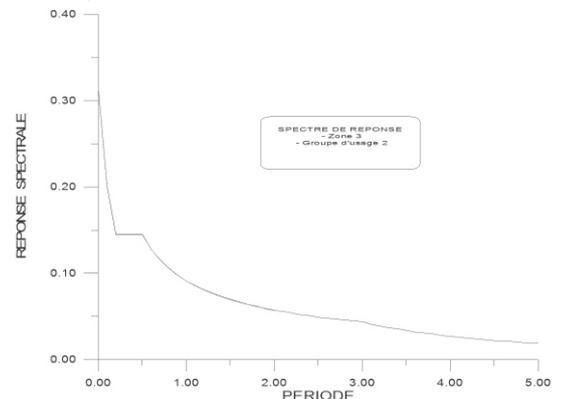


**Figure 4.15 :** Exemples de chargement des éléments « Frame ».

**d / Paramètres utilisées pour l'étude sismique (A4.2.3.R.P.A99/2003)**

**Définition de spectre : avec application RPA99/ V2003**

- Zone : (III)
- Groupe d'usage : (2)
- Coefficient de comportement global de la structure : (R =3.5)
- $\xi(\%)$  est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages : ( $\xi=7\%$ )
- Q : Facteur de qualité : (Q=1.25)

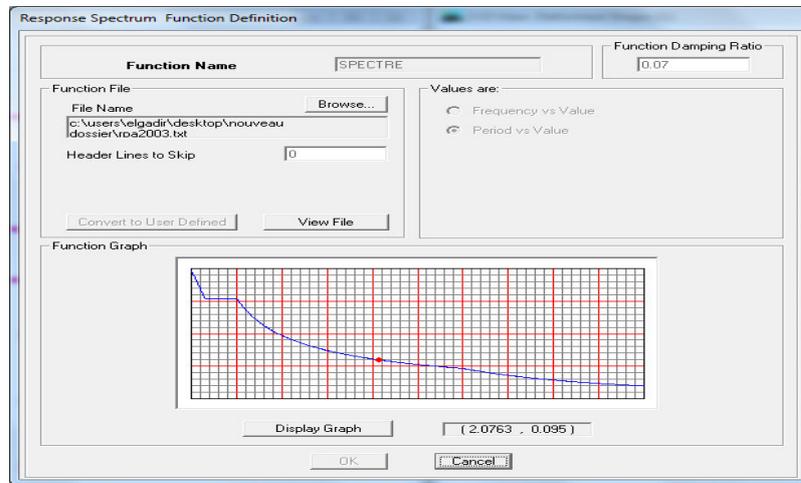


**Figure 4.16 :** Spectre de réponse sismique de calcul utilisé selon le R.P.A99/2003.

**e / Définition de fonction sismique spectre :**

Pour introduire le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

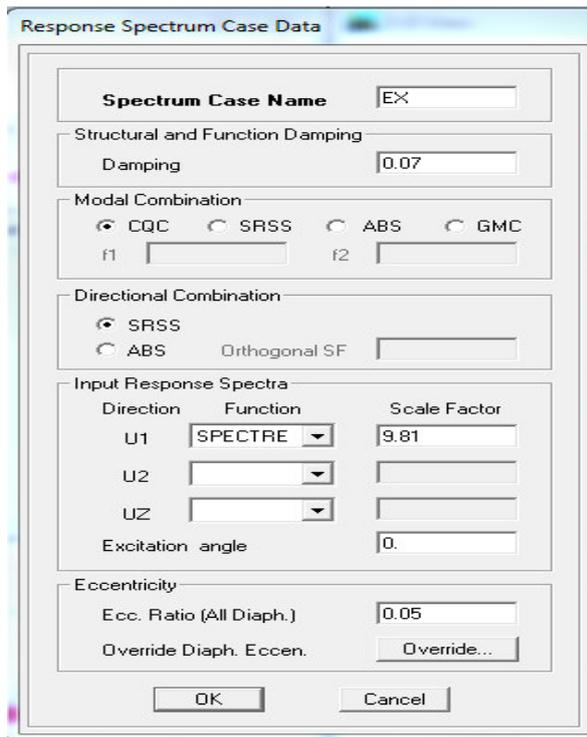
Define → response spectrum function → add spectrum from file



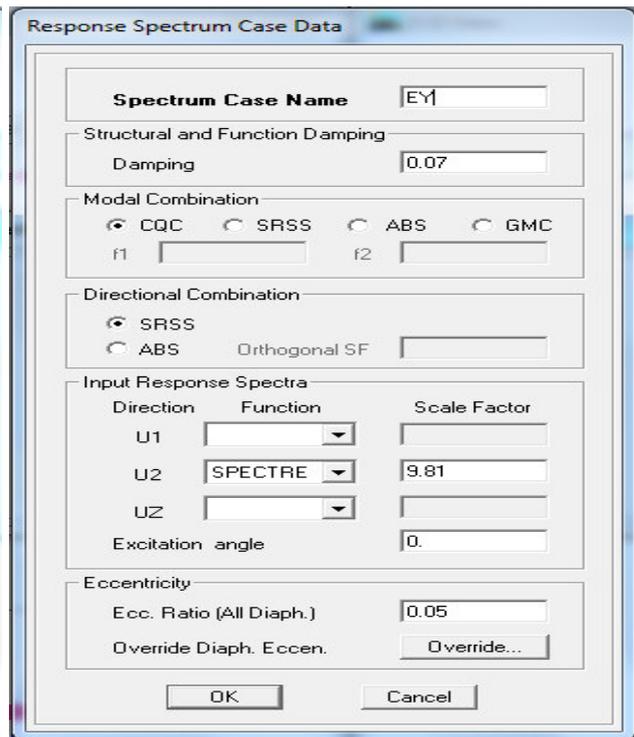
**Figure 4.17 :** définition de fonction sismique spectre.

**f / Définition des actions sismique EX et EY :**

Define → response → spectrum cases ou



**Figure 4.18 :** la force sismique suivant x.



**Figure 4.19 :** la force sismique suivant y.

**La cinquième étape : c'est la définition et l'attribution des combinaisons de charge.**

**a / Combinassions des charges :**

-Combinassions aux états limites

$$ELU = 1.35G+1.5Q$$

$$ELS = G+Q$$

-Combinassions accidentelles du RPA

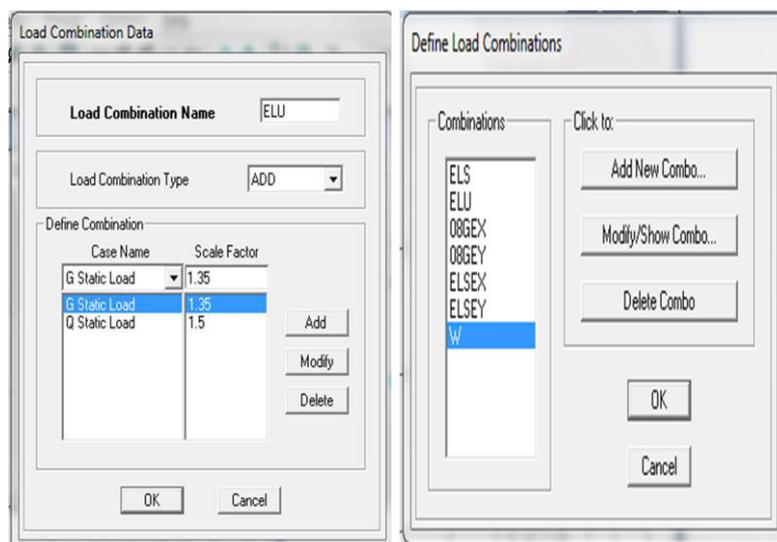
$$ELSEX=G+Q+EX$$

$$ELSEY=G+Q+EY$$

$$08GEX=0.8G+EX$$

$$08GEY=0.8G+EY$$

Pour introduire les combinassions dans le logiciel on clique sur :



**Figure 4.20 :** combinaison d'action.

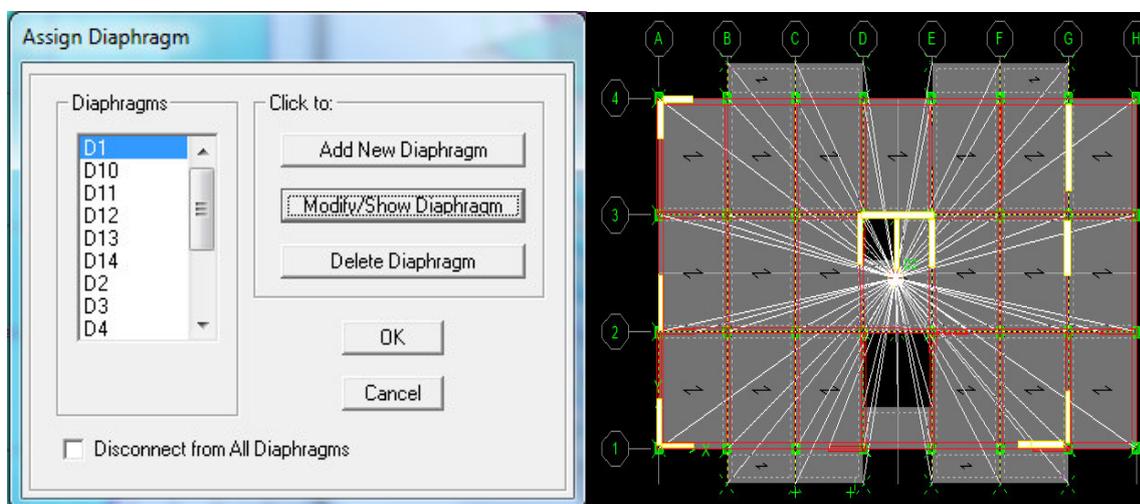
Define → loads combination Ou 

**Liaisons rigides (diaphragmes)**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme.

sélectionner les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign → joint/point diaphragms → add New diaphragms → D1 → ok



**Figure 4.21 :** coupe transversale de diaphragme horizontale

**La sixième étape : c'est visualiser les résultats de l'analyse.**

**a / Lancer l'analyse de la structure**

Analyse → Run analysis

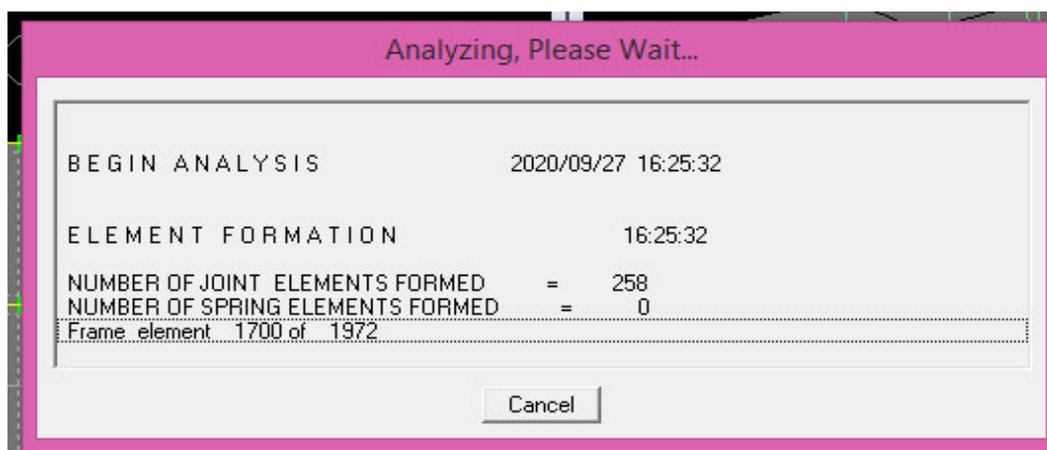


Figure 4.22 : Lancer l'analyse de la structure.

### 4.2.3 Caractéristiques géométriques et massiques de la structure

#### 4.2.3.1 Le centre de masse

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (poteaux, poutres, planchers, voiles, maçonneries et balcons).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :  $M_i$  : La masse de l'élément "i" du niveau considéré.

$X_i, Y_i$  : Coordonnées du centre de gravité de l'élément "i" par rapport au repère global.

#### Remarque :

Il y a lieu de rappeler que l'ETABS calcule et affiche automatiquement les deux (02) facteurs cités précédemment (centre de masse, masse totale de l'étage) lorsque le plancher est lié par un diaphragme.

#### 4.2.3.2 Le centre de torsion

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités de l'ensemble des éléments constituant le contreventement de la structure. Autrement dit c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles et des poteaux.

-Si le centre de torsion et le centre de masse se confondent ; les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent qu'une translation de la structure.

-Si les deux centres sont excentrés la résultante provoque une translation et une rotation ce qui nous ramène à tenir compte dans les calculs d'un effort tranchant supplémentaire.

#### 4.2.3.3 Excentricité

##### a) Calcul de l'excentricité

L'excentricité c'est la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion, pour toutes structures comportant des planchers horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

**b) Excentricité théorique**

$$e_x = |XCR - XCM| \qquad e_y = |YCR - YCM|$$

**c) Excentricité accidentelle**

$$e_{ax} = 5\%L_x \qquad e_{ay} = 5\%L_y$$

Le règlement parasismique algérien RPA99 (art4.2.7) nous préconise de considérer une excentricité minimale égale à 5% de la plus grande dimension du bâtiment.

-Après l'analyse automatique par logiciel ETABS, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Mode	Période	UX	UY	Cumule UX	Cumule UY
1	0.640699	61.0169	0.1731	61.0169	0.1731
2	0.567407	1.0223	60.4892	62.0392	60.6623
3	0.458434	2.942	7.1939	64.9812	67.8562
4	0.16762	12.8116	0.3103	77.7927	68.1665
5	0.161081	0.8633	11.3323	78.656	79.4989
6	0.128804	0.7511	1.8498	79.4072	81.3487
7	0.079857	3.8703	0.8709	83.2775	82.2195
8	0.078322	1.1774	4.1094	84.4549	86.329
9	0.062224	0.0798	0.8618	84.5346	87.1907
10	0.053167	2.115	0.0526	86.6496	87.2433
11	0.049255	0.0011	3.0817	86.6507	90.3251
12	0.045181	1.4358	0.11	88.0866	90.4351
13	0.037368	0.5134	0.4575	88.6	90.8926
14	0.036207	0.0013	2.4303	88.6013	93.3229
15	0.03466	1.9173	0.0155	90.5185	93.3383

**Tableau 4.1 :** Modes de vibration et taux de participation des masses.

Niveau	XCM	YCM	XCR	YCR	e <sub>x</sub> [m]	e <sub>y</sub> [m]
Niveau 1	11.735	7.003	11.065	5.507	0,027	0,0944
Niveau 2	11.763	7.196	10.935	5.271	0,034	0,1215
Niveau 3	11.772	7.25	12.326	5.483	0,0227	0,1115
Niveau 4	11.772	7.25	12.851	5.616	0,0441	0,1031
Niveau 5	11.772	7.25	13.032	5.657	0,0515	0,1005
Niveau 6	11.778	7.267	13.062	5.656	0,0525	0,1016
Niveau 7	11.783	7.281	13.013	5.636	0,0503	0,1038
Niveau 8	11.788	7.299	12.925	5.611	0,0465	0,1065
Niveau 9	11.32	6.23	12.848	5.602	0,0625	0,0396
TERRASSE	11.375	6.536	11.735	7.722	0,0147	0,0748

**Tableau 4.2 :** L'excentricité prise en compte pour chaque variante.

• Poids total de bâtiment :

	éléments	WG (KN)	WQ (KN)	Wi (KN)	W total (KN)
Terrasse	plancher	2152,85	341,74	3760,918	36844,89
	acrotère	147,1	/		
	poutres p	400,56	/		
	poutre s	297,33	/		
	voiles	228,6	/		
	poteaux	167,04	/		
	maçonnerie	299,09	/		
Etage courant (n)	plancher	1902,77	492,62	4115,33	
	poutres p	400,56	/		
	poutre s	297,33	/		
	voiles	457,19	/		
	poteaux	334,08	/		
	escalier	17,37	46,63		
	maçonnerie	598,18	/		
Etage courant (n-1)	plancher	1902,77	492,62	4132,64	
	poutres p	400,56	/		
	poutre s	297,33	/		
	voiles	457,19	/		
	poteaux	334,08	/		
	escalier	34,74	46,63		
	maçonnerie	598,18	/		
RDC	plancher	1902,77	492,62	4172,8	
	poutres p	400,56	/		
	poutre s	297,33	/		
	voiles	757,34	/		
	poteaux	373,12	/		
	escalier	34,74	46,63		
	maçonnerie	299,09	/		

Tableau 4.3 : Calcul du poids de la structure (W)

#### 4.2.4 Analyse des résultats

- Ce modèle présente une période fondamentale  $T = 0.55s$

• Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation (xx) 61%.

• Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de translation (yy) 53%.

• Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation 58.7%.

• On retient les 09 premiers modes, pour que le coefficient de participation massique atteigne les 90% (selon le RPA99/2003).

• La période fondamentale de la structure  $T=0.55s$ , ne doit pas dépasser la période empirique de plus de

30%, sachant que  $T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$  tel que :

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau  $N$ .

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4-7 du RPA99/version2003.

$T_{RPA}=0.72$

Donc :  $T_{fon}=0.55 < 1.3T_{RPA}=0.936$  .....condition vérifiée.

a) Schémas des trois premiers modes de vibration

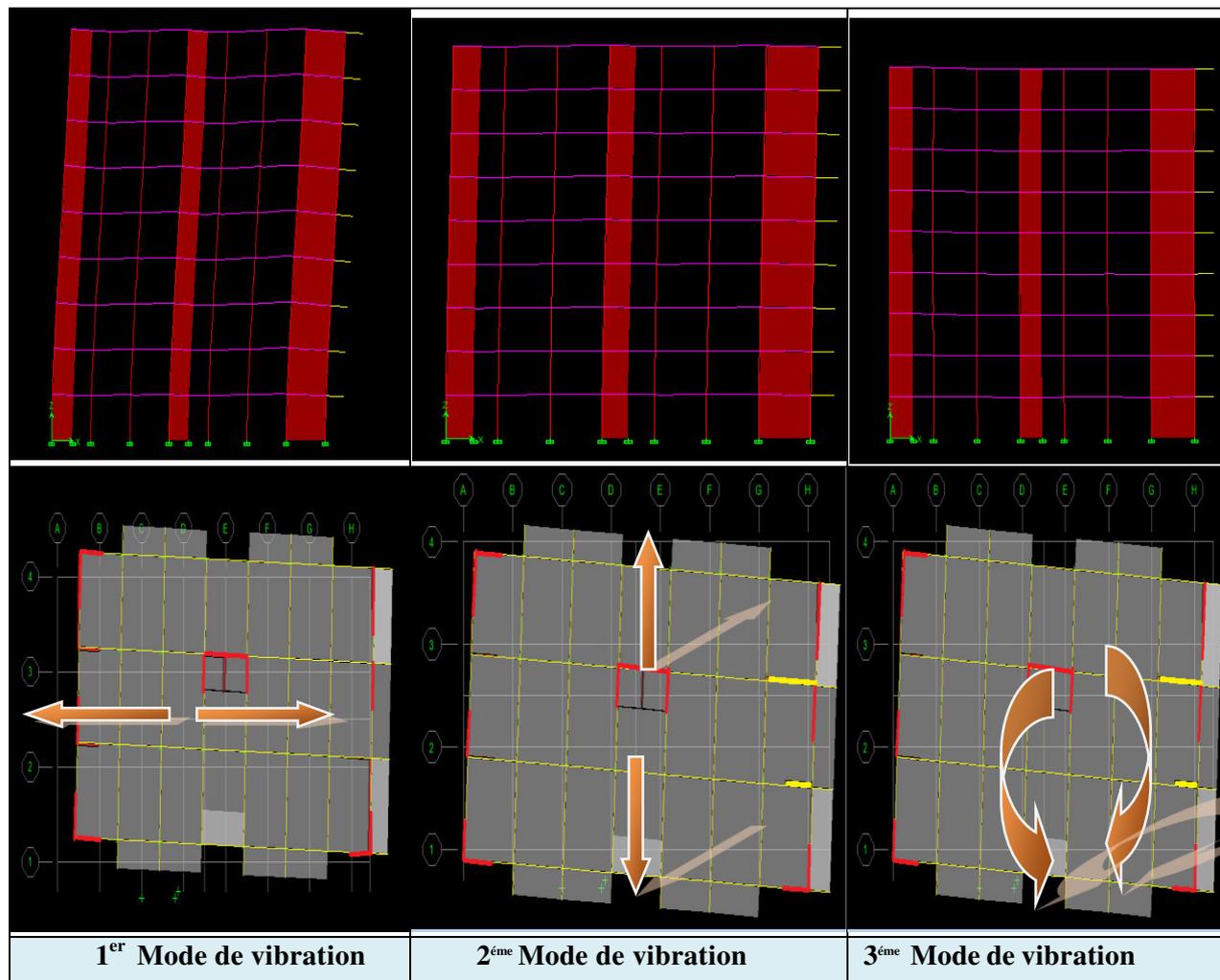


Tableau 4.4 : Les modes de vibration de la structure.

**1<sup>er</sup> mode** : c'est un mode de translation suivant l'axe x.

**2<sup>ème</sup> mode** : c'est un mode de translation suivant l'axe y.

**3<sup>ème</sup> mode** : c'est un mode de rotation autour de l'axe Z.

4.3 Étude sismique

4.3.1 Introduction

Notre structure étant implantée en zone sismique III et vu les dégâts énormes que peut engendrer un séisme, une étude sismique s'impose. Ainsi, le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme repose sur l'évaluation des charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le

cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel *ETABS* qui utilise une approche dynamique basée sur le principe de la superposition modale.

#### 4.3.2 Les méthodes de calcul: (A4.1.1./RPA99/2003)

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

1. Par la méthode statique équivalente.
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale.
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

##### 4.3.2.1 Méthode statique équivalente

Dans cette méthode, les actions sismiques réelles qui se développent dans la construction, sont remplacées par un système de forces statiques fictives. Les effets de ces forces sont considérés équivalents à ceux provoqués par mouvement du sol dans une direction quelconque.

Les forces sismiques équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure,

$$\text{Soit : } V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{RPA99 (art 4, 2,3)}$$

**A** : coefficient d'accélération donne par le tableau des règles R P A en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

**R**: facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure,

**D**: facteur d'amplification dynamique, dépendant de la période T et du type de sol d'assise de fondation.

**Q**: **facteur de qualité**, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux.....etc.).

➤ **A : coefficient d'accélération de zone:**

Donné par le tableau (4.5)) ci-dessous suivant la zone sismique et la groupe d'usage du bâtiment

	ZONE I	ZONE II <sub>a</sub>	ZONE II <sub>b</sub>	ZONE III
Groupe	I	II <sub>a</sub>	II <sub>b</sub>	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

**Tableau 4.5** : Coefficients d'accélération de zone A.

Dans notre cas on a un groupe d'usage 2 en zone III donc :A = 0.25

➤ **Q : Facteur de qualité, défini par**

La formule empirique donnée par R P A 99 est la suivante: 
$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

Avec : P<sub>q</sub>: la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère q.

Critère q	Pq // xx	Pq // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
Redondance en plan	0	0
Régularité en plan	0.05	0.05
Régularité en élévation	0.05	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1

Tableau 4.6 :  $Q = 1.25$  « pour les deux sens ».

➤ **W : poids de la structure**

$\beta$  : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4-7 du RPA99,

Tableau 4.7 : Détermination de «  $\beta$  » selon le tableau 4.6 (R.P.A99/2003)

Cas	Type d'ouvrage	$\beta$
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés Bâtiments recevant du public temporairement.	<b>0.20</b>
2	salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout.	0.30
3	salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises.	0.40
4	Entrepôts, hangars.	0.40
5	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés.	0.50
5	Autres locaux non visés ci-dessus.	1.00

A partir de la valeur du  $\beta$ , on peut déterminer le poids total de la structure :

Dans notre cas et pour bâtiment d'habitation  $\beta = 0,20$

Donc pour chaque niveau « i » on aura :  $W_i = W_{gi} + 0.2W_{Qi}$

Avec :  $\bullet W_{Gi}$  : poids dû aux charges permanentes

$\bullet W_{Qi}$  : charges d'exploitation

**Poids total:  $W_T = 36844,89$  KN**

➤ **Coefficient de comportement global de la structure « R »**

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.4 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4 (R.P.A99/2003). En cas d'utilisation de systèmes Voiles porteurs **R=5**

➤ **D : facteur d'amplification dynamique moyen** : En fonction de la catégorie du site, du facteur de coefficient d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure  $T$ . ce coefficient est donné par :

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec  $T_2$  : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4,8 du RPA99/version2003.

$$\text{Catégorie } S_3 \quad \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ sec.} \\ T_2 = 0.5 \text{ sec.} \end{cases}$$

- $\eta$  : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

-  $\xi$ (%) est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi$  Est donné par le tableau (4-8) présenté ci-après.

Remplissage	Portique		Voile ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

**Tableau 4.8 :** Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel.

Nous avons un contreventement mixte voiles -portiques donc on prend  $\xi = 7 \%$ .

D'où  $\eta = 0,88 > 0,7$

**d. Estimation empirique de la période fondamentale**

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-7 et 4-8 du RPA99.

On donc :

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} \quad \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

Avec  $h_N$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau  $N$ .

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4-6 du RPA99/version2003.

$h_N = 24.48\text{m}$

$C_T = 0.05$  donc :  $T = 0.55\text{s}$

Dans notre cas d'étude le contreventement est assuré partiellement par des voiles en béton armé on peut utiliser aussi la formule suivante :

$D$  : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

La période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-7 et 4-8 du RPA99.

$$\begin{cases} T_x = \min (T = 0,46 \text{ sec}, \quad T_1 = 0,55 \text{ sec}) \Rightarrow T_x = 0,46 \text{ sec.} \\ T_y = \min (T = 0,63 \text{ sec}, \quad T_1 = 0,55 \text{ sec}) \Rightarrow T_y = 0,55 \text{ sec.} \end{cases}$$

On calcule le facteur D suivant les deux directions par les formules suivantes :

$$\text{On a } \begin{cases} 0 < T_x < T_2 & \text{donc } D_x = 2,5 \eta (T_2 / T_x)^{2/3} = 2,2. \\ T_2 < T_y < 3 \text{ sec} & \text{donc } D_y = 2,5 \eta (T_2 / T_y)^{2/3} = 2,06. \end{cases}$$

**Les efforts sismiques à la base**

La résultante des forces sismiques à la base doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes (Art 4, 2,5).

$$V = F_t + \sum F_i$$

Avec :

$$\begin{cases} F_t = 0,07 T.V & \text{si } T > 0,7 \text{ s} \\ F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7 \text{ s} \end{cases}$$

On a :

$$T < 0,7 \Rightarrow F_t = 0$$

**Vérification par RPA 99/2003 :**

Il faut que  $F_t < 0,25 V$  (Art 4, 2,5) soit vérifiée.

La force sismique équivalente qui se développe au niveau  $i$  est donnée par l'expression :

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

$F_i$  : force horizontale au niveau  $i$ .

$h_i$  : niveau du plancher.

$F_t$  : force concentrée au sommet de la structure.

NIVEAU	HAUTEUR	W <sub>i</sub>	W <sub>i</sub> x H <sub>i</sub>	Somme W <sub>i</sub> x H <sub>i</sub>	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	W total	F <sub>i x</sub>	F <sub>i y</sub>	T <sub>i x</sub>	T <sub>i y</sub>
TERRASSE	24,48	3760,92	92067,32	445904,03	4255,58	3984,77	36844,89	878,66	822,75	878,66	822,75
7	21,42	4115,33	88150,37	445904,03	4255,58	3984,77	36844,89	841,28	787,75	1719,95	1610,49
6	18,36	4132,64	75875,27	445904,03	4255,58	3984,77	36844,89	724,13	678,05	2444,08	2288,54
5	15,3	4132,64	63229,39	445904,03	4255,58	3984,77	36844,89	603,44	565,04	3047,52	2853,59
4	12,24	4132,64	50583,51	445904,03	4255,58	3984,77	36844,89	482,75	452,03	3530,28	3305,62
3	9,18	4132,64	37937,64	445904,03	4255,58	3984,77	36844,89	362,07	339,03	3892,34	3644,65
2	6,12	4132,64	25291,76	445904,03	4255,58	3984,77	36844,89	241,38	226,02	4133,72	3870,66
1	3,06	4172,8	12768,77	445904,03	4255,58	3984,77	36844,89	121,86	114,11	4255,58	3984,77

**Tableau 4.9 :** Effort sismique et effort tranchant revenant à chaque niveau

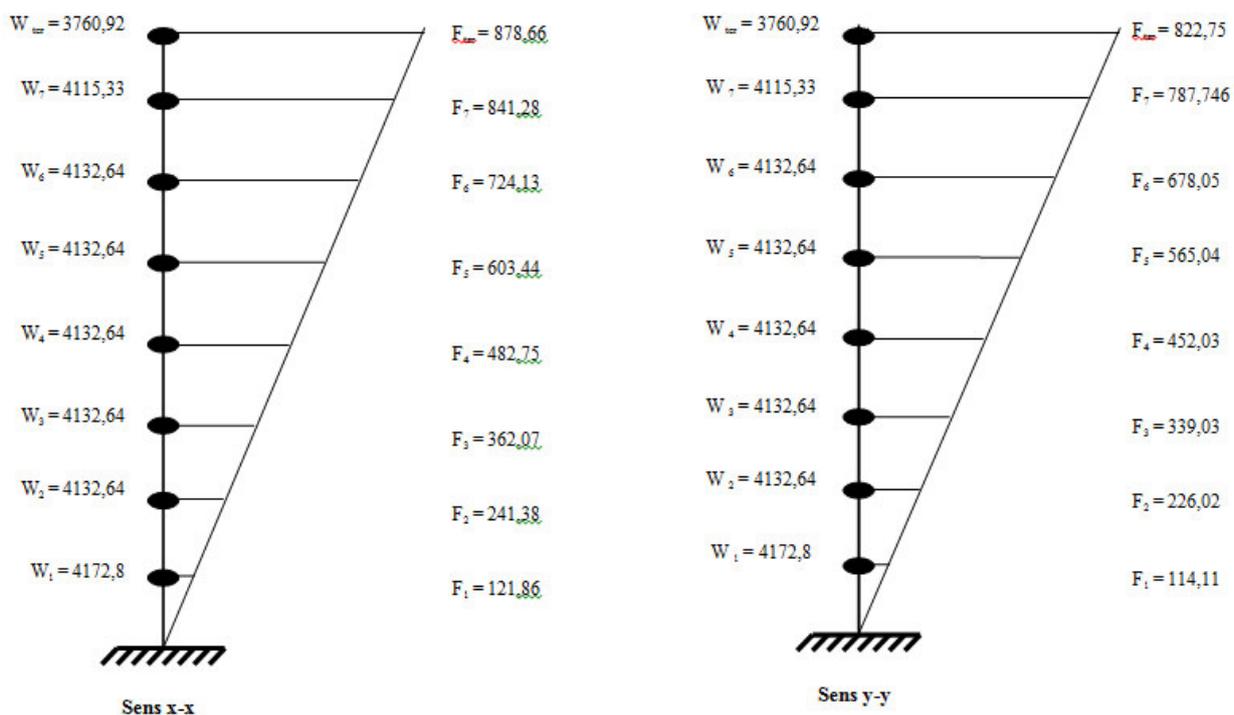


Figure 4.23 : La répartition de l'effort sismique selon les étages

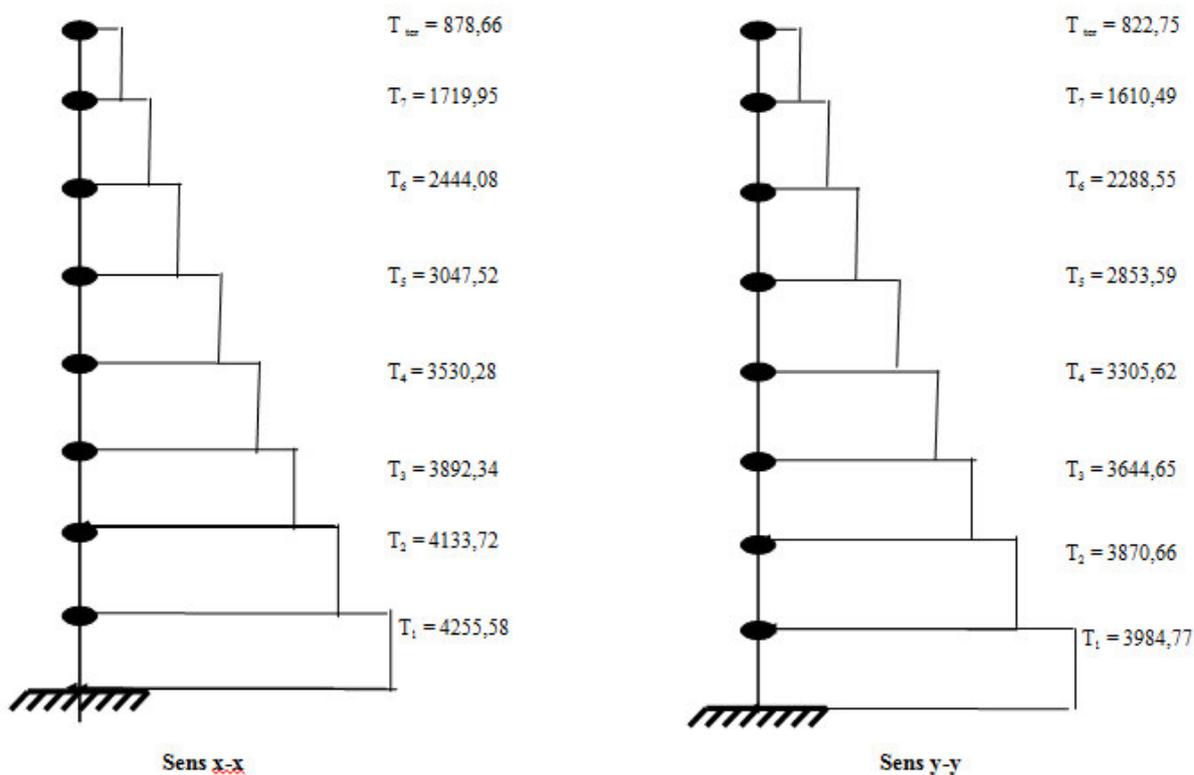


Figure 4.24 : La répartition de l'effort tranchant selon les étages

### 4.3.2.2 La méthode modale spectrale (A4.1.3./RPA99/2003)

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

#### a) Principe

Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20\text{sec}$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et  $T_K$  la période du mode K.

#### b) Analyse spectrale

##### ➤ Utilisation des spectres de réponse

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse - toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est en fonction de l'amortissement ( $\zeta$ ) et de la pulsation naturelle ( $\omega$ ).

Donc pour des accélérogrammes données si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

➤ Représentation graphique du spectre de réponse

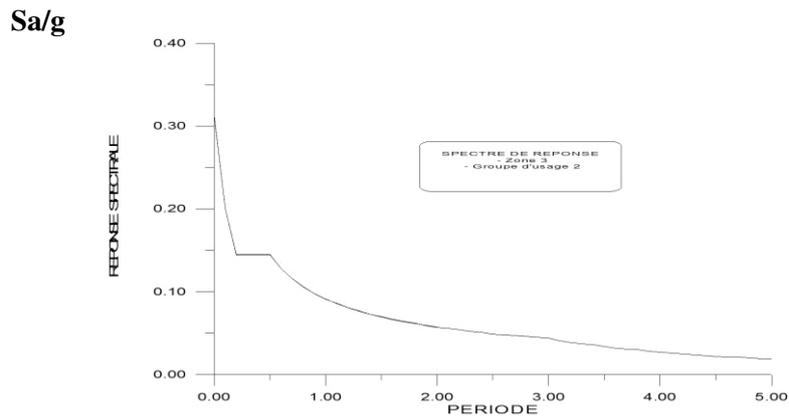


Figure 4.25: Spectre de réponse.

Avec :

g : accélération de la pesanteur, (g =9.81N)

A : coefficient d'accélération de zone, (A=0.25)

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est en fonction du système de contreventement (R =3.5).

T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub> : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, (T<sub>1</sub> =0.15sec, T<sub>2</sub> =0.5sec)

Q : Facteur de qualité. (Q = 1.25)

Résultats de l'analyse spectrale :

1) Participation modale pour la reprise de l'effort tranchant en introduisant le spectre dans le sens x seulement :

Tableau 4.10

	Mode	Direction	Vx	Vy
SPECTRE X	1	X - X	2326.34	122.82
SPECTRE X	2	X - X	41.91	-323.37
SPECTRE X	3	X - X	129.71	204.37
SPECTRE X	4	X - X	570.03	88.49
SPECTRE X	5	X - X	38.3	-138.89
SPECTRE X	6	X - X	38.29	60.26
SPECTRE X	7	X - X	270.48	128.32
SPECTRE X	8	X - X	82.89	-154.82
SPECTRE X	9	X - X	6.04	19.84
SPECTRE X	10	X - X	165.95	26.13
SPECTRE X	11	X - X	0.09	-4.81
SPECTRE X	12	X - X	118.11	-32.75
SPECTRE X	13	X - X	44.46	42.04
SPECTRE X	14	X - X	0.11	-4.86
SPECTRE X	15	X - X	167.6	-15.14
SPECTRE X	16	X - X	0.25	-7.32
<b>Résultat obtenu par la combinaison SRS</b>			<b>2431.04</b>	<b>486.68</b>

2) Participation modale pour la reprise de l'effort tranchant en introduisant le spectre dans le sens y seulement :

Tableau 4.11

	Mode	Direction	Vx	Vy
SPECTRE Y	1	Y - Y	122.82	6.48
SPECTRE Y	2	Y - Y	-323.37	2495.37
SPECTRE Y	3	Y - Y	204.37	322
SPECTRE Y	4	Y - Y	88.49	13.74
SPECTRE Y	5	Y - Y	-138.89	503.7
SPECTRE Y	6	Y - Y	60.26	94.84
SPECTRE Y	7	Y - Y	128.32	60.87
SPECTRE Y	8	Y - Y	-154.82	289.17
SPECTRE Y	9	Y - Y	19.84	65.18
SPECTRE Y	10	Y - Y	26.13	4.12
SPECTRE Y	11	Y - Y	-4.81	246.14
SPECTRE Y	12	Y - Y	-32.75	9.08
SPECTRE Y	13	Y - Y	42.04	39.75
SPECTRE Y	14	Y - Y	-4.86	211.25
SPECTRE Y	15	Y - Y	-15.14	1.37
SPECTRE Y	16	Y - Y	-7.32	215.41
<b>Résultat obtenu par la combinaison SRS</b>			486.68	2615.02

3) Participation modale pour la reprise de l'effort tranchant en introduisant le spectre dans le sens x et y simultanément :

Tableau 4.12

	Mode	Direction	Vx	Vy
SPECTRE X-Y	1	X - X	2326.34	122.82
SPECTRE X-Y	2	X - X	41.91	-323.37
SPECTRE X-Y	3	X - X	129.71	204.37
SPECTRE X-Y	4	X - X	570.03	88.49
SPECTRE X-Y	5	X - X	38.3	-138.89
SPECTRE X-Y	6	X - X	38.29	60.26
SPECTRE X-Y	7	X - X	270.48	128.32
SPECTRE X-Y	8	X - X	82.89	-154.82
SPECTRE X-Y	9	X - X	6.04	19.84
SPECTRE X-Y	10	X - X	165.95	26.13
SPECTRE X-Y	11	X - X	0.09	-4.81
SPECTRE X-Y	12	X - X	118.11	-32.75
SPECTRE X-Y	13	X - X	44.46	42.04
SPECTRE X-Y	14	X - X	0.11	-4.86
SPECTRE X-Y	15	X - X	167.6	-15.14
SPECTRE X-Y	16	X - X	0.25	-7.32
SPECTRE X-Y	1	X - Y	122.82	6.48
SPECTRE X-Y	2	X - Y	-323.37	2495.37
SPECTRE X-Y	3	X - Y	204.37	322
SPECTRE X-Y	4	X - Y	88.49	13.74
SPECTRE X-Y	5	X - Y	-138.89	503.7
SPECTRE X-Y	6	X - Y	60.26	94.84

SPECTRE X-Y	7	X - Y	128.32	60.87
SPECTRE X-Y	8	X - Y	-154.82	289.17
SPECTRE X-Y	9	X - Y	19.84	65.18
SPECTRE X-Y	10	X - Y	26.13	4.12
SPECTRE X-Y	11	X - Y	-4.81	246.14
SPECTRE X-Y	12	X - Y	-32.75	9.08
SPECTRE X-Y	13	X - Y	42.04	39.75
SPECTRE X-Y	14	X - Y	-4.86	211.25
SPECTRE X-Y	15	X - Y	-15.14	1.37
SPECTRE X-Y	16	X - Y	-7.32	215.41
<b>Résultat obtenu par la combinaison SRS</b>			<b>2479.27</b>	<b>2659.93</b>

Tableau 4.13 : Effort sismique pour chaque mode.

	Mode	Direction	Fx	Fy
SPECTRE	1	x - x	2150,99	10,22
SPECTRE	2	x - x	12,65	-173,02
SPECTRE	3	x - x	143,62	188,13
SPECTRE	4	x - x	577,39	6,54
SPECTRE	5	x - x	5,27	-51,85
SPECTRE	6	x - x	35,69	54,42
SPECTRE	7	x - x	326,44	30,84
SPECTRE	8	x - x	8,88	-54,35
SPECTRE	9	x - x	3,46	14,81
SPECTRE	10	x - x	163,4	24,01
SPECTRE	11	x - x	0,05	-3,57
SPECTRE	12	x - x	112,84	-28,42
SPECTRE	13	x - x	41,49	47,14
SPECTRE	14	x - x	1,95	-19,58
SPECTRE	15	x - x	156,29	-7,36
SPECTRE	16	x - x	6,28	-36,88
SPECTRE	1	y - y	10,22	0,05
SPECTRE	2	y - y	-173,02	2366,85
SPECTRE	3	y - y	188,13	246,43
SPECTRE	4	y - y	6,54	0,07
SPECTRE	5	y - y	-51,85	510,21
SPECTRE	6	y - y	54,42	82,97
SPECTRE	7	y - y	30,84	2,91
SPECTRE	8	y - y	-54,35	332,55
SPECTRE	9	y - y	14,81	63,37
SPECTRE	10	y - y	24,01	3,53
SPECTRE	11	y - y	-3,57	238,9
SPECTRE	12	y - y	-28,42	7,16
SPECTRE	13	y - y	47,14	53,55
SPECTRE	14	y - y	-19,58	196,87
SPECTRE	15	y - y	-7,36	0,35
SPECTRE	16	y - y	-36,88	216,45
<b>2- Résultat obtenu par la combinaison SRS</b>			<b>2479,27</b>	<b>2659,93</b>

### 4.3.2.3 Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

### 4.3.3 Choix de la méthode de calcul

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier les conditions mentionnées dans le RPA99/version 2003

#### 4.3.3.1 Domaine d'application de la méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 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 en a), les conditions complémentaires suivantes:

**Zone I** : tous groupes

**Zone II** : groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

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 III** : groupes d'usage 3 et 2, si la 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.

Pour notre cas :

- Le bâtiment présente une configuration irrégulière
- Zone III
- Groupe d'usage 2
- La hauteur du bâtiment  $H = 24.48\text{m} > 17\text{m}$

**La M.S.E n'est pas applicable**

La méthode statique équivalente n'est pas applicable, une étude dynamique de la structure s'impose du fait que les conditions de régularité en plan et en élévation ne sont pas satisfaites.

### 4.3.4 Vérifications des exigences de RPA99/2003

#### 4.3.4.1 Résultante des forces sismiques de calcul

L'une des vérifications préconisée par le RPA99 / version 2003 (art 4.3.6) est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base  $\mathbf{VD}$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente  $V_{stat}$ .

Vd (kn)	Vd (kn)	Vs (kn)	Vs (kn)	0,8*Vs	0,8*Vs	remarque	remarque
sens x	sens y	sens x	sens y	sens x	sens y	sens x	sens y
2456.24	2614.27	4255.58	3984.77	3404.464	3187.816	vérifié	vérifié

Tableau 4.14 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

• **Commentaire :**

Vu que  $V_d < 0,8 V_s$ .

Donc : La condition de l'art 4.3.6 de RPA 99 version 2003 est vérifiée.

**4.3.4.2 Justification de système de contreventement**

Pour le choix du système de contreventement, selon les définitions données par le RPA99 version 2003, on doit calculer le pourcentage des charges verticales repris par les portiques et les voiles, comme présenter dans le tableau ci-dessous :

	Vx total [KN]	Vy total [KN]	voiles		poteaux		Voiles (%)		Poteaux (%)	
			Vx [KN]	Vy [KN]	Vx [KN]	Vy [KN]	Vx (%)	Vy (%)	Vx (%)	Vy (%)
TERRASSE	226,97	308,45	73,67	156,32	153,29	152,13	32,46	50,68	67,54	49,32
NIVEAU 8	854,09	870,9	290,51	455,83	563,58	415,07	34,01	52,34	65,99	47,66
NIVEAU 7	1306,38	1357,79	676,14	854,98	630,24	502,81	51,76	62,97	48,24	37,03
NIVEAU 6	1687,65	1772,69	855,91	1044,77	831,74	727,92	50,72	58,94	49,28	41,06
NIVEAU 5	1991,61	2108,98	1163,6	1341,66	828,01	767,32	58,43	63,62	41,57	36,38
NIVEAU 4	2215,34	2357,56	1400,64	1566,55	814,7	791,01	63,22	66,45	36,78	33,55
NIVEAU 3	2370,94	2522,15	1637,91	1814,44	733,03	707,71	69,08	71,94	30,92	28,06
NIVEAU 2	2456,24	2614,27	1593,45	1889,47	862,79	724,8	64,87	72,28	35,13	27,72

Tableau 4.15 : Vérification de la distribution de l'effort tranchant

• **Commentaire :**

D'après les résultats d'interaction, on remarque que les voiles reprennent plus de 25% d'effort tranchant d'étage dans les deux sens.

La structure est une structure en voile donc  $R = 3.5$

**4.3.4.3 Vérification des déplacements inter-étage**

Le RPA exige de vérifier que les déplacements ente niveaux ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Niveau	UX	UY	UX' =	UY' =	R	UX'*R	UY'*R	Δ x	Δ y	h(cm)	1%*h
			UX*0.8V <sub>s</sub> /V <sub>d</sub>	UY*0.8V <sub>s</sub> /V <sub>d</sub>							
TERRASSE	2.1	2.17	2.92	3.02	3.5	14.60	15.08				
NIVEAU 7	1.87	1.99	2.60	2.77	3.5	13.00	13.83	1.60	1.25	306	3,06
NIVEAU 6	1.61	1.76	2.24	2.45	3.5	11.19	12.23	1.81	1.60	306	3.06
NIVEAU 5	1.32	1.48	1.84	2.06	3.5	9.17	10.29	2.02	1.95	306	3.06
NIVEAU 4	1.01	1.15	1.40	1.60	3.5	7.02	7.99	2.16	2.29	306	3.06
NIVEAU 3	0.7	0.8	0.97	1.11	3.5	4.87	5.56	2.16	2.43	306	3.06
NIVEAU 2	0.41	0.45	0.57	0.66	3.5	2.85	3.13	2.02	2.43	306	3.06
NIVEAU 1	0.16	0.16	0.22	0.22	3.5	1.11	1.11	1.74	2.02	306	3.06

Tableau 4.16 : Vérification des déplacements relatifs

- **Commentaire :**

Les résultats de vérification montrent que les déplacements relatifs entre étages sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage.

#### 4.3.4.4 Vérification de l'effet P-Delta (Art 5.9 RPA99/2003)

Comme son nom l'indique, l'effet P - Δ est l'effet dû aux charges verticales après déplacement

Le RPA estime que les effets de second ordre peuvent être négligés si la condition suivante est vérifiée :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$$

Si :  $\theta_k < 0,10$ , les effets de 2<sup>ème</sup> ordre sont négligés.

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau "k"

$$P_k = \sum (W_{gi} + \beta W_{qi})$$

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau "k"  $V_k = \sum F_i$ .

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

$h_k$  : Hauteur de l'étage .

Niveau	Vx (kn)	Vy (kn)	Pk (kn)	h (cm)	Δ x (cm)	Δ y (cm)	Θx	Θy
TERRASSE	265.77	285.54	3943.35	306	1.5985	1.251	0.0775	0.0564
NIVEAU 7	854.09	870.9	8058.68	306	1.807	1.5985	0.0557	0.0483
NIVEAU 6	1306.38	1357.79	12191.32	306	2.0155	1.946	0.0614	0.0571
NIVEAU 5	1687.65	1772.69	16323.96	306	2.1545	2.2935	0.0681	0.0690
NIVEAU 4	1991.61	2108.98	20456.6	306	2.1545	2.4325	0.0723	0.0771
NIVEAU 3	2215.34	2357.56	24589.24	306	2.0155	2.4325	0.0731	0.0829
NIVEAU 2	2370.94	2522.15	28721.88	306	1.7375	2.0155	0.0688	0.0750
NIVEAU 1	2456.24	2614.27	32894.68	306	0.973	0.973	0.0426	0.0400

Tableau 4 .17 : Vérification de l'effet P - Δ

#### 4.3.4.5 Vérification de l'effort normal réduit (RPA99/2003 Art 7.4.3.1)

L'article (7.4.31) de RPA exige la vérification de l'effort normal réduit et cela pour éviter l'écrasement de la section du béton. Et comme cette vérification est vérifiée à la limite sous les charges statique donc on doit refaire la vérification sous charges dynamique (après modélisation), la vérification se fait par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B * f_{c28}} \leq 0.3$$

d'où :

N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique du béton.

Ce tableau résume les vérifications de l'effort normal réduit :

section	N (kn)	$N_{rd}$	remarque
55*55	2417.42	0.3	vérifié
50*50	1977.95	0.3	vérifié
45*45	794.08	0.16	vérifié

**Tableau 4.18** : Vérifications de l'effort normal réduit.

# **Chapitre 5**

## Ferraillage des éléments résistants

**5.1 Introduction**

Après avoir calculé les sollicitations, nous nous proposons de déterminer les sections d’aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de la structure étudiée.

Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (CBA 93, BAEL91 et RPA 99/ Version 2003).

- Les poutres sont soumises aux moments fléchissant, et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
- Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

**5.2 Ferraillage des poteaux**

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal, donc le calcul se fera en **flexion composée**.

Les armatures seront calculées à l’état limité ultime « ELU » sous les combinaisons les plus défavorables en tenant compte des sollicitations suivantes :

- ❖ Effort normal maximal et le moment correspondant.
- ❖ Moment maximal et l’effort normal correspondant.
- ❖ Effort normal minimal et moment correspondant.

**5.2.1 Combinaison des charges**

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

Selon BAEL 91 et CBA 93:

ELU ..... 1.35 G + 1.5 Q

ELS ..... G + Q

Selon RPA 99 (situation accidentelle) :

G+Q±E ..... RPA99 ver2003 (art 5.2)

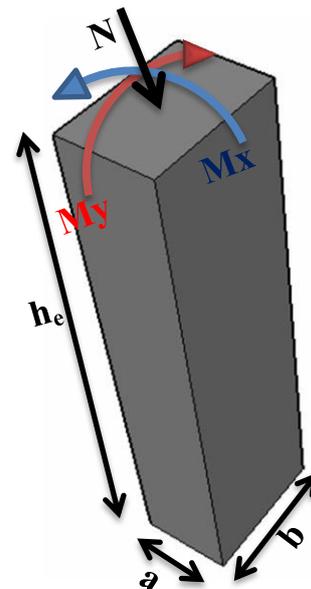


Figure 5.1 : Sollicitations du poteau

Les poteaux sont calculés sous l’effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes

✓ **Situation durable et accidentelle**

Situation	Béton				Acier		
	$\gamma_b$	$F_{c28}$ (MPa)	$\theta$	$f_{bu}$ (MPa)	$\gamma_s$	$F_e$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
<b>Durable</b>	1.5	25	1	14.2	1.15	400	348
<b>Accidentelle</b>	1.15	25	0.85	18.48	1	400	400

Tableau 5.1 : Situation durable et accidentelle.

**5.2.2 Les sollicitations dans les poteaux**

Les sollicitations défavorables sont données dans le tableau suivant Tableau (5.2)

	PLAN	$M_{max}$ $N_{corr}$		$N_{max}$ $M_{corr}$		$N_{min}$ $M_{corr}$	
		N (KN)	M (KN*M)	N (KN)	M (KN*M)	N (KN)	M (KN*M)
Tersasse	x-x	8.25	41.175	73.38	16.541	1.31	1.123
	y-y	8.25	33.273	73.38	30.672	1.31	0.616
Etage 7	x-x	92.65	82.732	228.75	14.91	0.22	2.47
	y-y	145.21	23.213	228.75	3.321	0.22	30.15
Etage 6	x-x	193.74	86.628	509.91	11.666	1.28	2.189
	y-y	252.75	32.227	509.91	0.2	1.28	3.259
Etage 5	x-x	321.24	98.433	794.12	10.115	0.39	5.033
	y-y	418.69	31.308	794.12	0.797	0.39	1.87
Etage 4	x-x	472.79	146.661	1084.94	11.635	12.4	0.187
	y-y	143.1	39.379	1084.94	2.73	12.4	0.019
Etage 3	x-x	640.19	159.024	1378.34	9.24	11.62	0.434
	y-y	106.05	40.723	1378.34	4.471	11.62	17.82
Etage 2	x-x	817.28	165.646	1675.81	7.257	5.88	10.71
	y-y	41.59	42.441	1675.81	6.774	5.88	0.59
Etage 1	x-x	995.25	140.055	1978.06	4.157	2.01	27.41
	y-y	31.52	42.584	1978.06	9.057	2.01	98.83
RDC	x-x	1162.2	142.931	2291.31	10.107	70	0.241
	y-y	452.93	81.359	2291.31	10.579	70	0.263
SOUS/SOL	x-x	1709.09	28.199	2417.44	1.671	52.998	5.37
	y-y	174	24.859	2417.44	0.322	52.998	2.30

**Tableau 5.2 : Les efforts obtenus par ETABS.**

**5.2.3 Ferraillage longitudinal**

**a) Ferraillage minimum d’après le CBA93**

**Condition de non fragilité**

$A_{cnf} \geq 0.23b \times d \times f_{t28} / f_e$  avec :  $d = 0.9h$ .

**b) Recommandations du «BAEL91» Art 8.2.3**

$$A_{\min} = \text{Max} (4\text{cm}^2/\text{ml}, 2B/1000).$$

$$A_{\max} = 5B/100.$$

B : section du béton= b × h.

**c) Recommandations du «RPA 2003 »**

♦  $A_{\min} = 0.9\% \times B \rightarrow$  (Zone III).

♦  $A_{\max} = 3\% \times B \rightarrow$  Zone courante.

♦  $A_{\max} = 6\% \times B \rightarrow$  Zone de recouvrement.

♦ Le diamètre minimum :  $\phi_{\min} = 12\text{mm}$ ;

♦ La longueur minimale de recouvrement est de  $50\phi \longrightarrow$  (zone III).

♦ La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 20 cm (zone III).

♦ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieure des zones nodales

$$h' = \text{Max} (h_e/6, b1, h1, 60\text{cm}).$$

• Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteau	Section (cm)	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\max}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\max}$ (cm <sup>2</sup> )
		CBA93	RPA	(zone nodale) RPA	(zone courante)RPA
S/SOL+RDC	55 x 55	3.28	27.225	181.5	121
1+2+3 +4+5 (étage)	50 x 50	2.71	22.5	150	100
6+7+Assen (étage)	45 x 45	2.20	18.225	121.5	81
Encastrés dans les voiles	30 x 30	0.98	8.1	54	36

**Tableau 5.3 :** Ferrailage maximale et minimale.

**5.2.1 Calcul du ferrailage des poteaux****Ferrailage longitudinal****Exemple de calcul**

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau RDC, et le reste des résultats de ferrailage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

Données :

Un poteau de  $(55 \times 55)$  (cm<sup>2</sup>) :

$$C=C'=3\text{cm}.$$

$$S=55 \times 55(\text{cm}^2).$$

$$L=2.86\text{m}.$$

$$f_{bu}=14.2\text{MPa}.$$

$N_{min} = 70 \text{ KN}$  et  $M_{corr} = 0.263 \text{ KN.m}$

$e_a$  : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales

(Après exécution).

$e_a = \max ( 2 \text{ cm} ; l / 250 ) = \max ( 2 \text{ cm} ; 1.144 \text{ cm} )$

$e_a = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$ .

$e_1$  : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

$e_1 = M_{uG} / N_u = 0.36 \text{ m}$ .

$e_2$  : excentricité due aux effets du second ordre.

$l_f$  : longueur de flambement du poteau.

Si :

$$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max} \left( 15, \frac{20 \times e_1}{h} \right)$$

On pourra utiliser la méthode forfaitaire.

$l_f = 0.7 \times l_0 = 2.002 \text{ m}$ .

$3.63 < \max ( 15 ; 13 )$  Condition vérifié.

La méthode forfaitaire est utilisable.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10000 \times h} (2 + \alpha \phi)$$

$\alpha = 10(1 - (M_u / 1.5 \times M_s)) = 0.8$

$e_2 = 0.005 \text{ m}$ .

$e = (e_1 + e_a + e_2) = 0.36 + 0.02 + 0.005 = 0.385 \text{ m}$

$e = 0.385 \text{ m}$ .

$M_{u_{corr}} = N_u \times e = 70 \times 0.385 = 26.95 \text{ KN.m}$

$M_{ua} = M_{u_{corr}} + N_u \times (d - h/2) = 26.95 + 70 \times (52 - 27.5) = 1741.95 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 1741.95 \times 10^6 / (550 \times 520^2 \times 14.2) = 0.42.$$

$$\mu_{bc} = 0.8 \frac{h}{d} \left( 1 - 0.4 \frac{h}{d} \right) = 0.465.$$

$\mu_{bu} < \mu_{bc}$  ..... S.P.C

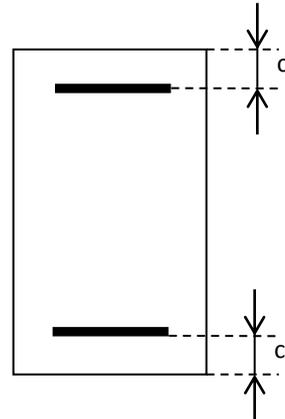
$\mu_{lu} = 0.379$

Donc on a  $\mu_{lu} \geq \mu_{bu}$  .....  $A' = 0$ .

$$\alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.92$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 32.86 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$



$$A_u = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = 0.006 \text{ cm}^2$$

$$A^{fc} = A_u - (Nu/f_{cd}) = 0.006 - (70 \times 10 / 348) = 0.006 - 2.01 = -2.004 \text{ cm}^2.$$

Cette dernière quantité étant négative, on prend comme section  $A_s$  la section minimale  $A_{min}$

On pourra utiliser la méthode forfaitaire pour les calculs.

Le ferraillage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « Socotec ».

Poteau	Section (cm)	$A_{min}$ BAEL (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ RPA (cm <sup>2</sup> )	Choix des Barres
S/SOL+RDC	55 x 55	8.8	27.225	<b>4T20+8T16</b>
1+2+3+4+5 (Etage)	50 x 50	8	24.63	<b>4T20+8T14</b>
6+7+Assen (Etage)	45 x 45	7.2	18.72	<b>4T20+4T14</b>
Encastrés dans les voiles	30 x 30	4.8	8.1	<b>2T20+2T16</b>

**Tableau 5.4 :** Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

### 5.2.2 Ferraillage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du BAEL91 modifié 99 et celles du RPA99 version 2003 ; elles sont données comme suit :

➤ **Selon BAEL91 modifié 99 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

Avec :

$A_t$  : Section d'armatures transversales.

$b$  : Largeur de la section droite.

$h$  : Hauteur de la section droite.

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

$\varnothing_t$  : Diamètre des armatures transversales.

$\varnothing_l$  : Diamètre des armatures longitudinales.

➤ **Selon le RPA99 version 2003 :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

$A_t$  : Section d'armatures transversales.

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

$T_u$  : Effort tranchant à l'ELU.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

$\lambda_g$  : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suite :

$$S_i \leq 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale (zone III).}$$

$$S_i \leq \text{Min} \left( \frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l \right) \dots \dots \dots \text{Zone courante (zone III).}$$

$\phi_l$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{S_t b}$  en (%) est donnée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \dots \dots \dots \end{array} \right.$$

Interpolation entre les valeurs limites précédentes si  $3 < \lambda_g < 5$

$$\lambda_g : \text{L'élancement géométrique du poteau } \left( \lambda_g = \frac{L_f}{a} \right) \text{ et } \left( \lambda_g = \frac{L_f}{b} \right)$$

a et b: les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

$L_f$  : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales  $f_e = 400 \text{ MPa}$  (FeE400).

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Poteau	Section (cm)	$A_{CAL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des Barres	$St_{(courante)}$ cm	$St_{(nodal)}$ cm
S/SOL+RDC	55 x 55	1.38	3.1	<b>4T10</b>	15	10
1+2+3+4+5 (Étage)	50 x 50	1.31	2.35	<b>4T10</b>	15	10
6+7+Assen (Étage)	45 x 45	0.93	2.25	<b>4T10</b>	15	10
Encastrés dans les voiles	30 x 30	0.76	2.07	<b>4T10</b>	15	10

**Tableau 5.5** : Choix des armatures transversales pour les poteaux.

**5.2.3 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service**

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous ( $M_{ser}, N_{ser}$ ), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

- **Béton** :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$
- **Acier** :
  - Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.
  - Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, 150\eta\right)$
  - Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{1}{3}f_e, 110\eta\right)$

Avec :

$\eta=1.6$  pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc  $\sigma_s=240MPa$ .

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants:

poteaux	PLAN	N (KN)	M <sub>ser</sub> (KN*M)	A <sub>ad</sub> /face	(MPa)	(MPa)
45 x 45	x-x	90.27	41.805	7.82 $\sigma_b$	3 $\sigma_b$	15 $\sigma_b$
45 x 45	y-y	62.3	24.969	7.82	1.8	15
50 x 50	x-x	498.62	37.029	10.3	3.9	15
50 x 50	y-y	344.23	20.04	10.3	2.5	15
55 x 55	x-x	1036.8	24.706	10.3	5.9	15
55 x 55	y-y	763.89	10.571	10.3	4.1	15

**Tableau 5.6:** Vérification des contraintes pour les poteaux.

**5.2.3.1 Vérification de l'effort tranchant**

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$T_u$ : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

$b$ : Largeur de la section du poteau.

$d$ : Hauteur utile de la section du poteau.

$\tau_u$ : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$ : Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte  $\bar{\tau}_u$  doit être limitée aux valeurs suivantes :

➤ Selon le BAEL 91 modifié 99 :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0.2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{MPa}) \dots\dots\dots \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0.10 f_{c28}, 4 \text{MPa}) \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

➤ Selon le RPA 99 version 2003 :

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = 0.075 \dots\dots\dots \text{si l'élancement } \lambda \geq 5$$

$$\rho_d = 0.040 \dots\dots\dots \text{si l'élancement } \lambda < 5$$

Avec :

$$\lambda: \text{L'élancement du poteau } \lambda = \frac{L_f}{i}$$

$L_f$ : Longueur de flambement.

$$i: \text{Rayon de giration } \left( i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$$

$I$ : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

$B$ : Section du poteau.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Poteau	$L_f$ (m)	$\lambda$	Pd	$V_u$ (kn)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau$ (MPa)	vérification
S/SOL+RDC	2.5	4.54	0.075	53.99	0.189	1.875	oui
1+2+3+4+5 (Etage)	2.14	4.28	0.075	51.37	0.219	1.875	oui
6+7+Assen (Etage)	2.14	4.76	0.075	36.71	0.195	1.875	oui

**Tableau 5.7 :** Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

**Disposition constructive des armatures dans les poutres**

- Longueurs de recouvrement :  $L_r > 50 \times \emptyset$

$$\emptyset = 25 \text{ mm} \rightarrow L_r > 50 \times 2.5 = 125 \text{ cm. On adopter: } L_r = 125 \text{ cm.}$$

$$\emptyset = 20 \text{ mm} \rightarrow L_r > 50 \times 2 = 100 \text{ cm. On adopter: } L_r = 100 \text{ cm.}$$

$$\emptyset = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r > 50 \times 1.6 = 80 \text{ cm. On adopter: } L_r = 80 \text{ cm.}$$

- Les zones nodales:  $h' = \max(h/6, b/1, h/1, 60 \text{ cm}) = 90 \text{ cm.}$

5.2.4 Schéma de ferrailage

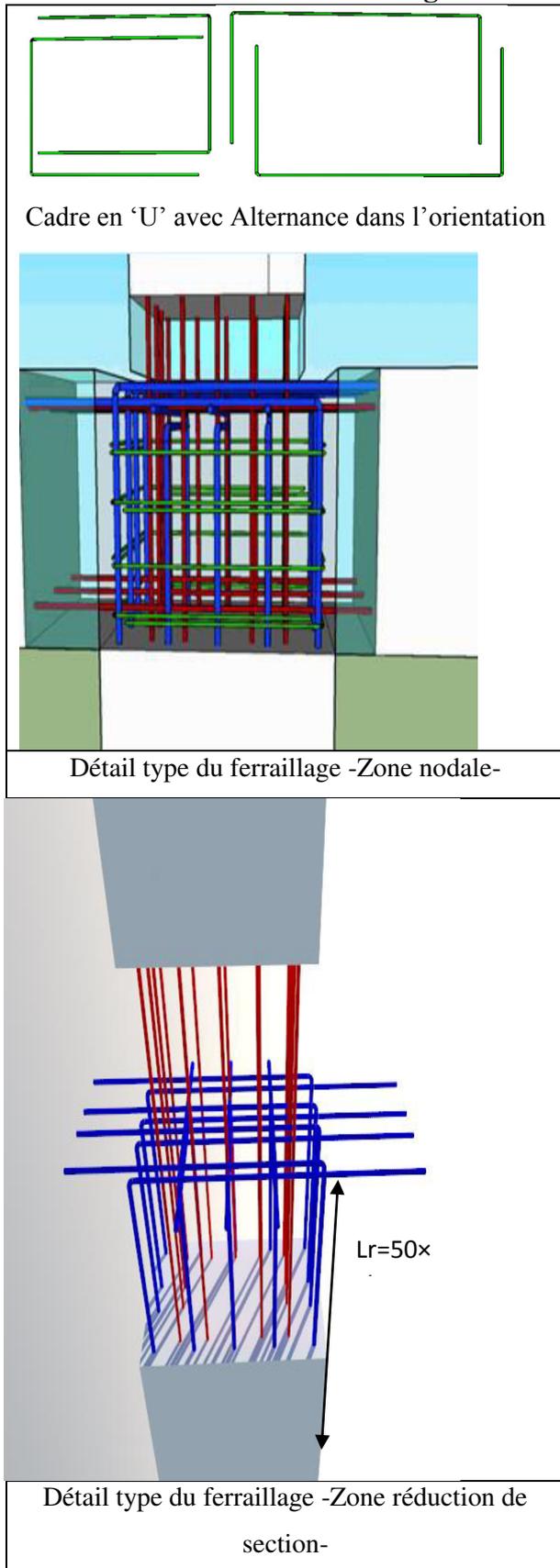
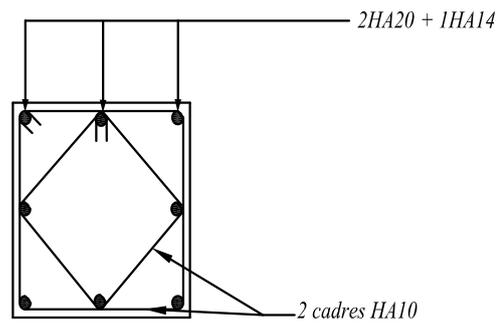
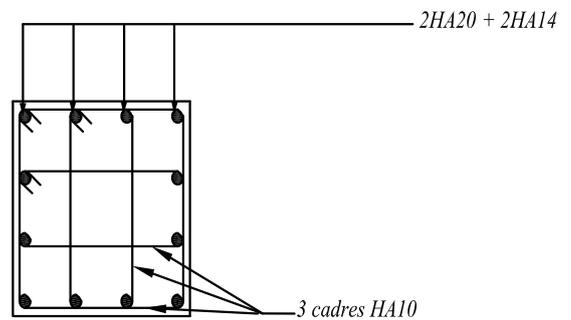


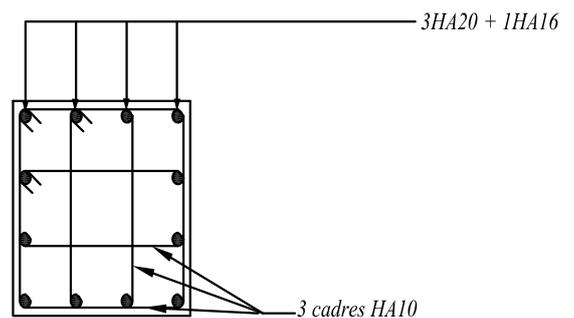
Figure 5.2 : Exemple de Ferrillages des Poteaux (Coupe verticale).



Shéma du ferrailage du poteau  
6,7,8 éme etage ( 45\*45)



Shéma du ferrailage du poteau  
1,2,3,4,5 éme etage ( 50\*50 )



Shéma du ferrailage du poteau  
S-SOL+RDC ( 55\*55)

Figure 5.3 : Ferrillages des poteaux.

### 5.3 Les poutres

Les poutres sont des éléments structuraux qui jouent le rôle d'intermédiaire, c'est-à-dire elles transmettent les charges du plancher vers les poteaux.

Le ferraillage est calculé à l'ELU et l'ELS sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations du RPA99 (version 2003) et du BAEL91, Elles sont sollicitées à la flexion simple.

On fait le calcul pour les deux situations suivantes :

- Situation durable :  $1.35G+1.5Q$ .
- Situation accidentelle :  $G+Q\pm E$  et  $0.8G\pm E$ .

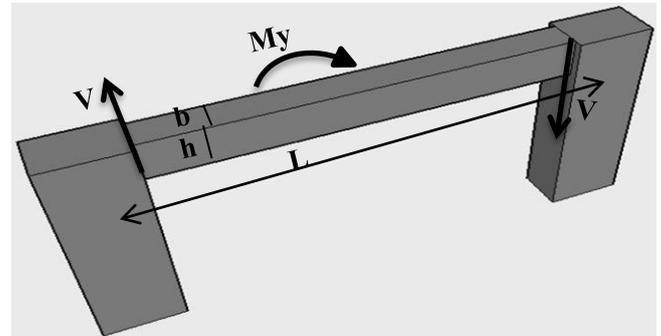


Figure 5.4 : Sollicitations de la poutre.

Niveaux	Poutres	Section (cm <sup>2</sup> )	M <sub>travée</sub> (KN*m)	M <sub>appuis</sub> (KN*m)	V (kN)
1-2-3	Poutres principales	30x40	199.91	133.68	331.20
	Poutres secondaires	30x35	136.064	73.92	300.43
4-5-6	Poutres principales	30x40	215.62	143.84	181.86
	Poutres secondaires	30x35	130.38	89.22	238.75
7-terrasse	Poutres principales	30x40	147.96	102.38	255.336
	Poutres secondaires	30x35	104.00	88.67	200.05

Tableau 5.8 : Les sollicitations de calculs

#### 5.3.1 Ferraillage

##### 5.3.1.1 Recommandation du RPA

###### Armatures longitudinales

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers  
Longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- ✓ Le pourcentage totale maximum des aciers longitudinaux est de :  
4% en Zone courante et 6% en Zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de :

$50\phi$  : En zone IIb et III.

- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .
- ✓ Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appuis.

#### Armatures transversales

- ✓ La quantité des armatures transversales minimales est de :  $A_t = 0.003 \times S_t \times b$
- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :  
Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires : minimum est de  $(h/4, 12\phi)$  ;  
En dehors de la zone courante :  $s \leq h/2$ .
- ✓ La valeur du diamètre  $\phi_t$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé.
- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

#### 5.3.1.2 Recommandation du BAEL91

##### • Armatures longitudinales

Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité suivante:

$$A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} b_0 d$$

##### • Armatures transversales

Diamètre des armatures d'âme :  $\phi_t \leq \text{Min}(h/35; \phi_{l \min}; b/10)$

Espacement maximale :  $S_t = \text{Min}(0.9d; 40\text{cm})$

#### 5.3.2 Ferrailages longitudinaux

##### Exemple de calcul

On prend la poutre du RDC et 1<sup>er</sup> étage ; La poutre est sollicitée par une flexion simple, donc le calcul du ferrailage se fait selon l'organigramme BAEL91.

$f_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $f_{t28}=2.1\text{MPa}$  ;  $F_{bu}=14.2\text{MPa}$  ;  $\sigma_s=348\text{MPa}$  ;  $f_e=400\text{MPa}$  ;  $b=30\text{cm}$  ;  $h=40\text{cm}$  ;  $d=34.5\text{cm}$

La poutre est sollicitée par un moment de flexion en travée :  $M_u = 199.91 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 F_{bu}} = 0.11 \quad \mu < \mu_R = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0 \text{ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.}$$

$$\alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.146$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 46.61\text{cm}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = 16.1 \text{ cm}^2$$

Niveaux	Poutres	Section (cm <sup>2</sup> )	Localisation	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>br</sup> des barres
1-2-3	Poutres principales	30 x 40	travée	16,11	6	18,85	6T20
		30 x 40	appuis	10,04	6	12,06	6T16
	Poutres secondaires	30 x 35	travée	12,42	5,25	15,46	3T20+3T16
		30 x 35	appuis	6,22	5,25	9,42	3T20
4-5-6	Poutres principales	30 x 40	travée	17,72	6	18,85	6T20
		30 x 40	appuis	10,91	6	12,06	6T16
	Poutres secondaires	30 x 35	travée	11,80	5,25	18,85	6T20
		30 x 35	appuis	7,65	5,25	9,42	3T20
7-Terrasse	Poutres principales	30 x 40	travée	11,27	6	12,82	3T20+3T12
		30 x 40	appuis	7,48	6	9,42	3T20
	Poutres secondaires	30 x 35	travée	9,08	5,25	9,42	3T20
		30 x 35	appuis	7,60	5,25	9,42	3T20

Tableau 5.9 : Le ferraillage longitudinal

➤ **Pourcentage minimal :**

$$A_{\min} = 0.5\% (b \times h)$$

➤ **Pourcentage maximal :**

4 % en zone courante

6 % en zone de recouvrement

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} > \frac{0.23bdf_{28}}{f_e}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On vérifie la contrainte du béton et la contrainte tangentielle de calcul tel que :

$$\tau = Vu / b.d \quad \text{et} \quad \sigma_b = M_{\text{ser}} \times I / Y$$

$$\bar{\tau} = \min (0,13.f_{c28} ; 4 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.}$$

La constraint du béton et limiter par:  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Niveaux	Poutres	V (kn)	M <sub>ser</sub> (kn*m)	$\sigma_b$ (Mpa)	$\tau$ (Mpa)
1-2-3	Poutres principales	331.20	43.73	5.4	3.07
	Poutres secondaires	300.43	22.58	3.9	3.18
4-5-6	Poutres principales	181.86	46.44	6.6	1.68
	Poutres secondaires	238.75	29.54	4.9	2.52
7-Terrasse	Poutres principales	255.336	56.12	6.5	2.36
	Poutres secondaires	200.05	31.85	6.0	2.12

Tableau 5.10 : Vérification des contraintes

### 5.3.3 Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales sont calculées suivants le règlement BAEL 91 et le RPA99/2003.

➤ **Selon le BAEL 91:**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(0,9d; 40cm) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) \end{array} \right. \quad \text{Avec : } K=1 \text{ pas de reprise de bétonnage.}$$

➤ **Selon le RPA 99/ 2003:**

La quantité d'armature transversale minimale est donnée par la formule :

$$A_t = 0,003.S_t.b = 1.8 \text{ cm}^2$$

L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

- En zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires  
 $S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t\right) = \min(40/4, 12*1.2) = 10 \text{ cm.}$
- Dans la zone courante  $S_t \leq \frac{h}{2} = 20\text{cm}$ , on prend  $s_t = 15 \text{ cm.}$

➤ **Selon le BAEL :**

$$S_t \leq (0.8xd; 40cm) = \min(0.8x31.5; 40) = 25.2cm.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Zone	$S_t$ (cm)	$A_{t\ RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	$A_{t\ adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
nodale	10	1.80	4HA8	2.01
courante	20	1.80	4HA8	2.01

Tableau 5.11 : Armatures transversales des poutres

### 5.3.3.1 Recouvrement des armatures longitudinales:

D'après le RPA99V2003 la longueur minimale de recouvrement dans la zone III est de :  $50 \phi = 100 \text{ m}$

D'après le BAEL 91 est de :  $40 \phi$

- **Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis (poutres secondaires):**
  - **Vérification des armatures longitudinales inférieures vis à vis de l'effort tranchant :**

L'effort tranchant au niveau des appuis est repris par les armatures longitudinales  $A_s$  si :

$$A_s \geq V_u \times \gamma_s / f_e$$

$$V_u \times \gamma_s / f_e = 8.64 \text{ cm}^2 \leq A_s = 9.42 \text{ cm}^2: \text{ La condition est donc vérifiée}$$

- **Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis (poutres principales):**

- **Vérification de la section d'armatures longitudinales inférieures :**

Elle s'effectue en s'assurant que :

$$A_s \geq V_u \times \gamma_s / f_e$$

$$V_u \times \gamma_s / f_e = 9.22 \text{ cm}^2 \leq A_s = 9.42 \text{ cm}^2$$

La condition est vérifiée

### 5.3.3.2 Vérification des zones nodales:

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA exige que :

$$M_w + M_s \geq 1.25 \times M_w + M_e$$

- **Moment résistant des poteaux :**

Les moments résistant d'une section est donné par l'expression suivante :

$$M_{rz} = A_s \times Z \times F_{st}$$

$A_s$  : section d'acier adopté.

$$Z = 0.85xh$$

$$F_s = F_e / \gamma_s$$

$$F_s = F_e / \gamma_s$$

Niveaux	section	plan	Z (m)	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>rz</sub> (kn*m)
S/SOL+RDC	55 x 55	x-x	0,467	28,65	466,107
	55 x 55	y-y	0,467	28,65	466,107
1-2-3-4-5	50 x 50	x-x	0,425	24,63	364,278
	50 x 50	y-y	0,425	24,63	364,278
6-7-Terrasse	45 x 45	x-x	0,382	18,72	249,182
	45 x 45	y-y	0,382	18,72	249,182

**Tableau 5.12** : Moment résistant dans les poteaux

➤ **Moment résistant dans les poutres :**

Les valeurs maximales de  $M_w + M_e$  sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Niveaux	Poutres	Section (cm <sup>2</sup> )	M <sub>w</sub> + M <sub>e</sub>	1.25 (M <sub>w</sub> + M <sub>e</sub> )
1-2-3	Poutres principales	30 x 40	315.02	393.775
	Poutres secondaires	30 x 35	171.58	214.48
4-5-6	Poutres principales	30 x 40	339.12	423.90
	Poutres secondaires	30 x 35	209.24	261.55
7-Terrasse	Poutres principales	30 x 40	239.96	299.95
	Poutres secondaires	30 x 35	207.40	259.25

**Tableau 5.13** : Moment résistant dans les poutres

Niveaux	plan	Mn + Ms	1.25 (MW+Me)	remarque
S/SOL+RDC	x-x	932,2137	393.775	oui
	y-y	932,2137	214.48	oui
1-2-3-4-5	x-x	728,5554	423.90	oui
	y-y	728,5554	261.55	oui
6-7-Terrasse	x-x	498,36384	299.95	oui
	y-y	498,36384	259.25	oui

Tableau 5.14 : Vérification finale

## 5.4 Ferrailage des voiles

### 5.4.1 Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales.

Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux charges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes (E).

Pour faire face à ses sollicitations on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Après avoir fait le calcul du ferrailage pour tous les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveau.

### 5.4.2 Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions sismiques et celles des deux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

**Selon le BAEL 91 :**

ELU :  $1.35 G + 1.5 Q$

ELS :  $G + Q$

**Selon le RPA 99 V2003 :**

$G + Q \pm E$

$0.8 G \pm E$

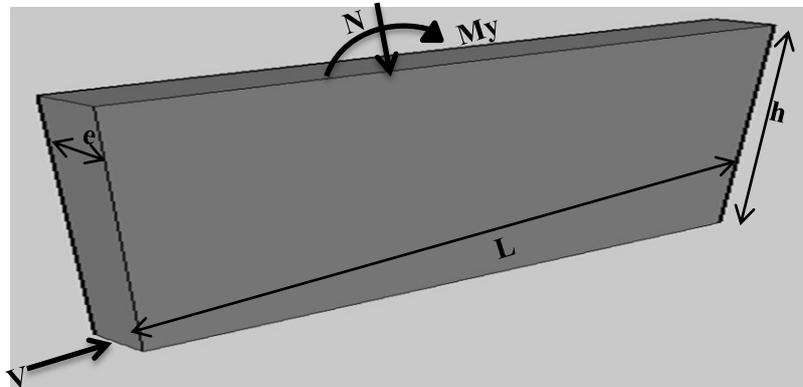


Figure 5.5 : Sollicitations des voiles.

### 5.4.3 Méthode de calcul

#### 1. Armatures verticales :

$$A_v = \frac{N}{f_e}$$

Le ferrailage verticale est déterminée suivants les étapes de calcul définies ci-dessous :

- ✓ On détermine le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables, et pour cela en utilisant les formules classiques de la RDM.

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{B} \pm \frac{M \times V}{I}$$

Avec :

$N$  : effort normal appliqué

$M$  : Moment fléchissant appliqué.

$S$  : Section transversale du voile.

$V, V'$  : bras de levier

**Calcul de la force N :**

On détermine les efforts agissant dans chaque bande suivant la position de l'axe neutre et les efforts qui lui sont appliqués, la section peut-être :

**Section partiellement comprimée (SPC) :**

$$N_{ul} = \frac{\sigma_2}{2} L_t \times e$$

Avec :

$L_t$ : section d'armatures verticales

$e$  : épaisseur du voile

**Section entièrement comprimée (S.E.C) :**

$$N_{ul} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} l_c \times e$$

**Section entièrement tendue (S.E.T) :**

$$N_{ul} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_t \times e$$

Avec :

$L_t$  : la partie tendue de voile

$L_c$  : la partie comprimée de voile

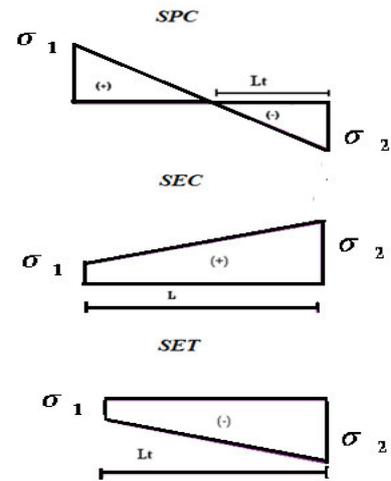


Figure 5.6 : Différents cas de contraintes.

**5.4.3.1 Armatures horizontales**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Ø.

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

**D'après RPA2003** →  $A_n \geq 0.15\% \times B$

**D'après le BAEL91** →  $A_h = \frac{A_v}{4}$

Avec:

$$B = d \times e$$

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c \right)$$

**5.4.3.2 Armatures transversales**

• **Recommandations de RPA 99 :** (Art A-7-7-4-1)

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée, Ces armatures doivent respecter les conditions suivantes:

- a) Le pourcentage minimum des armateurs verticaux sur toute la zone tendue est de 0.2%. ( $A_{min} \geq 0.2\% .B$ ) ...Art 7.7.4.1
- b) L'espace des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur de 1/10 dans les zones extrêmes cet espace ne doit pas être au plus égale à 15cm.

c) Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

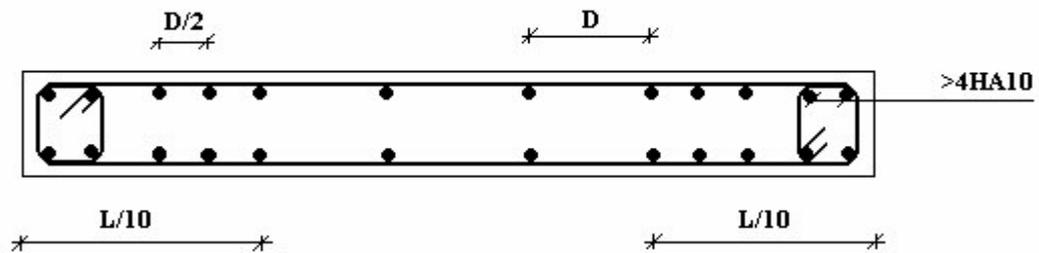


Figure 5.7 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

• **Recommandations de (BAEL91) :**

**Compression simple :** (A.5.3.2.BAEL91) On doit vérifier :

$$A_{min} \leq A \leq A_{max}$$

Avec :

$$A_{min} = \max(4\text{cm}^2/\text{ml} ; 0.2\% B)$$

$$A_{max} = 0.5\% B \text{ avec } B : \text{section du béton.}$$

**d) Traction simple :** (A.5.4.BAEL91)

$$A_{min} > B \times f_{t28} / f_e \quad \text{avec } B : \text{Section du béton.}$$

✓ Règles communes entre les armatures verticales et horizontales: (Art A7.7.4.3/ RPA99/ 2003)

**Armatures minimale :** (Art 7.7.4.3 RPA99/ 2003)

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des voiles est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile est égale à 0.15% B
- En zone courante égale à 0.10% B

**Diamètre minimum :**

Le diamètre des armatures verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

**Espacements :**

L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$St \leq \text{Min}(1.5e; 30\text{cm})$$

$e$  : épaisseur de voile.

**Longueurs de recouvrement :**

$40\phi$ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts et possible.

$20\phi$ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

### 5.4.3.3 Vérification nécessaire

- **Vérification à ELS :**

Pour cet état, on considère :  $N_{ser} = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$B$  : section du béton.

$N_{ser}$  : effort normal appliqué.

$A$  : section d'armatures adoptée.

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

- ✓ **D'après le RPA/version 2003(art 7.7.2) :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} \quad \text{avec} \quad \tau_b = \frac{1.4 \times V_u}{b_0 \cdot d}$$

$V_u$  : Effort tranchant à la base du voile

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0.9 h$ )

$b_0$  : Épaisseur du linteau ou de voile

$h$  : Hauteur totale de la section brute

- ✓ **D'après pratique de BAEL (article 4.3.1) :**

Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  avec  $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$

$$\tau_u : \text{Contrainte de cisaillement} \quad \tau_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) \quad \text{Pour (ELU)}$$

### 5.4.4 Exposé de la méthode

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisant la traction avec les formules suivantes (formule de RDM).

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{B} \pm \frac{M \times V}{I}$$

**Avec :**

$N$  : effort normal appliqué

$M$  : Moment fléchissant appliqué.

$\Omega$  : Section transversale du voile.

$V$  : bras de levier  $V = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Avec :  $L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L$  ; avec  $L_t$  : Longueur tendue

$$N_{ul} = \frac{\sigma_2}{2} L_t \times e$$

$$A_v = \frac{N}{f_e}$$

➤ **Armatures minimales**

Selon le BAEL:

$$\text{Section partiellement comprimée } A_{\min} \geq \max \left( 0.23B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}, 0.005B \right)$$

Selon le RPA 2003 (Art 7.7.4.1):

$$A_{RPA} = 0.20\% e \cdot L_t$$

$e$  : épaisseur du voile

$L_t$  : longueur de la section tendue

➤ **Exemple d'application :**

Nous proposons le calcul détaillé en prenant le voile (Voile 3 de l'étage 3) ( $L = 3$  m) :

• **Détermination des sollicitations :**

$$M = 1276,048 \text{ KN.m}$$

$$N = 1300,099 \text{ KN}$$

$$I = (0,20 \times 3^3) / 12 = 0.45 \text{ m}^4$$

$$\Omega = 0,6 \text{ m}^2$$

$$v = h / 2 = 1,5 \text{ m.}$$

• **Armatures verticales:**

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M \cdot v}{I} = 6420,33 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M \cdot v}{I} = -2086,66 \text{ KN/m}^2.$$

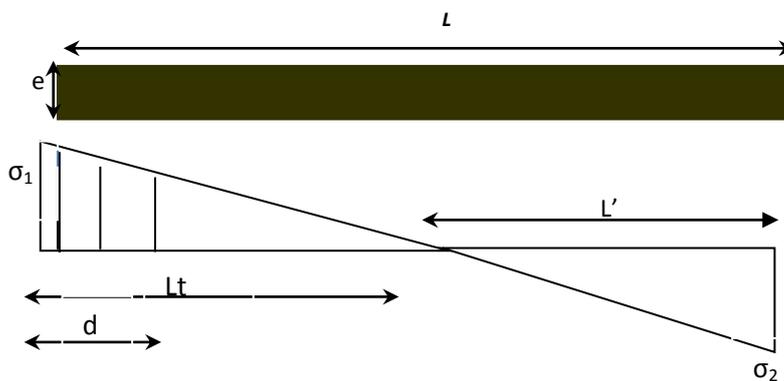


Figure 5.8 : Les contraintes dans les voiles

1) Calcul de  $L'$  :

$$L_t = L \left( \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 0.74 \text{ m}$$

$$L' = L - L_t = 3 - 0.74 = 2.26 \text{ m}$$

$$d \leq \min(h_e / 2, (2/3) \times L') = \min(3.35 / 2, (2/3) \times 2.26) = 1.43 \text{ m}$$

Soit :  $d = 1.43 \text{ m}$

2) Calcul de  $\sigma_2'$  :

$$\text{tg } \alpha = \sigma_2 / L_t = 2835.66 \text{ KN/m}^3.$$

$$\text{tg } \alpha = \sigma_2' / (L_t - d) \Rightarrow \sigma_2' = \text{tg } \alpha (L_t - d) = -1968.34 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_2' = \frac{N_1}{\Omega'} + \frac{M_1 \cdot v_1'}{I'} = 1968.34 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_2' = \frac{N_1}{\Omega'} - \frac{M_1 \cdot v_1'}{I'} = -2086.66 \text{ KN/m}^2.$$

$$I' = (0.20 \times 1.43^3) / 12 = 0.049 \text{ m}^4$$

$$v_1' = 1.43 / 2 = 0.715 \text{ m}$$

$$\Omega' = 0.20 \times 1.43 = 0.286 \text{ m}^2$$

Donc:

$$N_1 = (\Omega' / 2) \times (\sigma_2' + \sigma_2) \Rightarrow N_1 = 579.86 \text{ KN}$$

$$M_1 = (I' / 2v_1') \times (\sigma_2' - \sigma_2) \Rightarrow M_1 = -2.06 \text{ KN.m.}$$

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = 0.98 \text{ m} > d / 6 \Rightarrow \text{S.P.C (section partiellement comprimée).}$$

$$M_{ua} = M_1 + N_1 \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$N_1 = ((\Omega' / 2) \times (\sigma_2' + \sigma_2))$$

$$A_{CAL} = 16.67 \text{ cm}^2$$

## ➤ Condition de non fragilité:

$$0.23 b \times h \times f_{tj} / f_e = 7.245 \text{ cm}^2.$$

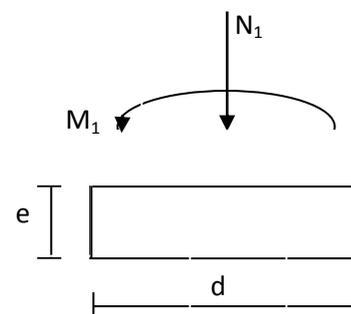


Figure 5.9 : Schéma de la bande

➤ **Armature minimale :**• **Les armatures dans la zone tendue :**

$$A_{\min \text{ PRA}} = 0,2 \% b L_t$$

b : épaisseur du voile.

$L_t$  : longueur de la section tendue.

$$A_{\min \text{ PRA}} = 2,94 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Les armatures dans la zone courante [2] :**

Le pourcentage minimal d'après le RPA99/2003 :

$$A_{\min} = 0,15 \% b \times L_c = 6.79 \text{ cm}^2.$$

• **Les armatures minimales total :**

$$A_t = 2 \times A_t + A_c = 12.68 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_T = \max (A_{\text{cal}}, A_{\min \text{ RPA}}, A_{\min \text{ BAEL}}) = 16.67 \text{ cm}^2.$$

- **Zone d'about :  $S_t = 10 \text{ cm}$  Soit 8 HA10.**

- **Zone courante :  $S_t = 20 \text{ cm}$  Soit 26 HA12.**

$$A_{\text{adopté}} = 8 \text{ HA10} + 26 \text{ HA12} = 35.69 \text{ cm}^2.$$

**Remarque:**

Les espacements dans tous les voiles sont:

La zone d'about .....  $S_t = 10 \text{ cm}$

La zone courante .....  $S_t = 20 \text{ cm}$

**5.4.5 Ferrailage horizontal à l'effort tranchant:****1-Vérification des voiles à l'effort tranchant:**

D'après le RPA99V2003 la vérification de la résistance au cisaillement se fait avec une majoration de 40% de la contrainte de cisaillement.

La contrainte du cisaillement est limitée par la condition suivante :

$$\tau = 1.4 v / b_0 d \leq \bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$$

**2-Calcul des armatures horizontales résistant à l'effort tranchant:**

Selon le BAEL91 la section  $A_t$  des armatures d'âme est donnée par la relation :

$$A_t / b_0 S_t \geq (\tau_u - 0.3 f_{tj} K) / 0.8 f_e$$

D'autre part le RPAV2003 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

- 0.15% de la section du voile considéré si :  $\tau_b \leq 0.025 f_{c28}$

- 0.25 % de la section du voile si  $\tau_b > 0.025 f_{c28}$

➤ **Exemple d'application :**

On prend comme un exemple de calcul le voile ( trumeau 3 de l'étage 3) (L=3m) :

$$\tau_u = 1.4 v / b_0 d$$

$$\tau_u = 1.4 \times 543.973 \times 10 / 100 \times 1 \times 2.3 \times 20 = 0.31 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$St \leq \min (1.5 e ; 30\text{cm})$$

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

$$A_{t \text{ cal (BAEL)}} \geq (\tau_u - 0.3 f_{tj} \times k) \times b_0 \times S_t / .8 f_e$$

$$A_{t \text{ cal (BAEL)}} \geq (0.31 - 0.3 \times 2.1 \times 0.94) \times 20 \times 25 / (0.8 \times 400) < 0.$$

• **Section minimal d'armatures d'âme : [1]**

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \Phi_1 \right) = \left( \frac{3 \times 100}{35}, \frac{20}{10}, 0.8 \right) = 0.8 \text{ cm}$$

• **Section minimal total : [2]**

$$A_{t \text{ min}} = 0.15 \% \times b_0 \times l = 0.15 \% \times 20 \times 3 \times 100 = 9 \text{ cm}^2.$$

$$A_{t \text{ min / face / ml}} = 1.5 \text{ cm}^2. \text{ donc on prend 4HA 10}$$

$$A_{\text{ adoptee}} = 3.14 \text{ cm}^2.$$

**5.4.6 Les résultats de Ferraillage :**

**. Ferraillage vertical:**

➤ **Sens x:**

• **Sous sol:**

	L (m)	MuA (kn*m)	N (kn)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>CNF</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>zt</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>zc</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>total</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix des barres		A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
										zone courante	zone d'about	
VOILE 6	1.75	677.23	-652.27	20.88	18.38	0.67	4.75	6.088	20.88	16HA12	4HA10	21.24
VOILE 5	1.75	444.01	-445.96	13.95	4.226	0.88	4.59	6.347	13.95	16HA12	4HA10	21.24
VOILE 4	1.75	573.38	-597.98	18.33	18.38	1.06	4.46	6.575	18.38	16HA12	4HA10	21.24
VOILE 1	2.05	490.64	-402.53	12.86	4.951	0.88	5.49	7.247	12.86	18HA12	6HA10	25.07

VOILE 3	3	646.56	-355.78	11.43	31.5	0.06	8.95	9.076	31.5	26HA12	8HA10	35.69
VOILE 2	3	593.51	-418.26	11.82	31.5	3.14	6.65	12.92	31.5	26HA12	8HA10	35.69

• R D C :

	L (m)	MuA (kn*m)	N (kn)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>CNF</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>zt</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>zc</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>total</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix des barres		A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
										zone courante	zone d'about	
VOILE 7	1.25	289.26	-569.90	16.38	3.019	1.63	2.52	5.793	16.38	12HA12	4HA10	16.71
VOILE 8	1.25	336.59	-616.23	17.72	3.019	1.41	2.69	5.516	17.72	12HA12	4HA10	16.71
VOILE 6	1.75	445.38	-510.03	14.9	18.38	1.5	4.13	7.12	18.38	16HA12	4HA10	21.24
VOILE 5	1.75	420.40	-402.97	12.93	18.38	0.65	4.76	6.058	18.38	16HA12	4HA10	21.24
VOILE 4	1.75	443.81	-512.46	14.91	18.38	1.53	4.1	7.167	18.38	16HA12	4HA10	21.24
VOILE 1	2.05	649.38	-644.68	18.65	4.951	1.89	4.74	8.508	18.65	18HA12	6HA10	25.07
VOILE 3	3	1027.67	-783.31	22.52	7.245	3.63	6.28	13.53	22.52	26HA12	8HA10	35.69
VOILE14	2	820.87	-968.15	27.83	21	2.54	4.1	9.173	27.03	18HA12	6HA10	25.07
VOILE 2	3	527.52	-376.34	10.82	31.5	2.35	7.24	11.94	31.5	26HA12	8HA10	35.69

• Etage 1:

	L (m)	MuA (kn*m)	N (kn)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>CNF</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>zt</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>zc</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>total</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix des barres		A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
										zone courante	zone d'about	
VOILE 7	1.25	167.14	-324.52	9.33	3.019	1.59	2.56	5.739	9.33	12HA12	4HA10	16.71
VOILE 8	1.25	165.11	-317.29	9.12	3.019	1.56	2.58	5.701	9.12	12HA12	4HA10	16.71
VOILE 6	1.75	769.62	-706.37	23.23	4.226	0.43	4.93	5.784	23.23	16HA12	4HA10	21.24
VOILE 5	1.75	414.69	-402.58	12.83	4.226	0.71	4.72	6.138	12.83	16HA12	4HA10	21.24
VOILE 4	1.75	739.23	-660.67	22.05	18.38	0.29	5.03	5.613	22.05	16HA12	4HA10	21.24
VOILE1	2.05	671.55	-532.64	17.34	4.951	0.69	5.63	7.013	17.34	18HA12	6HA10	25.07
VOILE 3	3	798.15	-579.86	16.67	7.245	2.94	6.79	12.68	16.67	26H12	8HA10	35.69
VOILE14	2	446.09	-557.68	16.04	4.83	2.8	3.9	9.5	16.04	18HA12	6HA10	25.07
VOILE 2	3	451.63	-312.11	8.97	31.5	1.29	8.03	10.61	31.5	26HA12	8HA10	35.69

• Etage 2:

	L (m)	MuA (kn*m)	N (kn)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>CNF</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>zt</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>zc</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>total</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix des barres		A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
										zone courante	zone d'about	
VOILE 7	1.25	128.27	-260.67	7.5	3.019	1.72	2.46	5.905	7.5	12HA12	4HA10	16.71
VOILE 8	1.25	131.49	-255.35	7.34	3.019	1.59	2.56	5.74	7.34	12HA12	4HA10	16.71
VOILE 6	1.75	508.11	-497.63	15.78	4.226	0.75	4.68	6.192	15.78	16HA12	4HA10	21.24
VOILE 5	1.75	280.97	-258.38	8.48	18.38	0.44	4.92	5.797	18.38	16HA12	4HA10	21.24
VOILE 4	1.75	595.40	-515.91	17.52	4.226	0.13	5.15	5.412	17.52	16HA12	4HA10	21.24
VOILE 1	2.05	556.65	-416.00	14	4.951	0.35	5.88	6.593	14	18HA12	6HA10	25.07
VOILE 3	3	566.77	-387.22	11.13	7.245	0.9	8.33	10.12	11.13	26HA12	8HA10	35.69
VOILE14	2	362.43	-422.47	12.14	4.83	2.48	4.14	9.106	12.14	18HA12	6HA10	25.07
VOILE 2	3	301.46	-202.46	5.86	7.245	0.3	8.77	9.378	9.378	26HA12	8HA10	35.69

• Etage 3 :

	L (m)	MuA (kn*m)	N (kn)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>CNF</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>zt</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>zc</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>total</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix des barres		A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
										zone courante	zone d'about	
VOILE 7	1.25	119.59	-234.14	6.73	3.019	1.62	2.54	5.77	6.73	12HA12	4HA10	16.71
VOILE 8	1.25	114.78	-222.79	6.41	3.019	1.59	2.56	5.738	6.41	12HA12	4HA10	16.71
VOILE 6	1.75	323.03	-351.45	10.54	4.226	1.26	4.3	6.825	10.54	16HA12	4HA10	21.24
VOILE 5	1.75	170.44	-183.18	5.53	18.38	1.2	4.35	6.753	18.38	16HA12	4HA10	21.24
VOILE 4	1.75	376.51	-357.09	5.53	4.226	0.59	4.8	5.992	5.992	16HA12	4HA10	21.24
VOILE 1	2.05	424.87	-328.95	10.85	4.951	0.56	5.73	6.844	10.85	18HA12	6HA10	25.07
VOILE 3	3	423.04	-282.49	8.2	7.245	0.1	8.92	9.126	9.126	26HA12	8HA10	35.69
VOILE14	2	320.21	-358.82	10.31	4.83	2.3	4.27	8.876	10.31	18HA12	6HA10	25.07
VOILE 2	3	266.30	-177.938	5.16	7.245	0.12	8.91	9.155	9.155	26HA12	8HA10	35.69

• Etage 4:

	L (m)	MuA (kn*m)	N (kn)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>CNF</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>zt</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>zc</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>total</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix des barres		A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
										zone	zone	
										courante	d'about	
VOILE 7	1.25	114.98	-223.53	6.43	3.019	1.6	2.55	5.744	6.43	12HA12	4HA10	16.71
VOILE 8	1.25	110.39	-213.61	6.14	3.019	1.58	2.56	5.727	6.14	12HA12	4HA10	16.71
VOILE 6	1.75	265.88	-303.52	8.88	4.226	1.48	4.14	7.102	8.88	16HA12	4HA10	21.24
VOILE 5	1.75	175.56	-181.82	5.59	18.38	1.03	4.48	6.533	18.38	16HA12	4HA10	21.24
VOILE 4	1.75	279.38	-296.08	9	4.226	1.14	4.4	6.67	9	16HA12	4HA10	21.24
VOILE 1	2.05	302.77	-272.59	8.29	4.951	1.38	5.11	7.875	8.29	18HA12	6HA10	25.07
VOILE 3	3	397.98	-273.81	7.87	7.245	1.13	8.15	10.42	10.42	26HA12	8HA10	35.69
VOILE14	2	299.63	-341.22	9.81	4.83	2.38	4.22	8.97	9.81	18HA12	6HA10	25.07
VOILE 2	3	244.02	-168.61	4.85	7.245	1.28	8.04	10.6	10.6	26HA12	8HA10	35.69

• Etage 5:

	L (m)	MuA (kn*m)	N (kn)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>CNF</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>zt</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>zc</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>total</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix des barres		A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
										zone	zone	
										courante	d'about	
VOILE 7	1.25	109.48	-214.57	6.17	3.019	1.62	2.54	5.774	6.17	12HA12	4HA10	16.71
VOILE 8	1.25	107.61	-209.01	6	3.019	1.59	2.56	5.74	6	12HA12	4HA10	16.71
VOILE 6	1.75	271.40	-296.74	8.88	4.226	1.28	4.29	6.854	8.88	16HA12	4HA10	21.24
VOILE 5	1.75	208.07	-184.18	6.17	4.226	0.24	5.07	5.55	6.17	16HA12	4HA10	21.24
VOILE 4	1.75	279.74	-285.88	8.86	4.226	0.96	4.53	6.453	8.86	16HA12	4HA10	21.24
VOILE 1	2.05	238.51	-235.31	6.83	4.951	1.85	4.76	8.469	8.469	18HA12	6HA10	25.07
VOILE 3	3	350.05	-245.90	7.07	7.245	1.84	7.62	11.3	11.3	26HA12	8HA10	35.69
VOILE14	2	267.98	-312.47	8.98	4.83	2.49	4.14	9.107	9.107	18HA12	6HA10	25.07
VOILE 2	3	217.98	-151.63	4.36	7.245	1.51	7.87	10.89	10.89	26HA12	8HA10	35.69

• Etage 6:

	L (m)	MuA (kn*m)	N (kn)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>CNF</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>zt</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>zc</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>total</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix des barres		A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
										zone courante	zone d'about	
VOILE 7	1.25	87.182	-163.75	4.71	3.019	1.49	2.63	5.615	5.615	12HA12	4HA10	16.71
VOILE 8	1.25	90.88	-165.26	4.75	3.019	1.39	2.71	5.49	5.49	12HA12	4HA10	16.71
VOILE 6	1.75	265.51	-246.39	8.04	4.226	0.48	4.89	5.854	8.04	16HA12	4HA10	21.24
VOILE 5	1.75	155.31	-153.84	4.85	4.226	0.81	4.64	6.262	6.262	16HA12	4HA10	21.24
VOILE 4	1.75	261.16	-239.49	7.87	4.226	0.42	4.93	5.779	7.87	16HA12	4HA10	21.24
VOILE 1	2.05	175.11	-181.27	5.22	4.951	2.1	4.58	8.77	8.77	18HA12	6HA10	25.07
VOILE 3	3	252.34	-178.87	5.14	7.245	2.14	7.4	11.67	11.67	26HA12	8HA10	35.69
VOILE14	2	208.85	-239.31	6.89	4.83	2.41	4.2	9.006	9.006	18HA12	6HA10	25.07
VOILE 2	3	169.23	-117.96	3.39	7.245	1.58	7.82	10.97	10.97	26HA12	8HA10	35.69

• Etage 7:

	L (m)	MuA (kn*m)	N (kn)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>CNF</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>zt</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>zc</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>total</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix des barres		A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
										zone courante	zone d'about	
VOILE 7	1.25	50.087	-102.75	2.96	3.019	1.75	2.44	5.939	5.939	12HA12	4HA10	16.71
VOILE 8	1.25	47.783	-86.376	2.49	3.019	1.37	2.72	5.467	5.467	12HA12	4HA10	16.71
VOILE 6	1.75	141.80	-181.41	5.22	4.226	1.98	3.76	7.729	7.729	16HA12	4HA10	21.24
VOILE 5	1.75	83.14	-124.79	3.59	4.226	2.62	3.28	8.531	8.531	16HA12	4HA10	21.24
VOILE 4	1.75	135.15	-173.07	4.98	4.226	1.99	3.76	7.734	7.734	16HA12	4HA10	21.24
VOILE 1	2.05	97.93	-117.97	3.39	4.951	2.82	4.04	9.67	9.67	18HA12	6HA10	25.07
VOILE 3	3	163.65	-122.35	3.52	7.245	3.51	6.37	13.38	13.38	26HA12	8HA10	35.69
VOILE14	2	95.98	-111.78	3.21	4.83	2.48	4.14	9.1	9.1	18HA12	6HA10	25.07
VOILE 2	3	104.52	-74.28	2.14	7.245	2.22	7.33	11.78	11.78	26HA12	8HA10	35.69

• Cage d'ascenseur:

	L (m)	MuA (kn*m)	N (kn)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>CNF</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>zt</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>zc</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>total</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix des barres		A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
										zone courante	zone d'about	
VOILE 6	1.75	95.11	-124.96	3.59	4.226	2.09	3.68	7.869	7.869	16HA12	4HA10	21.24
VOILE 4	1.75	92.76	-122.74	3.53	4.226	2.12	3.66	7.906	7.906	16HA12	4HA10	21.24

➤ Sens y:

• Sous sol:

	L (m)	MuA (kn*m)	N (kn)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>CNF</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>zt</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>zc</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>total</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix des barres		A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
										zone courante	zone d'about	
VOILE10	3.25	1339.29	-980.94	28.2	7.849	3.2	7.35	13.76	28.2	26HA12	12HA10	38.83

• R D C :

	L (m)	MuA (kn*m)	N (kn)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>CNF</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>zt</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>zc</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>total</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix des barres		A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
										zone courante	zone d'about	
VOILE11	1.25	334.56	-613.91	17.65	3.019	1.42	2.68	5.525	17.65	12HA12	4HA10	16.71
VOILE13	2.2	967.39	-1023.59	29.43	5.313	2.74	4.55	10.02	29.43	18HA12	6HA10	25.07
VOILE10	3.25	1044.44	-737.36	21.2	7.849	2	8.25	12.25	21.2	26HA12	12HA10	38.83
VOILE 9	1.25	399.40	-793.49	22.82	3.019	1.66	2.51	5.823	22.82	12HA12	4HA10	16.71

• Etage 1:

	L (m)	MuA (kn*m)	N (kn)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>CNF</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>zt</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>zc</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>total</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix des barres		A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
										zone courante	zone d'about	
VOILE11	1.25	231.59	-340.94	10.48	3.019	0.67	3.24	4.593	10.48	12HA12	4HA10	16.71
VOILE12	2.2	702.90	-662.12	19.03	5.313	2.14	4.99	9.278	19.03	18HA12	6HA10	25.07
VOILE10	3.25	1461.09	-1110.76	31.94	7.849	4.38	6.47	15.22	31.94	26HA12	12HA10	38.83
VOILE 9	1.25	233.07	-362.363	10.83	3.019	0.87	3.1	4.838	10.83	12HA12	4HA10	16.71

• Etage 2:

	L (m)	MuA (kn*m)	N (kn)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>CNF</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>zt</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>zc</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>total</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix des barres		A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
										zone	zone	
										courante	d'about	
VOILE11	1.25	192.83	-283.51	8.72	3.019	0.67	3.25	4.587	8.72	12HA12	4HA10	16.71
VOILE12	2.2	610.29	-514.63	15.59	5.313	1.54	5.44	8.531	15.59	18HA12	6HA10	25.07
VOILE10	3.25	1080.65	-805.01	23.14	7.849	3.74	6.94	14.43	23.14	26HA12	12HA10	38.83
VOILE 9	1.25	167.23	-281.23	8.08	3.019	1.14	2.9	5.175	8.08	12HA12	4HA10	16.71

• Etage 3:

	L (m)	MuA (kn*m)	N (kn)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>CNF</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>zt</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>zc</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>total</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix des barres		A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
										zone	zone	
										courante	d'about	
VOILE11	1.25	141.23	-216.63	6.52	3.019	0.82	3.13	4.779	6.52	12HA12	4HA10	16.71
VOILE12	2.2	542.75	-424.39	13.38	5.313	1.12	5.76	8.001	13.38	18HA12	6HA10	25.07
VOILE10	3.25	757.57	-558.41	16.05	7.849	3.41	7.19	14.01	16.05	26HA12	12HA10	38.83
VOILE 9	1.25	132.09	-224.06	6.44	3.019	1.17	2.87	5.211	6.44	12HA12	4HA10	16.71

• Etage 4:

	L (m)	MuA (kn*m)	N (kn)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>CNF</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>zt</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>zc</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>total</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix des barres		A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
										zone	zone	
										courante	d'about	
VOILE11	1.25	110.14	-181.58	5.27	3.019	1.07	2.95	5.091	5.27	12HA12	4HA10	16.71
VOILE12	2.2	459.92	-349.11	11.19	5.313	0.95	5.89	7.789	11.19	18HA12	6HA10	25.07
VOILE10	3.25	495.62	-353.87	6.61	7.849	2.38	7.97	12.72	12.72	26HA12	12HA10	38.83
VOILE 9	1.25	114.50	-199.39	5.73	3.019	1.25	2.81	5.318	5.73	12HA12	4HA10	16.71

• Etage 5:

	L (m)	MuA (kn*m)	N (kn)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>CNF</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>zt</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>zc</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>total</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix des barres		A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
										zone	zone	
										courante	d'about	
VOILE11	1.25	97.21	-169.82	4.88	3.019	1.26	2.8	5.331	5.331	12HA12	4HA10	16.71
VOILE12	2.2	347.61	-294.78	8.9	5.313	1.58	5.42	8.569	8.9	18HA12	6HA10	25.07
VOILE10	3.25	459.72	-329.57	9.47	7.849	2.51	7.87	12.89	12.89	26HA12	12HA10	38.83
VOILE 9	1.25	105.22	-191.63	5.51	3.019	1.4	2.7	5.496	5.51	12HA12	4HA10	16.71

• Etage 6:

	L (m)	MuA (kn*m)	N (kn)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>CNF</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>zt</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>zc</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>total</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix des barres		A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
										zone	zone	
										courante	d'about	
VOILE11	1.25	80.94	-137.64	3.95	3.019	1.18	2.87	5.221	5.221	12HA12	4HA10	16.71
VOILE12	2.2	256.78	-219.81	6.61	5.313	1.63	5.38	8.634	8.634	18HA12	6HA10	25.07
VOILE10	3.25	273.86	-187.67	5.4	7.849	1	9	11	11	26HA12	12HA10	38.83
VOILE 9	1.25	89.59	-160.39	4.61	3.019	1.34	2.74	5.428	5.428	12HA12	4HA10	16.71

• Etage 7:

	L (m)	MuA (kn*m)	N (kn)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>CNF</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>zt</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>zc</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>total</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix des barres		A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
										zone	zone	
										courante	d'about	
VOILE11	1.25	39.66	-78.41	2.26	3.019	1.64	2.52	5.805	5.805	12HA12	4HA10	16.71
VOILE12	2.2	112.65	-121.37	3.49	5.313	2.83	4.48	10.13	10.13	18HA12	6HA10	25.07
VOILE10	3.25	345.12	-277.08	7.96	7.849	4.75	6.18	15.69	15.69	26HA12	12HA10	38.83
VOILE 9	1.25	45.51	-86.18	2.48	3.019	1.52	2.61	5.646	5.646	12HA12	4HA10	16.71

• Cage d'ascenseur:

	L (m)	MuA (kn*m)	N (kn)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>CNF</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>zt</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>zc</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>total</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix des barres		A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
										zone courante	zone d'about	
VOILE10	3.25	71.43	-54.25	1.56	7.849	4.35	6.49	15.18	15.18	26HA12	12HA10	25.07

Ferrailage horizontal :

➤ Sens x:

• Sous sol:

	L (m)	V <sub>max</sub> (kn)	τ (mpa)	$\bar{\tau}$ (mpa)	A <sub>t(BAEL)</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t min(bael)</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t min</sub> (RPA)	A <sub>t min</sub> (face/ml)	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix des barres
V S SOL3	12.3	1796.7	1.023	5	0.67651	0.8	36.9	1.5	3.14	4HA10
V S SOL4	12.3	-1490.2	0.848	5	0.40067	0.8	36.9	1.5	3.14	4HA10
VOILE 6	1.75	-141.12	0.08	5	-0.6569	0.8	5.25	1.5	3.14	4HA10
VOILE 5	1.75	148.671	0.085	5	-0.8853	0.8	5.25	1.5	3.14	4HA10
VOILE 4	1.75	146.176	0.083	5	-0.6442	0.8	5.25	1.5	3.14	4HA10
VOILE 1	2.05	-145.23	0.083	5	-0.881	0.8	6.15	1.5	3.14	4HA10
VOILE 3	3	170.187	0.097	5	-0.7581	0.8	9	1.5	3.14	4HA10
VOILE 2	3	138.196	0.079	5	-0.7483	0.8	9	1.5	3.14	4HA10

• RDC :

	L (m)	V <sub>max</sub> (kn)	τ (mpa)	$\bar{\tau}$ (mpa)	A <sub>t(BAEL)</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t min(bael)</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t min</sub> (RPA)	A <sub>t min</sub> (face/ml)	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix des barres
VOILE 7	1.25	-263.76	0.15	5	-0.7961	0.8	3.75	1.5	3.14	4HA10
VOILE 8	1.25	265.273	0.151	5	-0.8038	0.8	3.75	1.5	3.14	4HA10
VOILE 6	1.75	86.321	0.049	5	-0.6988	0.8	5.25	1.5	3.14	4HA10
VOILE 5	1.75	-50.52	0.029	5	-0.8156	0.8	5.25	1.5	3.14	4HA10
VOILE 4	1.75	105.278	0.06	5	-0.678	0.8	5.25	1.5	3.14	4HA10
VOILE 1	2.05	-327.58	0.186	5	-0.7311	0.8	6.15	1.5	3.14	4HA10
VOILE 3	3	660	0.376	5	-0.4257	0.8	9	1.5	3.14	4HA10
VOILE14	2	-559.55	0.318	5	-0.3187	0.8	6	1.5	3.14	4HA10
VOILE 2	3	212.517	0.121	5	-0.6867	0.8	9	1.5	3.14	4HA10

• Etage 1:

	L (m)	Vmax (kn)	$\tau$ (mpa)	$\bar{\tau}$ (mpa)	$A_{t(BAEL)}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{t\ min(bael)}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{t\ min}$ (RPA)	$A_{t\ min}$ (face/ml)	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	choix des barres
VOILE 7	1.25	-165.64	0.094	5	-0.8641	0.8	3.75	1.5	3.14	4HA10
VOILE 8	1.25	164.379	0.094	5	-0.865	0.8	3.75	1.5	3.14	4HA10
VOILE 6	1.75	262.141	0.149	5	-0.8047	0.8	5.25	1.5	3.14	4HA10
VOILE 5	1.75	-126.05	0.072	5	-0.9025	0.8	5.25	1.5	3.14	4HA10
VOILE 4	1.75	225.258	0.128	5	-0.602	0.8	5.25	1.5	3.14	4HA10
VOILE 1	2.05	-231.64	0.132	5	-0.8126	0.8	6.15	1.5	3.14	4HA10
VOILE 3	3	543.973	0.31	5	-0.5263	0.8	9	1.5	3.14	4HA10
VOILE14	2	-426.53	0.243	5	-0.6314	0.8	6	1.5	3.14	4HA10
VOILE 2	3	278.166	0.158	5	-0.6469	0.8	9	1.5	3.14	4HA10

• Etage 2:

	L (m)	Vmax (kn)	$\tau$ (mpa)	$\bar{\tau}$ (mpa)	$A_{t(BAEL)}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{t\ min(bael)}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{t\ min}$ (RPA)	$A_{t\ min}$ (face/ml)	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	choix des barres
VOILE 7	1.25	-168.73	0.096	5	-0.8544	0.8	3.75	1.5	3.14	4HA10
VOILE 8	1.25	152.967	0.087	5	-0.8696	0.8	3.75	1.5	3.14	4HA10
VOILE 6	1.75	244.604	0.139	5	-0.8041	0.8	5.25	1.5	3.14	4HA10
VOILE 5	1.75	-80.819	0.046	5	-0.8381	0.8	5.25	1.5	3.14	4HA10
VOILE 4	1.75	-168.47	0.096	5	-0.8737	0.8	5.25	1.5	3.14	4HA10
VOILE 1	2.05	-196.24	0.112	5	-0.8368	0.8	6.15	1.5	3.14	4HA10
VOILE 3	3	452.822	0.258	5	-0.6103	0.8	9	1.5	3.14	4HA10
VOILE14	2	-364.4	0.207	5	-0.6827	0.8	6	1.5	3.14	4HA10
VOILE 2	3	266.042	0.151	5	-0.7645	0.8	9	1.5	3.14	4HA10

• Etage 3:

	L (m)	Vmax (kn)	$\tau$ (mpa)	$\bar{\tau}$ (mpa)	$A_{t(BAEL)}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{t \min(bael)}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{t \min}$ (RPA)	$A_{t \min}$ (face/ml)	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	choix des barres
VOILE 7	1.25	-149.64	0.085	5	-0.8705	0.8	3.75	1.5	3.14	4HA10
VOILE 8	1.25	139.073	0.079	5	-0.8792	0.8	3.75	1.5	3.14	4HA10
VOILE 6	1.75	214.19	0.122	5	-0.8193	0.8	5.25	1.5	3.14	4HA10
VOILE 5	1.75	-63.928	0.036	5	-0.8599	0.8	5.25	1.5	3.14	4HA10
VOILE 4	1.75	186.409	0.106	5	-0.8455	0.8	5.25	1.5	3.14	4HA10
VOILE 1	2.05	-185.18	0.105	5	-0.8409	0.8	6.15	1.5	3.14	4HA10
VOILE 3	3	-325.91	0.185	5	-0.7186	0.8	9	1.5	3.14	4HA10
VOILE14	2	-321.02	0.183	5	-0.7189	0.8	6	1.5	3.14	4HA10
VOILE 2	3	246.682	0.14	5	-0.7801	0.8	9	1.5	3.14	4HA10

• Etage 4:

	L (m)	Vmax (kn)	$\tau$ (mpa)	$\bar{\tau}$ (mpa)	$A_{t(BAEL)}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{t \min(bael)}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{t \min}$ (RPA)	$A_{t \min}$ (face/ml)	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	choix des barres
VOILE 7	1.25	-128.42	0.073	5	-0.8887	0.8	3.75	1.5	3.14	4HA10
VOILE 8	1.25	119.895	0.068	5	-0.8956	0.8	3.75	1.5	3.14	4HA10
VOILE 6	1.75	179.688	0.102	5	-0.846	0.8	5.25	1.5	3.14	4HA10
VOILE 5	1.75	-47.838	0.027	5	-0.8786	0.8	5.25	1.5	3.14	4HA10
VOILE 4	1.75	158.046	0.09	5	-0.8655	0.8	5.25	1.5	3.14	4HA10
VOILE 1	2.05	-171.55	0.098	5	-0.8488	0.8	6.15	1.5	3.14	4HA10
VOILE 3	3	301.472	0.172	5	-0.7355	0.8	9	1.5	3.14	4HA10
VOILE14	2	-261.97	0.149	5	-0.77	0.8	6	1.5	3.14	4HA10
VOILE 2	3	212.593	0.121	5	-0.8068	0.8	9	1.5	3.14	4HA10

• Etage 5:

	L (m)	Vmax (kn)	$\tau$ (mpa)	$\bar{\tau}$ (mpa)	$A_{t(BAEL)}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{t\ min(bael)}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{t\ min}$ (RPA)	$A_{t\ min}$ (face/ml)	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	choix des barres
VOILE 7	1.25	-117.39	0.067	5	-0.8976	0.8	3.75	1.5	3.14	4HA10
VOILE 8	1.25	110.329	0.063	5	-0.9036	0.8	3.75	1.5	3.14	4HA10
VOILE 6	1.75	149.745	0.085	5	-0.8726	0.8	5.25	1.5	3.14	4HA10
VOILE 5	1.75	132.61	0.075	5	-0.8804	0.8	5.25	1.5	3.14	4HA10
VOILE 4	1.75	132.61	0.075	5	-0.8876	0.8	5.25	1.5	3.14	4HA10
VOILE 1	2.05	-158.09	0.09	5	-0.8578	0.8	6.15	1.5	3.14	4HA10
VOILE 3	3	230.436	0.131	5	-0.7942	0.8	9	1.5	3.14	4HA10
VOILE14	2	-218.08	0.124	5	-0.807	0.8	6	1.5	3.14	4HA10
VOILE 2	3	179.602	0.102	5	-0.8345	0.8	9	1.5	3.14	4HA10

• Etage 6:

	L (m)	Vmax (kn)	$\tau$ (mpa)	$\bar{\tau}$ (mpa)	$A_{t(BAEL)}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{t\ min(bael)}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{t\ min}$ (RPA)	$A_{t\ min}$ (face/ml)	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	choix des barres
VOILE 7	1.25	-76.06	0.043	5	-0.931	0.8	3.75	1.5	3.14	4HA10
VOILE 8	1.25	74.994	0.043	5	-0.9326	0.8	3.75	1.5	3.14	4HA10
VOILE 6	1.75	89.059	0.051	5	-0.9238	0.8	5.25	1.5	3.14	4HA10
VOILE 5	1.75	-47.391	0.027	5	-0.9537	0.8	5.25	1.5	3.14	4HA10
VOILE 4	1.75	79.526	0.045	5	-0.9318	0.8	5.25	1.5	3.14	4HA10
VOILE 1	2.05	-119.52	0.068	5	-0.8885	0.8	6.15	1.5	3.14	4HA10
VOILE 3	3	132.205	0.075	5	-0.8768	0.8	9	1.5	3.14	4HA10
VOILE14	2	-133.14	0.076	5	-0.879	0.8	6	1.5	3.14	4HA10
VOILE 2	3	125.218	0.071	5	-0.8806	0.8	9	1.5	3.14	4HA10

• Etage 7:

	L (m)	Vmax (kn)	$\tau$ (mpa)	$\bar{\tau}$ (mpa)	$A_{t(BAEL)}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{t\ min(bael)}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{t\ min}$ (RPA)	$A_{t\ min}$ (face/ml)	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	choix des barres
VOILE 7	1.25	-57.94	0.033	5	-0.9406	0.8	3.75	1.5	3.14	4HA10
VOILE 8	1.25	44.473	0.025	5	-0.9527	0.8	3.75	1.5	3.14	4HA10
VOILE 6	1.75	147.056	0.084	5	-0.8652	0.8	5.25	1.5	3.14	4HA10
VOILE 5	1.75	-112.29	0.064	5	-0.8906	0.8	5.25	1.5	3.14	4HA10
VOILE 4	1.75	136.992	0.078	5	-0.8736	0.8	5.25	1.5	3.14	4HA10
VOILE 1	2.05	-127.45	0.073	5	-0.8766	0.8	6.15	1.5	3.14	4HA10
VOILE 3	3	122.737	0.07	5	-0.8797	0.8	9	1.5	3.14	4HA10
VOILE14	2	-71.984	0.041	5	-0.9263	0.8	6	1.5	3.14	4HA10
VOILE 2	3	73.448	0.042	5	-0.9231	0.8	9	1.5	3.14	4HA10

• Cage d'ascenseur:

	L (m)	Vmax (kn)	$\tau$ (mpa)	$\bar{\tau}$ (mpa)	$A_{t(BAEL)}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{t\ min(bael)}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{t\ min}$ (RPA)	$A_{t\ min}$ (face/ml)	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	choix des barres
VOILE 6	1.75	-62.19	0.035	5	-0.9368	0.8	5.25	1.5	3.14	4HA10
VOILE 4	1.75	-63.059	0.036	5	-0.9359	0.8	5.25	1.5	3.14	4HA10

➤ Sens y:

• Sous sol:

	L (m)	Vmax (kn)	$\tau$ (mpa)	$\bar{\tau}$ (mpa)	$A_{t(BAEL)}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{t\ min(bael)}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{t\ min}$ (RPA)	$A_{t\ min}$ (face/ml)	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	choix des barres
V S SOL1	22.8	1796.7	1.023	5	0.67887	0.8	68.25	1.5	3.14	4HA10
V S SOL1	22.8	1796.7	1.023	5	0.67887	0.8	68.25	1.5	3.14	4HA10
VOILE10	3.25	-812.11	0.462	5	-0.3089	0.8	9.75	1.5	3.14	4HA10

## • R D C:

	L (m)	Vmax (kn)	$\tau$ (mpa)	$\bar{\tau}$ (mpa)	$A_{t(BAEL)}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{t_{min}(bael)}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{t_{min}}$ (RPA)	$A_{t_{min}}$ (face/ml)	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	choix des barres
VOILE11	1.25	-260.14	0.148	5	-0.808	0.8	3.75	1.5	3.14	4HA10
VOILE13	2.2	-649.39	0.37	5	-0.4561	0.8	6.6	1.5	3.14	4HA10
VOILE10	3.25	413.751	0.235	5	-0.6643	0.8	9.75	1.5	3.14	4HA10
VOILE 9	1.25	389.668	0.222	5	-0.7014	0.8	3.75	1.5	3.14	4HA10

## • Etage 1:

	L (m)	Vmax (kn)	$\tau$ (mpa)	$\bar{\tau}$ (mpa)	$A_{t(BAEL)}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{t_{min}(bael)}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{t_{min}}$ (RPA)	$A_{t_{min}}$ (face/ml)	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	choix des barres
VOILE11	1.25	-109.22	0.062	5	-0.9226	0.8	3.75	1.5	3.14	4HA10
VOILE12	2.2	-392.64	0.223	5	-0.6711	0.8	6.6	1.5	3.14	4HA10
VOILE10	3.25	1223.27	0.696	5	0.06933	0.8	9.75	1.5	3.14	4HA10
VOILE 9	1.25	-125.75	0.072	5	-0.9094	0.8	3.75	1.5	3.14	4HA10

## • Etage 2:

	L (m)	Vmax (kn)	$\tau$ (mpa)	$\bar{\tau}$ (mpa)	$A_{t(BAEL)}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{t_{min}(bael)}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{t_{min}}$ (RPA)	$A_{t_{min}}$ (face/ml)	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	choix des barres
VOILE11	1.25	-100.18	0.057	5	-0.9247	0.8	3.75	1.5	3.14	4HA10
VOILE12	2.2	300.293	0.171	5	-0.747	0.8	6.6	1.5	3.14	4HA10
VOILE10	3.25	1034.4	0.589	5	-0.0966	0.8	9.75	1.5	3.14	4HA10
VOILE 9	1.25	-125.03	0.071	5	-0.9005	0.8	3.75	1.5	3.14	4HA10

## • Etage 3:

	L (m)	Vmax (kn)	$\tau$ (mpa)	$\bar{\tau}$ (mpa)	$A_{t(BAEL)}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{t_{min}(bael)}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{t_{min}}$ (RPA)	$A_{t_{min}}$ (face/ml)	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	choix des barres
VOILE11	1.25	-93.467	0.053	5	-0.9234	0.8	3.75	1.5	3.14	4HA10
VOILE12	2.2	266.516	0.152	5	-0.7725	0.8	6.6	1.5	3.14	4HA10
VOILE10	3.25	844.07	0.48	5	-0.2587	0.8	9.75	1.5	3.14	4HA10
VOILE 9	1.25	-115.19	0.066	5	-0.9035	0.8	3.75	1.5	3.14	4HA10

• Etage 4:

	L (m)	Vmax (kn)	$\tau$ (mpa)	$\bar{\tau}$ (mpa)	$A_t$ (BAEL) (cm <sup>2</sup> )	$A_t$ min(bael) (cm <sup>2</sup> )	$A_t$ min (RPA)	$A_t$ min (face/ml)	$A_t$ adopté (cm <sup>2</sup> )	choix des barres
VOILE11	1.25	-80.845	0.046	5	-0.9303	0.8	3.75	1.5	3.14	4HA10
VOILE12	2.2	207.968	0.118	5	-0.8202	0.8	6.6	1.5	3.14	4HA10
VOILE10	3.25	616.24	0.351	5	-0.4575	0.8	9.75	1.5	3.14	4HA10
VOILE 9	1.25	-97.062	0.055	5	-0.9169	0.8	3.75	1.5	3.14	4HA10

• Etage 5:

	L (m)	Vmax (kn)	$\tau$ (mpa)	$\bar{\tau}$ (mpa)	$A_t$ (BAEL) (cm <sup>2</sup> )	$A_t$ min(bael) (cm <sup>2</sup> )	$A_t$ min (RPA)	$A_t$ min (face/ml)	$A_t$ adopté (cm <sup>2</sup> )	choix des barres
VOILE11	1.25	-78.999	0.045	5	-0.9301	0.8	3.75	1.5	3.14	4HA10
VOILE12	2.2	180.255	0.103	5	-0.841	0.8	6.6	1.5	3.14	4HA10
VOILE10	3.25	461.762	0.263	5	-0.5928	0.8	9.75	1.5	3.14	4HA10
VOILE 9	1.25	-95.337	0.054	5	-0.9169	0.8	3.75	1.5	3.14	4HA10

• Etage 6:

	L (m)	Vmax (kn)	$\tau$ (mpa)	$\bar{\tau}$ (mpa)	$A_t$ (BAEL) (cm <sup>2</sup> )	$A_t$ min(bael) (cm <sup>2</sup> )	$A_t$ min (RPA)	$A_t$ min (face/ml)	$A_t$ adopté (cm <sup>2</sup> )	choix des barres
VOILE11	1.25	-54.727	0.031	5	-0.949	0.8	3.75	1.5	3.14	4HA10
VOILE12	2.2	108.783	0.062	5	-0.9002	0.8	6.6	1.5	3.14	4HA10
VOILE10	3.25	226.491	0.129	5	-0.7979	0.8	9.75	1.5	3.14	4HA10
VOILE 9	1.25	-69.182	0.039	5	-0.9376	0.8	3.75	1.5	3.14	4HA10

• Etage 7:

	L (m)	Vmax (kn)	$\tau$ (mpa)	$\bar{\tau}$ (mpa)	$A_t$ (BAEL) (cm <sup>2</sup> )	$A_t$ min(bael) (cm <sup>2</sup> )	$A_t$ min (RPA)	$A_t$ min (face/ml)	$A_t$ adopté (cm <sup>2</sup> )	choix des barres
VOILE11	1.25	-45.944	0.026	5	-0.9499	0.8	3.75	1.5	3.14	4HA10
VOILE12	2.2	97.187	0.055	5	-0.9036	0.8	6.6	1.5	3.14	4HA10
VOILE10	3.25	428.795	0.244	5	-0.6106	0.8	9.75	1.5	3.14	4HA10
VOILE 9	1.25	-45.194	0.026	5	-0.9516	0.8	3.75	1.5	3.14	4HA10

• Cage d'ascenseur:

	L (m)	Vmax (kn)	$\tau$ (mpa)	$\bar{\tau}$ (mpa)	$A_{t(BAEL)}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{t\ min(bael)}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{t\ min}$ (RPA)	$A_{t\ min}$ (face/ml)	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	choix des barres
VOILE10	3.25	-56.721	0.032	5	-0.9356	0.8	9.75	1.5	3.14	4HA10

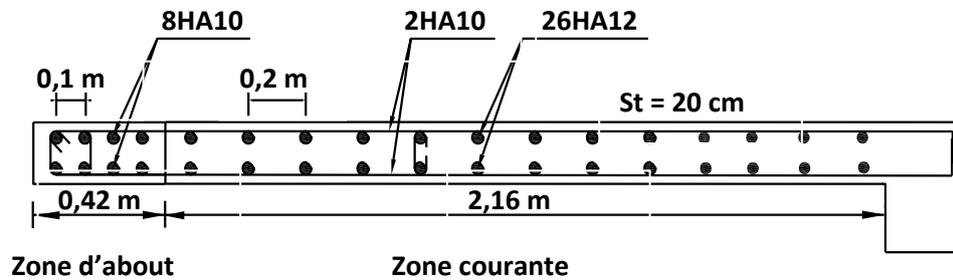


Figure 5.10 : Schéma du ferraillage du voile 3, niveau 3

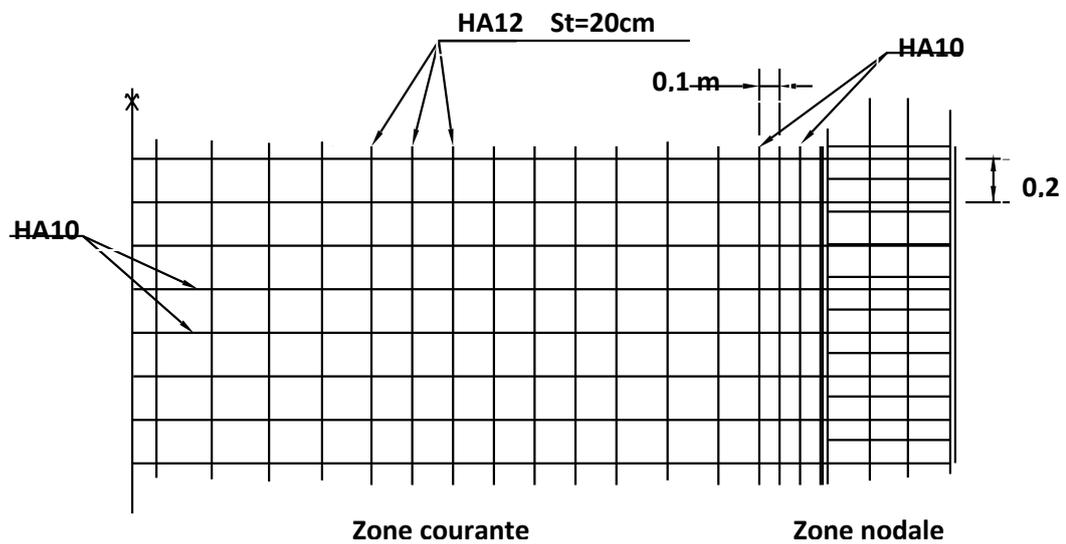
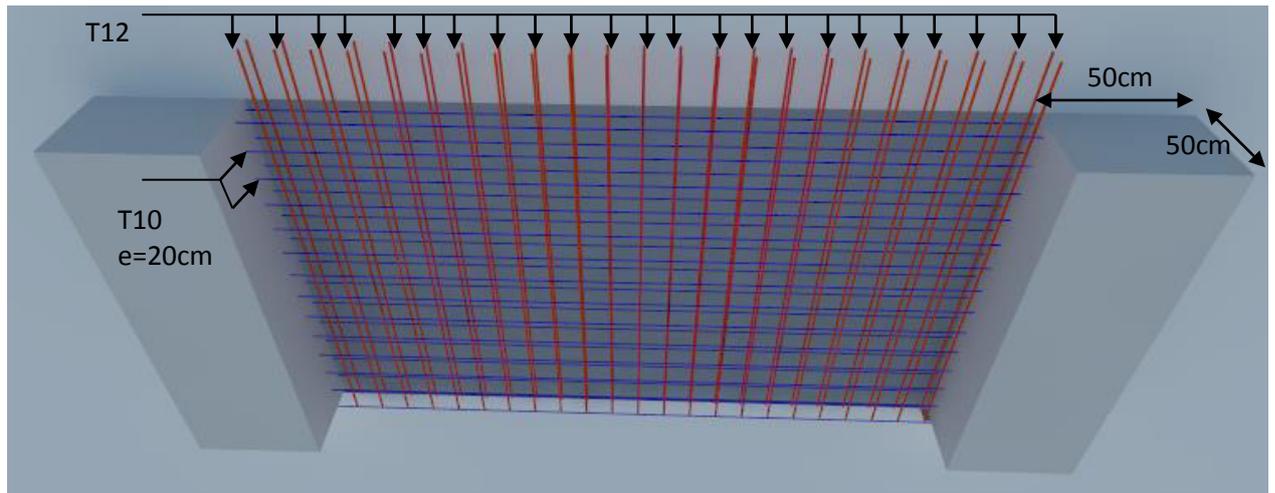


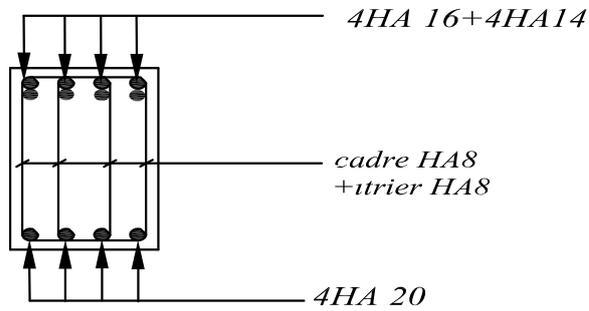
Figure 5.11 : Schéma du ferraillage de l'ensemble poteau voile



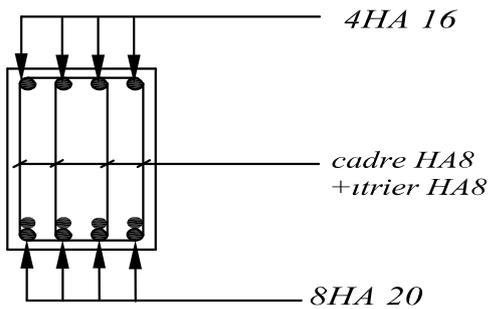
**Figure 5.12 :** Exemple de Ferrailage de voile (voile 3ème étage).

Suite aux résultats que nous avons obtenus, nous tenons à signaler que nous sommes arrivées aux objectifs fixés. Néanmoins, il y a lieu de préciser que du faite que notre étude sismique a été faite sur la base de l'introduction du spectre de réponse dans les deux sens orthogonaux simultanément, cela nous a conduit à une construction qui satisfait toutes les conditions exigées par le règlement parasismique algérien. C'est à dire une construction parasismique mais non économique car le ferrailage adopté est celui de la condition minimum du R.P.A 99/2003, qui dépasse de loin le ferrailage calculé.

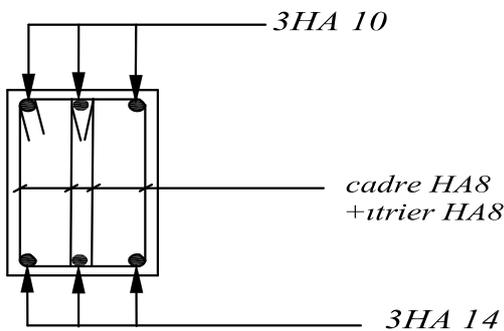
Figure 5.13 : Ferrailages des poutres



Shéma de ferrailge de la poutre principale en appuis (1-2-3eme étage)



Shéma du ferrailge de la poutre principale en travée (1-2-3eme étage)



Shéma du ferrailge de la poutre paliere

# **Chapitre 6**

## Etude de l'infrastructure

## Etude de l'infrastructure

### 6.1. Introduction

Les fondations sont des ouvrages qui servent à supporter et transmettre au sol les charges qui proviennent de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charges permanentes, les surcharges d'exploitation, les surcharges climatique.

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type de l'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La nature et le poids de la superstructure

### 6.2. Type des fondations

#### - Fondations superficielles

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs.
- Les semelles continues sous poteaux.
- Les semelles isolées.
- Les radiers.

#### - Fondations profondes :

Les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

### 6.3 Etude du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de 2.5 bars comme contrainte admissible du sol.

Le choix du type de fondation se fait suivant les paramètres suivants :

- La Nature de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain et sa résistance.
- Profondeur du bon sol.

- Le tassement du sol.

Ce choix doit satisfaire deux critères essentiels à savoir :

- Stabilité totale de l'ouvrage
- Solution facile à réaliser et économique

### Conclusion et recommandation du rapport du sol

Compte tenu des résultats de la campagne de reconnaissance géotechnique menée par le laboratoire de contrôle de qualité Béton-Sol.

Au terme des investigations géotechniques in situ et en laboratoire menées sur le terrain destiné à recevoir la construction d'un immeuble d'importance R+7 de boumerdes Le terrain à l'étude se situe au chef lieu de la wilaya de boumerdes il repéré exactement en bordure de la RN24 reliant Boumerdes et Zemmouri au lieu-dit FOES, nous pouvons conclure que le terrain étudié présente des conditions favorables pour recevoir le projet en question, de ce fait, nous proposons ce qui suit :

### Conditions de fondations

Les paramètres de calcul des fondations sont les suivants :

structure	Contrainte	Ancrage(m)	Type de fondation
R+7étages+sous-sol	2.5 bar	3.5m	Fondation superficielle

D'après le rapport de sol et d'après l'essai de sondage carotté de 25m de profondeur il excite 10 couches :

- une couche de remblais
- une couche d'argile peu sableuses, vaseuses
- une couche d'argile peu sableuses, graveleuses
- une couche d'argile moyennement sableuse
- une couche de sables argileux, peu graveleux
- une couche d'argiles peu sableuses
- une couche de sables argileux, fins
- une couche d'argile légèrement marneuses verdâtres à brunâtres
- une couche de marnes gris bleuâtres

Niveau d'eau :

Le site est situé au pied d'un plateau et fait partie d'un large bassin versant qui peut accumuler de grandes quantités d'eau notamment en période hivernale.

$$H_{\text{nappe}} = 3.8\text{m}$$

#### 6.4. Choix de type de fondations

Avec une contrainte admissible du sol d'assise qui est égal à 2 bars, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante.
- Radier évidé.
- Radier général.

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$(S_s / S_b < 50 \%).$$

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s}$$

Avec :

$$N = 1.35 N_G + 1.5 N_Q \quad (\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2.5 \text{ bars} = 25 \text{ t/m}^2)$$

##### 6.2.1 Calcul des surfaces revenant aux semelles :

Les surfaces des semelles et les charges appropriées sont représentées sur le tableau suivant :

file	N (t)	L (m)	$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$ (t/m <sup>2</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	B (m)
1	1890.63	22.75	25	94.53	4.16
2	1367.822	22.75	25	68.39	3.01
3	1699.7314	22.75	25	84.99	3.76
4	1737.1434	22.75	25	86.86	3.82
A	1460.715	12.3	25	73.06	5.94
B	574.731	12.3	25	28.74	2.34
C	592.857	12.3	25	29.64	2.41
D	609.158	12.3	25	30.46	2.48
E	636.105	12.3	25	31.81	2.59
F	585.523	12.3	25	29.28	2.38
G	771.8635	12.3	25	38.59	3.14
H	1611.965	12.3	25	80.60	6.55

**Tableau 6.1** : les surfaces revenant aux semelles

Donc :

$$S_s / S_b > 0.5$$

La surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ; cela nous conduit à opter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : c'est le radier général.

**6.2.2 Etude du radier :**

**6.2.2.1 Epaisseur du radier :**

**1) Condition de rigidité**

$$L_e \geq 2L_{max} / \pi$$

$L_{max}$  : plus grande distance entre deux files parallèles.

$L_e$  : longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{4EI / Kb}$$

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'un mètre de radier.

K : coefficient de raideur du sol.

b : largeur du radier (bande de 1m)

$$L_e^4 = 4EI / kb, \quad \text{avec } I = bh^3 / 12$$

D'où : 
$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48.K.L_{max}^4}{E\pi^4}}$$

$$L_{max} = 4,10 \text{ m}, \quad E = 3,216 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2, \quad K = 4000 \text{ t/m}^3, \quad h_r \geq 0,56 \text{ m}$$

**2) Condition forfaitaire**

$$\frac{L}{8} \leq h_r \leq \frac{L}{5}$$

$L_{max}$  : La distance maximale entre deux files successifs est égale à 4,10 m

$$0.52 \text{ m} \leq h_r \leq 0.82 \text{ m}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

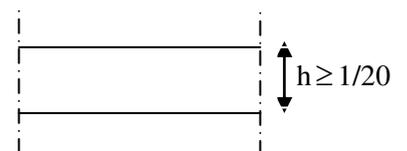
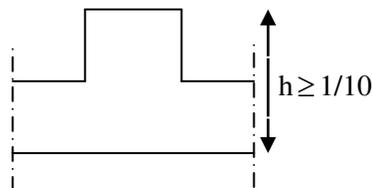
$$h_r = 75 \text{ cm.}$$

Vu que la hauteur est très importante, Donc il y a lieu de prévoir un radier nervuré

**3) Condition de coffrage :**

**• Pour la nervure :**

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{410}{10} = 41 \text{ cm.}$$



**• Pour la dalle :**

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{410}{20} = 20,5 \text{ cm.}$$

D'après les conditions précédentes, Nous optons pour une dalle de 40cm et des nervures de 75cm.

### 6.2.2.2 Calcul de surface minimale du radier

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\bar{\sigma} = N / S_{\text{radier}} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{adm}} \geq N / S_{\text{radier}} \iff S_{\text{radier}} \geq N / \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

A la base du bâtiment :

$$N = 1,35G + 1,5 Q = 4674,926 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{adm}} = 2 \text{ bars} = 20 \text{ t/m}^2.$$

$$S_{\text{radier}} \geq N / \bar{\sigma}_{\text{adm}} = \frac{4674,926}{20} = 233,75 \text{ m}^2.$$

La surface totale de l'immeuble est de 279,82 m<sup>2</sup> est donc par conséquent supérieure à la surface nécessaire au radier. A cet effet, nous avons prévu un débord minimum.

L'emprise totale avec un débordement (D) sera :

$$S' = S + D \times 2 \times (12,30 + 22,75).$$

### 6.2.2.3 Le calcul de D (débordement)

$$D \geq \max (h / 2 ; 30 \text{ cm}) \quad \text{avec } h = 75 \text{ cm}.$$

Nous prenons : D = 37,5 cm.

Alors l'emprise totale avec D :

$$S' = S + D \times 2 \times (12,30 + 22,75).$$

$$S = 279,82 \text{ m}^2 ; S' = 279,82 + 26,29 = 306,11 \text{ m}^2.$$

Alors la surface du radier est : S' = 306,11 m<sup>2</sup>.

## 6.2.3 Vérification du radier

### 6.2.3.1. Vérification de non poinçonnement

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°.

La vérification se fait pour le voile le plus sollicité.

Selon le **C.B.A art A.5.2.4.3**, Nous devons vérifier que :

$$N_u \leq 0,045 \times u_c \times h_r \times f_{c28} / \gamma_b$$

N<sub>u</sub> : la charge de calcul vis à vis de l'état limite ultime du voile le plus sollicité

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

$$N_u = 253,262 \text{ t}.$$

U<sub>c</sub> : périmètre de contour cisailé, projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 (a + b + 2 h_r) = 2(0,5 + 0,5 + 2 \times 0,75) = 5 \text{ m}$$

Donc, nous avons :

$$0,045 \times u_c \times h_r \times f_{c28} / \gamma_b = 262,5 \text{ t}$$

Ainsi, la condition est vérifiée. De ce fait, il n'y a pas risque de rupture du radier par poinçonnement.

### 6.2.3.2 Condition de résistance au cisaillement

L'épaisseur du radier sera vérifiée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier, selon le Règlement CBA93 (art. A.5.1).

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq 0.07 f_{cj} / \gamma_b$$

Où :

$V_u$  : valeur de calcul de l'effort tranchant à l'ELU.

$b$  : désigne la largeur.

$\gamma_b$  : 1,5

$d$  : 0,9 h

$b$  : 1m

$$\text{Avec : } V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$L_{\max}$  : la plus grande portée de la dalle est égale à 4,10m.

$$\tau_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0.9h} \leq \frac{0.07 f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$h \geq \frac{N_u \times L_{\max} \times \gamma_b}{0.9 \times 2 S_{\text{rad}} \times 0.07 f_{cj}}$$

Pour :

$$N_u = 4674,926 \text{ t}$$

$$S_{\text{rad}} = 306,11 \text{ m}^2$$

$$L_{\max} = 4,10 \text{ m} \quad h \geq 30 \text{ cm}$$

$$\gamma_b = 1,5$$

$$f_{cj} = 25 \times 10^2 \text{ t/m}^2$$

$$\tau_u < \tau_u \text{ . (Condition de résistance au cisaillement est vérifiée).}$$

#### ➤ Détermination du centre de gravité du radier

$$\left\{ \begin{array}{l} X=11,75 \text{ m.} \\ Y= 6,53 \text{ m.} \end{array} \right.$$

➤ **Calcul de l'inertie du radier**

L'inertie du radier par rapport aux axes passant par son centre de gravité est :

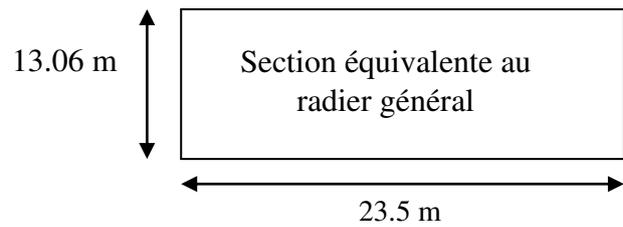
$$\begin{cases} I_x = 4352,29 \text{ m}^4 \\ I_y = 14113,44 \text{ m}^4 \end{cases}$$

➤ **Calcul de section rectangulaire équivalente**

Et  $a \times b = 306,91 \text{ m}^2$

D'où :

$$\begin{cases} a = 23,5 \text{ m} \\ b = 13,06 \text{ m} \end{cases}$$

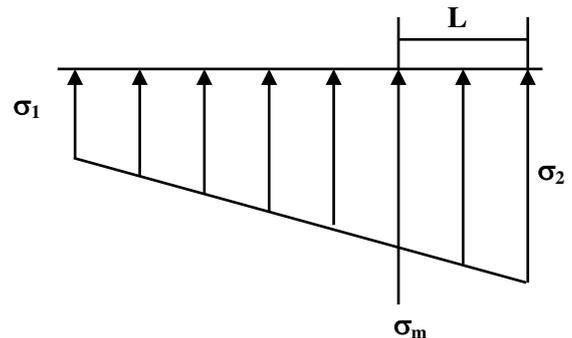


➤ **Diagramme trapézoïdal des contraintes**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Avec :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M.V}{I} \\ \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M.V}{I} \end{cases}$$



N : effort normal dû aux charges verticales.

$N = 4674,926 \text{ t}$

M : effort de renversement dû au séisme.

$M_x = 4748,232 \text{ t.m.}$

$M_y = 5064,781 \text{ t.m.}$

$S_{rad} = 306,91 \text{ m}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_x = 4352,29 \text{ m}^4 \\ I_y = 14113,44 \text{ m}^4 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 11,75 \text{ m.} \\ Y = 6,53 \text{ m.} \end{array} \right.$$

- **Sens transversal :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 22,36 \text{ t/m.} \\ \sigma_2 = 14,62 \text{ t/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\sigma_m = 18,80 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 20 \text{ t/m}^2$$

- **Sens longitudinal :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 19,45 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_2 = 11,02 \text{ t/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\sigma_m = 17,34 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 20 \text{ t/m}^2$$

Donc : la condition est vérifiée.

### 6.2.3.3. Vérification de la stabilité au renversement

D'après le RPA 99 (art 10.1.5), le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$e$  : l'excentricité de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques.

$M$  : moment dû au séisme.

$N$  : charge verticale permanente.

- **Sens longitudinal :**

$$e_x = 1,08 \text{ m} < \frac{a}{4} = 3,27 \text{ m} \quad (\text{Vérifiée})$$

- **Sens transversal :**

$$e_y = 1,02 \text{ m} < \frac{b}{4} = 5,88 \text{ m} \quad (\text{Vérifiée})$$

La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens

### 6.2.3.4. Vérification de la poussée hydrostatique :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effort de sous pression hydrostatique. Nous devons vérifier :

$$W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S(\text{radier}).$$

Avec :

- W : poids total du bâtiment à la base du radier.  $W = 3271,225 \text{ t}$ .
- $\alpha$  : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement ( $\alpha = 1,5$ ).
- $\gamma$  : poids volumique de l'eau ( $\gamma = 1 \text{ t/m}^3$ ).
- h : profondeur de l'infrastructure ( $h = 4,32 \text{ m}$ ).
- S (radier) : surface du radier, ( $S = 306,91 \text{ m}^2$ ).

$\alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S(\text{radier}) = 1,5 \times 1 \times 4,32 \times 306,91 = 1988,78 \text{ t} \leq 3271,225 \text{ t}$ . Donc la condition est vérifiée.

#### 6.2.4 Ferrailage du radier :

Le radier se calculera comme plancher renversé appuyé sur les voiles et les poteaux. Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux la méthode proposée par le CBA 93.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires  $\mu_x, \mu_y$  qui dépend du rapport ( $\rho = L_x / L_y$ ) et du coefficient de POISSON ( $\nu$ ).

##### 6.2.4.1. Les sollicitations à L'ELU : $\nu = 0$

$$Q_u = N_U / S_{\text{rad}} = 4674,926 / 306,91$$

$$Q_u = 15,23 \text{ t/m}^2$$

##### 6.2.4.2. Les sollicitations à L'ELS : $\nu = 0,2$

$$Q_{\text{ser}} = N_{\text{ser}} / S_{\text{rad}} = 3390,3 / 306,91$$

$$Q_{\text{ser}} = 11,05 \text{ t/m}^2$$

Si :  $0 < \rho < 0,4$  ; la dalle porte dans un seul sens.

$$M_x = q L_x^2 / 8$$

$$M_y = 0$$

Si :  $0,4 < \rho < 1$  ; la dalle porte dans deux sens.

$$M_x = \mu_x q L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

##### ➤ Pour les panneaux de rive

- Moment sur appuis :  $M_a = 0,4 M_0$
- Moment en travée :  $M_t = 0,85 M_0$

➤ Pour les panneaux intermédiaires

- Moment sur appuis :  $M_a = 0,5 M_0$
- Moment en travée :  $M_t = 0,75 M_0$

Les moments sur appuis et en travées doivent respecter l'inégalité suivante :

$$M_t + \frac{M_{ad} + M_{ag}}{2} \geq 1,25 M_0 \quad (\text{d'après le BAEL 91})$$

6.2.4.3. Calcul des moments

6.2.4.3.1. ELU :  $v = 0$  ;  $Q_u = 15,23 \text{ t/m}^2$  :

PANNEAUX	L <sub>X</sub> (M)	L <sub>Y</sub> (M)	ρ	μ <sub>x</sub>	μ <sub>y</sub>	M <sub>Ox</sub> (T.M)	M <sub>Oy</sub> (T.M)
P	3,25	4,10	0,78	0,0584	0,560	9.39	5.26

Tableau 6.2 : Les moments à L'ELU

6.2.4.3.2. ELS :  $v = 0,2$  ;  $Q_{ser} = 11,05 \text{ t/m}^2$  :

PANNEAUX	L <sub>X</sub> (M)	L <sub>Y</sub> (M)	ρ	μ <sub>x</sub>	μ <sub>y</sub>	M <sub>Ox</sub> (T.M)	M <sub>Oy</sub> (T.M)
P	3,25	4,10	0,78	0,065	0,684	7.59	5.19

Tableau 6.3 : Les moments à L'ELS

Panneau	sens x- x		sens y-y	
	en travée	en appui	en travée	en appui
Mu (KN*ml)	70.43	49.95	39.45	26.30
As' (cm <sup>2</sup> /ml)	0,00	0,00	0,00	0,00
As (cm <sup>2</sup> /ml)	5.43	3.83	3.01	2
As <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	6	6	6	6
choix des barres/ml	<b>4HA14</b>	<b>4HA14</b>	<b>4HA14</b>	<b>4HA14</b>
As <sub>corr</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	6,16	6,16	6,16	6,16
Espacement (cm)	25	25	25	25

Tableau 6.4 : Calcul des armatures à L'E LU

Panneau p	sens x-x		sens y-y	
	en travée	en appui	en travée	en appui
M <sub>ser</sub> (KN*ml)	56.92	37.95	38.93	25.95
As' (cm <sup>2</sup> /ml)	0,00	0,00	0,00	0,00
As (cm <sup>2</sup> /ml)	4.37	2.90	2.97	1.98
As <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	6	6	6	6
choix des barres/ml	<b>4HA14</b>	<b>4HA14</b>	<b>4HA14</b>	<b>4HA14</b>
As <sub>corr</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	6,16	6,16	6,16	6,16
Espacement (cm)	25	25	25	25

Tableau 6.5 : Calcul des armatures à L'E LS

Note : Le débord sera ferrailé par l'allongement des aciers des panneaux.

### 6.3. Etude de débord du radier :

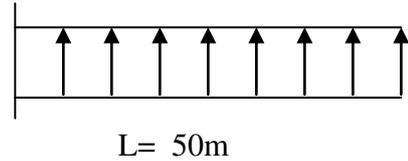
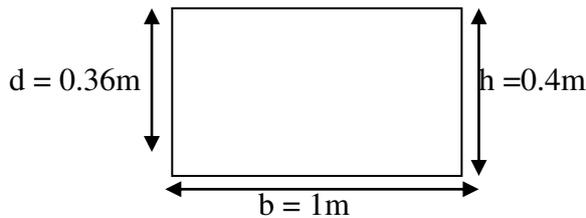
Le débord du radier est assimilé à une console de largeur  $L=0,35$  m. Le calcul du Ferrailage se fait pour une bande de largeur égale à un mètre carré.

$$h = 0,75\text{m}$$

$$b = 1\text{m}$$

$$d = 0,9 h = 0,36\text{m}$$

#### ➤ Présentation schématique :



$$T = q \cdot l$$



$$M = ql^2 / 8$$



#### ➤ L'ELU :

$$M_{\max} = q_u L^2 / 2 = 152,30 \times (0,5)^2 / 2 = 0,019604 \text{ MN.m.}$$

$$A_s = 1,45 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad A_{s \min} = 7,60 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

#### ➤ L'E LS : (fissuration préjudiciable)

$$M_{\max} = q_{\text{ser}} L^2 / 2 = 110,5 \times (0,5)^2 / 2 = 0,01381 \text{ MN.m.}$$

$$M_1 = 1,285 \text{ MN.m}$$

$$M_{\max} < M_1$$

$$A_s = 1,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc } A_s = \max (A_{s \text{ ultime}} ; A_{s \text{ ser}} ; A_{s \min}).$$

$$A_s = 7,60 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Donc on choisit 5HA14 /ml avec un espacement 20 cm.

#### ➤ Vérification au cisaillement

$$\overline{\tau}_u < \tau_u = 0,05 f_{28}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd}$$

$$b = 1 \text{ m.}$$

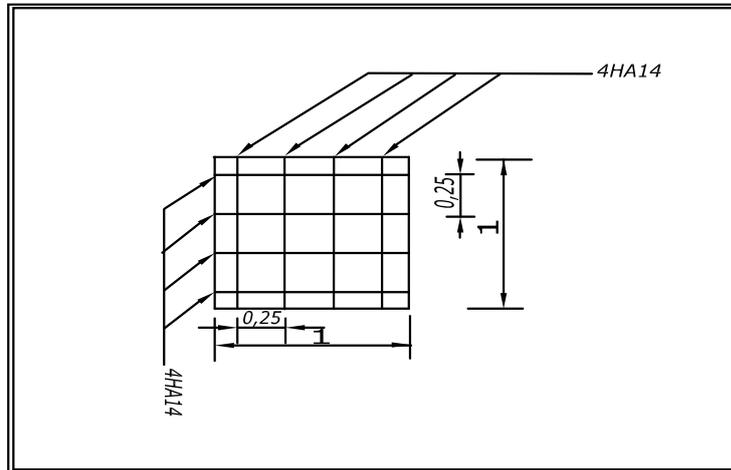
$$d = 0,90 h_r = 0,36 \text{ m.}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = 0,038 \text{ MN.}$$

$$\tau_u = \frac{0.0380}{1 \times 0.36} = 0.106 \text{ Mpa.}$$

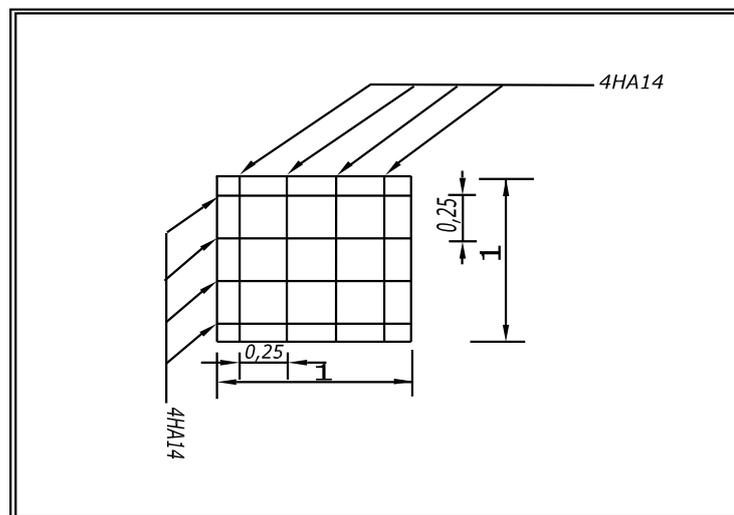
$$\tau_u < \overline{\tau_u} = 1,25 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Note:** On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.



**Figure 6.1 :** Ferrailage de radier, nappe supérieur

*Ferrailage de radier (nappe superieur)*



**Figure 6.2 :** Ferrailage de radier, nappe inférieur

*Ferrailage de radier (nappe inferieur)*

#### 6.4. Ferrailage de la nervure

Nous supposons que la fondation est suffisamment rigide pour assurer que les contraintes varient linéairement le long de la fondation.

Dans ce cas nous considérons que les nervures sont appuyées au niveau des éléments porteurs de la superstructure et chargées en dessous par les réactions du sol.

##### 6.4.1. Charges et surcharges

- Réaction du sol qui est égal à  $\frac{N_{ser}}{S_{radier}} = \frac{33903}{306.91} = 110.47 \text{ kn/m}^2$
- Poids de la dalle qui égal à :  $\rho_{béton} \times \text{hauteur de la dalle} = 25 \times 0.4 = 10 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre de la nervure qui est égal à :  $\rho_{béton} \times b \times h = 25 \times 0.5 \times 0.35 = 4.375 \text{ KN/m}^2$

La dalle qui travaille dans les deux sens donc la transmission des charges se fait comme suit :

- la petite porté supporte une charge triangulaire de valeur égal à :  $Q_d * \frac{l^2}{4}$
- la grande porté supporte une charge trapézoïdal de valeur égal à :  $Q_d * \frac{l_x}{2} * (ly - \frac{l_x}{2})$

Après calcul, nous obtenons les sollicitations suivantes :

##### Sens longitudinal :

ELS :  $q_s = 405.625 \text{ KN/m}$

##### Sens transversal :

ELS :  $q_s = 322.15 \text{ KN/m}$

##### 6.4.2. Calcul de moments fléchissant

D'après SAP2000, on trouve les moments fléchissant qui sont présentés dans les diagrammes suivants :

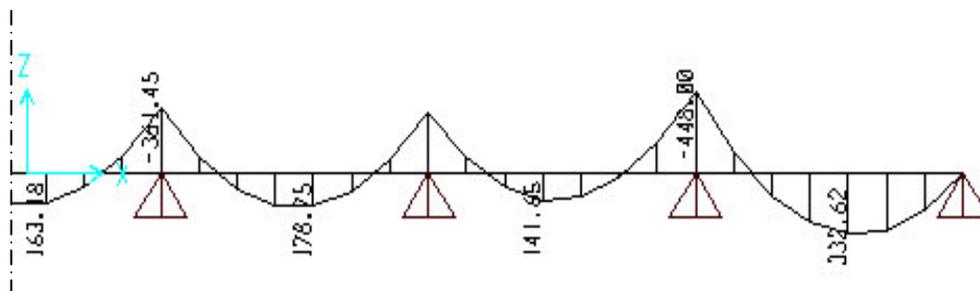


Figure 6.3 : Diagramme de moment fléchissant à ELS dans le sens longitudinal

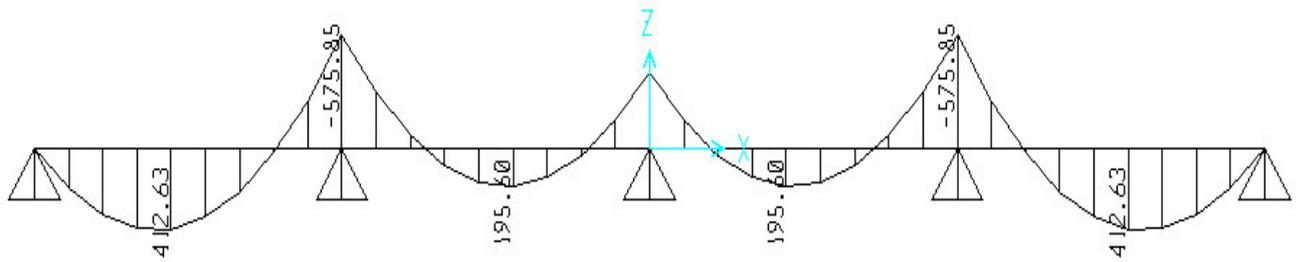


Figure 6.4 : Diagramme de moment fléchissant à ELS dans le sens transversal

6.4.3. Calcul du ferrailage :

➤ **Sens longitudinal** : nous ferrailons une section en T, dont les dimensions sont :

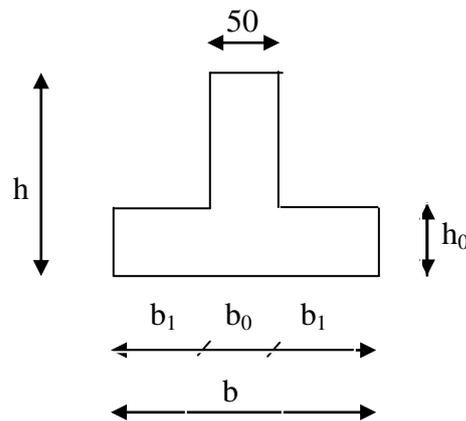
$$b_1 \leq \left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{410}{10}; \frac{325}{2}\right) \text{ donc nous prenons } b_1 = 40 \text{ cm} \Rightarrow b = 130 \text{ cm.}$$

$$h = 75 \text{ cm.}$$

$$h_o = 40 \text{ cm}$$

$$b_o = 50 \text{ cm.}$$

$$d = 70 \text{ cm.}$$



➤ **Sens transversal** : on ferraille une section en T, do

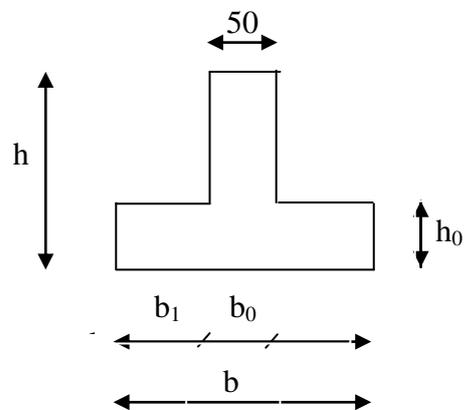
$$b_1 \leq \left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{410}{10}; \frac{325}{2}\right) \text{ donc nous prenons } b_1 = 40 \text{ cm} \Rightarrow b = 130 \text{ cm.}$$

$$h = 75 \text{ cm.}$$

$$h_o = 40 \text{ cm}$$

$$b_o = 50 \text{ cm.}$$

$$d = 70 \text{ cm.}$$



panneau	Sens longitudinal		Sens transversal	
	en travée	en appui	en travée	en appui
Mu (KN .m)	332.62	-448	412.63	575.85
A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	0	0	0	0
A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	25.70	37.00	32.20	48.40
A <sub>s min</sub> (cm <sup>2</sup> s)	15,29	15,29	15,29	15,29

Tableau 6.6 : Calcul du Ferrailage de la nervure à L'E L S

➤ **Choix des barres**

La section à prendre et celle correspondante au maximum des valeurs calculées à L'ELU, l'ELS et la condition de non fragilité.

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	en travée	en appui	en travée	en appui
A <sub>s</sub>	25.70	37.00	32.20	48.40
Les armatures choisies	4HA25+4HA20	8HA25	8HA25	8HA25+4HA20
A <sub>s adopté</sub>	4.22	4.22	4.22	4.22

Tableau 6.7 : Choix des armatures de la nervure

**6.4.4. Les vérifications**

• **Condition de non fragilité**

La condition de non fragilités pour les éléments soumis à la flexion composée exige que :

$$A_{CNF} = 0.23bd \frac{f_{ij}}{f_c} = 4.22cm^2$$

• **Vérification de la contrainte tangentielle**

Nous devons vérifier que:

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right\} = \text{pour une fissuration préjudiciable } \bar{\tau}_u = 2.5MPa$$

$$V_u = 800.86KN$$

$$\tau_u = \frac{800.86 * 10^3}{500 * 0.9 * 750} = 2,37 < 2.5.....$$

Donc la condition est vérifiée

**6.4.5. Les armatures transversales :**

• **Espacement :**

D'après le RPA99, les armatures transversales ne doivent pas dépasser un espacement S<sub>t</sub> de :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\Phi_L \right\} = \min \left\{ \frac{75}{4}; 12.2,5 \right\} = 18.75cm$$

$$\Rightarrow S_t = 15cm(\text{en zone nodale})$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 37.5cm$$

on prend :  $S_t = 30cm$  (zone courante)

D'après le CBA 93 L'espacement des armatures transversales ne doit pas dépasser les valeurs :

$$S_t \leq \min\{15\Phi_L; 40cm, a + 10cm\}$$

$\Phi_L$  : Le plus petit diamètre d'armature longitudinale

$a$  : le plus petit côté des dimensions transversales du poteau

$$S_t = \min\{15 \times 2; 40cm; 55 + 10cm\}$$

$$S_t \leq 30cm \Rightarrow s_t = 30cm$$

D'après les prescriptions des deux règlements cités ci avant on adopte un espacement des armatures transversales dans les deux sens :

Zone nodale :  $S_t = 15cm$

Zone courante :  $S_t = 30cm$

• **Diamètre des armatures transversales :**

Il est défini par :

$$\Phi_t \geq \frac{1}{3} \Phi_{L_{max}}$$

$$\Phi_t \geq 0.83$$

$$\Phi_t = \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_{L_{min}}, \frac{b_0}{10}\right) = \left(\frac{750}{35}, 20, \frac{500}{10}\right)$$

on prend :  $\Phi_t = 10mm$ .

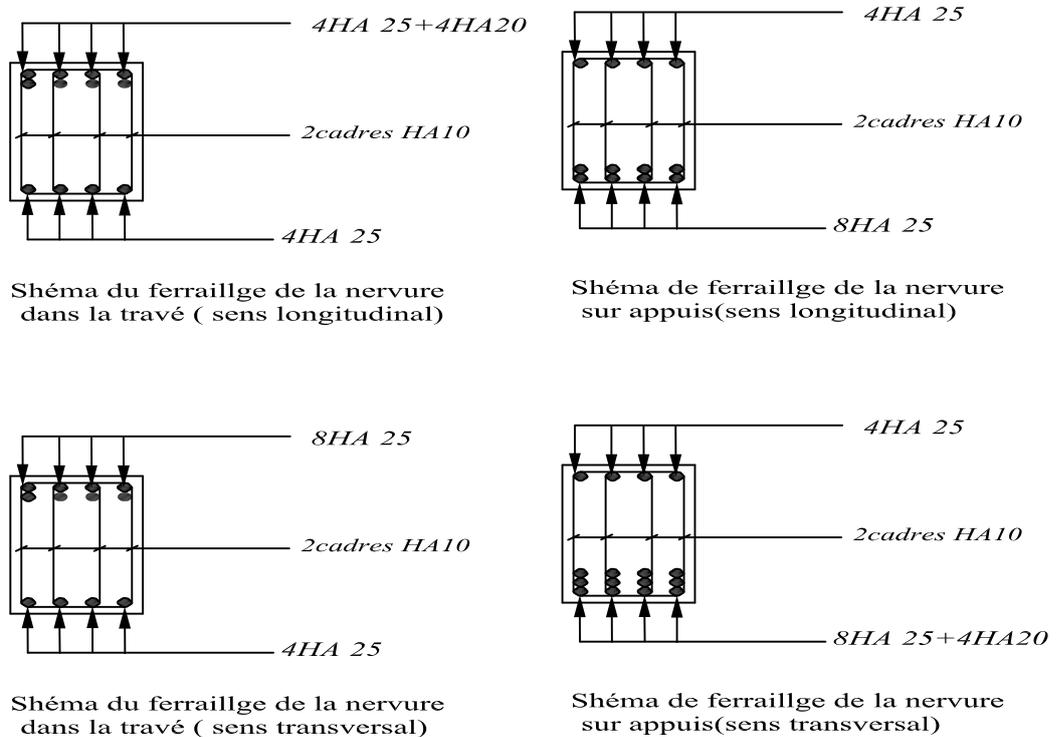


Figure 6.5 : Ferrailage des nervures

### 6.5. Voile périphérique :

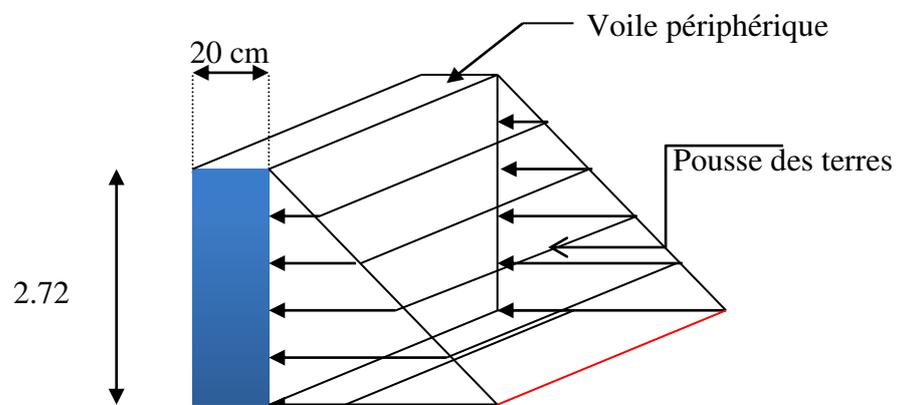
Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher -2.72.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du niveau 0.00, niveau -2.72 et les fondations.

#### Pré dimensionnement

Le voile périphérique fonctionne comme un mur de soutènement chargé en une surface, ou bien en d'autres termes est une caisse rigide assurant l'encastrement de la structure et la résistance contre la poussée des terres.

Le voile est calculé comme une dalle supposée uniformément chargée par la poussée des terres.



Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

➤ Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base

➤ Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

L'épaisseur du voile doit être supérieure ou égale à 15 cm.

Les armatures sont constituées de deux nappes,

Le pourcentage minimal est de 0.10% dans les deux sens horizontal et vertical.

Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

La longueur de recouvrement est de  $50\phi$  avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

- **Dimensionnement des voiles**

- La hauteur  $h=2.72\text{ m}$ .
- La longueur  $L=3.5-0.9=2.6\text{ m}$ .
- L'épaisseur  $e=20\text{ cm}$ .

- **Caractéristiques du sol**

Le poids spécifique  $\gamma=20\text{ kN/m}^3$ .

L'angle de frottement  $\varphi=25^\circ$

**Calcul de la poussée des terres :**

Le voile périphérique est sollicité en flexion simple selon le livre (Albert Fuentes) :

On étudiera le panneau le plus défavorable, de dimension  $(2.6 \times 2.72)\text{ m}^2$ .

La contrainte engendrée par la poussée des terres est notée par "q" due au poids volumique des terres est exprimée comme suit :  $q = \gamma \cdot h_e \cdot A$

Où :  $\gamma$  : poids volumique des terres  $\rightarrow \gamma = 20\text{ kN/m}^3$ .

A: coefficient de poussée  $\rightarrow A = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \rightarrow \varphi$ : angle de frottement de la terre.

Et pour un terrain de gros éléments sans limons et argiles  $\rightarrow \varphi = 25^\circ$

$$A = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \rightarrow A = \tan^2\left(\frac{180}{4} - \frac{25}{2}\right) \rightarrow A = 0.4$$

**Remarque**

L'expérience montre que le rôle de la cohésion qui varie dans le temps est mal connu et difficilement mesurable, pour cela, la négliger va dans le sens de la sécurité (on a pris  $c=0$ ).

**Combinaison fondamentale :****E.L.U.R :**

Pour  $h=2.72\text{ m}$   $Q = A \cdot \gamma \cdot H = 24.48\text{ kN/ml} \Rightarrow Q_u = \sigma_{\min} = 1.35Q = 33.05\text{ kN/ml}$

**E.L.S :**

Pour  $h=2.72\text{ m}$   $Q = A \cdot \gamma \cdot H = 24.48\text{ kN/ml} \Rightarrow Q_s = \sigma_{\min} = 24.48\text{ kN/ml}$

Dans le cas de blocs séparés par des joints de rupture, le voile périphérique doit ceinturer chaque bloc.

Soit donc cette section (par mètre linéaire)

$A_v > 0,1\% \cdot 20 \cdot 100 \dots\dots\dots$  donc  $A_v > 2\text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_h > 0,1\% \cdot 20 \cdot 100 \dots\dots\dots$  donc  $A_h > 2\text{ cm}^2/\text{ml}$

Donc on adopte  $4T8/\text{ml} \dots\dots\dots 2,01\text{ cm}^2$  dans les deux sens.

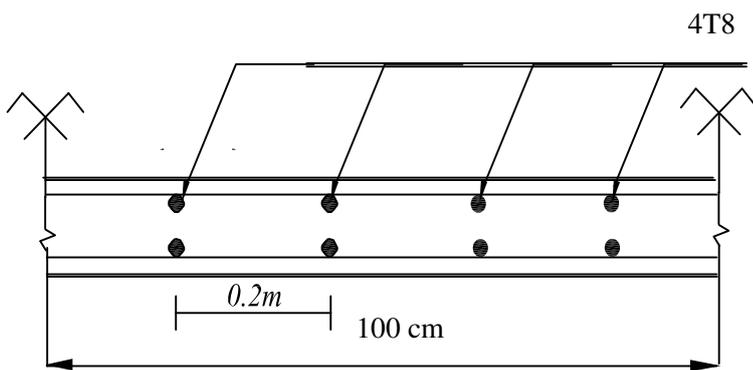
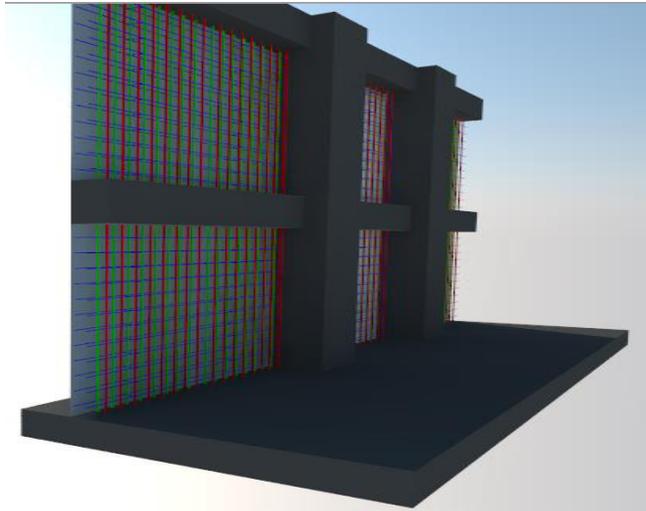


Figure 6.6 : Ferrailage du voile périphérique

# **Conclusion Générale**

## *Conclusion*

Ce projet est un aboutissement d'un long parcours riche en étude et plein d'enthousiasme et d'ambition. Il nous a permis en particulier :

La mise en pratique des connaissances acquises : RDM, Béton, DDS, MEF ....etc ;

D'approfondir notre culture en génie civil ;

L'application des méthodes de dimensionnement et les règlements (RPA 99/2003, BAEL 91 modifié 99, CBA 93.....etc ;

L'utilisation de logiciels tels que : ETABS, SOCOPEC, AUTOCAD....etc ;

D'affronter la réalité qui se traduit par le choix de solutions adéquates aux contraintes techniques rencontrées ;

La transposition entre les connaissances théoriques et pratiques ;

Garantir la fiabilité et la sécurité d'un bâtiment à usage d'habitation nécessite donc une étude complexe, des compétences approfondies en génie civil, et l'application de méthodes sophistiquées.

Nous avons donné le meilleur de nos mêmes pour la réalisation de ce projet. Cette première expérience nous permettra d'intégrer la vie professionnelle avec une certaine confiance en soi et une certaine indépendance.

### Bibliographie

- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- Cours de béton armé, 3ième année et master Génie Civil.
- Anciens mémoires de fin d'étude.
- Rapport de sol.

### Logiciels

- ETABS 9.7.4.....modélisation
- AUTOCAD 2016.....Dessin en 2D
- EXCEL 2010.....calcul
- WORD 2010.....Traitement du texte
- SOCOTEC.....calcul la section d'armateur et vérification a ELS
- AUTODESK ROBOT 2014.....Les diagrammes