

*République Algérienne Démocratique et Populaire*

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

*Université Mohamed Seddik Ben Yahia de Jijel*



*Faculté des Sciences et de la Technologie*

*Département De Génie Civil & Hydraulique*

*MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES EN VUE DE L'OBTENTION*

*DU DIPLOME MASTER ACDÉMIQUE EN GÉNIE CIVIL*

*OPTION : STRUCTURES*

**Thème :**

**ETUDE STATIQUE ET DYNAMIQUE D'UNE  
STRUCTURE A CONTROVENTEMENT MIXTE EN  
BETON ARME (RDC + 9 ETAGES)**

*Réalisé par :*

*HACIB Moufida*

*Encadré par :*

*D : AYAS. H*

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



## *Remerciements*

*« Sans Dieu, pas un seul pas n'est possible »*

*Je remercie*

*En premier lieu, ALLAH le très miséricordieux qui a bien voulu nous donner la force et le courage pour effectuer le présent travail.*

*Nos plus vifs remerciements pour nous trop chers parents pour leurs soutiens, encouragement et leurs patiences.*

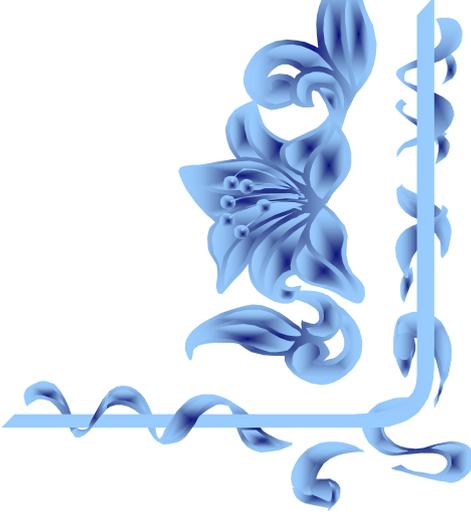
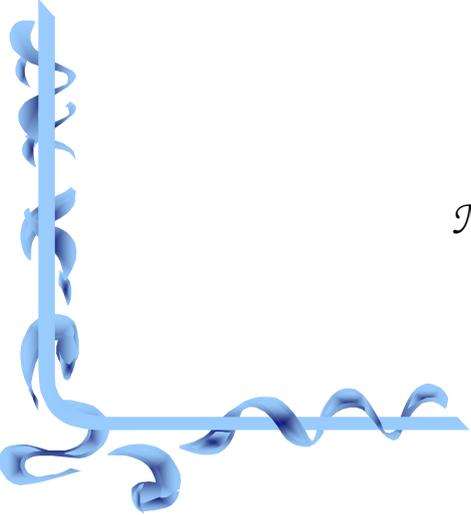
*Je tenons à remercier mon encadreur Mr H. AYAS pour sa disponibilité.*

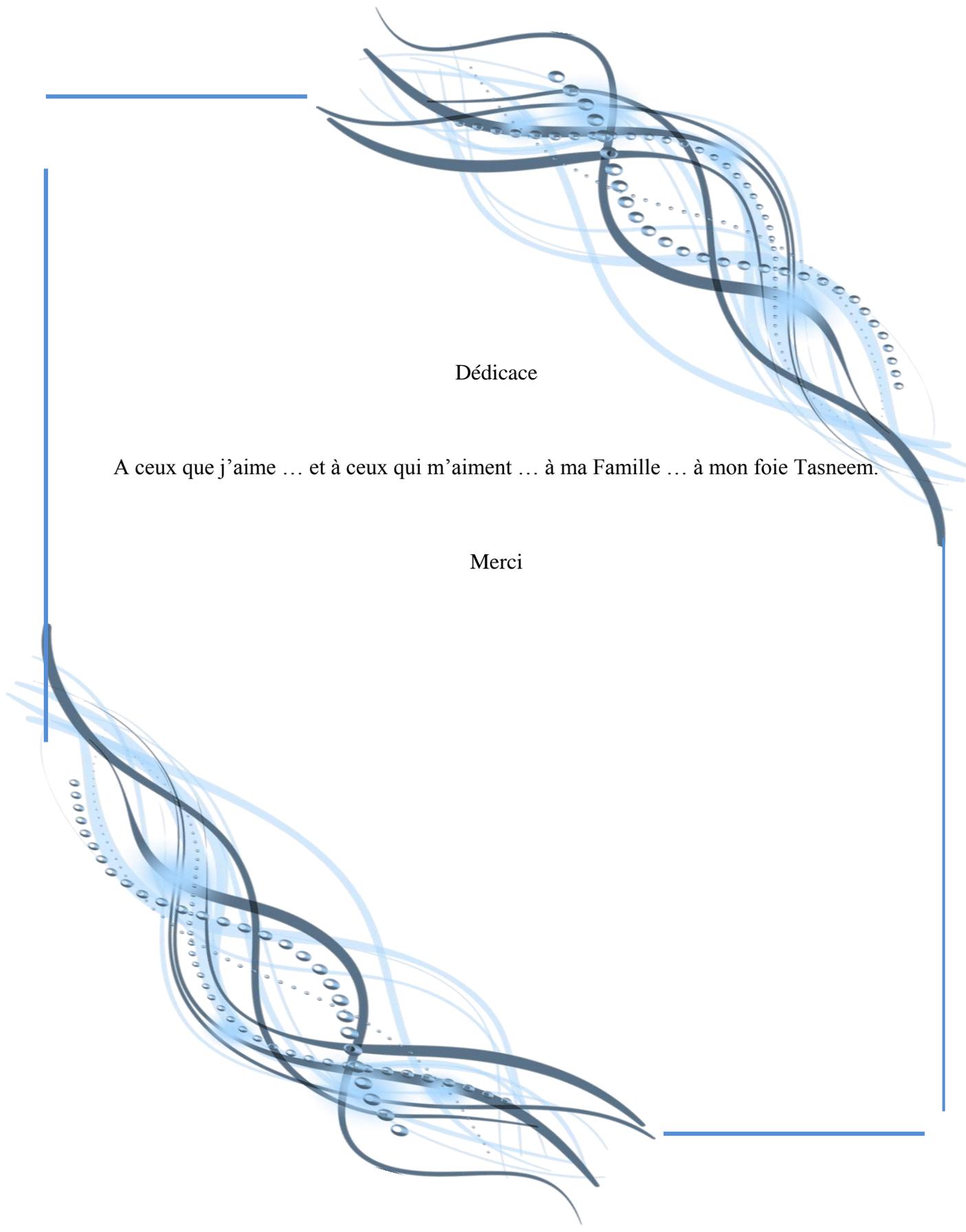
*On remercie aussi nos vifs remerciements aux membres des jurys pour avoir bien voulu examiner et juger ce travail.*

*Je ne laisserai pas cette occasion passer sans faire remercier tous les enseignants de la faculté de Génie civil, et en particulier ceux de la section structure pour leur aide et leur précieux conseils ainsi pour leur intérêt qu'ils portaient à notre formation.*

*Enfin, je remercie tous ceux qui ont contribué de près ou de loin au bon déroulement de près ou de loin au bon déroulement de ce projet.*

*Merci à tous et à toutes.*





Dédicace

A ceux que j'aime ... et à ceux qui m'aiment ... à ma Famille ... à mon foie Tasneem.

Merci

---

*Notation*

---

## Majuscules Romaines

**A, A<sub>s</sub>** : aire d'une section d'acier.

**A<sub>t</sub>** : somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales.

**B** : aire d'une section de béton

**D** : diamètre.

**E** : module d'élasticité longitudinal.

**E<sub>b</sub>** : module de déformation longitudinal béton.

**E<sub>i</sub>** : module de déformation instantanée

(**E<sub>vj</sub>** : pour a l'âge de j jours).

**E<sub>s</sub>** : module d'élasticité de l'acier.

**E<sub>v</sub>** : module de déformation différé **E<sub>vj</sub>** : pour chargement applique a l'âge de j jours).

**F** : force ou action générale.

**G** : charge permanente.

**Q** : surcharge d'exploitation.

**I** : moment d'inertie.

**L** : longueur ou portée.

**M** : moment de flexion le plus souvent.

**M<sub>u</sub>** : moment a l'état limite ultime.

**M<sub>ser</sub>** : moment de calcul a l'état limite de service.

**N** : effort normal.

**Q** : action ou charge variable.

**S** : section

**T, V** : effort tranchant.

## Minuscules Romaines

**f<sub>cj</sub>** : résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours

**f<sub>tj</sub>** : résistance caractéristique à la traction du âgé de j jours

**f<sub>c28</sub>** et **f<sub>t28</sub>** : grandeurs précédemment calculé à 28 jours.

**d** : hauteur utile.

**h<sub>p</sub>** : épaisseur du plancher.

**h<sub>t</sub>** : la hauteur des poutrelles.

**h<sub>0</sub>** : épaisseur de la dalle de compression.

**L<sub>x</sub>** : longueur maximale entre axes

**A'** : section d'armature comprimées

**A** : section d'armature tendue

**e** : excentricité d'un résultante ou d'un effort par apport au centre de gravité de la section.

**S** : espacement des armatures en général.

**S<sub>t</sub>** : espacement des armatures transversales.

**f<sub>e</sub>** : limite d'élasticité de l'acier.

## Nomenclatures Grecques :

**γ<sub>b</sub>** : Coefficient de sécurité du béton.

**γ<sub>s</sub>** : Coefficient de sécurité de l'acier.

**α** : Angle en général, coefficient

$\zeta_{bc}$ : Raccourcissement relatif du béton.

$\zeta_s$ : Déformation de l'acier.

$\eta$ : Coefficient de fissuration relative a une armature.

$\Theta$ : Coefficient sans dimension.

$\lambda$ : Élancement.

$\mu$ : Coefficient de frottement.

$\nu$ : Coefficient de poisson.

$\rho$ : rapport de deux dimensions ; en particulier rapport de l'aire d'acier a l'aire de béton.

$\sigma$ : Contrainte normale général.

$\sigma_{bc}$ : Contrainte de compression du béton.

$\sigma_s$ : Contrainte de traction dans l'acier.

$\bar{\tau}_u$ : Contrainte tangentielle admissible.

---

## *Sommaire*

---

## SOMMAIRE

<b>Introduction générale</b> .....	<b>01</b>
------------------------------------	-----------

### **CHAPITRE I: PRESENTATION DU PROJET ET CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX**

I.1. Introduction .....	02
I.2. Présentation du projet .....	02
1.2.1. Définition de l'ouvrage .....	02
1.2.2. Implantation de l'ouvrage .....	02
1.2.3. Caractéristique de l'ouvrage .....	02
1.2.4. Données du site .....	02
1.2.5. conception de la structure .....	02
I.3. Caractéristique des matériaux .....	04
I.3.1. Introduction .....	04
I.3.2. Béton .....	04
I.3.2. 1. Définition .....	04
I.3.2.2. Dosage du béton .....	04
I.3.2.3. Caractéristique mécanique du béton .....	04
I.3.2.4. Contrainte limite de béton .....	06
I.3.3. Acier .....	07
I.3.3.1. Caractéristique mécaniques de l'acier .....	08
I.3.3.2. La contrainte limite de l'acier .....	08
I.3.4. Définition de l'état limite .....	09
I.3.4.1. Etat limite ultime (ELU) .....	10
I.3.4.2. Etat limite de service ELS .....	10
I.3.5. Actions et sollicitations .....	10
I.3.5.1. Actions .....	10
I.3.5.2. Les sollicitations : .....	10
I.3.6. Règlements et normes utilisés : .....	11

### **CHAPITRE II: PRE DIMENSIONNEMENT, EVALUATIONS ET DESCENTE DES CHARGES**

II.1. Introduction .....	12
II.2. Pré-dimensionnement du plancher .....	12
II.2.1. Planchers à corps creux .....	12
II.2.1.1. Pré-dimensionnement des poutrelles .....	13
II.2.2. Planchers à dalles pleines .....	14
II.3. Pré-dimensionnement des balcons .....	14
II.4. Pré-dimensionnement des voiles .....	15
II.5. Pré-dimensionnement des escaliers .....	17
II.6. Pré-dimensionnement des poutres .....	19
II.6.1. Poutres longitudinales (principales) .....	19
II.6.2. Poutres transversales (secondaires) .....	19
II.6.3 Poutre palière .....	20
II.7. Pré-dimensionnement et modélisation de l'acrotère .....	21
II.8. Pré-dimensionnement des poteaux .....	22
II.9. Evaluation des charges et surcharges .....	23
II.9.1. Les planchers .....	23
II.8.2. Les balcons .....	25
II.8.3. Les Murs .....	26
II.8.4. Les escaliers .....	26
II.9. Descente des charges .....	27
II.9.1. Calcul des sections des poteaux .....	40
II.9.2: vérification au flambement .....	41
<b>CHAPITRE III: CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES</b>	
III.1. Introduction .....	42
III.2. Acrotère .....	42
III.2.1. Introduction .....	42
III.2.2. Dimensionnement .....	42
III.2.3. Etude de l'acrotère .....	43
III.2.3.1. Evaluations des charges .....	43
III.2.3.2. Calcul des sollicitations .....	44
III.2.3.3. Vérification au flambement .....	44
III.2.3.4. Calcul le ferrailage .....	45
III.2.3.5. Schéma de Ferrailage .....	49
III.3. Les planchers .....	49
III.3.1. Plancher dalle pleine.....	49
III.3.1. Définition .....	49
III.3.2. Plancher corps creux .....	55
III.3.1.1. Calcul des poutrelles .....	56
III.3.1.2. La dalle de compression .....	87
III.4. Les Balcons .....	88

III.4.1. Etude des Balcons .....	88
III.4.1.1. Evaluation des charges .....	88
III.4.1.2. Calcul des sollicitations .....	89
III.4.1.3. Ferrailage .....	91
III.5. Les Escaliers .....	93
III.5.1. Introduction .....	93
III.5.2. Escalier (quartier tournant) .....	94
III.5.3. Etude de la poutre palière .....	97

## CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. Introduction.....	104
IV.2. L'objectif de l'étude dynamique .....	104
IV.3. Présentation de différentes méthodes de calcul .....	104
IV.3.1. La méthode statique équivalente .....	104
IV.3.1. 1. Principe .....	104
IV.3.1. 2. Modélisation .....	104
IV.3.1. 3. Domaine d'application .....	105
IV.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale .....	105
IV.3.2. .1. Principe .....	105
IV.3.2. 2. Modélisation .....	105
IV.3.2. 3. Domaine d'application .....	106
IV.3.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme .....	106
IV.4. Choix de la méthode de calcul .....	106
IV.5. Classification de l'ouvrage selon RPA99/Version 2003 .....	106
IV.5.1. La classification des zones sismiques .....	106
IV.5.2. La classification des ouvrages selon leur importance .....	106
IV.5.3. La classification des sites .....	107
IV.5.4. La classification des systèmes de contreventement .....	107
IV.5.5. Classification de l'ouvrage selon leur configuration .....	107
IV.5.5.1. Régularité en plan .....	107
IV.5.5.2. Régularité en élévation .....	108
IV.5.6. Facteur de Qualité .....	108
IV.5.7. Périodes associées à la catégorie du site T <sub>1</sub> et T <sub>2</sub> .....	109
IV.5.8. Facteur de correction d'amortissement $\eta$ .....	109
IV.6. La modélisation de la structure .....	109
IV.6.1. Présentation du logiciel ETABS 9.7.0.....	110
IV.6.2. Pourquoi ETABS .....	110
IV.6.3. Démarches de modélisation de notre structure .....	110
IV.6.3.1. Etapes de modélisation .....	110
IV.6.3.2. Définition de la masse sismique .....	111
IV.6.3.3. Présentation de la vue en 3D .....	111

IV.7. L'analyse .....	111
IV.7.1. Analyse dynamique .....	112
IV.7.2. Analyse modale .....	112
IV.7.2.1. Spectre de réponse de calcul .....	112
IV.7.2.2. Les combinaisons d'actions .....	113
IV.7.2.3. Nombre de modes à considérer .....	113
IV.7.2.4. Période fondamentale théorique .....	113
IV.7.2.5. Disposition des voiles .....	114
IV.8. Poids totale de la structure .....	119
IV.9. Vérification réglementaire .....	119
IV.9. 1. Caractéristique géométrique et massique de la section .....	119
IV.9. 1.1. Centre de masse .....	119
IV.9. 1.2. Centre de rigidité (de torsion) .....	120
IV.9. 2. Calcul de l'excentricité .....	120
IV.9. 2.1. L'excentricité théorique .....	120
IV.9. 2.2. L'excentricité accidentelle .....	120
IV.10. Justification de l'intersection " portique-voile" .....	121
IV.11. Vérification de l'effort sismique .....	122
IV.11.1. Calcul de la résultante des forces sismiques « Vs » .....	122
IV.12. Distribution de l'effort sismique selon la hauteur .....	123
IV.13. Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur .....	125
IV.14. Vérification des déplacements latéraux inters étage .....	127
IV.15. Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....	129
IV.16. Justification de la stabilité au renversement .....	131
IV.17. Vérification de l'effort normal réduit .....	131
IV.18. Conclusion .....	132

## **CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS**

V.1. Introduction .....	133
V.2. Ferrailage des portiques .....	133
V.1.2. Ferrailage des poutres .....	133
V.2.1.1. Combinaisons des charges .....	133
V.2.1.2. Calcul le ferrailage .....	133
V.2.2. Ferrailage des poteaux .....	141
V.2.2.1. Introduction .....	141
V.2.2.2. Recommandation du RPA99/Version 2003 .....	141
V.2.2.3. Calcul le ferrailage .....	143
V.3. Ferrailage des voiles .....	147
V.3.1. Introduction .....	147
V.3.2. Règles communes .....	148
V.3.3. Calcul du ferrailage vertical .....	149

V.3.4. Etude des Sections .....	149
V.3.5. Calcul le ferrailage .....	151
V.3.5.1. Calcul de ferrailage vertical .....	151
V.3.5.2. Calcul de ferrailage horizontal .....	155
V.3.5.3. Schéma de ferrailage .....	156
V.3.6. Calcul le ferrailage des voiles d'ascenseur .....	157
V.3.6.1. Calcul de ferrailage vertical .....	157
V.3.6.2. Calcul de ferrailage horizontal .....	159
V.3.6.3. Schéma de ferrailage .....	159
V.4. Conclusion .....	160

## CHAPITRE VI: ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction .....	161
VI.2. Calcul des fondations .....	161
VI.2.1. Définition .....	161
VI.2.2. Choix du type de fondation .....	161
VI.2.2.1. Semelle isolée .....	162
VI.2.2.2. Semelle filante .....	163
VI.2.3. Calcul de radier général .....	164
VI.2.3.1. Définition .....	164
VI.2.3.2. Pré dimensionnement du radier .....	164
VI.2.3.3. Vérification de la condition de résistance au cisaillement .....	165
VI.2.3.4. Calcul la surface du radier .....	165
VI.2.3.5 Vérification du poinçonnement .....	165
VI.2.3.6 Caractéristiques géométriques du radier .....	166
VI.2.3.7. Vérification de la stabilité du radier .....	167
VI.2.3.8. Ferrailage du Radier .....	168
VI.3. Conclusion .....	174
<b>Conclusion générale</b> .....	<b>175</b>

---

*Liste des Figures*

---

## *Liste des figures*

### **CHAPITRE I: PRESENTATION DU PROJET ET CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX**

Figure.I.1: Eprouvette cylindrique en béton.....	<b>05</b>
Figure.I.2: Diagramme parabole-rectangle des contraintes-déformations du béton.....	<b>06</b>
Figure.I.3: Diagramme linéaire de contrainte –déformation.....	<b>07</b>
Figure.I.4: Diagramme de contrainte- déformation de l'acier.....	<b>08</b>

### **CHAPITRE II: PRE DIMENSIONNEMENT, EVALUATIONS ET DESCENTE DES CHARGES**

Figure II.1: Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	<b>12</b>
Figure II.2: dimensionnement de la poutrelle.....	<b>13</b>
Figure.II.3: Coupe transversale du plancher à dalle pleine.....	<b>14</b>
Figure.II.4: Coupe transversale d'un balcon.....	<b>15</b>
Figure.II.5: Coupe du voile en élévation.....	<b>16</b>
Figure.II.6: Escalier à quartier tournant (escalier de Duplex).....	<b>17</b>
Figure.II.7: Poutre (b h).....	<b>19</b>
Figure.II.8: Coupe transversale de la poutre principale et secondaire.....	<b>20</b>
Figure.II.9: Coup transversale poutre palière (30 35) cm <sup>2</sup> .....	<b>21</b>
Figure.II.10: Schéma descriptif de l'acrotère.....	<b>21</b>
Figure.II.11: Coupe transversal.....	<b>21</b>
Figure.II.12: Dimensionnement d'un poteau.....	<b>22</b>
Figure.II.13: dimension de le section revenant au poteau (6-A).....	<b>32</b>
Figure.II.14: dimension de le section revenant au poteau centrale (5-B).....	<b>36</b>

### **CHAPITRE III: CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES**

Figure.III.1: Dimension de l'acrotère.....	<b>42</b>
Figure.III.2: Coupe transversale et longitudinale de l'acrotère.....	<b>43</b>
Figure.III.3: Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	<b>49</b>
Figure.III.4: Une dalle plein.....	<b>49</b>
Figure.III.5: Représentation de moment fléchissant.....	<b>50</b>
Figure.III.6: Schéma de ferrailage.....	<b>52</b>
Figure.III.7: Schéma de ferrailage de la dalle pleine.....	<b>55</b>
Figure.III.8: Coupe transversale du plancher à corps creux.....	<b>55</b>
Figure.III.9: Diagramme de moment plancher terrasse a E.L.U (type I).....	<b>61</b>
Figure.III.10: Diagramme de moment plancher terrasse accessible a E.L.S (type I).....	<b>61</b>
Figure.III.11: Diagramme de moment plancher étage à E.L.U (type I).....	<b>62</b>
Figure.III.12: Diagramme de moment plancher étage à E.L.S (type I).....	<b>62</b>
Figure.III.13: Diagramme d'efforts tranchants du plancher terrasse accessible à l'ELU....	<b>63</b>
Figure.III.14: Diagramme d'efforts tranchants du plancher terrasse accessible à l'ELS (Type1).....	<b>64</b>

Figure.III.15: Diagramme d'efforts tranchants des planchers étages à l'ELU (Type1)...	64
Figure.III.16: Diagramme d'efforts tranchants des planchers étages à l'ELS (Type1)...	64
Figure.III.17: Diagramme du moment fléchissant à l'ELU de plancher terrasse (Type 2)....	65
Figure.III.18: Diagramme du moment fléchissant à l'ELS de plancher terrasse (Type2)....	65
Figure.III.19: Diagramme du moment fléchissant à l'ELU de plancher étage (Type2).....	65
Figure.III.20: Diagramme du moment fléchissant à l'ELS de plancher étage (Type2).....	66
Figure.III.21: Diagramme du moment fléchissant à l'ELU de plancher étage (Type2).....	66
Figure.III.22: Diagramme du moment fléchissant à l'ELS de plancher étage (Type2).....	66
Figure.III.23: Diagramme du moment fléchissant à l'ELU de plancher étage (Type2).....	67
Figure.III.24: Diagramme du moment fléchissant à l'ELS de plancher étage (Type2).....	67
Figure.III.25: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU du Plancher terrasse inaccessible...	67
Figure.III.26: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS de plancher terrasse (Type2).....	68
Figure.III.27: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU du Plancher terrasse accessible....	68
Figure.III.28: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS de plancher terrasse (Type2).....	68
Figure.III.29: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU de Plancher étage (Type2).....	69
Figure.III.30: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS de plancher étage (Type2).....	69
Figure.III.31: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU de Plancher terrasse (Type2).....	69
Figure.III.32: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS de plancher terrasse (Type2).....	70
Figure.III.33: Diagramme du moment fléchissant à l'ELU de plancher étage (Type 3).....	70
Figure.III.34: Diagramme du moment fléchissant à l'ELS de plancher étage (Type3).....	71
Figure.III.35: Diagramme d'efforts tranchants du plancher étage à l'E.L.U (Type 3).....	72
Figure.III.36: Diagramme d'efforts tranchants du plancher étage à l'E.L.S (Type 3).....	72
Figure.III.37: Coupe de section rectangulaire et T étage courant. ....	73
Figure.III.38: Ferrailage des poutrelles pour le type 1.....	77
Figure.III.39: Ferrailage des poutrelles pour le type 2.....	84
Figure.III.40: Ferrailage des poutrelles pour le type 3.....	87
Figure.III.41: Disposition des armatures de la dalle de compression.....	88
Figure.III.42: Dimensions du Balcons.....	88
Figure.III.43: Le déplacement du balcon.....	92
Figure.III.44: Ferrailage d'une bonde de 1 m du balcon.....	93
Figure.III.45: Ferrailage du balcon encastré sur trois côtés.....	93
Figure.III.46: schéma statique du escalier.....	94
Figure.III.47: distribution des charges sur 2 <sup>eme</sup> volée étage RDC (type 2).....	94
Figure.III.48: charge équivalente sur les escaliers.....	94
Figure.III.49: Ferrailage de l'escalier.....	97
Figure.III.50: Poutre palière.....	98
Figure.III.51: Vue en élévation de la poutre brisée.....	98

Figure.III.52: La charge sur la poutre palière à ELU.....	99
Figure.III.53: La charge équivalente sur la poutre palière à ELU.....	99
Figure.III.54: Ferrailage de la poutre palière.....	103

#### **CHAPITRE IV: ETUDE DYNAMIQUE**

Figure.IV.1: Modalisation de la structure en 3D.....	111
Figure.IV.2: Spectre de réponse.....	112
Figure.IV.3: Modèle initiale.....	114
Figure.IV.4: La disposition du voile proposée.....	116
Figure.IV.5: Mode 1, $T = 0.722386$ sec. ....	117
Figure.IV.6: Mode 2, $T = 0.583325$ sec.....	118
Figure.IV.7: Mode 3, $T = 0,45507$ sec.....	118
Figure.IV.8: Distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant X et Y.....	125
Figure.IV.9: Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur suivant X et Y.....	127
Figure.IV.10: Déplacement horizontal dans les deux sens. ....	129

#### **CHAPITRE V: FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS**

Figure.V.1: Ferrailage des poutres principales.....	137
Figure.V.2: Ferrailage des poutres secondaires.....	141
Figure.V.3: Ferrailage des poteaux.....	147
Figure.V.4: Disposition des armatures verticales dans les voiles. ....	148
Figure.V.5: Les 3 cas possible de sollicitation de voile.....	149
Figure.V.6: Vue en plan des voiles existants. ....	151
Figure.V.7: Ferrailage du voile VX1. ....	156
Figure.V.8: Ferrailage du voile VX5. ....	157
Figure.V.9: Ferrailage du voile VY4. ....	157
Figure.V.10: Ferrailage du voile VY5. ....	157
Figure.V.11: Ferrailage du voile Vasc1. ....	159
Figure.V.12: Ferrailage du voile Vasc2. ....	159
Figure.V.13: Ferrailage du voile Vasc3. ....	160

#### **CHAPITRE VI: ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

Figure.VI.1: Semelle isolé.....	162
Figure.VI.2: Semelle filante. ....	162
Figure.VI.3: Schéma du radier nervuré. ....	166
Figure.VI.4: Schéma du Radier sous SOCOTEC.....	167
Figure.VI.5: Schéma générale du ferrailage du Radier.....	171
Figure.VI.6: Schéma de débord du Radier.....	171
Figure.VI.7: Schéma de ferrailage du débord de radier.....	172
Figure.VI.8: Ferrailage des nervures : sur appuis.....	175
Figure.VI.9: Ferrailage des nervures : en travée.....	175

Figure.VI.10: Ferrailage des longrines dans les deux sens.....	<b>177</b>
Figure.VI.11: La poussée des terres sur voile périphérique.....	<b>178</b>
Figure.VI.12: Diagramme des contraintes à l'ELU.....	<b>179</b>
Figure.VI.13 : Diagramme des contraintes à l'ELS.....	<b>179</b>
Figure.VI.14: Ferrailage de voile périphérique.....	<b>182</b>

---

*Liste des Tableaux*

---

*Liste destableaux*

**CHAPITRE I: PRESENTATION DU PROJET ET CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX**

Tableau. I.1: Valeurs de la limite d'élasticité garantie $f_e$ .....	<b>08</b>
--	-----------

**CHAPITRE II: PRE DIMENSIONNEMENT, EVALUATIONS ET DESCENTE DES CHARGES**

Tableau.II.1: Charge permanente d'exploitations due au plancher terrasse accessible.....	<b>23</b>
Tableau.II.2: Charge permanente et d'exploitations due au plancher terrasse.....	<b>24</b>
Tableau.II.3: Charge permanente d'exploitations dues au plancher étage (corps creux).....	<b>24</b>
Tableau.II.4: Charge permanent et d'exploitations due au plancher dalle pleine $e = 16\text{cm}$ ...	<b>25</b>
Tableau.II.5: Charge permanente d'exploitations due au Balcon étage courant.....	<b>25</b>
Tableau.II.6: Charge permanente due aux Mur extérieurs.....	<b>26</b>
Tableau.II.7: Charge permanente due aux Cloison intérieures.....	<b>26</b>
Tableau.II.8: Charge permanente d'exploitation due au Palier+2 marches.....	<b>26</b>
Tableau.II.9: Charge permanente et surcharge d'exploitation due au Paillasse à $29,54^\circ$ .....	<b>27</b>
Tableau.II.10: Sections de poteau centrale.....	<b>40</b>
Tableau.II.11: Vérification au flambement.....	<b>41</b>

**CHAPITRE III: CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES**

Tableau.III.1: Evaluation des moments et efforts tranchants.....	<b>43</b>
Tableau.III.2: Les sollicitations dues à l'acrotère.....	<b>44</b>
Tableau.III.3: Evaluation des sollicitations après majoration.....	<b>45</b>
Tableau.III.4: Calcul des moments isostatique pour la dalle pleine.....	<b>50</b>
Tableau.III.5: Calcul des moments en travée et sur appuis pour la dalle pleine.....	<b>50</b>
Tableau.III.6: Résultants des sollicitations à l'E.L.U du plancher dalle pleine.....	<b>51</b>
Tableau.III.7: Résultants des sollicitations à l'E.L.S du plancher dalle pleine.....	<b>52</b>
Tableau.III.8: Résultat de vérifications des contraintes à l'E.L.S.....	<b>54</b>
Tableau.III.9: Résultats de ferrailage à l'ELS de la dalle pleine.....	<b>55</b>
Tableau.III.10: Charges supportées par les poutrelles.....	<b>60</b>
Tableau.III.11: des sollicitations en travées.....	<b>60</b>
Tableau.III.12: des sollicitations sur appuis.....	<b>61</b>
Tableau.III.13: des sollicitations en travées.....	<b>61</b>
Tableau.III.14: des sollicitations sur appuis.....	<b>62</b>
Tableau.III.15: Résultats de calcul des efforts tranchants à E.L.U (Type 1) .....	<b>63</b>
Tableau.III.16: Résultats de calcul des efforts tranchants à E.L.S (Type 1) .....	<b>63</b>
Tableau.III.17: Résultats des moments à l'E.L.U et à l'E.L.S de plancher terrasse (Type2). .....	<b>65</b>

Tableau.III.18: Résultats des moments à l'E.L.U et à l'E.L.S de plancher terrasse (Type2).	65
Tableau.III.19: Résultats des moments à l'E.L.U et à l'E.L.S de plancher terrasse (Type2).	66
Tableau.III.20: Résultats des moments à l'E.L.U et à l'E.L.S de plancher terrasse (Type2).	67
Tableau.III.21: Résultats des efforts tranchants à l'E.L.U et à l'E.L.S de plancher terrasse..	67
Tableau.III.22: Résultats des efforts tranchants à l'E.L.U et à l'E.L.S de plancher terrasse..	68
Tableau.III.23: Résultats des efforts tranchants à l'E.L.U et à l'E.L.S de plancher (Type2).	69
Tableau.III.24: Résultats des efforts tranchants à l'E.L.U et à l'E.L.S de plancher terrasse (Type2) .....	69
Tableau.III.25: des sollicitations en travées.....	70
Tableau.III.26: des sollicitations sur appuis.....	70
Tableau.III.27: Résultats de calcul des efforts tranchants à E.L.U (Type 3) .....	71
Tableau.III.28: Résultats de calcul des efforts tranchants à E.L.S (Type 1) .....	71
Tableau.III.29: résultats des moments fléchissant maximal à l'ELU et l'ELS de plancher terrasse (Type 1) .....	72
Tableau.III.30: Résultats de calcul du ferrailage de plancher terrasse accessible (Type1)...	73
Tableau.III.31: résultats des moments fléchissant maximal à l'ELU et l'ELS du plancher étage (Type 1) .....	75
Tableau.III.32: Résultats de calcul du ferrailage de plancher étage (Type1) .....	75
Tableau.III.33: résultats des moments fléchissant maximal à l'ELU et l'ELS (Type 2).....	78
Tableau.III.34: résultat de calcul le ferrailage de plancher terrasse (Type 2).....	78
Tableau.III.35: résultats des moments fléchissant maximal à l'ELU et l'ELS (Type 2).....	79
Tableau.III.36: résultat de calcul le ferrailage de plancher étage (Type 2).....	80
Tableau.III.37: résultats des moments fléchissant maximal à l'ELU et l'ELS (Type 2).....	81
Tableau.III.38: résultat de calcul le ferrailage de plancher terrasse (Type 2).....	81
Tableau.III.39: résultats des moments fléchissant maximal à l'ELU et l'ELS (Type 2).....	83
Tableau.III.40: résultat de calcul le ferrailage de plancher étage (Type 2).....	83
Tableau.III.41: Résultats des moments fléchissant maximal à l'ELU et l'ELS (Type 3).....	85
Tableau.III.42: Résultat de calcul le ferrailage de plancher étage (Type 3).....	85
Tableau.III.43: Les charges dues au Balcon à l'ELU.....	89
Tableau.III.44: Résultats des efforts à l'ELU.....	90
Tableau.III.45: Les charges dues au Balcon à l'ELS.....	90
Tableau.III.46: Résultats des efforts à l'ELS.....	90
Tableau.III.47: Résultats de calcul le ferrailage de Balcon.....	91
Tableau.III.48: Résultats de vérification des contraintes à l'ELS.....	92
Tableau.III.49: Sollicitations à l'ELU et l'ELS.....	95
Tableau.III.50: Différents coefficients pour le calcul de ferrailage.....	95
Tableau.III.51: Résultats de calcul de ferrailage de l'escalier.....	95
Tableau.III.52: Résultats de calcul de ferrailage des armatures de répartition.....	96
Tableau.III.53: Résultats de calcul de ferrailage de la poutre palière.....	100

## CHAPITRE IV: ETUDE DYNAMIQUE

Tableau.IV.1: Coefficient d'accélération de zone A.....	107
Tableau.IV.2: Classification de la structure selon le système de contreventement.....	107
Tableau.IV.3: Classification de l'ouvrage selon RPA99/ Version 2003.....	108
Tableau.IV.4: Pénalité $P_q$ en fonction des critères de qualités.....	109
Tableau.IV.5: Valeurs de T1 et T2.....	109
Tableau.IV.6: Valeurs de $\xi$ (%).....	109
Tableau.IV.7: Valeurs du coefficient $C_T$ .....	114
Tableau.IV.8: Période fondamentale de la structure.....	114
Tableau.IV.9: périodes et facteurs de participation massique du modèle initiale.....	115
Tableau.IV.10: Les valeurs des périodes et facteur de participation des masses variante1...	115
Tableau.IV.11: Les valeurs des périodes et facteur de participation des masses variante2...	117
Tableau.IV.12: poids de chaque étage.....	119
Tableau.IV.13: Centre de masse et de torsion de chaque étage.....	121
Tableau.IV.14: Le pourcentage de l'effort vertical repris par les voiles.....	121
Tableau.IV.15: Valeur de $F_x$ et $F_y$ .....	122
Tableau.IV.16: Distribution des forces suivant X.....	124
Tableau.IV.17: Distribution des forces suivant Y.....	124
Tableau.IV.18: Distribution de l'effort tranchant suivant X.....	126
Tableau.IV.19: Distribution de l'effort tranchant suivant Y.....	126
Tableau.IV.20: Vérification des déplacements.....	128
Tableau.IV.21: Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$ sens X.....	130
Tableau.IV.22: Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$ sens Y.....	130
Tableau.IV.23: Vérification de la stabilité au renversement.....	131
Tableau.IV.24: Vérification de l'effort normal réduit.....	131

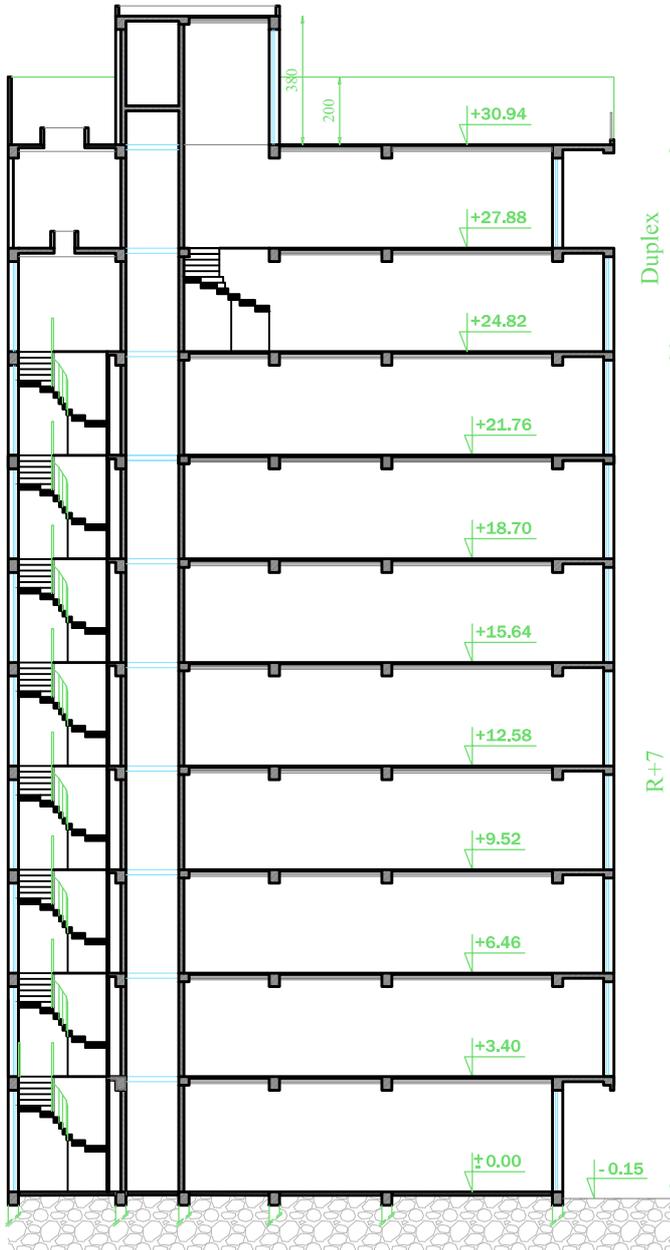
## CHAPITRE V: FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

Tableau.V.1: Résultats des moments fléchissant des poutres principales.....	134
Tableau.V.2: Résultat de ferrailage des poutres principales.....	134
Tableau.V.3: Résultats des moments fléchissant des poutres secondaires.....	138
Tableau.V.4: Résultat de ferrailage des poutres secondaires.....	138
Tableau.V.5: Vérification des contraintes.....	140
Tableau.V.6: Les sollicitations dues aux poteaux.....	143
Tableau.V.7: Résultats de ferrailage des poteaux.....	143
Tableau.V.8: Vérification de ferrailage des poteaux.....	144
Tableau.V.9: Vérification selon BAEL.....	144
Tableau.V.10: Vérification selon RPA.....	145
Tableau.V.11: Les armatures transversales des poteaux.....	146
Tableau.V.12: La longueur de recouvrement des poteaux.....	146
Tableau.V.13: Vérification des contraintes à l'ELS pour les poteaux.....	146

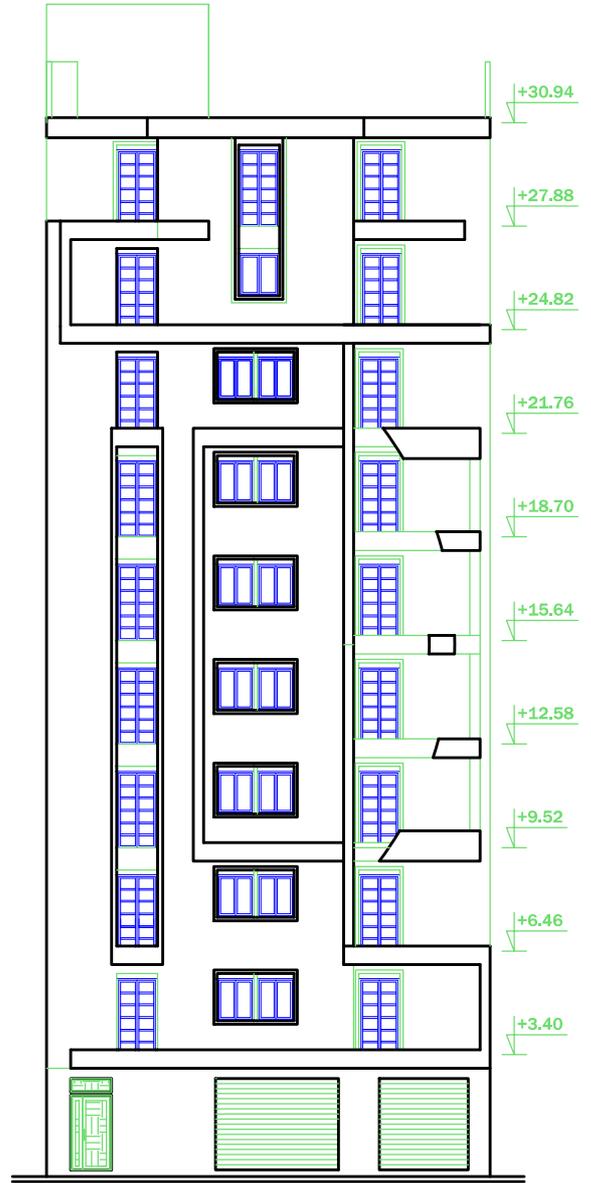
Tableau.V.14: Résumé des résultats de ferrailage vertical des voile dans le sens X-X.....	153
Tableau.V.15: Résumé des résultats de ferrailage vertical des voile dans le sens Y-Y.....	154
Tableau.V.16: Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens X-X.....	155
Tableau.V.17: Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens Y-Y.....	155
Tableau.V.18: Ferrailage horizontal des voiles dans le sens X-X.....	156
Tableau.V.19: Ferrailage horizontal des voiles dans le sens Y-Y.....	156
Tableau.V.20: Résumé des résultats de ferrailage vertical des voile d'ascenseur.....	158
Tableau.V.21: Vérification de la contrainte de cisaillement des voiles d'ascenseur.....	158
Tableau.V.22: Ferrailage horizontal des voiles d'ascenseur.....	159

## **CHAPITRE VI: ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

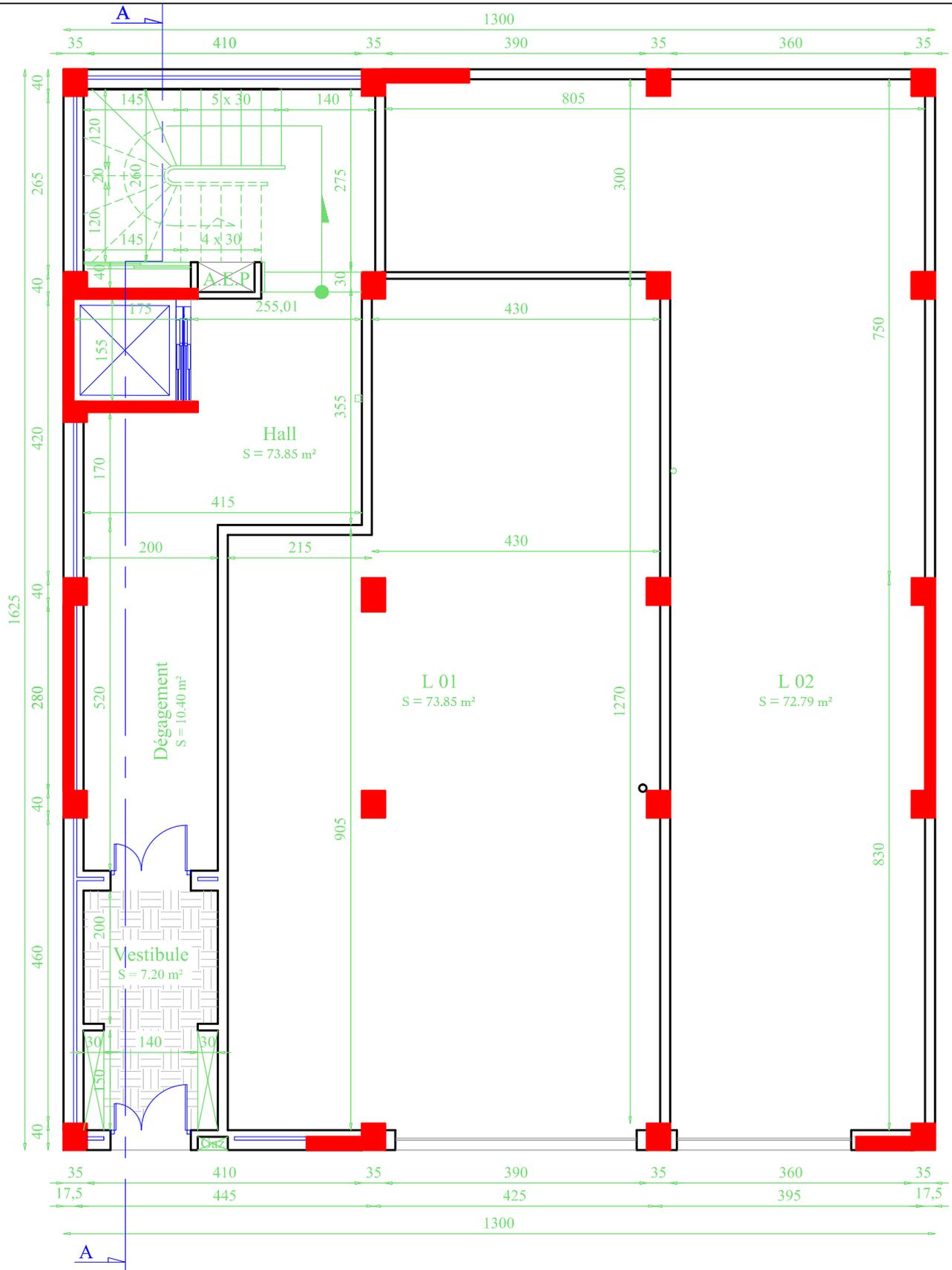
Tableau.VI.1: Les surfaces des semelles isolées.....	163
Tableau.VI.2: Les surfaces des semelles.....	163
Tableau.VI.3: Vérification de la stabilité du radier sous la combinaison $0,8G \pm E$ .....	167
Tableau.VI.4: Calcul des contraintes.....	168
Tableau.VI.5: Vérification de la compression sous la combinaison $G + Q + E$ .....	168
Tableau.VI.6: Résultats des sollicitations à l'ELU et à l'ELS.....	169
Tableau.VI.7: Résultats de ferrailage de la dalle à l'ELU.....	169
Tableau.VI.8: Résultats de vérification des contraintes à l'ELS.....	170
Tableau.VI.9: Résultats de ferrailage de la dalle à l'ELS.....	171
Tableau.VI.10: Résultats de ferrailage des nervures de radier dans les deux sens à l'ELU...	173
Tableau.VI.11: Résultats de vérification des contraintes à l'ELS.....	173
Tableau.VI.12: Résultats des sollicitations à l'ELU et à l'ELS.....	180
Tableau.VI.13: Résultats de ferrailage de voile périphérique à l'ELU.....	180
Tableau.VI.14: Résultats de vérification des contraintes à l'ELS.....	181



Vue En Plan Coupe A-A  
Ech : 1/100

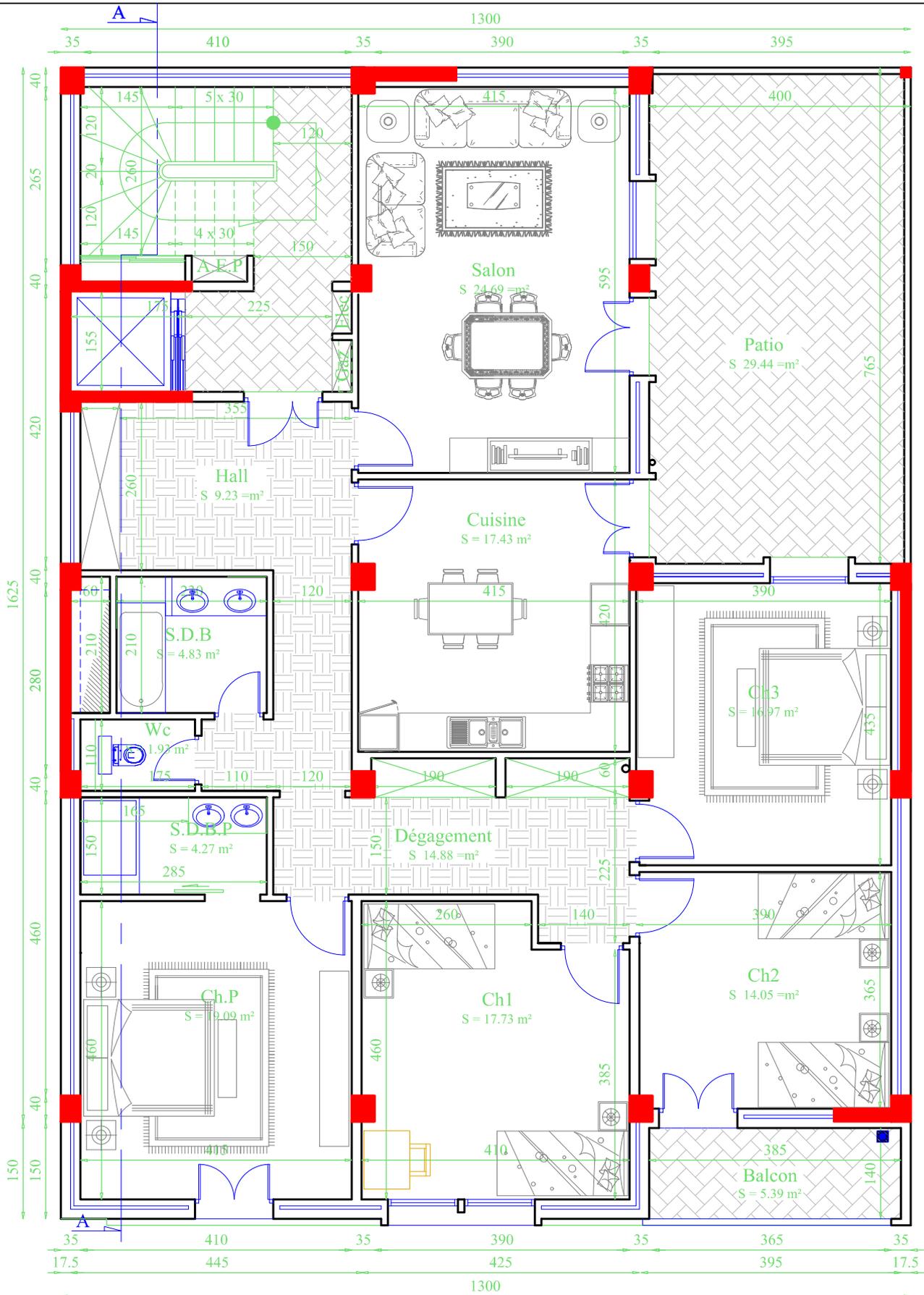


Façade Principale  
Ech : 1/100

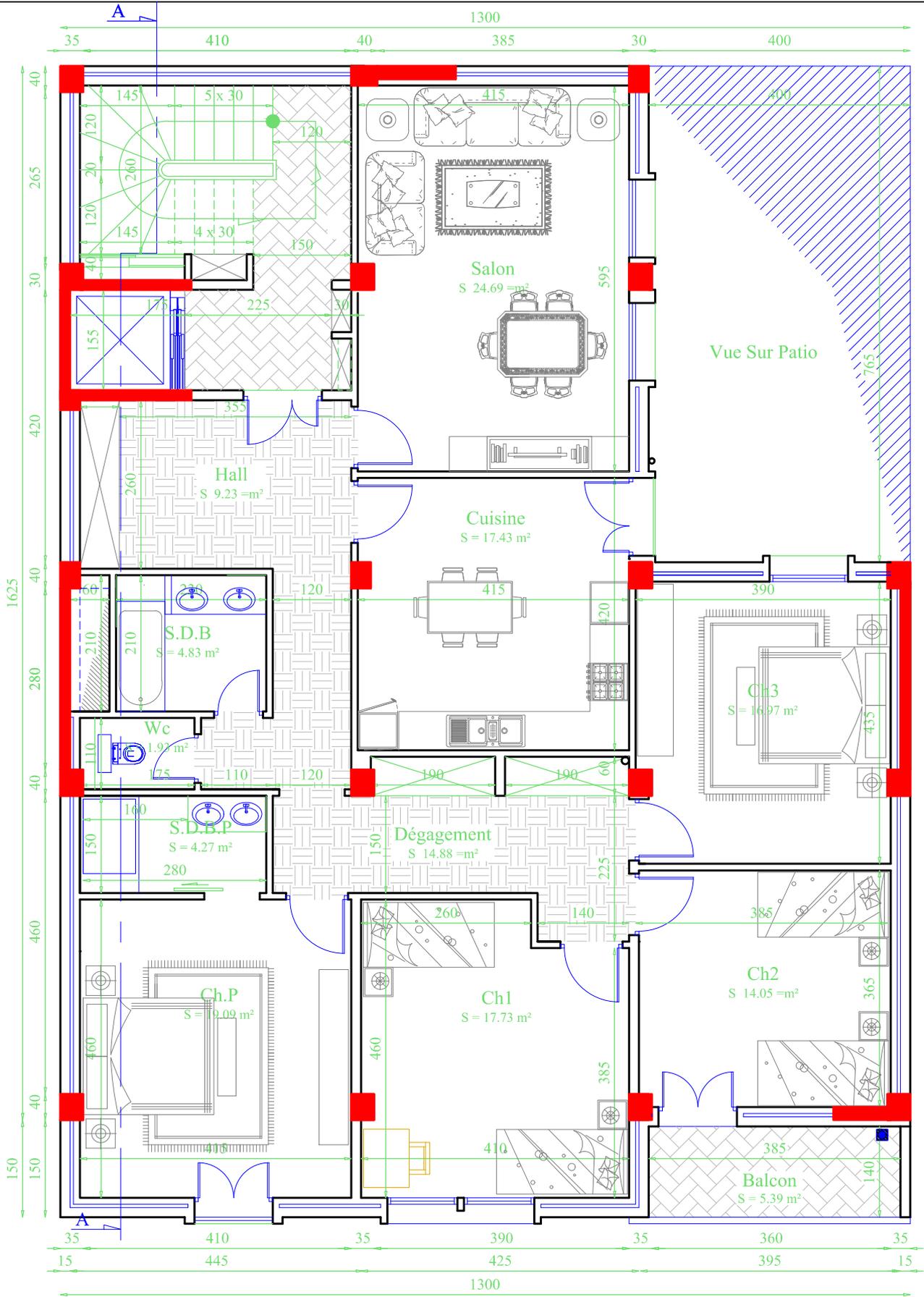


## Vue En Plan R.D.C

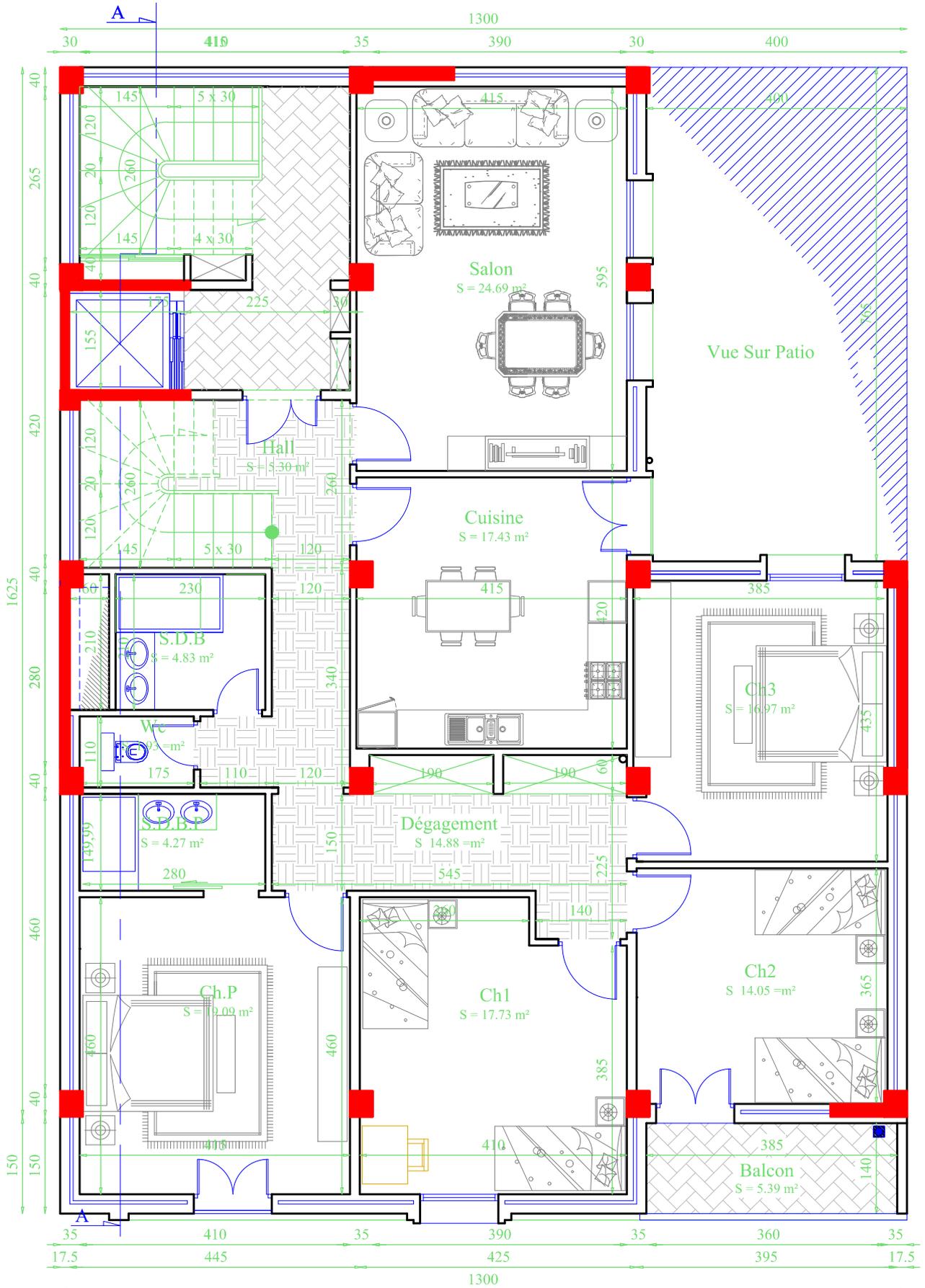
Ech : 1/50



Vue En Plan 1er Etage  
Ech : 1/50

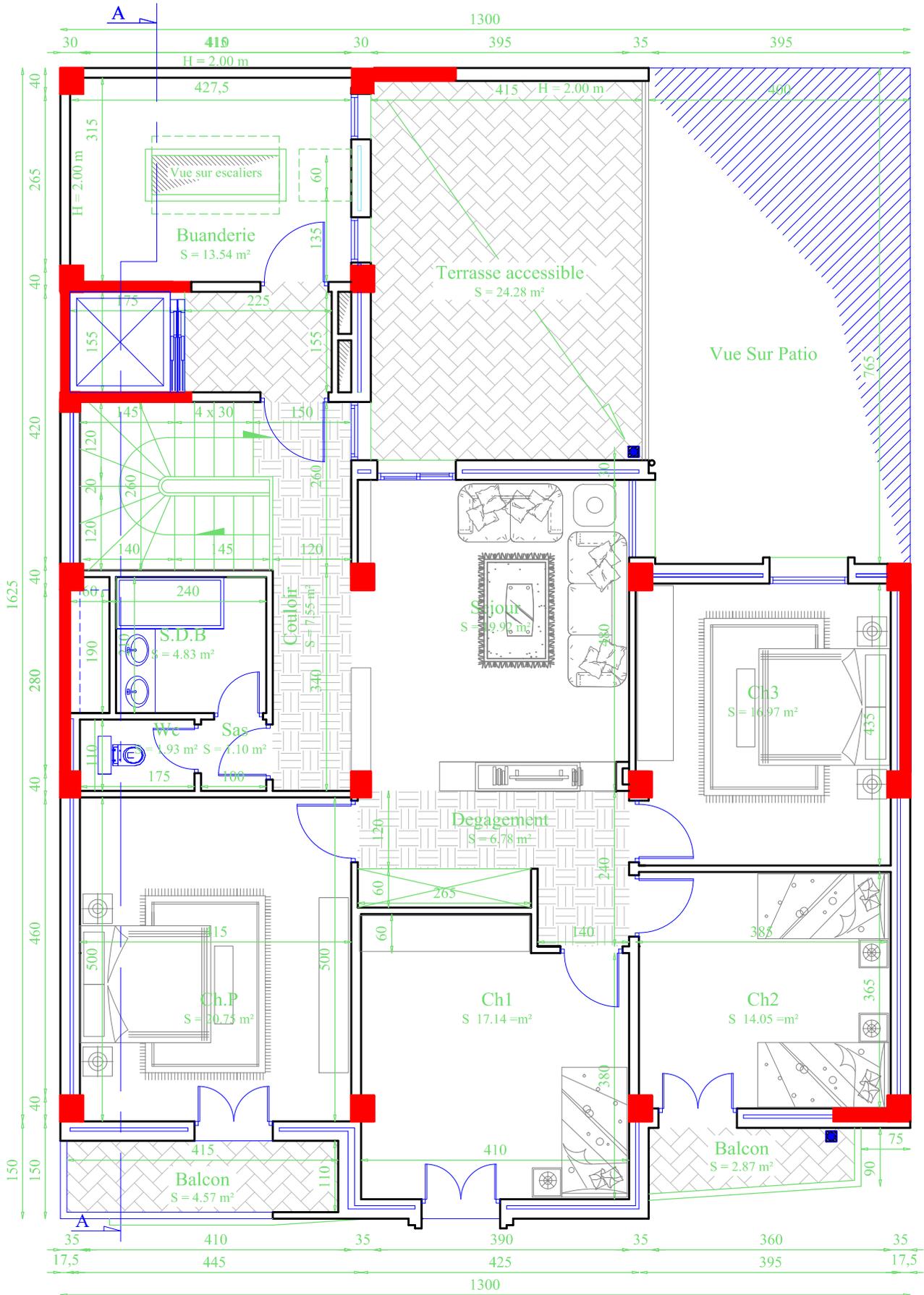


Vue En Plan Etage Courant  
(Du 2em au 8em Etage )Ech : 1/50



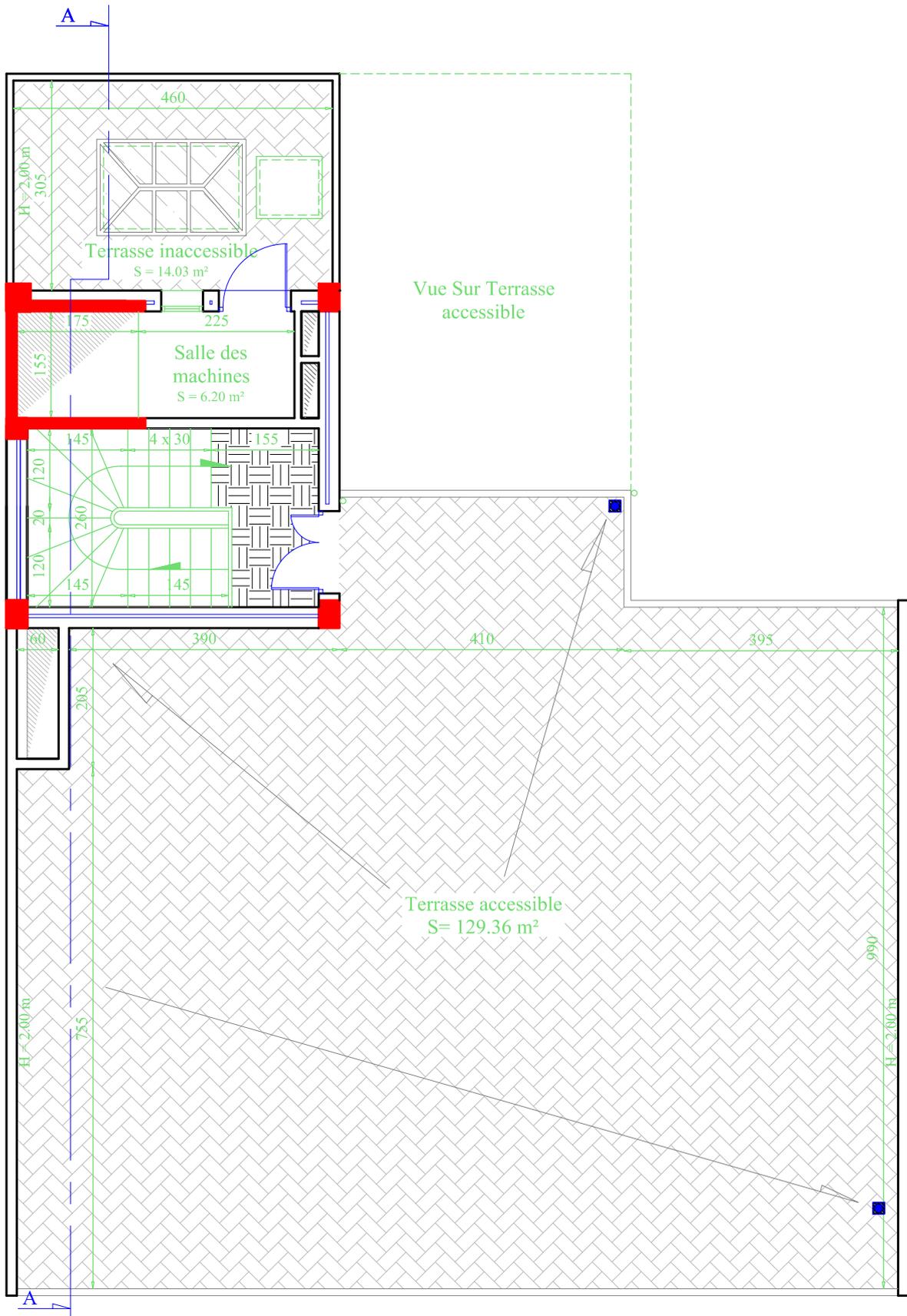
## Vue En Plan 1er Niveau Duplex

Ech : 1/50

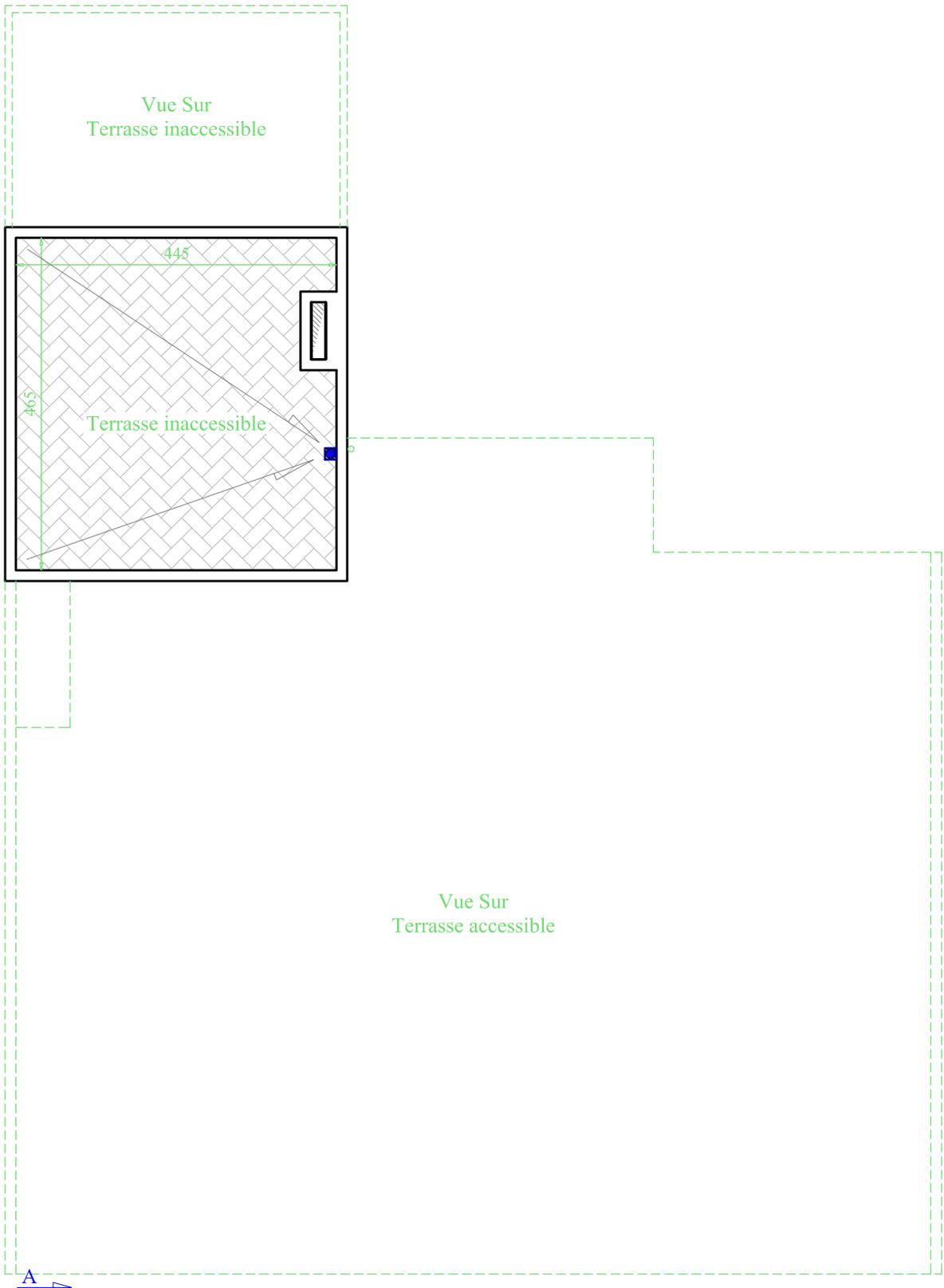


## Vue En Plan 2em Niveau Duplex

Ech : 1/50



Vue En Plan Terrasse  
Ech : 1/50



**Vue En Plan Toiture**  
Ech : 1/50

---

## *Introduction Générale*

---

---

## Introduction générale

---

La construction connaît un grand essor dans la plupart des pays, et très nombreux des professionnels sont menés par l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics, le sujet de beaucoup de questions centrées principalement sur le choix du type d'ouvrage et comment construire dans un temps idéal une structure bien rigide.

Malheureusement ces ouvrages sont toujours endommagés par des risques naturels, Parmi ces catastrophes affectant la surface de la terre, les secousses sismiques, elles sont sans doute celles qui ont le plus effets destructeurs dans les zones urbanisées, face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule prévision valable est de développer les techniques de construire. Cela signifie construire de manière telle que les bâtiments même endommagés ne s'effondrent pas.

La construction parasismique est l'une des nouvelles techniques, elle est le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis dans des hypothèses et des théories des vérifications, avec plus ou moins de détails, dans le Règlement Parasismique Algérien "RPA99 version 2003", le CBA93 et aussi le BAEL91, l'objectif de ces règlements est d'assurer la sécurité et l'économie de vie humaine et de construction.

Pour satisfaire la technique énoncée ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés. Spécifier les procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la production, de la construction et de l'exploitation. Chaque étude de projet du bâtiment a des buts :

- La sécurité (grande importance)
- assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Economie : sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort
- Esthétique.

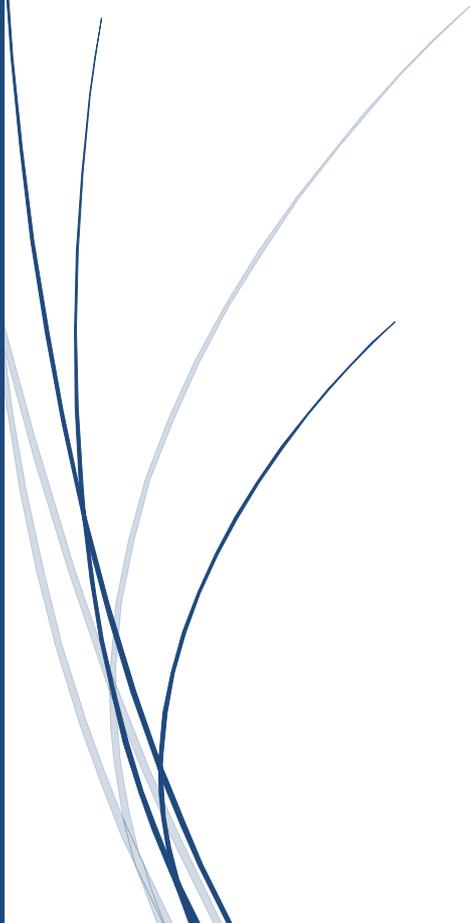
Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé à une étude complète d'une structure en Béton Armé contreventé par voiles et portiques.

Alors que ce travail est constitué de six chapitres :

- Le Premier chapitre consiste à la présentation de l'ouvrage et les généralités connus dans le génie civil
- Le deuxième chapitre présente le pré-dimensionnement de la structure porteuse et une évaluation des charges distribuées sur les niveaux des étages
- Le troisième chapitre présente le calcul des éléments non structuraux tels que l'acrotère, les escaliers, les balcons et les planchers.
- Le quatrième chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques.
- Le cinquième chapitre sera le calcul des ferraillements des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ETABS.
- Le sixième chapitre on aura l'étude des fondations et leurs ferraillements.



*CHAPITRE I:  
PRESENTATION  
DU PROJET ET  
CARACTERISTIQUE  
DES MATERIAUX*



## I.1. Introduction :

L'étude d'une structure en béton armé nécessite des connaissances de base sur les quelles prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels, l'étude des caractéristiques des matériaux utilisés et des descriptions du projet à étudier.

Pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, en appliquant les différents règles et normes en vigueur : "**RPA99/Version 2003, BAEL91, CBA93,DTR-B.C.2.2**".

## I.2. Présentation du projet

### I.2.1. Définition de l'ouvrage :

Le projet qui nous a été confié par le bureau d'étude, fait l'objet de notre mémoire de fin d'étude qui consiste à l'étude structurale d'un **HÔTEL**, composée d'un rez-de chaussée commercial avec 7étages, classé dans le groupe **d'usage 2** (ouvrage courants ou d'importance moyenne) selon **RPA99 version2003**. La configuration du bâtiment présente une régularité en plan et en élévation, Le système de contreventement est assuré par des voiles et des portiques.

### I.2.2. Implantation de l'ouvrage :

L'assiette du projet est située en plein **centre-ville de Jijel**, Le projet qui fait l'objet de notre étude consiste à faire l'étude génie civil d'une structure (R+9) en béton armé.

### I.2.3.Caractéristique de l'ouvrage :

- La hauteur totale du l'ouvrage : .....**34,74 m.**
- La hauteur de l'acrotère : .....**0,60 m.**
- La longueur totale du l'ouvrage :... **17,75 m.**
- La largeur totale du l'ouvrage : ..... **13 m.**
- La hauteur du RDC : ..... **3,4 m.**
- La hauteur d'étage courant : .....**3,06 m.**
- La hauteur de la buanderie : ..... **3,8 m.**

### I.2.4.Données du site :

L'ouvrage est implanté dans une zone classée par **RPA 99 version 2003** comme suite :

- Une zone de sismicité moyenne (**zone IIa**).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage **2**.
- Le site est considéré comme un site **meuble S3**.
- Contrainte admissible du sol  $\bar{\sigma} = 1.7$  bars.

### I.2.5.Conception de la structure :

#### a. Système de contreventement :

L'ouvrage rentre dans le cadre de l'application de **RPA99 Version 2003**, d'après les conditions de l'article [**Art 3.4.A**] pour les structures en béton armé, on ne peut pas adopter un contreventement par portique auto stable puisque la hauteur totale du bâtiment dépasse les quatorze mètre. Par conséquent, on a adopté un système de contreventement mixte (portiques – voiles) pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales (forces sismiques).

**b. Les planchers :**

C'est une aire généralement plane destinée à séparer entre les niveaux.

Cet ouvrage comporte deux types de planchers :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

**c. Les escaliers :**

La cage d'escalier permet l'accès aux différents niveaux jusqu'au dernier étage, qui seront réalisés en béton armé.

**d. La maçonnerie :**

Elles sont réalisées en double cloison par des éléments de briques comportant des ouvertures pour fenêtres à certains endroits, et pour mur intérieur une cloison.

- **Les murs extérieurs :** ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air d'épaisseur **5 cm** pour l'isolation thermique et phonique.
- **Les murs intérieurs :** seront en une seule paroi de brique d'épaisseur de **10 cm**.

**e. La cage d'ascenseur :**

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

**f. La terrasse :**

Dans notre projet la terrasse est inaccessible + accessible.

**g. Revêtement :**

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

**h. Isolation :**

L'isolation acoustique au niveau des murs extérieurs est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cours de réalisation, à noter que l'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.

**i. 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.

### I.3. Caractéristique des matériaux :

#### I.3.1. Introduction :

Le béton armé se compose de béton et des armatures, le béton représente une bonne résistance à la compression et une faible résistance à la traction, l'acier offre une bonne résistance de traction, de l'association de ces deux matériaux, il en résulte un matériau composite dans lequel chacun répond au mieux aux sollicitations auxquelles il est soumis.

#### I.3.2. Béton :

##### I.3.2. 1. Définition :

On appelle béton un matériau constitué par le mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravier) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant).

Le matériau ainsi obtenu sera coulé et son durcissement aura les qualités suivantes :

- La résistance mécanique, essentiellement résistance à la compression simple, et pour certains usages spéciaux, la résistance à la traction.
- La résistance aux agents agressifs, eau de mer, acides, etc.,
- Les déformations instantanées et surtout différées, que l'on souhaite généralement la plus faible possible.
- La maniabilité au moment de la mise en œuvre, que peut être définie comme l'aptitude du béton à remplir parfaitement le moule qui lui est offert sans ségrégation.
- L'on peut enfin rechercher certaines qualités spéciales, telles que la masse spécifique, aussi élevée que possible (béton lourd) ou aussi faible que possible (béton léger).

##### I.3.2.2. Dosage du béton :

Le béton utilisé est un béton courant doser à 350 kg/m<sup>3</sup> de ciment. Sa composition courante pour 1m<sup>3</sup> est comme suit:

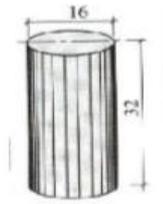
- **Ciment** (CPA325) : 350 kg/m<sup>3</sup>.
- **Gravier** : 800 litres de 8 < D<sub>g</sub> < 15 mm
- **Sable** : 400 litres 0 < D<sub>s</sub> < 5 mm
- **Eau de gâchage** : 175 litres.

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/m<sup>3</sup> et 2500Kg /m<sup>3</sup>.

##### I.3.2.3. Caractéristique mécanique du béton :

###### a. Résistance à la Compression :

Dans les constructions courantes, le béton est défini du point de vue mécanique, par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté " $f_{c28}$ ") déterminée par essai sur éprouvettes cylindriques de **16cm** de diamètre et **32cm** de hauteur.



**Figure.I.1: Eprouvette cylindrique en béton.**

Selon **C.B.A 93 [Art 2.1.1.1]:**

❖ Pour  $f_{c28} \leq 40$  MPa :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \quad , \text{ Si : } j < 28 \text{ jours.}$$

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad , \text{ Si : } j > 28 \text{ jours.}$$

❖ Pour  $f_{c28} > 40$  MPa :

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95j} f_{c28} \quad , \text{ Si : } j < 28 \text{ jours.}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad , \text{ Si : } j > 28 \text{ jours.}$$

Dans notre ouvrage la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa :

$$\Rightarrow f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

### b. Résistance à la Traction :

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

- Flexion d'éprouvette prismatique non armées.
- Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien).

Selon **C.B.A 93 [Art 2.1.1.2]:**

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad ; \text{ en MPa}$$

$$\text{Dans notre cas : } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

### c. Déformation longitudinale du béton :

D'après **CBA93** (Article A.2.1.2.1 et A.2.1.2.2), la déformation longitudinale du béton est définie comme suite :

#### 1) Déformation instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge de (j) jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}$  est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3}$$

$$\text{Pour : } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164,195 \text{ MPa}$$

## 2) Déformation différée:

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à  $j$  jours est :  $E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{1/3}$

Pour :  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \Rightarrow E_{v28} = 10818,86 \text{ Mpa}$ .

### d. Module de déformation transversale cisaille:

La valeur du module d'élasticité transversale  $G$  est donnée par :  $G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$

### e. Coefficient de Poisson :

On appelle coefficient de poisson le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative.

$$\nu = \frac{\text{Déformation relative transversale}}{\text{Déformation relative longitudinale}}$$

D'après **CBA93** Article A.2.1.3, le coefficient de Poisson  $\nu$  prend les valeurs suivantes :

- $\nu = 0,2$  pour calcul des déformations (ELS).
- $\nu = 0$  pour calcul des sollicitations (ELU).

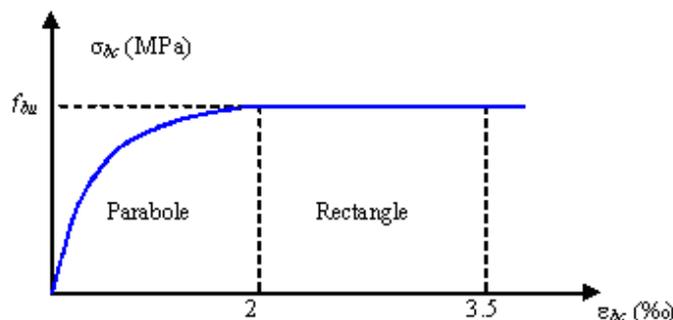
### I.3.2.4. Contrainte limite de béton :

On a deux états limites :

#### f. Etat limite ultime (ELU) :

##### 1) Contrainte ultime de compression :

Ce diagramme peut être utilisé dans tous les cas. Pour calcul à l'E.L.U ? on adopte le diagramme dit "parabole rectangle". Et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme «rectangulaire simplifié».



**Figure.I.2:** Diagramme parabolique-rectangle des contraintes-déformations du béton.

D'après **BAEL91** Art A.4.3.4 on a :  $f_{bu} = \frac{0,85 f_{28}}{\gamma_b}$

Avec :

- $\gamma_b = 1,5$  : Pour les situations durables ou transitoires.

- $\gamma_b = 1,15$  : Pour les situations accidentelles.
- $\theta = 1$  : Lorsque  $t > 24h$ .
- $\theta = 0,9$  : Lorsque  $1h < t < 24h$ .
- $\theta = 0,85$  : Lorsque  $t < 1h$ .

Dans notre cas :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{bu} = 14,16 \text{ MPa}$  (Cas normale).

$\Rightarrow f_{bu} = 18,48 \text{ MPa}$  (Cas accidentelle).

## 2) Contrainte ultime de cisaillement du béton:

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par  $\tau \leq \tau_{adm}$ , d'après [Art.5.2.11] de BAEL91 on a :

❖ *cas normal (fissuration peu nuisible) :*

$$\tau_{adm} = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}.$$

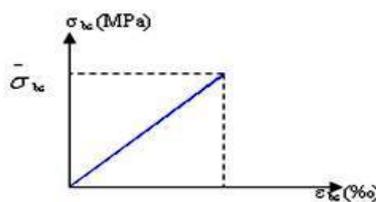
❖ cas où la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_{adm} = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}.$$

## g. Contrainte limite de service :

Il consiste à l'équilibre de sollicitations d'action réelles (non majorée) et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites, cette contrainte est donnée par la relation suivante :  $\sigma_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$ . CBA93 [Art.4.5.2]

$$\sigma_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 18 \text{ Mpa}$$



**Figure.I.3: Diagramme linéaire de contrainte –déformation.**

### I.3.3. Acier :

L'acier est un alliage constitué principalement de fer et de carbone. Leur rôle est d'absorber les efforts de tractions, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- ✓ Acier doux ou mi-durs pour 0,15 à 0,25 % de carbone.
- ✓ Acier durs pour 0,25 à 0,40 % de carbone.

## I.3.3.1. Caractéristique mécaniques de l'acier :

Type	Nuance	$f_e$ (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	$F_eE22$	215	Emploi courant : Épingles de levage des pièces préfabriquées
	$F_eE24$	235	
Barres HA Type 1 et 2	$F_eE40$	400	Emploi courant
	$F_eE50$	500	
Fils tréfiles HA Type 3	$F_eTE40$	400	Emploi sous forme de barres droites où de treillis
	$F_eTE50$	500	
Treillis soudés Lisses Type 4	$TL50(\varnothing > 6mm)$	500	Emploi courant
	$TL50(\varnothing \leq 6mm)$	520	

**Tableau.I.1:** Valeurs de la limite d'élasticité garantie  $f_e$ .

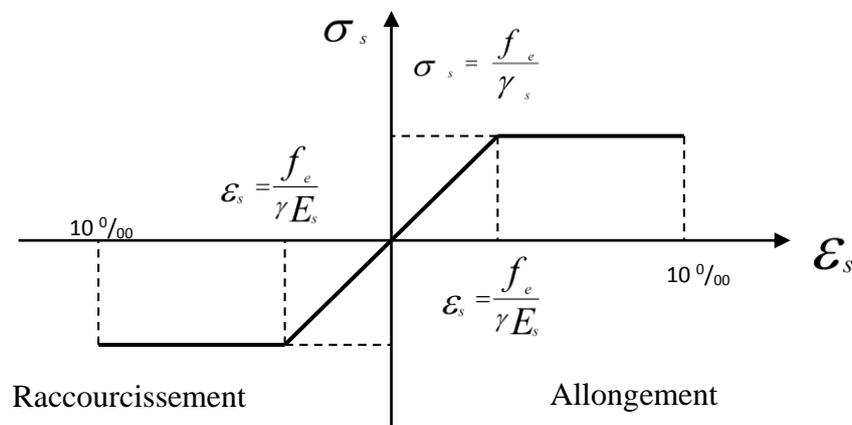
Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des **FeE400** de **type 1** caractérisés par :

- Limite élastique :  $f_e = 400$  Mpa.
- Coefficient de fissuration :  $\eta = 1,6$ .
- Module d'élasticité :  $E_s = 2 * 10^5$  Mpa.

## I.3.3.2 La contrainte limite de l'acier :

## a. Contrainte limite ultime :

Selon CBA93 [Art2.2.2]

**Figure.I.4:** Diagramme de contrainte- déformation de l'acier.

Le diagramme de calcul permet de connaître la contrainte de l'acier  $\sigma_s$ , lorsque l'on connaît sa déformation relative  $\epsilon_s$ .

D'où :

- $\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s}$ .

Avec :

- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ .
- $f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier.
- $\gamma_s$  : coefficient de sécurité ayant pour valeur :

$\gamma_s = 1$  Situation accidentelle (choc et séisme).

$\gamma_s = 1,15$  Situation durable ou transitoire.

#### b. Contrainte limite de service :

D'après **BAEL91** (Article A.4.5.3.2), on trouve que :  $\overline{\sigma_s} = f_e$ .

Etat limite de service : on distingue les cas suivants :  $f_{tj}$

- ❖ **La fissuration peu nuisible** (pas de limitation)  $\overline{\sigma_s} = f_e$
- ❖ **La fissuration est préjudiciable** :  $\sigma_s \leq \overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\right)$

Pour notre cas :

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\left[\frac{2}{3} * f_e ; 110 * \sqrt{\eta * f_{tj}}\right] = \min\left[\frac{2}{3} * 400 ; 110 * \sqrt{1,6 * 2,1}\right] = \mathbf{201,63MPa}$$

Avec :

- $f_{tj}$ : Résistance à la traction du béton à l'âge de  $j$  jours.

#### ❖ La fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_{st}} = \min\left[\frac{1}{2} * f_e ; 90 * \sqrt{\eta * f_{tj}}\right]$$

Pour notre cas :

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\left[\frac{1}{2} * f_e ; 90 * \sqrt{\eta * f_{tj}}\right] = \min\left[\frac{1}{2} * 400 ; 110 * \sqrt{1,6 * 2,1}\right] = \mathbf{164,97MPa}$$

Avec :

$\eta$  : Coefficient de fissuration avec :

- $\eta = 1$ : Pour les ronds lisses(**RL**), treilles soudées.
- $\eta = 1,6$ : Pour les armatures à haute adhérence(**HA**)  $\emptyset \geq 6 \text{ mm}$ .
- $\eta = 1,3$ : Pour les hautes adhérences  $\emptyset < 6 \text{ mm}$ .

#### I.3.4. Définition de l'état limite :

Selon **BAEL91**[Art 2.2.3] et [Art 2.4] :

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

Les états limites sont classés en deux catégories :

#### **I.3.4.1. Etat limite ultime (ELU) :**

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

Il y'a 03 états limites :

- Etat limite ultime de l'équilibre statique.
- Etat limite ultime de résistance.
- Etat limite ultime de stabilité de forme.

#### **I.3.4.2. Etat limite de service ELS :**

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

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

#### **I.3.5. Actions et sollicitations :**

##### **I.3.5.1. Actions :**

Selon CBA93[Art A.3.1] :

Les actions sont constituées par les forces et les couples résultant des charges appliquées ou les déformations imposées à la structure. On distingue trois types d'actions sont :

- **Actions permanentes (G) :** dues au poids propre de la structure et au poids total des équipements fixes. Les poussées de terre ou la pression d'un liquide (pour les murs de soutènement, les réservoirs...) sont également prises en compte comme actions permanentes.

- **Actions Variables (Q) :** dues aux charges d'exploitation, aux charges climatiques, aux charges appliquées en cours d'exécution, aux déformations provoquées par les variations de température.

- **Actions accidentelles (FA) :** dues aux séismes, aux explosions, aux incendies, chocs...etc.

##### **I.3.5.2. Les sollicitations :**

On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions.

On note par :

- **G :** ensemble des actions permanentes.
- **Q :** actions variables.

- E: Valeur de l'action accidentelle.
- **sollicitations de calcul :**
- **Ferraillage des éléments secondaires :**

Dans le cas manuel pour le ferraillage des éléments secondaire on utilise les combinaisons

- **ELU** :  $1,35 G + 1,5 Q$  (Situation durable).
- **ELS** :  $G + Q$  (Situation durable).

- **Ferraillage des éléments contreventement :**

Pour le ferraillage des éléments contreventements on utilise les combinaisons introduites à ETABS.

- **Ferraillage des poteaux :**

**$1,35 G + 1,5 Q$**  : pour obtenir les efforts normaux (**Situation durable**).

**$0,8G \pm E$**  : pour obtenir les efforts tranchants (**Situation accidentelle**).

**$G + Q \pm E$**  : pour obtenir les moments fléchissant (**Situation accidentelle**).

### **I.3.6. Règlements et normes utilisés :**

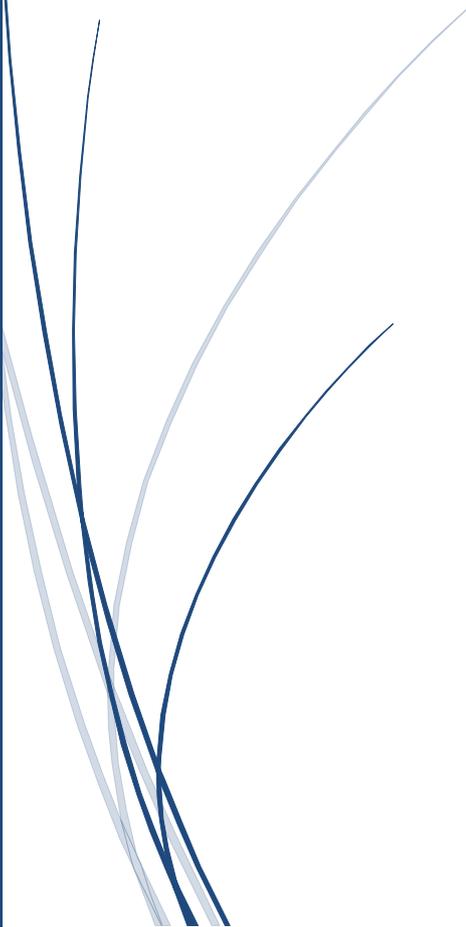
Les règlements et normes utilisés sont ceux en vigueur dans le secteur du bâtiment en Algérie.

Essentiellement ; nous avons eu recours aux :

- **RPA99** version **2003**.
- **CBA93** (Code du béton armé).
- **DTR B.C.2.2** (Charge permanentes et surcharges d'exploitations).
- **BAEL91 modifié 99**.



*CHAPITRE II:  
PRE-  
DIMENSIONNEMENT,  
EVALUATIONS ET  
DESCENTE DES  
CHARGES*



## II.1. Introduction:

Le pré-dimensionnement et descente des charges a pour but le pré-calcul des sections des différents éléments résistants utilisant les règlements du **BAEL91**, **RPA99/ version2003** et le **DTR-B.C.2.2**, mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré-dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

Dans ce paragraphe, on va faire un pré-dimensionnement pour chaque type des éléments suivants :

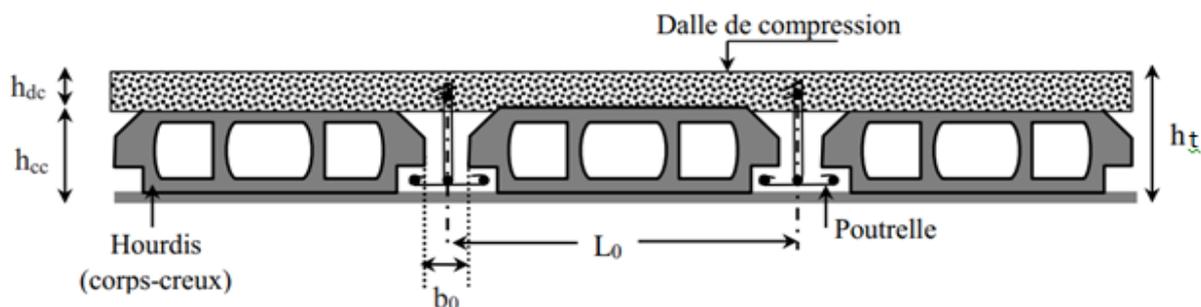
- Planchers.
- Balcons.
- Voiles.
- Poutres.
- Escaliers.
- Poteaux.

## II.2. Pré-dimensionnement du plancher :

Le plancher est un élément qui sépare deux niveaux, et qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

### II.2.1. Planchers à corps creux :

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur totale.



**Figure II.1:** Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

Avec :

$h_{cc}$  : hauteur du corps creux.

$h_{dc}$  : hauteur de la dalle de compression.

$b_0$  : largeur de la nervure de **8 à 12 cm**.

$L_0$  : distance entre axe des poutrelles.

$h_t$  : hauteur total du plancher.

D'après le **CBA 93** (Art **B.6.8.4.2.4**) :

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \max \left\{ \frac{1}{15} \times \frac{M_t}{M_0} ; \frac{1}{22,5} \right\}$$

Avec :

$L_x$ : est la plus grande portée dans le sens de disposition des nervures entre nus.

On a :  $L_x = 410\text{cm}$ .

$M_t$  : le moment en travée :  $M_t \geq 0,75 M_0$ .

$M_0$  : le moment isostatique correspondant.

$$h_t \geq \max \left\{ \frac{1}{15} \times \frac{0,75M_0}{M_0} ; \frac{1}{22,5} \right\} L_x$$

$$h_t \geq \max \{ 20,5 ; 18,22 \}$$

On adopte l'épaisseur de  $h_t = 20\text{ cm}$  Tel que :  $h_t = D + E = 16 + 4$

D : l'épaisseur de corps creux.

E : l'épaisseur de la dalle de compression.

On utilise un plancher à corps creux de type (16+4) cm de charge permanente  $G = 2,8\text{KN/m}^2$ .

Pour la largeur de la nervure nous avons :  $b_0 = (8 ; 14)\text{cm}$  ,  $b_0 = 10\text{cm}$ .

### II.2.1.1. Pré-dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments secondaires, coulés sur place en même temps que le plancher, leurs armatures permettent au béton de résister à la flexion, elles supportent le plancher et transmettent ses charges à la structure porteuse.

Leur dimension déterminée comme suite :

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b_1 = \min \left[ \frac{L_{\max}}{10} ; \frac{L_{\text{hourdis}}}{2} \right]$$

$$b_1 = \min \left[ \frac{410}{10} ; \frac{55}{2} \right]$$

$$b_1 = \min [ 41 ; 27,5 ]$$

$$6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \Rightarrow 24 \leq b_1 \leq 32$$

$$b_1 = 27,5\text{ cm}$$

Alors:  $b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 27,5 + 10 = 65\text{ cm}$ .

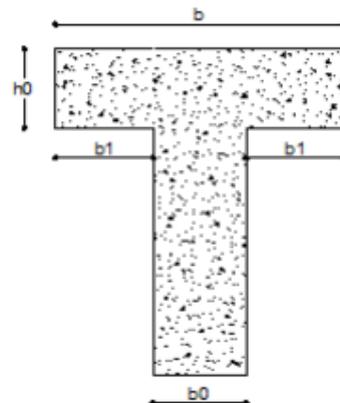
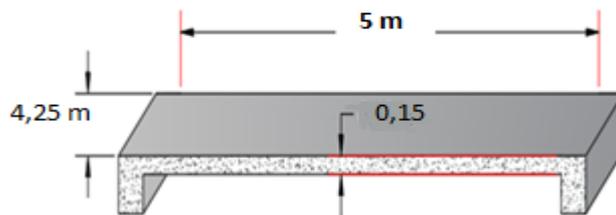


Figure.II.2. Dimensionnement de la poutrelle.

### II.2.2. Planchers à dalles pleines :

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Ils reposent avec ou sans continuité sur 2,3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé. Ce type d'élément travail

essentiellement en flexion. L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.



**Figure.II.3:** Coupe transversale du plancher à dalle pleine.

• **Résistance au feu :**

D'après **BAEL91** :

- e = 7 cm pour une heure de coupe de feu.
- e = 11 cm pour deux heures de coupe de feu.
- e = 15 cm pour quatre heures de coupe de feu.

On adopte : **e = 15 cm.**

• **Isolation phonique :**

Selon les règles techniques « **CBA 93** » en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

• **Isolation acoustique :**

Selon les règles techniques « **BAEL 91** » en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 16 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

• **Résistance à la flexion :**

- ✓ Dalle reposant sur deux appuis.....  $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$
- ✓ Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : .....  $\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$

**L<sub>x</sub>** : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

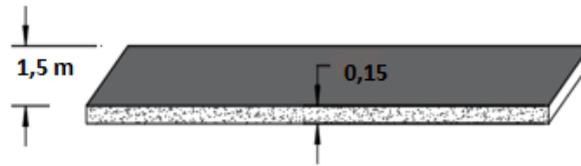
Dans notre cas les dalles qui reposent sur 4 appuis, on a choisi une dalle la plus sollicité qui a une portée égale a : **L<sub>x</sub> = 4,25m**

$$\frac{425}{50} \leq e \leq \frac{425}{40} \rightarrow 8,5 \leq e \leq 10,63$$

Donc : l'épaisseur de la dalle pleine : **e=15 cm.**

**II.3. Pré-dimensionnement des balcons :**

Les balcons sont des dalles pleines encastées dans les poutres, leurs épaisseurs sont déterminées suivant la formule suivante :



**Figure.II.4:** Coupe transversale d'un balcon.

- **Condition de la flèche :**

C'est un balcon rectangulaire.

- $\frac{L}{15} \leq e \leq \frac{L}{20} + 7$

**L** : est la largeur du plus grand balcon **L = 1,50 m**.

On obtient :

- $\frac{150}{15} \leq e \leq \frac{150}{20} + 7 \rightarrow 10 \leq e \leq 14,5 \text{ cm}$ .

Donc on prend une épaisseur **e = 15 cm**.

#### **II.4. Pré-dimensionnement des voiles :**

Le pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par (**l'article 7.7.1 du RPA99/V2003**), ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (**séisme et vent**) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

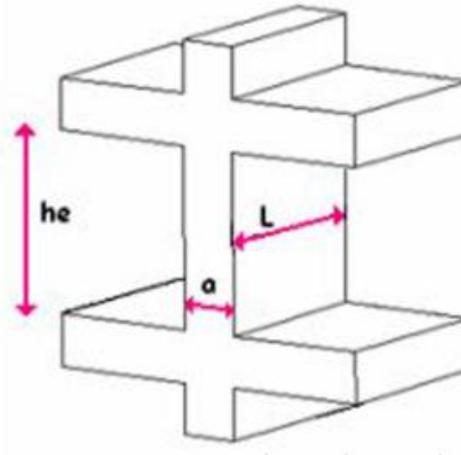
- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet du séisme et du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte, ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre de ce pré-dimensionnement.

D'après le **RPA 99 article 7.7.1** « les éléments satisfaisant la condition (**L ≥ 4 a**) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires »

- **L** : portée du voile.
- **a** : épaisseur du voile.

D'après l'article (**7.7.1 RPA99 /V2003**). « L'épaisseur minimale est de **15 cm** ». De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage **h<sub>e</sub>** et des conditions de rigidité aux extrémités.



**Figure.II.5:** Coupe du voile en élévation.

**a. Type I :**

On a la plus grande hauteur libre d'étage **he = 3,40 m.**

Donc :

- $a \geq \max \left[ \frac{he}{25} ; 15 \text{ cm} \right].$
- $a \geq \max \left[ \frac{340}{25} ; 15 \text{ cm} \right].$
- $a \geq \max [ 13,60 ; 15 \text{ cm} ] \rightarrow a \geq 15 \text{ cm}.$

On a la plus grande hauteur libre d'étage **he = 3,06 m.**

Donc :

- $a \geq \max \left[ \frac{he}{25} ; 15 \text{ cm} \right].$
- $a \geq \max \left[ \frac{306}{25} ; 15 \text{ cm} \right].$
- $a \geq \max [ 12,24 ; 15 \text{ cm} ] \rightarrow a \geq 15 \text{ cm}.$

**b. Type II :**

On a la plus grande hauteur libre d'étage **he = 3,40 m.**

Donc :

- $a \geq \max \left[ \frac{he}{22} ; 15 \text{ cm} \right].$
- $a \geq \max \left[ \frac{340}{22} ; 15 \text{ cm} \right].$
- $a \geq \max [ 15,45 ; 15 \text{ cm} ] \rightarrow a \geq 15 \text{ cm}.$

On a la plus grande hauteur libre d'étage **he = 3,06 m.**

Donc :

- $a \geq \max \left[ \frac{he}{22} ; 15 \text{ cm} \right].$
- $a \geq \max \left[ \frac{306}{22} ; 15 \text{ cm} \right].$
- $a \geq \max [ 13,91 ; 15 \text{ cm} ] \rightarrow a \geq 15 \text{ cm}.$

On adopte **e = 20 cm** pour les deux types des voiles.

- $L \geq 4.e$  , avec **L**: est la portée du voile et **e**: leur épaisseur.
- Sens longitudinale :  $L_{\min} = 80 \text{ cm} \geq 4.e = 80 \text{ cm} \dots \dots \dots$  (CV)
- Sens transversale :  $L_{\min} = 140 \text{ cm} \geq 4.e = 80 \text{ cm} \dots \dots \dots$  (CV)

**II.5. Pré-dimensionnement des escaliers :**

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue aussi une issue des secours importante en cas d'incendie.

**\* L'emmarchement :**

Bâtiment à usage d'habitation : l'emmarchement de **1 à 1.5m**.

**Escalier balancé :**

Escalier sans palier intermédiaire dont les changements de direction sont assurés par des marches balancées. On distingue deux principaux types d'escaliers balancés :

- Escaliers balancés à quartiers tournants :
- Escaliers à deux quartiers tournants ou à deux quarts tournants

**\* Les marches et les contre marches :**

Pour les dimensions des marches « **g** », et des contre marches « **h** » on utilise généralement la formule de « **BLONDEL** » : **60cm < m < 65cm**.

- $m = g + 2 \times h$
- $14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$  et  $22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$ .

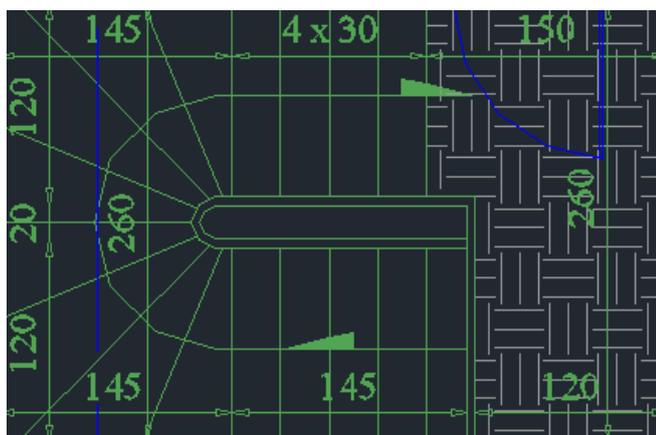
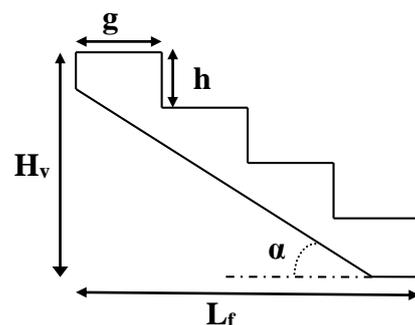
Vérification de la formule de Blondel :  $60\text{ cm} \leq m \leq 65\text{cm}$

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

Donc :

- $60\text{ cm} \leq 64\text{ cm} \leq 65\text{ cm}$  .....C. V

On prend  $\left\{ \begin{array}{l} g = 30\text{cm}. \\ h = 17\text{cm}. \end{array} \right.$



**Figure.II.6: Escalier à quartier tournant .**

\*Pour la hauteur d'étage est **3,06m**

$$\frac{h_e}{h} = \frac{306}{17} = 18 \Rightarrow \text{on a 18 contre marche.}$$

## ❖ La première volée :

Hauteur de volée :  $H_v = 17 \times 7 = 119 \text{ cm}$

L'inclinaison de la pailasse  $\alpha$  :

- $Tg \alpha = \frac{119}{210} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$

Epaisseur de la pailasse :

Selon la condition suivante :

- $\frac{1}{30} * L \leq e \leq \frac{1}{20} * L$  :  $L = \sqrt{(h_v^2 + l_f^2)} = 1,19 / (\sin 29,54) = 2,41 \text{ m}$

Donc :

- $241/30 \text{ cm} \leq e \leq 241/20 \text{ cm}$        $8,03 \text{ cm} \leq e \leq 12,05 \text{ cm}$

Donc pour assurer la non déformabilité des escaliers on fixe :  $e = 15 \text{ cm}$ .

## ❖ La deuxième volée :

Hauteur de volée :  $H_v = 17 \times 5 = 85 \text{ cm}$

L'inclinaison de la pailasse  $\alpha$  :

- $Tg \alpha = \frac{85}{260} = 0,33 \Rightarrow \alpha = 18,26^\circ$

Epaisseur de la pailasse :

Selon la condition suivante :

- $\frac{1}{30} * L \leq e \leq \frac{1}{20} * L$  :  $L = \sqrt{(h_v^2 + l_f^2)} = 85 / (\sin 18,26) = 2,71 \text{ m}$

Donc :

- $271/30 \text{ cm} \leq e \leq 271/20 \text{ cm}$        $9,03 \text{ cm} \leq e \leq 13,55 \text{ cm}$

Donc pour assurer la non déformabilité des escaliers on fixe :  $e = 15 \text{ cm}$ .

## ❖ Marche balance :

Hauteur de volée :  $H_v = 17 \times 6 = 1,02 \text{ cm}$

L'inclinaison de la pailasse  $\alpha$  :

- $Tg \alpha = \frac{102}{180} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$

Epaisseur de la pailasse :

Selon la condition suivante :

- $\frac{1}{30} * L \leq e \leq \frac{1}{20} * L$  :  $L = \sqrt{(h_v^2 + l_f^2)} = 1,02 / (\sin 29,54) = 2,07 \text{ m}$

Donc :

- $207/30 \text{ cm} \leq e \leq 207/20 \text{ cm}$        $6,9 \text{ cm} \leq e \leq 10,36 \text{ cm}$

Donc pour assurer la non déformabilité des escaliers on fixe :  $e = 15 \text{ cm}$ .

	n	n-1	g	h	e	$\alpha$
AB	7	6	30	17	15	29,54 °
BC	5	4	30	17	15	18,26 °
CD	6	5	30	17	15	29,54 °

## II.6. Pré-dimensionnement des poutres:

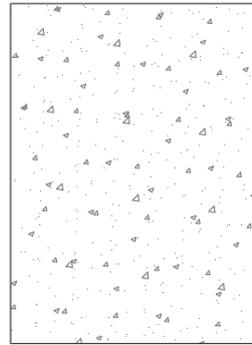
Les poutres sont des éléments structuraux ont pour rôle de supporter les charges verticales dues aux planchers, poutrelles et les charges horizontales dues aux séismes et les transmises aux poteaux. Leur pré- dimensionnement s'effectue par des formules données par le **BAEL91** et vérifié suivant le règlement parasismique algérien **RPA 99 version 2003**.

- D'après le **BAEL91** :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,3 \times h \leq b \leq 0,5 \times h \end{array} \right.$$

- D'après le **RPA99 version 2003** :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$



Avec :

**Figure.II.7: Poutre (b\*h)**

- L : portée maximale de la poutre.
- h : Hauteur de la section.
- b : Largeur de la section.

### II.6.1. Poutres longitudinales (principales):

$L_{\max} = 5,00 \text{ m}$  (la longueur maximale dans le sens longitudinal «entre axes»).

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow 33,33 \text{ cm} \leq h \leq 50 \text{ cm.}$$

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

$$0,3 * h < b < 0,5 * h \rightarrow 12 \text{ cm} < b < 20 \text{ cm.}$$

On prend :  $b = 30 \text{ cm}$ .

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article: **7.5.1 de RPA99/version 2003 (Zone II)** suivant :

$$b \geq 20 \text{ cm.} \rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad \text{CV.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm.} \rightarrow h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad \text{CV.}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \quad \rightarrow \frac{h}{b} = 1,14 < 4 \quad \text{CV.}$$

$$\text{Soit : } b * h = (30 * 40) \text{ cm}^2.$$

**II.6.2. Poutres transversales (secondaires):**

Nous avons :  $L = 4,45 \text{ m}$  (la longueur maximale dans le sens transversal).

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow 29,67 \text{ cm} \leq h \leq 44,5 \text{ cm.}$$

On prend :  $h = 35 \text{ cm}$ .

$$0,3 * h < b < 0,5 * h \rightarrow 10,5 \text{ cm} < b < 17,5 \text{ cm.}$$

On prend :  $b = 30 \text{ cm}$ . pour des raisons architecturales.

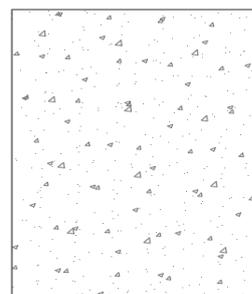
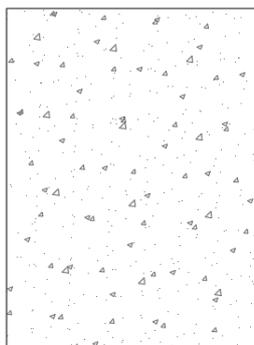
Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : **7.5.1 de RPA99/version 2003 (Zone II)** suivant :

$$b \geq 20 \text{ cm.} \rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad \text{CV.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm.} \rightarrow h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad \text{CV.}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \quad \rightarrow \frac{h}{b} = 1,17 < 4 \quad \text{CV.}$$

Soit :  $b * h = (30 * 35) \text{ cm}^2$ . Donc :



**Poutre principale (30×40) cm<sup>2</sup>**

**Poutre secondaire (30×35) cm<sup>2</sup>**

***Figure.II.8: Coupe transversale de la poutre principale et secondaire.***

**II.6.3 Poutre palière:**

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier, elle est partiellement encastrée à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion. Ces sollicitations sont dues à son poids propre plus le poids du mur et à l'action du palier plus paillasse.

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le **BAEL91** et vérifiée en considérant le **RPA 99/version 2003**.

➤ **Selon le BAEL91:**

La hauteur 'h' de la poutre palière doit être :

- $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- $\frac{265}{15} \leq h \leq \frac{265}{10}$
- $17,67 \leq h \leq 26,5 \text{ cm} \rightarrow$  On prend :  $h = 35 \text{ cm}$ .

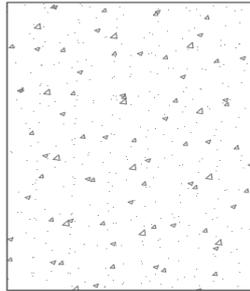
La largeur b de la poutre palière doit être :

- $0,3 * h \leq b \leq 0,5 * h$ .
- $10,5 \leq b \leq 17,5 \text{ cm}$ . → On prend : **b = 30 cm**.

➤ Selon le RPA99/ version 2003 :

- $h \geq 30$  : vérifier ,  $h = 35 \dots \dots \dots$  (CV).
- $b \geq 20$  : vérifier ,  $b = 30 \dots \dots \dots$  (CV).
- $\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,17 < 4 \dots \dots \dots$  (CV).

Donc on choisit une section de la poutre palière (**b \* h**) = (30\*35) cm<sup>2</sup>.



**Figure.II.9:** Coup transversale poutre palière (30\*35) cm<sup>2</sup>.

**II.7. Pré-dimensionnement et modélisation de l’acrotère:**

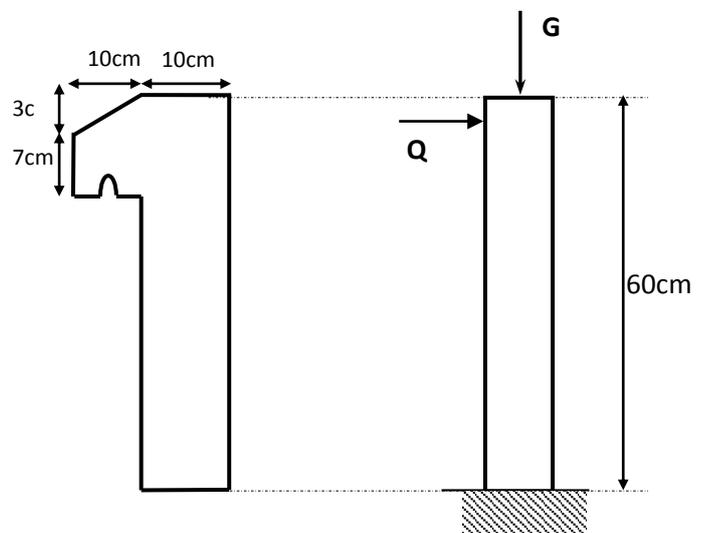
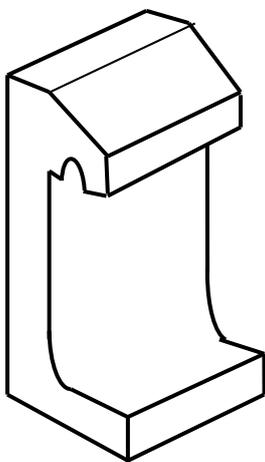
La surface de l’acrotère est :

$$S = \frac{0,03 \times 0,10}{2} + (0,07 \times 0,10) + (0,1 \times 0,6) = 0,0685 \text{ m}^2$$

Le poids propre de l’acrotère est :

$$G = (0,0685 \times 25) = 1,7125 \text{ KN/m}^2$$

La charge d’exploitation est : Q = 1 KN/m<sup>2</sup>



**Figure.II.10:** Schéma descriptif de l’acrotère.

**Figure.II.11:** Coupe transversal.

### II.8. Pré-dimensionnement des poteaux:

Les poteaux sont les éléments de la structure, qui transmettent les charges verticales et horizontales aux fondations. Ils participent au contreventement total ou partiel des bâtiments.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la vérification de la résistance d'une section choisie intuitivement avec une section d'armature de 1% de la section de béton sous l'action de l'effort normal maximal (le poteau le plus chargé) déterminé par la descente des charges.

- D'après **RPA99/version 2003** :

Les dimensions de la section transversales des poteaux en zone II doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{Min (b, a)} \geq 30 \text{ cm}$$

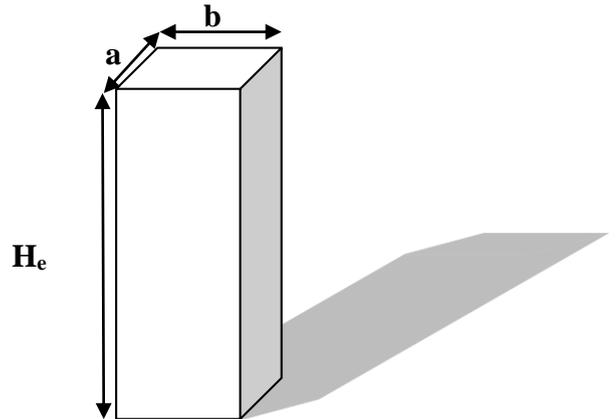
$$\text{Min (b, a)} \geq h_e / 20$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{a} \leq 4$$

Avec :

(a,b): dimension de la section.

$h_e$ : la hauteur d'étage.



**Figure.II.12: Dimensionnement d'un poteau**

On adopte des poteaux  $(40 \times 35) \text{ cm}^2$  « réseau architecturale ».

- D'après les règles **BAEL91** :

L'effort normal ultime agissant sur un poteau (compression centré) est donné par la formule suivante :

$$\bullet \quad B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\left[ \frac{f_{bu}}{0.9} + \frac{0.85 \times f_e}{\gamma_s (A_s / B_r)} \right]}$$

Avec :

- $B_r$  : section réduite du poteau,  $B_r = (a-0,02) (b-0,02)$  en  $\text{m}^2$ .
- $N_u$  : Effort normal maximal à l'ELU ( $N_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$ ).
- $A_s$  : section d'armature comprimé prise en compte dans le calcul.
- $f_e$  : contrainte limite élastique des aciers (ici on prend :  $f_e = 400 \text{ MPa}$ ).
- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton tel que :  $\gamma_b = 1,5$  (situation durable ou transitoire).
- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier tel que :  $\gamma_s = 1,15$  (situation durable ou transitoire).
- $\alpha$  : coefficient fonction de l'élancement du poteau calculé par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{pour } \lambda \leq 50 \quad \alpha = \frac{0.85}{1 + 0,2 \times \left( \frac{\lambda^2}{35^2} \right)} \\ \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \quad \alpha = 0,6 \times \left( \frac{50^2}{\lambda^2} \right) \end{array} \right.$$

Généralement le pourcentage de l'acier est de **1%** de la section :

- $\frac{A_s}{B_r} = \frac{1}{100}$

D'après l'article **B.8.4.1 du CBA 93** : l'effort normal ultime  $N_u$  :

- $N_u \leq \alpha \times B_r \times \left[ \frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right] \rightarrow B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[ \frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$

Pour :  $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708 \rightarrow B_r \geq 0,064 * N$

$N_u$  : est déterminé à partir de la descente des charges.

Pour notre cas, on adopte :  $B_r = 0,064 * N_u$ .

**II.9. Evaluation des charges et surcharges :**

**II.9.1. Les planchers :**

**a. Plancher terrasse en corps creux « accessible »:**

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1-Carrelage	0,02	22	0,44
2-Mortier de repose	0,02	20	0,40
3-Lit de sable	0,20	18	0,36
4- Etanchéité multicouches	0,02	06	0, 12
5-Plancher a corps creux	0,20	/	2,8
6-Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
<b>Total (KN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>4,32</b>
<b>Surcharge d'exploitation</b>			<b>1,5</b>

**Tableau.II.1:** Charge permanente d'exploitations due au plancher terrasse accessible.

**b. Plancher terrasse en corps creux « inaccessible »:**

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1-Protection en gravillons roulés	0,15	17	0,85
2-Etanchéité multicouches	0,02	6	0,12

3-Béton forme de pente	0,10	22	2.2
4-Isolation thermique	0,04	4	0,16
5-Plancher a corps creux	0,20	/	2,8
6-Enduit de plâtre	0,02		0,20
Total (KN/m <sup>2</sup> )			<b>G = 6,33</b>
Surcharge d'exploitation			<b>Q = 1</b>

*Tableau.II.2: Charge permanente et d'exploitations due au plancher terrasse.*

c. Plancher étage à corps creux:

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1-Cloison	0,1	10	1
2-Carrelage	0,02	22	0,44
3-Mortier de pose	0,02	20	0,40
4-Couche de sable fin	0,02	18	0,36
5-plancher corps creux	0,20	/	2,8
6-Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
Total (KN/m <sup>2</sup> )			<b>G=5,20</b>
Surcharge d'exploitation			<b>Q = 1,5</b>

*Tableau.II.3: Charge permanente d'exploitations dues au plancher étage (corps creux).*

d. Dalle pleine e = 15 cm

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1-Carrelage	0,02	22	0,44
2-Mortier de pose	0,02	20	0,40
3-Couche de sable fin	0,02	18	0,36
4- plancher dalle pleine	0,15	25	3,75
5-Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
6- Cloison	0,1	10	1,00
Total (KN/m <sup>2</sup> )			<b>G = 6,15</b>
Surcharge d'exploitation			<b>Q = 1,5</b>

*Tableau.II.4: Charge permanent et d'exploitations due au plancher dalle pleine e = 16cm.*

## II.8.2. Les balcons:

## a. Balcon étage courant :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1-Carrelage	0,02	22	0,44
2-Mortier de pose	0,02	20	0,40
3-Couche de sable	0,02	19	0,36
4-Dalle pleine	0,15	25	3,75
6-Brique Creux			1,00
5-Enduit de ciment	0,02	20	0,40
Total (KN/m <sup>2</sup> )			<b>5.35</b>
Surcharge d'exploitation Q			<b>3,5</b>

**Tableau.II.5:** Charge permanente d'exploitations due au Balcon étage courant.

## II.8.3. Les Murs:

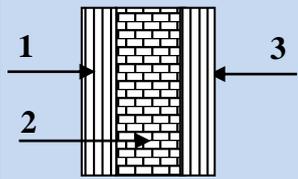
## a. Murs extérieurs :(épaisseur e = 30cm):

Couche & épaisseur (Cm)	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )	
1- Enduit de plâtre 2 cm	0,02	10	0,2	
2- Brique creux 10cm	0,10	11	1,1	
3- lame d'aire 5cm	0,05	----	----	
4- Brique creux 15cm	0,15	11	1,65	
5- Enduit de ciment 2cm	0,02	20	0,4	
Charge permanente (KN/m <sup>2</sup> )			<b>3,35</b>	

**Tableau.II.6:** Charge permanente due aux Mur extérieurs.

## b. Cloisons intérieures:(épaisseur e= 10cm) :

Couche & épaisseur (Cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1-Enduit de plâtre 2 cm	10	0,2
2-Brique creux 10cm	11	1,1
3-Enduit de plâtre 2 cm	10	0,2
Charge permanente (KN/m <sup>2</sup> )		<b>1,50</b>


**Tableau.II.7:** Charge permanente due aux Cloison intérieures.

## II.8.4. Les escaliers :

## a. Palier:

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1-Carrelage	0,02	22	<b>0,44</b>
2-Mortier de pose	0,02	20	<b>0,40</b>
3-Couche de sable fin	0,02	18	<b>0,36</b>
4-Poids propre de palier	0,15	25	<b>3,75</b>
5-Enduit de ciment	0,02	20	<b>0,40</b>
Total (KN/m <sup>2</sup> )			<b>G =5,35 KN/m<sup>2</sup></b>
Surcharge d'exploitation			<b>Q=2,5 KN/m<sup>2</sup></b>

**Tableau.II.8:** Charge permanente d'exploitation due au Palier+2 marches.

## b. La Paillasse :

## • La paillasse avec une inclinaison de 29,54° :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1-Carrelage	0,02	22	0,44
2-Mortier de pose	0,02	20	0,40
3-Couche de sable fin	0,02	18	0,36
4-Poids propre des marches	0,17/2	25	2,13
5-Poids propre de paillasse	0,15	$0,15 \times 25 / \cos 29,54$	4,31
6-Enduit de ciment	0,02	20	0,40
Total (KN/m <sup>2</sup> )			<b>7,94</b>
Surcharge d'exploitation			<b>2,5</b>

**Tableau.II.9:** Charge permanente et surcharge d'exploitation due au Paillasse à 29,54°.

**II.9. Descente des charges :**

On appelle descente de charges l'opération qui consiste à calculer pour les poteaux de la construction, les charges qu'ils supportent au niveau de chaque étage jusqu'aux fondations.

D'après le RPA les poteaux de rive et d'angle, doivent avoir des sections comparables à celles des poteaux centraux pour des raisons techniques de réalisation, de rapidité d'exécution, et pour leurs conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques.

Dans notre étude, on a choisi pour faire la descente des charges les poteaux qui sont:

- Poteau de rive (C-3).
- Poteau D'angle (A-1).
- Poteaux centraux (B-2).

**a. Poteau de rive (C-3) :****Détermination des charges permanentes (G) et des charges d'exploitations (Q) :**

$$S = (2,10+1,4) \times 1,95 + (1,8 \times 1,4) = 9,248 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{RDC}} = 12,938 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{acr}} = 2,05 \times 0,1 + 1,8 \times 0,1 = 0,385 \text{ m}^2.$$

$$S' = S_{\text{tot}} - S_{\text{acr}} = 12,015 - 0,385 = 11,63 \text{ m}^2$$

**➤ Charge permanent (G) :****.Plancher terrasse :**

$$G = 4,82 \times 9,248 = 44,575 \text{ KN}$$

**✚ plancher étage:**

$$G = 5,65 \times 9,248 = 52,251 \text{ KN}$$

**✚ plancher (RDC):**

$$G = 5,65 \times 12,938 = 73,099 \text{ KN}$$

**✚ Acrotère:**

$$G = 0,385 \times 1,7125 = 0,659 \text{ KN}$$

**✚ Poteau (RDC) :**

$$G = 0,35 \times 0,4 \times 3,40 \times 25 = 11,90 \text{ KN}$$

**✚ Poteau (étage) :**

$$G = 0,35 \times 0,4 \times 3,06 \times 25 = 10,71 \text{ KN}$$

✚ Poutres principales :

$$G=0,30 \times 0,40 \times 3,75 \times 25 = 11,25 \text{ KN/ml}$$

✚ Poutres secondaires :

$$G=0,3 \times 0,35 \times 3,45 \times 25 = 9,056 \text{ KN/ml}$$

✚ Mur extérieur (2<sup>eme</sup> Niveau Duplex) :

$$G = 3,35 \times 0,3 \times [4,1 \times (3,06-0,40) + 1,3(3,06-0,40)] = 14,501 \text{ KN}$$

✚ Mur extérieur (1<sup>eme</sup> Niveau Duplex + étage) :

$$G = 3,35 \times 0,3 \times [1,3 \times (3,06-0,35) + 1,8(3,06-0,40)] = 8,353 \text{ KN}$$

✚ Mur intérieur (2<sup>eme</sup> Niveau Duplex) :

$$G = 1,5 \times 0,1 \times [1,4 \times (3,06-0,35)] = 0,569 \text{ KN}$$

✚ Mur intérieur (1<sup>eme</sup> Niveau Duplex +étage) :

$$G = 1,5 \times 0,1 \times [1,4 \times (3,06-0,35) + 1,95 \times (3,06-0,40)] = 1,347 \text{ KN}$$

✚ Mur intérieur (RDC) :

$$G = 1,5 \times 0,1 \times [(1,4 + 2,05) \times (3,40-0,35)] = 1,578 \text{ KN}$$

➤ Surcharge d'exploitation :

✚ Plancher terrasse :

$$Q = 11,63 \times 1,5 = 17,445 \text{ KN}$$

✚ Plancher étage:

$$Q=9,248 \times 1,5=13,872 \text{ KN}$$

N° du niveau	Elément	Surcharge avant dégression	Coefficient de dégression	Chargement près dégression	
				G(KN)	Q(KN)
N <sub>0</sub>	Acrotère				
	Plancher terrasse				
	P. Principale				
	P. Secondaire				
	Charge d'exploitation	17,445	1		17,445
	<b>Total</b>				<b>17,445</b>
N <sub>1</sub>	Venant de N <sub>0</sub>			65,54	17,445
	Poteau			10,71	

	Mur extérieure			14,501	
	Mur intérieure			0,569	
	<b>Total</b>			<b>91,320</b>	<b>17,445</b>
N <sub>2</sub>	Venant N <sub>1</sub>			91,320	17,445
	Plancher étage			52,251	
	P. Principale			11,25	
	P. Secondaire			9,056	
	Charge d'exploitation	13,872	1		13,872
	<b>Total</b>			<b>163,877</b>	<b>31,317</b>
N <sub>3</sub>	Venant de N <sub>2</sub>			163,877	31,317
	Poteau			10,71	
	Mur extérieure			8,353	
	Mur intérieure			1,347	
	<b>Total</b>			<b>184,287</b>	<b>31,317</b>
N <sub>4</sub>	Venant N <sub>3</sub>			184,287	31,317
	Plancher étage			52,251	
	P. Principale			11,25	
	P. Secondaire			9,056	
	Charge d'exploitation	13,872	0,9		12,848
	<b>Total</b>			<b>256,844</b>	<b>44,165</b>
N <sub>5</sub>	Venant de N <sub>4</sub>			256,844	44,165
	Poteau			10,71	
	Mur extérieure			8,353	
	Mur intérieure			1,347	
	<b>Total</b>			<b>277,254</b>	<b>44,165</b>
N <sub>6</sub>	Venant N <sub>5</sub>			277,254	44,165
	Plancher étage			52,251	
	P. Principale			11,25	
	P. Secondaire			9,056	
	Charge d'exploitation	13,872	0,8		11,098
	<b>Total</b>			<b>349,811</b>	<b>55,263</b>
N <sub>7</sub>	Venant de N <sub>4</sub>			349,811	55,263
	Poteau			10,71	
	Mur extérieure			8,353	
	Mur intérieure			1,347	
	<b>Total</b>			<b>370,221</b>	
N <sub>8</sub>	Venant N <sub>5</sub>				
	Plancher étage			52,251	
	P. Principale			11,25	

	P. Secondaire			9,056	
	Charge d'exploitation	13,872	0,7		9,710
	<b>Total</b>			<b>442,978</b>	<b>64,973</b>
N <sub>9</sub>	Venant de N <sub>4</sub>			442,978	64,973
	Poteau			10,71	
	Mur extérieure			8,353	
	Mur intérieure			1,347	
	<b>Total</b>			<b>463,388</b>	<b>64,973</b>
N <sub>10</sub>	Venant N <sub>5</sub>			463,388	64,973
	Plancher étage			52,251	
	P. Principale			11,25	
	P. Secondaire			9,056	
	Charge d'exploitation	13,872	0,6		8,323
	<b>Total</b>			<b>536,145</b>	<b>73,296</b>
N <sub>11</sub>	Venant de N <sub>4</sub>			536,145	73,296
	Poteau			10,71	
	Mur extérieure			8,353	
	Mur intérieure			1,347	
	<b>Total</b>			<b>556,555</b>	<b>73,296</b>
N <sub>12</sub>	Venant N <sub>5</sub>			556,555	73,296
	Plancher étage			52,251	
	P. Principale			11,25	
	P. Secondaire			9,056	
	Charge d'exploitation	13,872	0,5		6,936
	<b>Total</b>			<b>629,312</b>	<b>80,232</b>
N <sub>13</sub>	Venant de N <sub>4</sub>			629,312	80,232
	Poteau			10,71	
	Mur extérieure			8,353	
	Mur intérieure			1,347	
	<b>Total</b>			<b>649,722</b>	<b>87,168</b>
N <sub>14</sub>	Venant N <sub>5</sub>			649,722	87,168
	Plancher étage			52,251	
	P. Principale			11,25	
	P. Secondaire			9,056	
	Charge d'exploitation	13,872	0,5		6,936
	<b>Total</b>			<b>722,479</b>	<b>94,104</b>
N <sub>15</sub>	Venant de N <sub>4</sub>			722,479	94,104
	Poteau			10,71	

	Mur extérieure			8,353	
	Mur intérieure			1,347	
	<b>Total</b>			<b>742,889</b>	<b>94,104</b>
N <sub>16</sub>	Venant N <sub>5</sub>			742,889	94,104
	Plancher étage			52,251	
	P. Principale			11,25	
	P. Secondaire			9,056	
	Charge d'exploitation	13,872	0,5		6,936
	<b>Total</b>			<b>815,646</b>	<b>101,04</b>
N <sub>17</sub>	Venant de N <sub>4</sub>			815,646	101,04
	Poteau			10,71	
	Mur extérieure			8,353	
	Mur intérieure			1,347	
	<b>Total</b>			<b>836,056</b>	<b>101,04</b>
N <sub>18</sub>	Venant N <sub>5</sub>			836,056	101,04
	Plancher étage			73,099	
	P. Principale			11,25	
	P. Secondaire			9,056	
	Charge d'exploitation	13,872	0,5		6.936
	<b>Total</b>			<b>929,461</b>	<b>107,976</b>
N <sub>19</sub>	Venant de N <sub>4</sub>			929,461	107,976
	Poteau			11,09	
	Mur intérieure			1,578	
	<b>Total</b>			<b>942,129</b>	<b>107,976</b>

$$N_u = 1,35G + 1,5Q \quad ; \quad N_{ser} = G + Q$$

$$N_u = 942,129\text{KN} \quad ; \quad N_{ser} = 107,976\text{KN}$$

**b. Poteau d'angle (A-1) :**

❖ **Détermination des charges permanentes (G) et des charges d'exploitations (Q) :**

$$S = 2,05 \times 2,35 + 0,05 \times 2,3 = 4,933 \text{ m}^2.$$

$$S_{acr} = 4,2 \times 0,1 + 2,4 \times 0,1 = 0,66 \text{ m}^2.$$

$$S' = S_{tot} - S_{acr} = 10,08 - 0,66 = 9,42 \text{ m}^2$$

➤ **Charge permanent (G) :**

✚ **Plancher terrasse :**

$$G = 4,32 \times 4,933 = 21,311 \text{ KN}$$

✚ plancher étage:

$$G = 5,2 \times 4,933 = 25,652 \text{ KN}$$

✚ Acrotère:

$$G = 0,66 \times 1,7125 = 1,13 \text{ KN}$$

✚ Poteau (RDC) :

$$G = 0,35 \times 0,4 \times 3,40 \times 25 = 11,90 \text{ KN}$$

✚ Poteau (étage) :

$$G = 0,35 \times 0,4 \times 3,06 \times 25 = 10,71 \text{ KN}$$

✚ Poutres principales :

$$G = 0,30 \times 0,40 \times 3,8 \times 25 = 11,4 \text{ KN/ml}$$

✚ Poutres secondaires :

$$G = 0,3 \times 0,35 \times 2,05 \times 25 = 5,381 \text{ KN/ml}$$

✚ Balcon terrasse :

$$G = 5,47 \times 3,15 = 17,231 \text{ KN}$$

✚ Balconétagage :

$$G = 5,35 \times 3,15 = 16,853 \text{ KN}$$

✚ Mur extérieur (e=30cm) :

$$G = 2,97 \times 0,3 \times [3,8 \times (3,06 - 0,40) + 2,05(3,06 - 0,35)] = 4,056 \text{ KN}$$

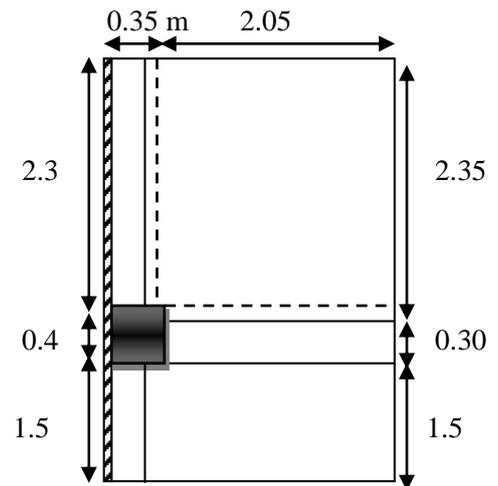
➤ Surcharge d'exploitation :

✚ Plancher terrasse :

$$Q = 9,42 \times 1,5 = 14,13 \text{ KN}$$

✚ Plancher étage:

$$Q = 4,933 \times 1,5 = 7,399 \text{ KN}$$



**Figure.II.13:** dimension de la section revenant au poteau (A-1).

N° du niveau	Elément	Surcharge avant dégression	Coefficient de dégression	Chargement près dégression	
				G(KN)	Q(KN)
N <sub>0</sub>	Acrotère			1,13	
	Plancher terrasse			21,311	
	P. Principale			11,4	
	P. Secondaire			5,381	
	Balcon terrasse			17,231	
	Charge d'exploitation	14,13	1		14,13
	<b>Total</b>			<b>56,453</b>	<b>14,13</b>
N <sub>1</sub>	Venant de N <sub>0</sub>			56,453	14,13
	Poteau			10,71	
	Mur extérieure			4,056	
	Balcon			16,853	
	<b>Total</b>			<b>88,072</b>	<b>14,13</b>
N <sub>2</sub>	Venant N <sub>1</sub>			88,072	14,13
	Plancher étage			25,652	
	P. Principale			11,4	
	P. Secondaire			5,381	
	Charge d'exploitation	7,399	1		7,399
	<b>Total</b>			<b>130,505</b>	<b>21,529</b>
N <sub>3</sub>	Venant de N <sub>2</sub>			130,505	21,529
	Poteau			10,71	
	Mur extérieure			4,056	
	Balcon			16,853	
	<b>Total</b>			<b>162,124</b>	
N <sub>4</sub>	Venant N <sub>3</sub>			162,124	
	Plancher étage			25,652	
	P. Principale			11,4	
	P. Secondaire			5,381	
	Charge d'exploitation	7,399	0,9		6,659
	<b>Total</b>			<b>204,557</b>	<b>28,188</b>
N <sub>5</sub>	Venant de N <sub>4</sub>			204,557	28,188
	Poteau			10,71	
	Mur extérieure			4,056	
	Balcon			16,853	
	<b>Total</b>			<b>236,176</b>	<b>28,188</b>
N <sub>6</sub>	Venant N <sub>5</sub>			236,176	28,188

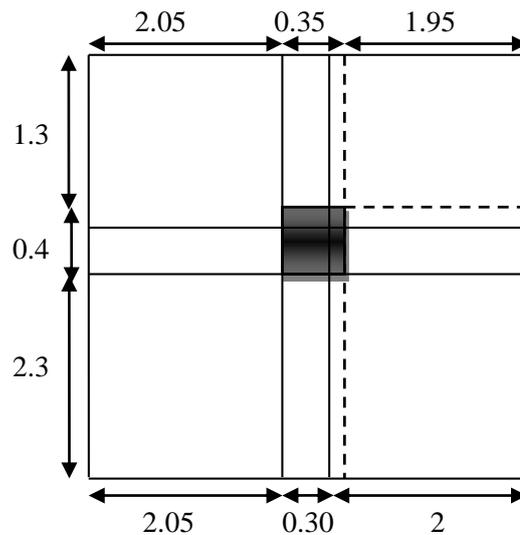
	Plancher étage			25,652	
	P. Principale			11,4	
	P. Secondaire			5,381	
	Charge d'exploitation	7,399	0,8		5,919
	<b>Total</b>			<b>278,609</b>	<b>34,107</b>
N7	Venant de N4			278,609	34,107
	Poteau			10,71	
	Mur extérieure			4,056	
	Balcon			16,853	
	<b>Total</b>			<b>310,228</b>	<b>34,107</b>
N8	Venant N5			310,228	34,107
	Plancher étage			25,652	
	P. Principale			11,4	
	P. Secondaire			5,381	
	Charge d'exploitation	7,399	0,7		5,919
	<b>Total</b>			<b>352,661</b>	<b>40,026</b>
N9	Venant de N4			352,661	40,026
	Poteau			10,71	
	Mur extérieure			4,056	
	Balcon			16,853	
	<b>Total</b>			<b>384,28</b>	<b>40,026</b>
N10	Venant N5			384,28	40,026
	Plancher étage			25,652	
	P. Principale			11,4	
	P. Secondaire			5,381	
	Charge d'exploitation	7,41	0,6		4,439
	<b>Total</b>			<b>426,713</b>	<b>44,465</b>
N11	Venant de N4			426,713	44,465
	Poteau			10,71	
	Mur extérieure			4,056	
	Balcon			16,853	
	<b>Total</b>			<b>458,332</b>	<b>44,465</b>
N12	Venant N5			458,332	44,465
	Plancher étage			25,652	
	P. Principale			11,4	
	P. Secondaire			5,381	
	Charge d'exploitation	7,399	0,5		3,699
	<b>Total</b>			<b>500,765</b>	<b>48,164</b>

N <sub>13</sub>	Venant de N <sub>4</sub>			500,765	48,164
	Poteau			10,71	
	Mur extérieure			4,056	
	Balcon			16,853	
	<b>Total</b>			<b>532,384</b>	<b>48,164</b>
N <sub>14</sub>	Venant N <sub>5</sub>			532,384	48,164
	Plancher étage			25,652	
	P. Principale			11,4	
	P. Secondaire			5,381	
	Charge d'exploitation	7,399	0,5		3,699
	<b>Total</b>			<b>574,817</b>	<b>51,863</b>
N <sub>15</sub>	Venant de N <sub>4</sub>			574,817	51,863
	Poteau			10,71	
	Mur extérieure			4,056	
	Balcon			16,853	
	<b>Total</b>			<b>606,436</b>	<b>51,863</b>
N <sub>16</sub>	Venant N <sub>5</sub>			606,436	51,863
	Plancher étage			25,652	
	P. Principale			11,4	
	P. Secondaire			5,381	
	Charge d'exploitation	7,399	0,5		3,699
	<b>Total</b>			<b>648,869</b>	<b>55,562</b>
N <sub>17</sub>	Venant de N <sub>4</sub>			648,869	55,562
	Poteau			10,71	
	Mur extérieure			4,056	
	Balcon			16,853	
	<b>Total</b>			<b>680,488</b>	<b>55,562</b>
N <sub>18</sub>	Venant N <sub>5</sub>			680,488	55,562
	Plancher étage			25,652	
	P. Principale			11,4	
	P. Secondaire			5,381	
	Charge d'exploitation	7,399	0,5		3,699
	<b>Total</b>			<b>722,921</b>	<b>59,261</b>
N <sub>19</sub>	Venant de N <sub>4</sub>			722,921	59,261
	Poteau			11,90	
	<b>Total</b>			<b>734,821</b>	<b>59,261</b>

$$N_u = 1,35G + 1,5Q \quad ; \quad N_{ser} = G + Q$$

$$N_u = 1080,899 \text{ KN} \quad ; \quad N_{ser} = 794,082 \text{ KN}$$

## c. Poteau De centrale (B-2) :



**Figure.II.14:** dimension de la section revenant au poteau centrale (5-B).

Détermination des charges permanentes (G) et des charges d'exploitations (Q) :

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 14,983 \text{ m}^2.$$

$$S' = 17,4 \text{ m}^2$$

➤ **Charge permanent (G) :**

✚ **Plancher terrasse :**

$$G = 4,32 \times 14,983 = 64,727 \text{ KN}$$

✚ **plancher étage:**

$$G = 5,2 \times 14,983 = 77,912 \text{ KN}$$

✚ **Poteau (RDC) :**

$$G = 0,35 \times 0,4 \times 3,40 \times 25 = 11,9 \text{ KN}$$

✚ **Poteau (étage) :**

$$G = 0,35 \times 0,4 \times 3,06 \times 25 = 10,71 \text{ KN}$$

✚ **Poutres principales :**

$$G = 0,30 \times 0,40 \times 3,6 \times 25 = 10,8 \text{ KN/ml}$$

✚ **Poutres secondaires :**

$$G = 0,3 \times 0,35 \times 4 \times 25 = 10,5 \text{ KN/ml}$$

**Mur intérieur (2<sup>ème</sup> Niveau Duplex) :**

$$G = 1,62 \times 0,1 \times [1,4 \times (3,06 - 0,35) + 4 \times (3,06 - 0,40)] = 2,338 \text{ KN}$$

✚ Mur intérieur (1<sup>eme</sup> Niveau Duplex +étage) :

$$G = 1,62 \times 0,1 \times [4,2 \times (3,06 - 0,35) + 2,75 \times (3,06 - 0,40)] = 3,029 \text{ KN}$$

✚ Mur intérieur (RDC) :

$$G = 1,62 \times 0,1 \times [4,1 \times (3,40 - 0,35)] = 2,026 \text{ KN}$$

➤ Surcharge d'exploitation :

✚ Plancher terrasse :

$$Q = 17,4 \times 1,5 = 26,1 \text{ KN}$$

✚ Plancher étage:

$$Q = 14,983 \times 1,5 = 22,475 \text{ KN}$$

N° du niveau	Elément	Surcharge avant dégression	Coefficient de dégression	Chargement près dégression	
				G(KN)	Q(KN)
N <sub>0</sub>	Plancher terrasse			64,727	
	P. Principale			10,8	
	P. Secondaire			10,5	
	Charge d'exploitation	26,1	1		26,1
	<b>Total</b>			<b>86,027</b>	<b>26,1</b>
N <sub>1</sub>	Venant de N <sub>0</sub>			86,027	26,1
	Poteau			10,71	
	Mur intérieure			2,338	
	<b>Total</b>			<b>99,075</b>	<b>26,1</b>
N <sub>2</sub>	Venant N <sub>1</sub>			99,075	26,1
	Plancher étage			77,912	
	P. Principale			10,8	
	P. Secondaire			10,5	
	Charge d'exploitation	22,475	1		22,475
	<b>Total</b>			<b>198,287</b>	<b>48,575</b>
N <sub>3</sub>	Venant de N <sub>2</sub>			198,287	48,575
	Poteau			10,71	
	Mur intérieur			3,029	
	<b>Total</b>			<b>212,026</b>	<b>48,575</b>
N <sub>4</sub>	Venant N <sub>3</sub>			212,026	48,575
	Plancher étage			77,912	
	P. Principale			10,8	
	P. Secondaire			10,5	

	Charge d'exploitation	22,475	0,9		20,228
	<b>Total</b>			<b>311,238</b>	<b>68,803</b>
N <sub>5</sub>	Venant de N <sub>4</sub>			311,238	68,803
	Poteau			10,71	
	Mur intérieur			3,029	
	<b>Total</b>			<b>325,038</b>	<b>68,803</b>
N <sub>6</sub>	Venant N <sub>5</sub>			325,038	68,803
	Plancher étage			77,912	
	P. Principale			10,8	
	P. Secondaire			10,5	
	Charge d'exploitation	22,475	0,8		1
	<b>Total</b>			<b>424,25</b>	
N <sub>7</sub>	Venant de N <sub>6</sub>			424,25	
	Poteau			10,71	
	Mur intérieure			3,029	
	<b>Total</b>			<b>438,05</b>	<b>86,783</b>
N <sub>8</sub>	Venant N <sub>7</sub>			438,05	86,783
	Plancher étage			77,912	
	P. Principale			10,8	
	P. Secondaire			10,5	
	Charge d'exploitation	22,475	0,7		15,733
	<b>Total</b>			<b>537,262</b>	<b>102,516</b>
N <sub>9</sub>	Venant de N <sub>8</sub>			537,262	102,516
	Poteau			10,71	
	Mur intérieure			3,029	
	<b>Total</b>			<b>551,062</b>	<b>102,516</b>
N <sub>10</sub>	Venant N <sub>9</sub>			551,062	102,516
	Plancher étage			77,912	
	P. Principale			10,8	
	P. Secondaire			10,5	
	Charge d'exploitation	22,475	0,6		13,485
	<b>Total</b>			<b>650,274</b>	<b>116,001</b>
N <sub>11</sub>	Venant de N <sub>10</sub>			650,274	116,001
	Poteau			10,71	
	Mur intérieure			3,029	
	<b>Total</b>			<b>664,074</b>	<b>116,001</b>
N <sub>12</sub>	Venant N <sub>11</sub>			664,074	116,001
	Plancher étage			77,912	

	P. Principale			10,8	
	P. Secondaire			10,5	
	Charge d'exploitation	22,475	0,5		11,238
	<b>Total</b>			<b>763,286</b>	<b>127,239</b>
N <sub>13</sub>	Venant de N <sub>12</sub>			763,286	
	Poteau			10,71	
	Mur intérieure			3,029	
	<b>Total</b>			<b>777,086</b>	<b>127,239</b>
N <sub>14</sub>	Venant N <sub>13</sub>			777,086	127,239
	Plancher étage			77,912	
	P. Principale			10,8	
	P. Secondaire			10,5	
	Charge d'exploitation	22,475	0,5		11,238
	<b>Total</b>			<b>876,298</b>	<b>138,477</b>
N <sub>15</sub>	Venant de N <sub>14</sub>			876,298	138,477
	Poteau			10,71	
	Mur intérieure			3,029	
	<b>Total</b>			<b>890,098</b>	<b>138,477</b>
N <sub>16</sub>	Venant N <sub>15</sub>			890,098	138,477
	Plancher étage			77,912	
	P. Principale			10,8	
	P. Secondaire			10,5	
	Charge d'exploitation	22,475	0,5		11,238
	<b>Total</b>			<b>989,31</b>	<b>149,715</b>
N <sub>17</sub>	Venant de N <sub>16</sub>			989,31	149,715
	Poteau			10,71	
	Mur intérieure			3,029	
	<b>Total</b>			<b>1003,11</b>	<b>149,715</b>
N <sub>18</sub>	Venant N <sub>17</sub>			1003,11	149,715
	Plancher étage			77,912	
	P. Principale			10,8	
	P. Secondaire			10,5	
	Charge d'exploitation	22,475	0,5		11,238
	<b>Total</b>			<b>1102,322</b>	<b>160,953</b>
N <sub>19</sub>	Venant de N <sub>18</sub>			1102,322	160,953
	Poteau			11,9	
	Mur intérieure			2,026	
	<b>Total</b>			<b>1116,248</b>	<b>160,953</b>

$$N_u = 1,35G + 1,5Q \quad ; \quad N_{ser} = G + Q$$

$$N_u = 1748,364\text{KN} \quad ; \quad N_{ser} = 1277,201\text{KN}$$

Donc le poteau central est le plus sollicité et  $N_U = 1748,364 \text{ KN}$

Dans notre cas le poteau central est voisin deux fois de poteau de rive, donc selon le BAEL ces résultats doivent être majorés de **15%**

$$N_u + 15\% N_u = N_u (1 + 15\%) = 1,15 N_u .$$

$$N_u = 1,15 \times 1748,364 = 2010,619 \text{ KN}. \quad N_{ser} = 1,15 \times 1748,364 = 1468,781 \text{ KN}.$$

**II.9.1. Calcul des sections des poteaux :**

Après la descente des charges on trouve que le poteau le plus sollicité est le poteau central **(B-2)**.

Pour une section carrée  $B_r = (a - 0,02)^2$ , alors ;  $a = \sqrt{B_r} + 0,02$

$$\beta = 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \Rightarrow \lambda \leq 50.$$

$$\beta = 0,85 \times \left(\frac{\lambda}{1500}\right)^2 \Rightarrow 50 \leq \lambda \leq 70$$

On fixe un élancement mécanique  $\lambda = 35$  ;  $B_r = 0,064 * N_u$

Etage	$N_u$ (KN)	$N_u \times 1,15$ (KN)	$B_r$	a (m)	B (cm <sup>2</sup> )
9	183,181	210,658	0,014	0,183	(40×40)
8	376,926	433,465	0,028	0,218	(45×45)
7	567,342	652,443	0,042	0,249	(45×45)
6	754,428	867,592	0,056	0,275	(45×45)
5	937,955	1078,648	0,069	0,299	(50×50)
4	1118,381	1286,138	0,082	0,320	(50×50)
3	1295,477	1489,799	0,095	0,340	(50×50)
2	1472,573	1693,459	0,108	0,358	(55×55)
1	1649,669	1897,119	0,121	0,376	(55×55)
RDC	1827,116	2101,184	0,134	0,393	(55×55)

**Tableau.II.10: Sections de poteau centrale.**

**II.9.2: vérification au flambement:**

D’après les règles de BAEL91, l’élancement géométrique  $\lambda$  est donné par la relation suivante :  $\lambda = l_f / i$

$$I = b / \sqrt{12} \quad \dots \quad \lambda = 0,50 \times I_0 \times b / \sqrt{12}$$

Le tableau suivant représente les valeurs de  $\lambda$  de chaque section :

(b×h)	L <sub>0</sub>	λ	λ<50
(40×40)	3,06	17,66	CV
(45×45)	3,06	19,88	CV
(50×50)	3,06	22,08	CV
(55×55)	3,40	26,99	CV

**Tableau.II.11: Vérification au flambement.**

### Vérification vis-à-vis de RPA99/V2003 :

On doit vérifier les conditions suivantes :

Pour RDC et 1<sup>er</sup> étage :

- $b > \frac{he}{20} \Rightarrow b_{\min} = 55\text{cm} > \frac{340}{20} = 17\text{cm} \dots \dots \dots \text{CV.}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \frac{55}{55} = 1 < 4 \dots \dots \dots \text{CV.}$

Pour 2<sup>ème</sup> à 3<sup>ème</sup> étage :

- $b > \frac{he}{20} \Rightarrow b_{\min} = 40\text{cm} > \frac{306}{20} = 15,3\text{cm} \dots \dots \dots \text{CV.}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \frac{50}{50} = 1 < 4 \dots \dots \dots \text{CV.}$

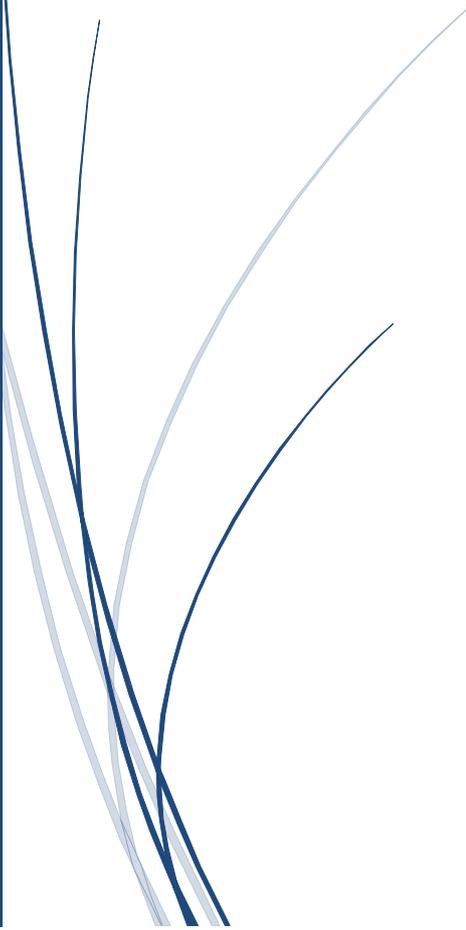
Pour 4<sup>ème</sup> à 9<sup>ème</sup> étage :

- $b > \frac{he}{20} \Rightarrow b_{\min} = 30\text{cm} > \frac{306}{20} = 15,3\text{cm} \dots \dots \dots \text{CV.}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \frac{45}{45} = 1 < 4 \dots \dots \dots \text{CV.}$

Donc , on adopte les sections des poteaux précédentes.



*CHAPITRE III:  
CALCUL DES  
ELEMENTS  
SECONDAIRES*



### III.1. Introduction:

Les éléments secondaires sont des éléments porteurs qui ne font pas partie du système de contreventement, c'est-à-dire des éléments structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques. Durant ce chapitre, le calcul va concerner les éléments suivants :

- L'acrotère.
- Les planchers en corps creux et en dalle pleine et les balcons.
- Les escaliers.

### III.2. Acrotère:

#### III.2.1.Introduction:

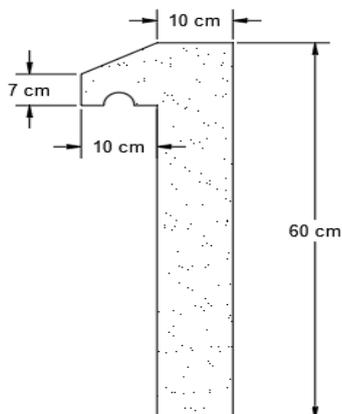
L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Le calcul se fera à la flexion composée due à :

- Un effort normal dû à son poids propre (**G**).
- Un moment dû à la surcharge d'exploitation (**Q**).

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc La fissuration est préjudiciable, dans ce cas, le calcul se fera à L'ELU et à L'ELS.

#### III.2.2. Dimensionnement:

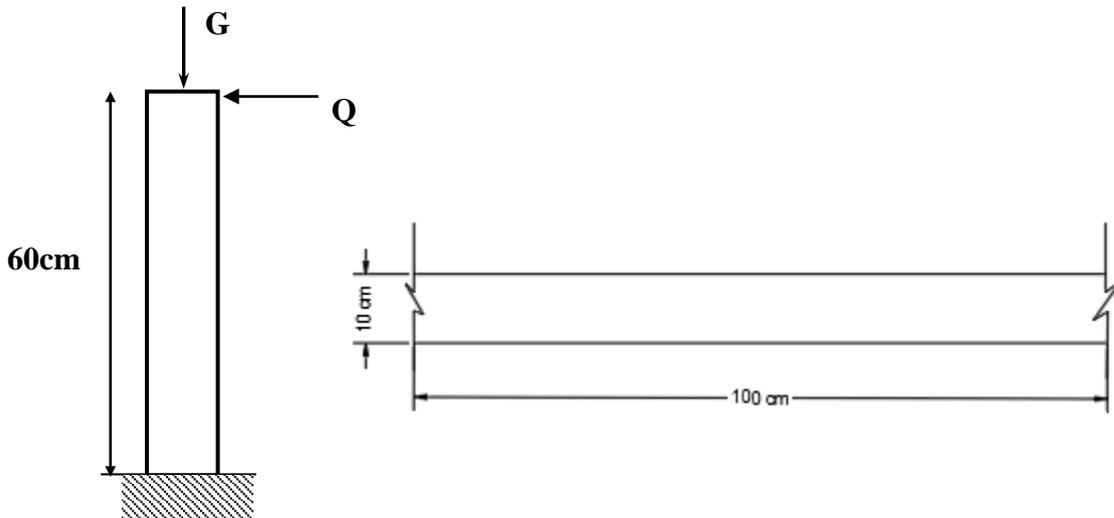


***Figure.III.1: Dimension de l'acrotère.***

#### ➤ Principe de calcul:

Le calcul se fera pour une bande de **1m** linéaire.

➤ Evaluation des charges :



**Figure.III.2:** Coupe transversale et longitudinale de l'acrotère.

### III.2.3. Etude de l'acrotère :

#### III.2.3.1. Evaluations des charges :

La surface :  $S = [0,6 * 0,1 + 0,07 * 0,1 + 0,1 * \frac{0,03}{2}] \rightarrow S = 0,0685 \text{ m}^2$ .

Les charges permanentes :  $G = \rho_b * S = 0,0685 * 25 = 1,712 \text{ KN/ml}$ .

Les charges d'exploitation:  $Q = 1 \text{ KN/ml}$ .

#### a. Détermination de l'effort due au séisme :

D'après le **RPA99V2003 (Article 6.2.3)** les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

$$F_P = 4 * A * C_P * W_P$$

Avec :

- **A** : Coefficient d'accélération obtenu dans le tableau (4.1) : pour la **zone IIa** et le groupe d'usage **1B**. Donc : **A = 0,2**.
- **C<sub>p</sub>**: facteur de force horizontale pour les éléments secondaires donnés par le **tableau (6.1)**, dans notre cas : **C<sub>p</sub> = 0,8**.
- **W<sub>P</sub>**: le poids propre de l'acrotère : **W<sub>P</sub> = 1,712  $\frac{\text{KN}}{\text{ml}}$** .
- **F<sub>P</sub> = 4 \* 0,2 \* 0,8 \* 1,712 = 1,09  $\frac{\text{KN}}{\text{ml}}$** .

<b>Pour G</b>	$N_G = 1,712 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$	$M_G = 0$	$T_G = 0$
<b>Pour Q</b>	$N_Q = 0$	$M_Q = H \cdot Q = 0,6 \cdot 1 = 0,60 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$	$T_Q = Q = 1 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$
<b>Pour Fp</b>	$N_{Fp} = 0$	$M_{Fp} = 0,6 \cdot 1,09 = 0,65 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$	$T_{Fp} = F_p = 1,09 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$

**Tableau.III.1:** Evaluation des moments et efforts tranchants.

$$Q_1 = \max(F_p, Q) = \max(1,09; 1) \rightarrow Q_1 = 1,09 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

On a :  $F_p > Q$  ; alors, le ferrailage sera donc donné par les sollicitations.

- Poids propre :  $N_G = 1,712 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$ .
- Surcharge :  $F_p(Q) = 1,09 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$ .
- Un moment :  $M_{Q1}(F_p) = 0,65 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$ .
- Un effort tranchant :  $T_{Q1} = 1,09 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$ .

### III.2.3.2. Calcul des sollicitations :

	$N \left( \frac{\text{KN}}{\text{m}} \right)$	$M \left( \frac{\text{KN} \cdot \text{m}}{\text{m}} \right)$	$T \left( \frac{\text{KN}}{\text{m}} \right)$
<b>ELU</b>	$N_u = 1,35 N_G = 2,31$	$M_u = 1,5 \times M_{Q1} = 0,98$	$T_u = 1,5 \times T_{Q1} = 1,64$
<b>ELS</b>	$N_{ser} = N_G = 1,712$	$M_{ser} = M_{Q1} = 0,65$	$T_{ser} = T_{Q1} = 1,09$

**Tableau.III.2:** Les sollicitations dues à l'acrotère.

### III.2.3.3. Vérification au flambement :

Le calcul se fait à l'état limite ultime, notre acrotère est assimilé à une console, D'après l'article B.8.3.2 du CBA93

$L_f = 2L_0 = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ m}$  ..... (cas d'une console).

- $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$  avec  $I = \frac{b \times h^3}{12}$ ,  $B = b \times h$ .

- $i = 0,03$ .

- $\lambda_x = \frac{L_f}{i} = \frac{1,2}{0,03} = 40$ .

$L_f$  : la longueur de flambement.

$H$  : l'épaisseur de l'acrotère.

$\lambda$  : L'élancement.

#### a. Calcul de l'excentricité :

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,98}{2,31} = 0,42 \text{ m}$ .

- $e_0 = \frac{Ht}{6} = \frac{10}{6} = 0,0167 \text{ m}$ .

$e_u > e_0$ , le centre de pression se trouve de la zone l'excentricité de la section, et l'effort normale étant un effort de compression → La section est partiellement comprimée (S.P.C).

$$\lambda = \text{Max} [50, \text{Min} (67 \frac{e_u}{h}, 100)].$$

$$\lambda = 100.$$

$\lambda_x < \lambda = 100 \rightarrow$  Donc il n'est pas nécessaire de faire un calcul au flambement.

**b. L'excentricité additionnelle :**

$$E = e_1 + e_2$$

$e_1$  : Excentricité de la résultante.  $e_1 = e_0 + e_a$

$e_2$  : Excentricité dus aux effets de second ordre.

$e_a$  : Excentricité additionnelle.

$$e_a \geq \text{Max} (2\text{cm} ; \frac{L}{250}) = \text{Max} (2\text{cm} ; \frac{60}{250}) \rightarrow e = 0,02 \text{ m.}$$

$$e_2 = (3l_f^2 \times \frac{1}{10000h}) \times (2 + \alpha\Phi)$$

$$l_f = 2h = 2 \times 0,6 = 1,2\text{m} \quad \alpha = 0$$

$$\text{Donc } e_2 = (3 \times 1,2^2 / 10000(0,1)(2+0)) \Rightarrow e_2 = 0,864 \text{ cm}$$

$$E = 42 + 2 + 0,864 = 44,864 \text{ cm}$$

✓ **Calcul du coefficient de Majoration :**

[Art – A4.3.5 BAEL91]

$$\min \left[ 1 + 0,15 \left( \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 * \frac{h}{e_u} \right); 1,4 \right] \quad \text{Si } \frac{e_u}{h} > 0,75$$

$$1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 \text{Si } \frac{e_u}{h} \leq 0,75$$

$$e_u/h = 0,42/0,1 = 4,2 > 0,75$$

$$\text{donc : } \delta_f = \min[1,047 ; 1,4] = 1,047 \text{ m.}$$

Avec :  $\gamma_f$  : coefficient de majoration.

On trouve que :  $\gamma_f = 1,05$ .

✓ **Sollicitations majorées :**

**ELU :**

- $N'_u = [\gamma_f * N_u] * 1 = 2,42 \text{ KN.}$

- $M'_u = [\gamma_f * M_u] * 1 = 1,02 \text{ KN. m.}$

**ELS :**

- $N'_s = [N_s] * 1 = 1,712 \text{ KN.}$

- $M'_s = [M_s] * 1 = 0,65 \text{ KN. m.}$

On résume les résultats précédents dans le tableau suivant :

ELU		ELS	
$N'_u = [\gamma_f * N_u] * 1$	$M'_u = [\gamma_f * M_u] * 1$	$N'_s = [N_s] * 1$	$M'_s = [M_s] * 1$
2,42	1,02	1,712	0,65

**Tableau.III.3: Evaluation des sollicitations après majoration.**

#### III.2.3.4. Calcul le ferrailage :

En flexion composée, le calcul des sections partiellement comprimées, sera assimilé au calcul à la flexion simple avec un moment fictif

- $M_{ua} = M'_u + N'_u * \left(d - \frac{h}{2}\right)$ , Avec: **d = 8 cm.**
- $M_{ua} = 1,02 + 2,42 * \left(0,08 - \frac{0,1}{2}\right) = 1,092 \text{ KN. m.}$

#### ✓ Calcul en flexion simple :

- $\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b_0 * d^2 * f_{bu}} = \frac{1,092 * 10^6}{1000 * 80^2 * 14,2} = 0,0120$
- $\mu_1 = 0,186 > 0,0120 \rightarrow A_{sc} = 0 \rightarrow$  (Pas d'acier comprimé).
- $\epsilon_s = 1\%$ .
- $f_{su} = \frac{f_e}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$
- $\mu_{bu} = 0,0120 \rightarrow \alpha = 0,015.$
- $Z = d * (1 - 0,4 * \alpha) = 7,952 \text{ cm.}$
- $A_{sf} = \frac{M_{ua}}{Z * f_{su}} = \frac{1,092 * 10^6}{79,52 * 348} = 0,39 \text{ cm}^2.$
- $A_{su} = A_{sf} - \frac{N'_u}{f_{su}} = 0,32 \text{ cm}^2.$

#### ✓ Calcul de la section à l'ELS :

$$N'_s = 1,712 \text{ KN.}$$

$$M'_s = 0,65 \text{ KN. m.}$$

#### c. La contrainte du béton :

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

#### d. La contrainte de l'acier :

La Fissuration et considérée préjudiciable.

$$\sigma_{st} = \min \left[ \frac{2}{3} * f_e ; 110 * \sqrt{\eta * f_{tj}} \right].$$

- $\eta = 1,6$ .
- $\sigma_{st} = \min \left[ \frac{2}{3} * 400 ; 201,6 \right]$ .
- $\sigma_{st} = 201,63 \text{ Mpa}$ .
- ✓ **Calcul de l'excentricité :**
- $e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,65}{1,712} = 0,37 \text{ m}$ .
- $e_0 = \frac{h_t}{6} = \frac{10}{6} = 0,167 \text{ cm}$ .

$e_s > e_0$ , Le centre de pression se trouve dans la zone l'extrémité de la section, et l'effort normale étant un effort de compression, Donc la section est partiellement comprimée (SPC).

✓ **Évaluation des moments aux niveaux des armatures tendus :**

- $M_{sa} = M'_s + N'_s * \left( d - \frac{h}{2} \right)$ , Avec:  $d = 8 \text{ cm}$ .
- $M_{sa} = 0,65 + 1,712 * \left( 0,08 - \frac{0,1}{2} \right) = 0,70 \text{ KN. m}$ .

✓ **Calcul du moment limite du service M :**

- $x = 15 * \sigma_{bc} * \frac{d}{15 * \sigma_{bc} + \sigma_{st}}$ .
- $x = 0,042 \text{ m}$ .
- $z = d - \frac{x}{3}$ .
- $z = 0,066 \text{ m}$ .
- $M_l = 0,5 * b * x * z * \sigma_{bc}$ .
- $M_l = 20,79 \text{ KN. m}$ .
- $M_{sa} < M_l$ , donc :  $A' = 0,00 \text{ cm}^2$ .
- $A_s = \left( \frac{1}{\sigma_{sc}} \right) * \left[ \left( \frac{M_{sa}}{z} \right) - N'_s \right]$ .
- $A_s = \left( \frac{1}{201,63} \right) * \left[ \left( \frac{0,65 * 10^6}{0,066} \right) - 1,712 * 10^3 \right]$ .
- $A_s = 0,40 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$ .

✓ **Vérification de condition de non fragilité :**

On a:  $A_{smin} \geq \frac{0,23 * b * d * f_t^{28}}{f_e} = 0,966 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$ .

Donc :  $A_s > \max[A_s, A_u, A_{smin}] \rightarrow A_s > \max[0,4; 0,32; 0,966] \rightarrow A_s \geq 0,966 \text{ cm}^2$ .

Nous adoptons un ferrailage symétrique :  $A_{s\text{adopté}} \rightarrow 4\text{HA8} = 2,01 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$ .

✓ L'armature de répartition :

- $A_r = \frac{A_s}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2$ .

On adopte  $A_r \rightarrow 3\text{HA8} = 1,51 \text{ cm}^2$ .

✓ Vérification des contraintes :

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$  et  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$ .

- $\sigma_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$ .

- $\sigma_{bc} = K * Y_{ser}$ .

- $K = \frac{M_{ser}}{I}$ .

✓ Position de centre de pression c :

C : C'est la distance du centre de pression à la fibre la plus comprimée de la section.

$Y_c$  : La distance de l'axe neutre au centre de pression.

- $C = \frac{h}{2} - e_0 = 5 - 37 \rightarrow C = -32 \text{ cm}$ .

$Y_1$  : La distance entre l'axe neutre et la fibre supérieure de la section.

$C < 0 \rightarrow$  Il est situé à l'extérieur de la section au-dessus de la fibre supérieure.

Avec :

- $\frac{b \cdot y^2}{2} + n * (A_s + A'_s) * y - n * (d * A_s - d' * A'_s) = 0$ , avec:  $A'_s = 0 \text{ cm}^2$ .

Après la solution de l'équation on trouve :  $y = 1,915 \text{ cm}$ .

- $I = \frac{b_0 \cdot y^3}{3} + n * A_s * (d - y)^2$ .

- $I = \frac{1 * 1,915^3}{3} + 15 * 2,01 * (8 - 1,915)^2 = 1337,65 \text{ cm}^4$

- $K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{0,70 * 10^6}{1337,65 * 10^4} = 0,052 \frac{\text{N}}{\text{mm}^3}$ .

✓ La contrainte dans le béton :

- $\sigma_{bc} = K * Y_{ser} = 0,995 \text{ MPa}$ .

- $\sigma_{bc} = 0,995 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (\text{CV})$ .

✓ La contrainte dans les aciers :

- $\sigma_{st} = K * n * (d - y) = 47,46 \text{ MPa}$ .
- $\sigma_{st} = 47,46 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 201,63 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (\text{CV})$ .

✓ Vérification au cisaillement :

- $\tau'_u = \min \left[ \frac{0,15 * f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right] = 2,5 \text{ MPa}$ .
- $T_u = Q * 1,5 * 1 = 1,635 \text{ KN}$ .
- $\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d} = \frac{1,635 * 10^3}{1000 * 0,08 * 1000} = 0,0204 \text{ Mpa}$ .

$\tau_u < \tau'_u \rightarrow$  La condition est **vérifiée**. (pas de risque de cisaillement)

➤ L'espace maximal :

$$S_t \leq \min [4h ; 33\text{cm}] \Rightarrow S_t \leq \min [40 ; 33\text{cm}]$$

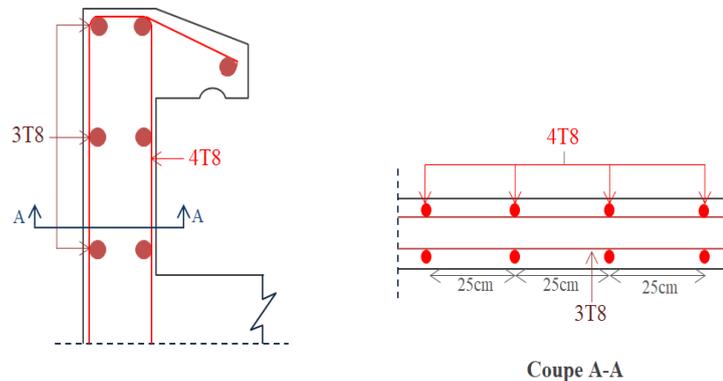
Soit :  $S_t = 25 \text{ cm}$

Dans le sens le moins sollicité :

$$S_t \leq \min [3h ; 45\text{cm}] \Rightarrow S_t \leq \min [30 ; 45\text{cm}]$$

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

### III.2.3.5. Schéma de Ferrailage :



**Figure.III.3:** Schéma de ferrailage de l'acrotère.

### III.3. Les planchers :

Le plancher est une aire plane horizontale séparant deux niveaux d'une construction et est capable de supporter des charges. Les planchers sont des éléments porteurs, ont un rôle très important dans la structure.

La structure étudiée comporte deux types des planchers :

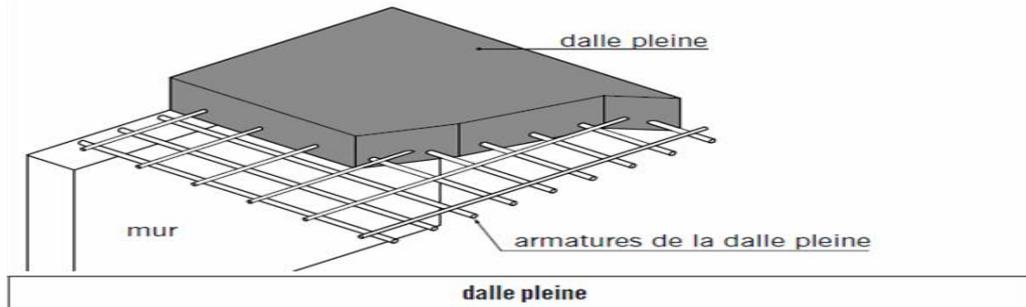
- ✓ Dalle pleine.
- ✓ Corps creux.

### III.3.1. Plancher dalle pleine :

#### III.3.1. Définition

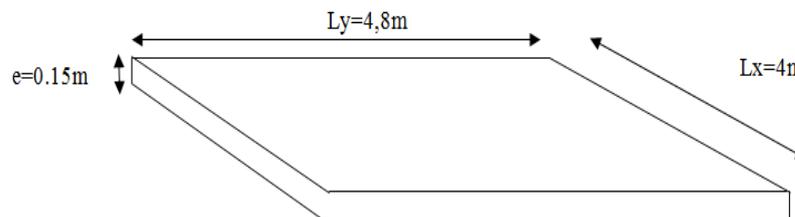
Une dalle pleine est une plaque en béton armé de 15 à 20-cm d'épaisseur coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte.

Ce type de plancher est très utilisé dans l'habitat collectif.



**Figure.III.4:** Une dalle plein.

On trouve le panneau le plus sollicité de dimension :  $L_x = 4 \text{ m}$  et  $L_y = 4,8 \text{ m}$  avec une épaisseur égale à :  $e = 15 \text{ cm}$ . ( 2<sup>ème</sup> Niveau duplex).



Une dalle est caractérisée par ses dimensions en plans  $L_x$  et  $L_y$  et nous désignons par :

$L_x$  : la plus petite dimension on aura donc  $L_x \leq L_y$  .

#### a. Méthode de calcul les sollicitations :

##### 1) Les moments isostatiques :

On calcule  $\alpha$  qui est le rapport entre les dimensions en plan :  $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$

	Sens	Moment isostatique
$\alpha < 0,4$ Le panneau travaille dans un seul sens	$L_x$	$M_{0x} = (pL_x^2)/8$
	$L_y$	$M_{0y} = 0$
$\alpha \geq 0,4$ Le panneau travaille dans les deux directions	$L_x$	$M_{0x} = \mu_x q L_x^2$
	$L_y$	$M_{0y} = \mu_y M_{0x}$

**Tableau.III.4:** Calcul des moments isostatique pour la dalle plane.

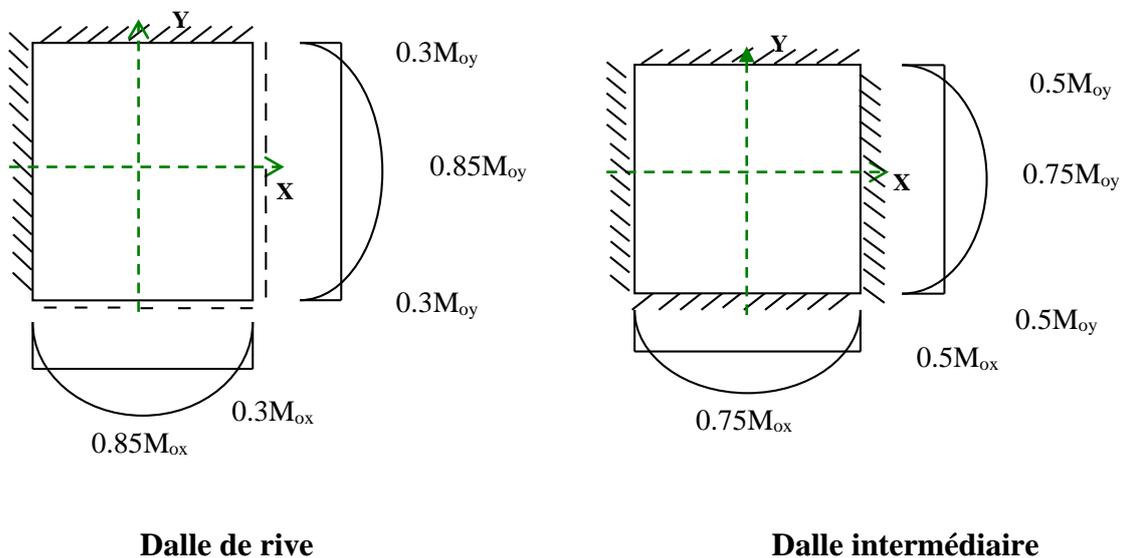
$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont des coefficients donnée par les règles de BAEL91.

**2) Les moments en travée et sur appuis :**

On regroupe le calcul des moments en travée et sur appuis dans le tableau suivant :

	Sens	Moment en travée	Moment sur appui
<b>Pour un panneau de rive</b>	$L_x$	$M_{tx} = 0,85 M_{0x}$	$M_{ax} = 0,3 M_{0x}$
	$L_y$	$M_{ty} = 0,85 M_{0y}$	$M_{ay} = 0,3 M_{0y}$
<b>Pour un panneau intermédiaire</b>	$L_x$	$M_{tx} = 0,75 M_{0x}$	$M_{ax} = 0,5 M_{0x}$
	$L_y$	$M_{ty} = 0,75 M_{0y}$	$M_{ay} = 0,5 M_{0y}$

**Tableau.III.5:** Calcul des moments en travée et sur appuis pour la dalle plane.



**Figure.III.5:** Représentation de moment fléchissant.

**b. Calcul le ferrailage :**

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{4,8} = 0,83 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle portant dans les deux sens.}$$

**1) Evaluation des charges :**

Charge permanente :  $G = 6,15 \text{ KN/m}^2$

Surcharge d'exploitation :  $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

## 2) Calcul des sollicitations à l'E.L.U :

❖ **Combinaisons d'actions :** Pour une bonde de **1 m**.

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35(6,15) + 1,5(1,5) = 10,55 \text{ KN/m}$$

❖ **Les moments isostatiques :**

$$\mu_x = 0,0528 \quad ; \quad \mu_y = 0,6494 \quad (\text{Tableau ANNEXE 2})$$

$$M_{0x} = \mu_x q L_x^2 = 0,0528 \times 10,55 \times (4)^2 = 8,913 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,6494 \times 8,913 = 5,79 \text{ KN.m}$$

❖ **Les moments sur appuis :**

$$M_{ax} = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 8,913 = 4,457 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 5,79 = 2,895 \text{ KN.m}$$

❖ **Les moments en travée :**

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 8,913 = 6,685 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 5,79 = 4,343 \text{ KN.m}$$

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau :

	$\alpha$	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{0x}$ (KN.m)	$M_{0y}$ (KN.m)	$M_{ax}$ (KN.m)	$M_{ay}$ (KN.m)	$M_{tx}$ (KN.m)	$M_{ty}$ (KN.m)
Valeur	0,83	0,0528	0,6494	8,913	5,79	4,457	2,895	6,685	4,343

**Tableau.III.6: Résultants des sollicitations à l'E.L.U du plancher dalle pleine.**

## 3) Calcul des sollicitations à l'E.L.S :

❖ **Combinaisons d'actions :** Pour une bonde de **1 m**.

$$q_{ser} = G + Q = 6,15 + 1,5 = 7,65 \text{ KN/m}$$

❖ **Les moments isostatiques :**

$$\mu_x = 0,0596 \quad ; \quad \mu_y = 0,7518 \quad (\text{Tableau ANNEXE 2})$$

$$M_{0x} = \mu_x q L_x^2 = 0,0596 \times 7,65 \times (4)^2 = 7,295 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,7518 \times 7,295 = 5,484 \text{ KN.m}$$

❖ **Les moments sur appuis :**

$$M_{ax} = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 7,295 = 3,648 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 5,484 = 2,742 \text{ KN.m}$$

❖ **Les moments en travée :**

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 7,295 = 5,471 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 5,484 = 4,113 \text{ KN.m}$$

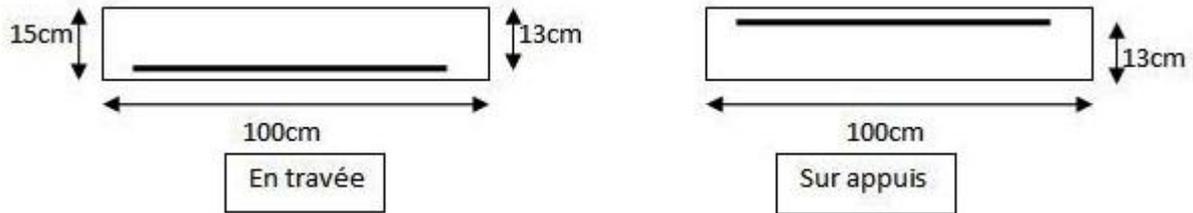
Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau :

	$\alpha$	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{0x}$ (KN.m)	$M_{0y}$ (KN.m)	$M_{ax}$ (KN.m)	$M_{ay}$ (KN.m)	$M_{tx}$ (KN.m)	$M_{ty}$ (KN.m)
Valeur	0,83	0,0596	0,7518	7,295	5,484	3,648	2,742	5,471	4,113

**Tableau.III.7: Résultants des sollicitations à l'E.L.S du plancher dalle pleine.**

## 4) Calcul des armatures :

La dalle est calculée comme une poutre de section rectangulaire de longueur  $b = 1 \text{ m}$  et une hauteur libre utile  $h = 0,15 \text{ m}$  soumise à la flexion simple :



**Figure.III.6: Schéma de ferrailage.**

En choisit le panneau le plus sollicité :

$$\text{Diamètre des armatures : } (\varnothing_x; \varnothing_y) \leq \frac{h}{10} = \frac{15}{10} = 1,5 \text{ cm} \Rightarrow (\varnothing_x; \varnothing_y) = 1 \text{ cm}$$

$$\text{Selon XX : } dx = h - C - \frac{\varnothing}{2} = 16 - 2 - 0,5 = 12,5 \text{ cm}$$

$$\text{Selon YY : } dy = dx - \frac{\varnothing_x + \varnothing_y}{2} = 13,5 - 1 = 12,5 \text{ cm}$$

$$\gamma = \frac{qu}{qser} = \frac{10,55}{7,65} = 1,4 \text{ f}_{c28}$$

$$10^4 \mu_l = 3220 \theta \gamma + 51 \frac{f_{c28}}{\theta} - 3100$$

$$10^4 \mu_l = 3220 \times 1 \times 1,4 + 51 \frac{25}{1} - 3100 = 2683 \Rightarrow \mu_l = 0,268$$

❖ **Suivant XX :**

✓ **En travée :**  $M_{tx} = 6,685 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6,685 \times 10^6}{1000 \times 125^2 \times 14,16} = 0,0302 < \mu_l = 0,268$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0302}) = 0,038$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 12,5(1 - 0,4 \times 0,038) = 12,31$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{Z \times \sigma_s} = \frac{6,685 \times 10^5}{348 \times 12,31 \times 10^2} = 1,56 \text{ cm}^2$$

⇒ On adopte : **4 Ø 8 = 2,01 cm<sup>2</sup>**

✓ **Sur appui :**  $M_{ax} = 4,457 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4,457 \times 10^6}{1000 \times 125^2 \times 14,16} = 0,020 < \mu_l = 0,268$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,020}) = 0,025$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 12,5(1 - 0,4 \times 0,025) = 12,38$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{Z \times \sigma_s} = \frac{4,457 \times 10^5}{348 \times 12,38 \times 10^2} = 1,03 \text{ cm}^2$$

⇒ On adopte : **4 Ø 8 = 2,01 cm<sup>2</sup>**

❖ **Suivant YY :**✓ **En travée :**  $M_{tx} = 4,343 \text{ KN.m}$ 

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4,343 \times 10^6}{1000 \times 115^2 \times 14,16} = 0,023 < \mu_l = 0,268$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,023}) = 0,029$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 11,5(1 - 0,4 \times 0,029) = 11,37 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{Z \times \sigma_s} = \frac{4,343 \times 10^5}{348 \times 11,37 \times 10^2} = 1,10 \text{ cm}^2$$

⇒ On adopte : **4 Ø 8 = 2,01 cm<sup>2</sup>**✓ **Sur appui :**  $M_{ax} = 2,895 \text{ KN.m}$ 

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2,895 \times 10^6}{1000 \times 115^2 \times 14,16} = 0,015 < \mu_l = 0,268$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,015}) = 0,019$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 11,5(1 - 0,4 \times 0,019) = 11,41 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{Z \times \sigma_s} = \frac{2,895 \times 10^5}{348 \times 11,41 \times 10^2} = 0,73 \text{ cm}^2$$

⇒ On adopte : **4 Ø 8 = 2,01 cm<sup>2</sup>****5) Vérifications à l'ELU :**❖ **Vérifications de la condition de non fragilité :**✓ **Suivant L<sub>x</sub> :**Selon **BAEL91**, pour acier (Fe E 400) on a :

$$A_{y \text{ min}} = 8 \times h = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{y \text{ adopté}} = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots(\text{CV})$$

✓ **Suivant L<sub>x</sub> :**

$$A_{s \text{ min}} = \frac{3 - \alpha}{2} A_{y \text{ min}} = \frac{3 - 0,83}{2} \times 1,2 = 1,302 \text{ cm}^2$$

$$A_{y \text{ adopté}} = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots(\text{CV})$$

❖ **Calcul de l'espacement :**

$$S_t = \min(3h ; 33) = \min(3 \times 15 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$\blacklozenge \text{ En travée : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

$$\blacklozenge \text{ Sur appui : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle :**Selon **BAEL91**, il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$ Comme la fissuration est préjudiciable :  $\bar{\tau}_u = \min(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$ **D'après le BAEL 91 on a pour  $\alpha > 0,4$  :**

$$V_{ux} = \frac{q_u \times L_x}{2 + \alpha} = \frac{10,55 \times 4}{2 + 0,83} = 25,42 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{q_u \times L_x}{3} = \frac{10,55 \times 4}{3} = 14,07 \text{ KN}$$

$$\tau_{ux} = \frac{25,42 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0,20 \text{ MPa} \leq 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots(\text{CV})$$

$$\tau_{uy} = \frac{14,07 \times 10^3}{1000 \times 115} = 0,12 \text{ MPa} \leq 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots(\text{CV})$$

**6) Vérification à l'E.L. S :**

Il faut vérifier : -  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

-  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$

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

$\overline{\sigma_{st}} = \min \left\{ \frac{2}{3}; 100\sqrt{\eta ftj} \right\} = 201,63 \text{ MPa.}$

❖ La position de l'axe neutre :

$by^2 + 30 (A_s + A'_s) - 30 (d A_s - d' A'_s) = 0 \dots\dots\dots y = ??$

❖ Moment d'inertie de la section homogène « I » :

$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \cdot [(A_s \cdot (d - y)^2 + A'_s \cdot (y - d')^2)]$  (b=100 cm ; d=14,40cm)...(BAEL91).

❖ Calcul des contraintes :

$K = \frac{M_{ser}}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = K \cdot y$

$\Rightarrow \sigma_{st} = 15 K (d - y)$

• Y : est la solution de l'équation suivante :  $Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$

•  $D = \frac{15 \cdot A_{st}}{b}$

•  $E = 2 \cdot d \cdot D$

•  $K = \frac{M_{ser}}{I}$

•  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y = K \cdot Y$

•  $\sigma_{st} = 15 \cdot K \cdot (d - y)$

Les résultats obtenus dans le tableau suivant :

Sens	section	M <sub>ser</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm)	y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	K(N/mm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>st</sub> (MPa)	$\frac{\sigma_{bc} \leq}{\overline{\sigma_{bc}}}$ (MPa)	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$ (MPa)
X-X	Sur Appui	3,648	2,01	2,46	3535,40	0,10	2,46	150,6	CV	CV
	En Travée	5,471	2,01	2,46	3535,40	0,15	3,69	225,9	CV	CNV
Y-Y	Sur Appui	2,742	2,01	2,35	2956,83	0,09	2,115	123,53	CV	CV
	En Travée	4,113	2,01	2,35	2956,83	0,14	3,29	192,15	CV	CV

**Tableau.III.8: Résultat de vérifications des contraintes à l'E.L.S**

Calcul des armatures à l'ELS :

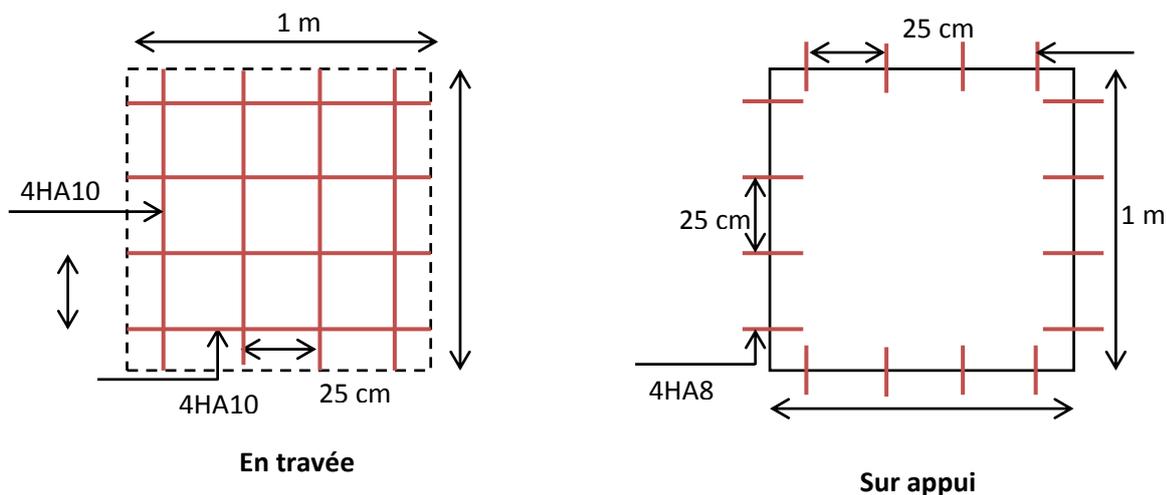
$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b \times d \times \overline{\sigma_{st}}} ; A_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times \overline{\sigma_{st}}}$

Et on vérifie que:  $\sigma_{bc} = \frac{\overline{\sigma_{st}}}{K} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

Sens	Section	$M_{ser}$ (KN.m)	$\mu_s$	$\beta$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	K	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\frac{\sigma_{bc} \leq}{\sigma_{bc}}$	$A_s$ adopté (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)
X-X	Sur appui	3,648	0,0012	0,9409	1,54	69,57	2,9	CV	4T8=2,01	25
	En travée	5,471	0,0017	0,9306	2,33	57,09	3,53	CV	4T12=3,14	25
Y-Y	Sur appui	2,742	0,0010	0,9457	1,25	77,04	2,62	CV	4T8=2,01	25
	En travée	4,113	0,0015	0,9345	1,90	61,37	3,29	CV	4T12=3,14	25

**Tableau.III.9:** Résultats de ferrailage à l’ELS de la dalle pleine.

7) Schéma de ferrailage



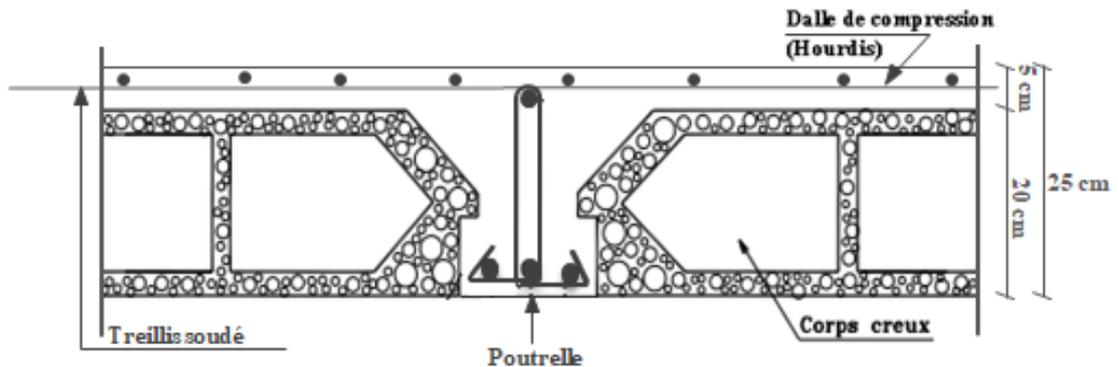
**Figure.III.7:** Schéma de ferrailage de la dalle pleine.

III.3.2. Plancher corps creux :

Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux), avec une dalle de compression.

Dans ce cas le calcul sera fait pour les deux éléments suivants :

- ✓ Les Poutrelles.
- ✓ La dalle de compression.



**Figure.III.8:** Coupe transversale du plancher à corps creux.

### III.3.1.1. Calcul des poutrelles :

#### a. Méthode de Calcul :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives, leur étude s'effectue selon l'une des méthodes suivantes :

- ✓ Méthode forfaitaire.
- ✓ Méthode de Caquot.

#### • Différents types de poutrelles:

##### 1) Présentation théorique de la méthode forfaitaire :

Il s'agit d'une méthode simplifiée de calcul applicable aux planchers à surcharges modérées, tels que les planchers des constructions courantes comme les bâtiments d'habitation, les bâtiments à usage de bureaux, d'enseignement, d'hôpitaux.....

#### ☒ **Domaine d'application :**

Selon **BAEL91**, La méthode forfaitaire de calcul des planchers à charge d'exploitation modérée s'applique dans les cas où :

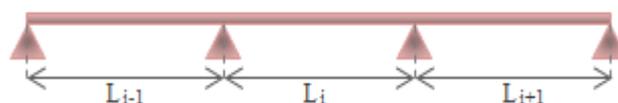
- ✓ Les charges d'exploitations sont modérées, c'est-à-dire:  $Q \leq \max\{2G ; 5 \text{ KN/m}^2\}$

Avec :

**Q** : Somme des charges variables.

**G** : Somme des charges permanentes.

- ✓ la fissuration ne compromet pas la tenue des revêtements ni celle des cloisons.
- ✓ les éléments de plancher ont une même inertie dans les différentes travées.
- ✓ les portées vérifient :  $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i-1}} ; \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$



⇒ Si le cas où l'une des hypothèses ci-dessus n'est pas vérifiée,

On applique la **deuxième méthode**.

☒ **Calcul des moments fléchissant :**

- ✓ Les moments sur travée :  $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max} \{ 1.05M_0 ; (1 + 0.3\alpha) M_0 \}$
- ✓ Les moments en travée de rive :  $M_t \geq \left( \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0$
- ✓ Les moments en travée intermédiaire :  $M_t \geq \left( \frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0$

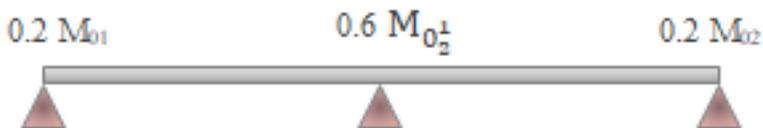
Avec :

$\alpha$  : Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation :  $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

$M_0$  : moment maximal dans la travée de référence :  $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

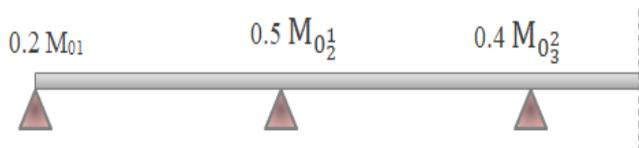
$M_w$  et  $M_e$  : valeurs absolues des moments respectivement sur l'appui de gauche et sur l'appui de droite de la travée continue, qui calculer **comme suite** :

➤ Cas d'une poutre à **deux** travées :



$$M_{02}^1 = \max\{M_{01}; M_{02}\}$$

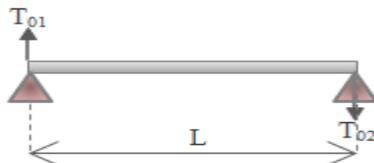
➤ Cas d'une poutre à **plus de deux** travées :



$$M_{03}^2 = \max\{M_{02}; M_{03}\}$$

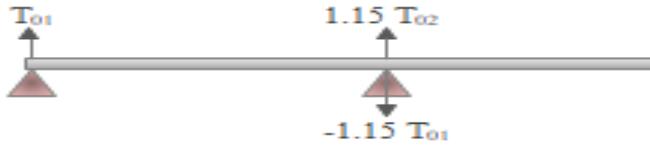
☒ **Calcul des efforts tranchants :**

- ✓ Cas d'une **seule** travée :

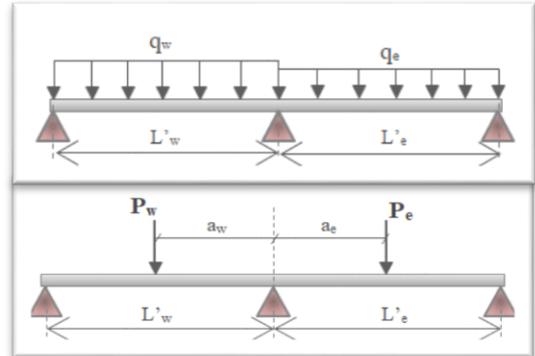


$$T_0 = \frac{qL}{2}$$

- ✓ Cas d'une poutre à **deux** travées :



- ✓ Cas d'une poutre à **plus de deux** travées :



2) **Présentation théorique de la méthode de Caquot :**

☒ **Domaine d'application :**

Selon **BAEL91**, La méthode de calcul des planchers à charge d'exploitation relativement élevée, due à **Caquot**, s'applique dans les cas où :

- ✓ les charges d'exploitation sont susceptibles de variations rapides dans le temps et en position (charges mobiles,...) et où :  $Q > 2 G$  ; ou :  $Q > 5 \text{ KN/m}^2$
- ✓ les poutres sont associées à une dalle générale (sections en **T** en travée).

☒ **Calcul des moments fléchissant :**

- ✓ Les Moments sur **appuis** :

Cas des charges réparties :  $M_i = \frac{q_w L_w'^3 + q_e L_e'^3}{8.5(L_w' + L_e')} \Rightarrow$

Cas des charges concentrées :

$$M_i = \frac{\sum k_w p_w L_w'^2 + \sum k_e q_e L_e'^2}{L_w' + L_e'} \Rightarrow$$

Avec :

Pour les travées de rive :  $L' = L$

Pour les travées intermédiaires :  $L' = 0.8 L$

- ✓ Les moments en **travées** :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1.25 M_0$$

$M_0$  : moment dans la travée de référence.

$M_w$  et  $M_e$  : valeurs des moments respectivement sur l'appui de gauche et sur l'appui de droite de la travée continue.

☒ **Calcul des efforts tranchants :**

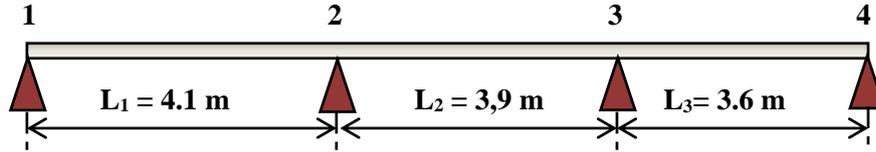
$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L_w} \quad T_0 = \frac{qL}{2}$$

$$T_e = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L_e}$$

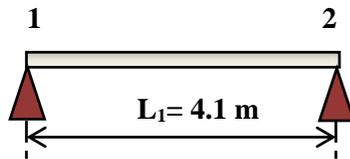
**b. Choix de la méthode :**

Dans notre projet, nous avons 3 types des poutrelles :

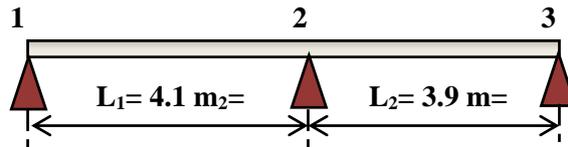
**Type 1:**



**Type 2:**



**Type 3:**



☒ **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :**

✓ 1<sup>ère</sup> Condition :

➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \max (2 \times 6,33 ; 1 \text{ KN/m}^2) \Rightarrow Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 < 12,66 \text{ KN/m}^2 \dots\dots (CV)$$

➤ **Plancher terrasse accessible :**

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \max (2 \times 4,32 ; 5 \text{ KN/m}^2) \Rightarrow Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 < 8,64 \text{ KN/m}^2 \dots\dots (CV)$$

➤ **Plancher étage :**

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \max (2 \times 5 ; 5 \text{ KN/m}^2) \Rightarrow Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 < 10,40 \text{ KN/m}^2 \dots\dots (CV)$$

✓ 2<sup>ème</sup> Condition :

➤ **Plancher terrasse accessible ; inaccessible et étage:**

$$\Rightarrow 0.8 \leq \frac{3,9}{4,1} = 1,2 ; \frac{3,9}{3,6} = 1,08 \leq 1.25 \dots\dots\dots (CV)$$

➤ **Plancher étage :**

$$\Rightarrow 0.8 \leq \frac{3,9}{4,1} = 1,2 \leq 1.25 \dots\dots\dots (CV)$$

➤ **Plancher étage (RDC) :**

⇒  $0.8 \leq \frac{3,6}{3,9} = 0,92 \leq 1.25$  ..... (CV)

uneseul travée..... (CV)

✓ 3<sup>ème</sup> Condition :

Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différents travées en continuité « I = constante ».

✓ 4<sup>ème</sup> Condition :

La fissuration est considérée comme **peu préjudiciable**.

⇒ Toutes les conditions sont vérifiées, donc les calculs se fait par la méthode "**forfaitaire**".

☒ **Application de la méthode forfaitaire :**

✓ **Evaluation des charges :** ..... (Le calcul se fait pour une bande de **0.65m**)

➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

Charge permanente :  $G = 6,33 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow G = 6,33 \times 0,65 = 4,11 \text{ KN/ml}$

Charge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$

➤ **Plancher terrasse accessible :**

Charge permanente :  $G = 4,32 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow G = 4,32 \times 0,65 = 2,808 \text{ KN/ml}$

Charge d'exploitation :  $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$

➤ **Plancher étage (1<sup>ère</sup> à 1<sup>ère</sup> niveau duplex) :**

Charge permanente :  $G = 5,20 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow G = 5,20 \times 0,65 = 3,38 \text{ KN/ml}$

Charge d'exploitation :  $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$

✓ **Calcul des Sollicitations :**

➤ **Combinaison d'action :**

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

$q_{ser} = G + Q$

	G (KN/ml)	Q(KN/ml)	q <sub>u</sub> (KN/ml)	q <sub>ser</sub> (KN/ml)
<b>Plancher terrasse inaccessible</b>	4,115	0,65	6,529	4,765
<b>Plancher terrasse accessible</b>	2,808	0,975	6,266	3,783
<b>Plancher étage</b>	3,38	0,975	6,026	4,355

**Tableau.III.10: Charges supportées par les poutrelles.**

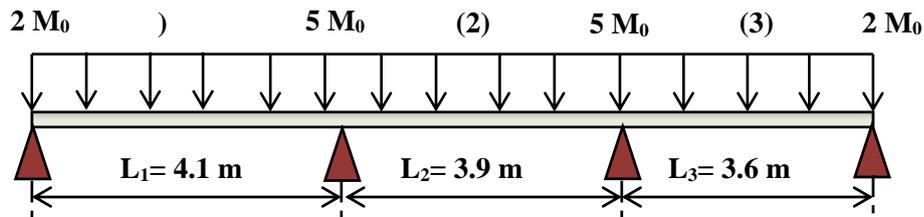
**Calcul des moments :**

Le moment en travée :  $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max} \{ 1.05M_0 ; (1 + 0.3\alpha) M_0 \}$

Le moment en travée de rive :  $M_t \geq \left( \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0$

Le moment en travée intermédiaire :  $M_t \geq \left( \frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0$

**Type I :**



× **Plancher terrasse accessible :**

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{0,975}{2,808+0,975} = 0,26$$

**E.L.U :**

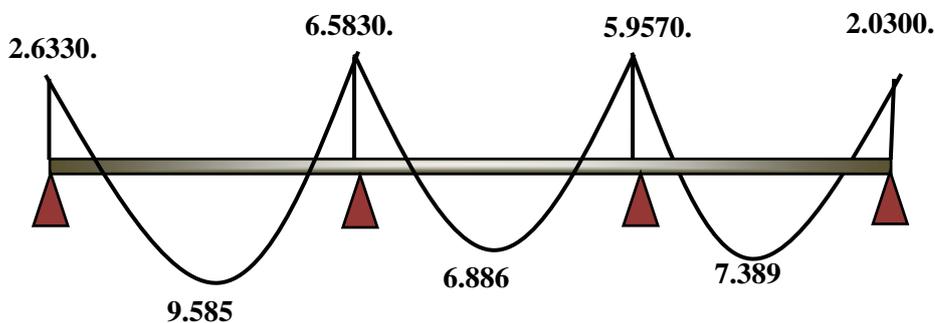
$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8}$$

**E.L.S :**

$$M_0 = \frac{q_{ser} \times L^2}{8}$$

Travée	E.L.U			E.L.S		
	qu (KN)	Les moments (KN.m)		qser (KN)	Les moments (KN.m)	
		M0	Mt		M0	Mt
1	6,266	13,166	9,585	3,783	7,949	5,787
2		11,913	6,886		7,192	4,157
3		10,151	7,389		6,128	4,461

**Tableau.III.11: des sollicitations en travées.**

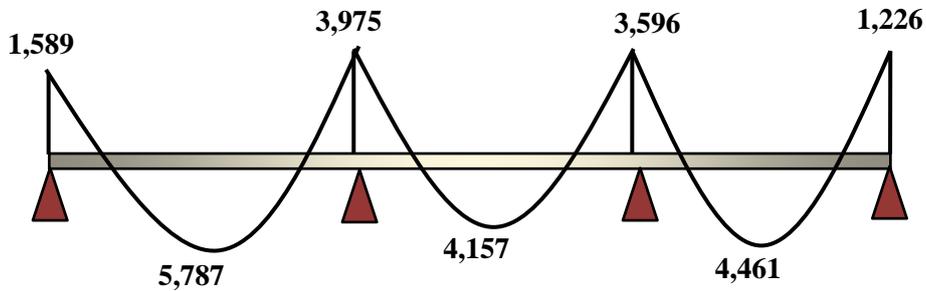


**Figure.III.9. Diagramme de moment plancher terrasse a E.L.U (type I).**

- Sur appui :

Appui	E.L.U			E.L.S		
	q <sub>u</sub> (KN)	Les moments (KN.m)		q <sub>ser</sub> (KN)	Les moments (KN.m)	
		M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>		M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>
1	6,266		2,633	5,408		1,589
2		6,583	6,583		3,975	3,975
3		5,957	5,957		3,596	3,596
4		2,030			1,226	

**Tableau.III.12:** des sollicitations sur appuis.



**Figure.III.10:** Diagramme de moment plancher terrasse accessible à E.L.S (type I).

× Plancher étage :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{0,975}{3,38+0,975} = 0,22$$

E.L.U :

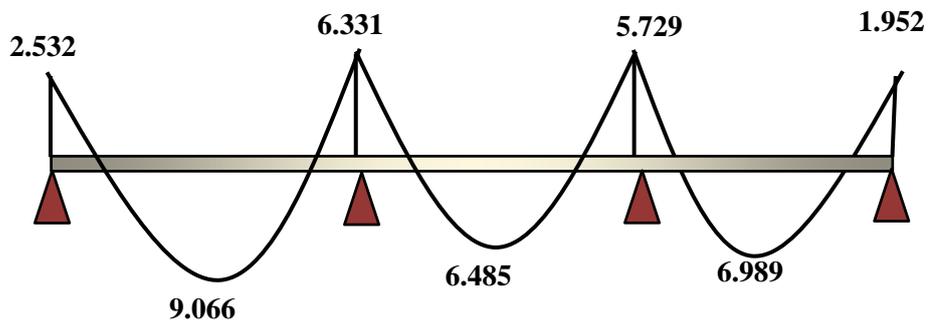
$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8}$$

E.L.S :

$$M_0 = \frac{q_{ser} \times L^2}{8}$$

Travée	E.L.U			E.L.S		
	q <sub>u</sub> (KN)	Les moments (KN.m)		q <sub>ser</sub> (KN)	Les moments (KN.m)	
		M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>		M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>
1	6,026	12,662	9,066	4,355	9,151	6,552
2		11,457	6,485		8,279	4,686
3		9,762	6,989		7,055	5,051

**Tableau.III.13:** des sollicitations en travées.

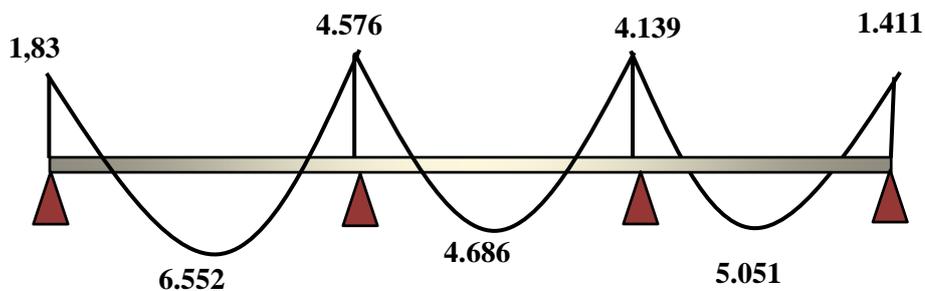


**Figure.III.11:** Diagramme de moment plancher étage à E.L.U (type I).

- Sur appui :

Appui	E.L.U		E.L.S			
	q <sub>u</sub> (KN)	Les moments (KN.m)		q <sub>ser</sub> (KN)	Les moments (KN.m)	
		M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>		M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>
1	6,026		2,532	4,355		1,83
2		6,331	6,331		4,576	4,576
3		5,729	5,729		4,139	4,139
4		1,952			1,411	

**Tableau.III.14:** des sollicitations sur appuis.



**Figure.III.12:** Diagramme de moment plancher étage à E.L.S (type I).

➤ Calcul des efforts tranchants :

$$T = \frac{q_u L}{2}$$

◆ E.L.U :

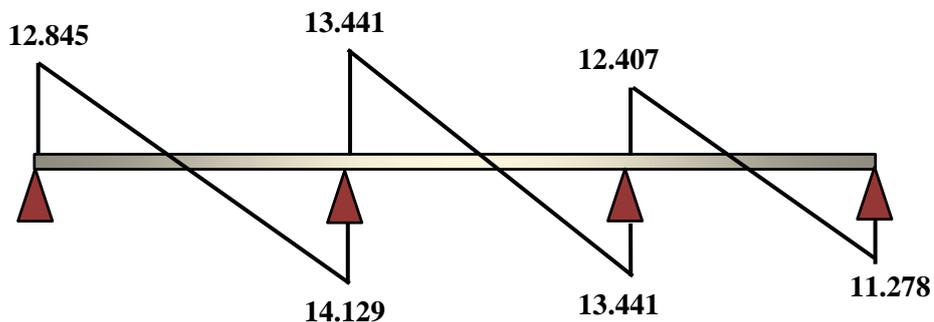
Les efforts tranchant à E.L.U			
Appui	T	Plancher terrasse	Plancher étage
1	$T_{e(1-2)} = \frac{q_u L_1}{2}$	12,845	12,353
2	$T_{w(1-2)} = -1,1 \frac{q_u L_1}{2}$	- 14,129	- 13,589
	$T_{e(2-3)} = 1,1 \frac{q_u L_2}{2}$	13,441	11,751
3	$T_{w(2-3)} = -1,1 \frac{q_u L_2}{2}$	- 13,441	- 11,751
	$T_{w(3-4)} = 1,1 \frac{q_u L_3}{2}$	12,407	11,931
4	$T_{e(3-4)} = \frac{q_u L_3}{2}$	11,278	10,847

**Tableau.III.15: Résultats de calcul des efforts tranchants à E.L.U (Type 1).**

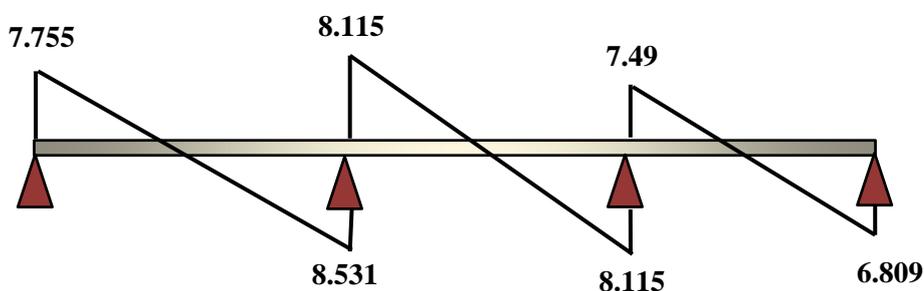
◆ E.L.S :

Les efforts tranchant à E.L.S			
Appui	T	Plancher terrasse	Plancher étage
1	$T_{e(1-2)} = \frac{q_{ser} L_1}{2}$	7,755	8,928
2	$T_{w(1-2)} = -1,1 \frac{q_{ser} L_1}{2}$	- 8,531	- 9,821
	$T_{e(2-3)} = 1,1 \frac{q_{ser} L_2}{2}$	8,115	8,492
3	$T_{w(2-3)} = -1,1 \frac{q_{ser} L_2}{2}$	- 8,115	- 8,492
	$T_{w(3-4)} = 1,1 \frac{q_{ser} L_3}{2}$	7,49	8,623
4	$T_{e(3-4)} = \frac{q_{ser} L_3}{2}$	6,809	7,839

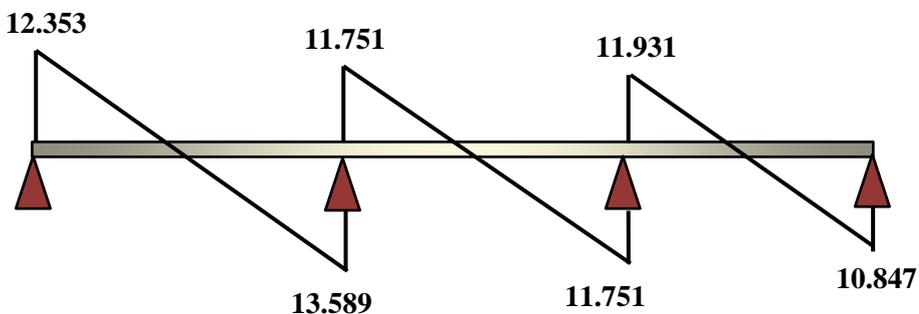
**Tableau.III.16: Résultats de calcul des efforts tranchants à E.L.S (Type 1).**



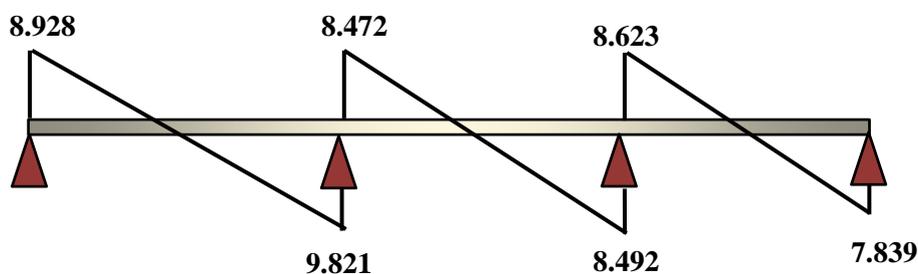
**Figure.III.13:** Diagramme d'efforts tranchants du plancher terrasse accessible à l'ELU.



**Figure.III.14:** Diagramme d'efforts tranchants du plancher terrasse accessible à l'ELS (Type1).

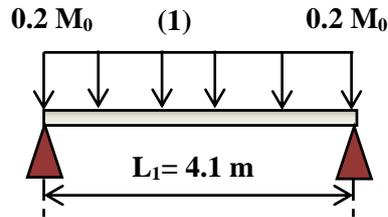


**Figure.III.15:** Diagramme d'efforts tranchants des planchers étages à l'ELU (Type1).



**Figure.III.16:** Diagramme d'efforts tranchants des planchers étages à l'ELS (Type1).

1) Type 2 :



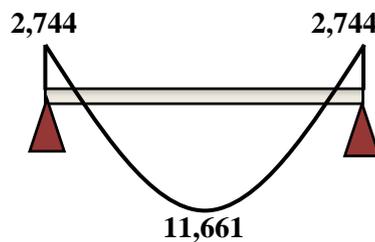
× Plancher terrasse inaccessible :

$$\alpha = \frac{0.65}{4.11 + 0.65} = 0,14$$

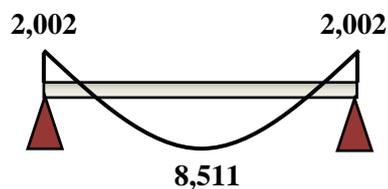
Les valeurs des moments à l'ELU et à l'E.L.S obtenus sont représenté dans le tableau suivant :

	Travées	q (KN/ml)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>w</sub> (KN.m)	M <sub>e</sub> (KN.m)
E.L.U	(1)	6,529	13,719	11,661	2,744	2,744
E.L.S	(1)	4,765	10,012	8,511	2,002	2,002

**Tableau.III.17:** Résultats des moments à l'E.L.U et à l'E.L.S de plancher terrasse (Type2).

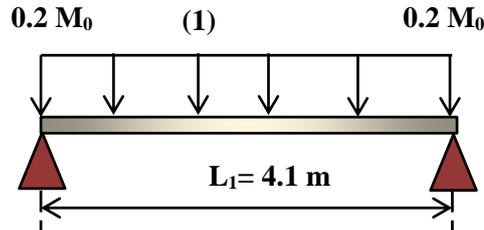


**Figure.III.17:** Diagramme du moment fléchissant à l'ELU de plancher terrasse (Type 2).



**Figure.III.18:** Diagramme du moment fléchissant à l'ELS de plancher terrasse (Type2).

× Plancher étage :

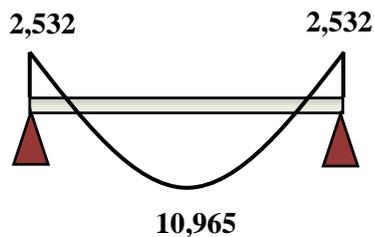


$$\alpha = \frac{0,975}{3,38 + 0,975} = 0,22$$

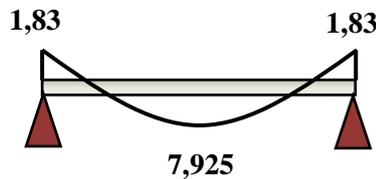
Les valeurs des moments à l'ELU et à l'E.L.S obtenus sont représenté dans le tableau suivant :

	Travées	q (KN/ml)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>w</sub> (KN.m)	M <sub>e</sub> (KN.m)
E.L.U	(1)	6,026	12,662	10,965	2,532	2,532
E.L.S	(1)	4,355	9,151	7,925	1,83	1,83

**Tableau.III.18:** Résultats des moments à l'E.L.U et à l'E.L.S de plancher terrasse (Type2).

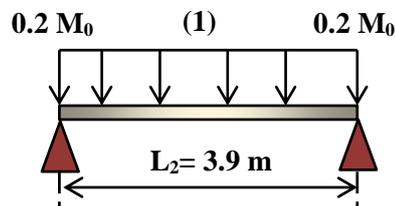


**Figure.III.19:** Diagramme du moment fléchissant à l'ELU de plancher étage (Type2).



**Figure.III.20:** Diagramme du moment fléchissant à l'ELS de plancher étage (Type2).

× Plancher étage :

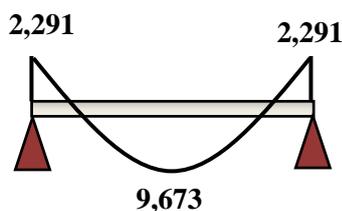


$$\alpha = \frac{0,975}{3,38 + 0,975} = 0,22$$

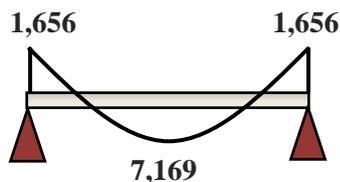
Les valeurs des moments à l'ELU et à l'E.L.S obtenus sont représenté dans le tableau suivant :

	Travées	q (KN/ml)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>w</sub> (KN.m)	M <sub>e</sub> (KN.m)
E.L.U	(2)	6,026	11,457	9,673	2,291	2,291
E.L.S	(2)	4,355	8,279	7,169	1,656	1,656

**Tableau.III.19: Résultats des moments à l'E.L.U et à l'E.L.S de plancher terrasse (Type2).**

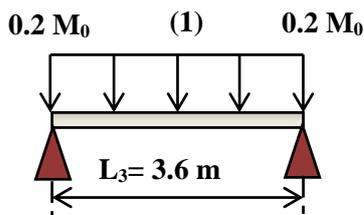


**Figure.III.21: Diagramme du moment fléchissant à l'ELU de plancher étage (Type2).**



**Figure.III.22: Diagramme du moment fléchissant à l'ELS de plancher étage (Type2).**

× Plancher étage :



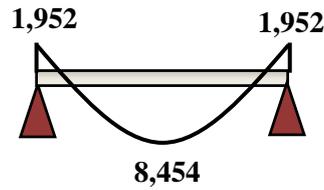
$$\alpha = \frac{0,975}{3,38 + 0,975} = 0,22$$

Les valeurs des moments à l'ELU et à l'E.L.S obtenus sont représenté dans le tableau suivant :

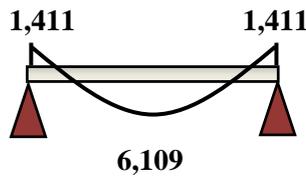
	Travées	q (KN/ml)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>w</sub> (KN.m)	M <sub>e</sub> (KN.m)
E.L.U	(3)	6,026	9,762	8,454	1,952	1,952
E.L.S	(3)	4,355	7,055	6,109	1,411	1,411

**Tableau.III.20: Résultats des moments à l'E.L.U et à l'E.L.S de plancher terrasse (Type2).**

⇒ Diagramme du moment fléchissant :



**Figure.III.23:** Diagramme du moment fléchissant à l'ELU de plancher étage (Type2).



**Figure.III.24:** Diagramme du moment fléchissant à l'ELS de plancher étage (Type2).

➤ Calcul des efforts tranchants :

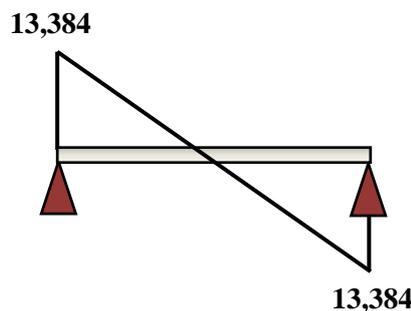
✖ Plancher terrasse inaccessible :

Les valeurs des moments à l'ELU et à l'E.L.S obtenus sont représenté dans le tableau suivant :

	Travées	q (KN/ml)	L (m)	T <sub>0</sub> (KN.m)	T <sub>w</sub> (KN.m)	T <sub>e</sub> (KN.m)
E.L.U	(2)	6,529	4,1	13,384	13,384	13,384
E.L.S	(2)	4,765	4,1	9,768	9,768	9,768

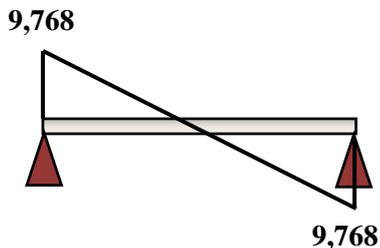
**Tableau.III.21:** Résultats des efforts tranchants à l'E.L.U et à l'E.L.S de plancher terrasse.

⇒ Diagramme de l'effort tranchant :



**Figure.III.25:** Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU du Plancher terrasse inaccessible.

⇒ Diagramme de l'effort tranchant :



**Figure.III.26:** Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS de plancher terrasse (Type2).

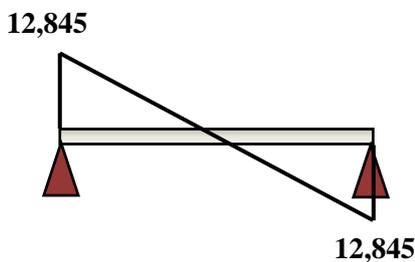
× Plancher terrasse accessible :

Les valeurs des moments à l'ELU et à l'E.L.S obtenus sont représenté dans le tableau suivant :

	Travées	q (KN/ml)	L (m)	T <sub>0</sub> (KN.m)	T <sub>w</sub> (KN.m)	T <sub>e</sub> (KN.m)
E.L.U	(2)	6,266	4,1	12,845	12,845	12,845
E.L.S	(2)	3,783	4,1	7,755	7,755	7,755

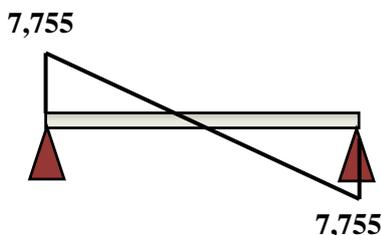
**Tableau.III.22:** Résultats des efforts tranchants à l'E.L.U et à l'E.L.S de plancher terrasse.

⇒ Diagramme de l'effort tranchant :



**Figure.III.27:** Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU du Plancher terrasse accessible.

⇒ Diagramme de l'effort tranchant :



**Figure.III.28:** Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS de plancher terrasse (Type2).

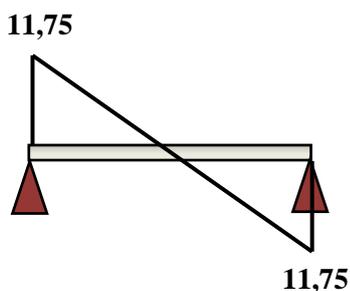
× Plancher étage:

Les valeurs des moments à l'ELU et à l'E.L.S obtenus sont représenté dans le tableau suivant :

	Travées	q (KN/ml)	L (m)	T <sub>0</sub> (KN.m)	T <sub>w</sub> (KN.m)	T <sub>e</sub> (KN.m)
E.L.U	(2)	6,026	3,9	11,75	11,75	11,75
E.L.S	(2)	4,355	3,9	8,492	8,492	8,492

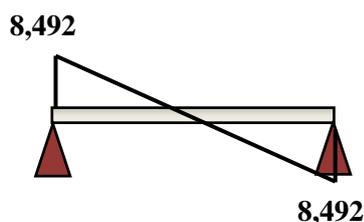
**Tableau.III.23:** Résultats des efforts tranchants à l'E.L.U et à l'E.L.S de plancher (Type2).

⇒ Diagramme de l'effort tranchant :



**Figure.III.29:** Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU de Plancher étage (Type2).

⇒ Diagramme de l'effort tranchant :



**Figure.III.30:** Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS de plancher étage (Type2).

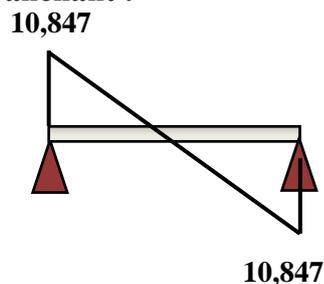
× Plancher étage :

Les valeurs des moments à l'ELU et à l'E.L.S obtenus sont représenté dans le tableau suivant :

	Travées	q (KN/ml)	L (m)	T <sub>0</sub> (KN.m)	T <sub>w</sub> (KN.m)	T <sub>e</sub> (KN.m)
E.L.U	(2)	6,026	3,6	10,847	10,847	10,847
E.L.S	(2)	4,355	3,6	7,839	7,839	7,839

**Tableau.III.24:** Résultats des efforts tranchants à l'E.L.U et à l'E.L.S de plancher terrasse (Type2).

⇒ Diagramme de l'effort tranchant :



**Figure.III.31:** Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU de Plancher terrasse (Type2).

⇒ Diagramme de l'effort tranchant :

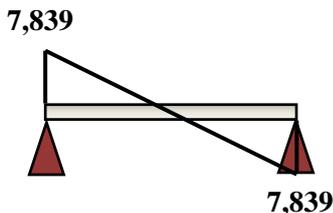
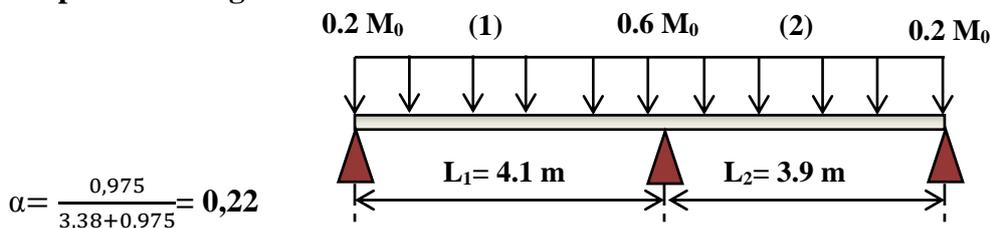


Figure.III.32: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS de plancher terrasse (Type2).

2) Type 3  
 ➤ plancher étage :



Les valeurs des moments à l'E.L.U et à l'E.L.S obtenus sont représenté dans le tableau suivant :  
 En travée :

Travée	E.L.U			E.L.S		
	qu (KN)	Les moments (KN.m)		qser (KN)	Les moments (KN.m)	
		M0	Mt		M0	Mt
1	6,026	12,662	8,433	4,355	9,151	6,095
2		11,457	7,630		8,279	5,514

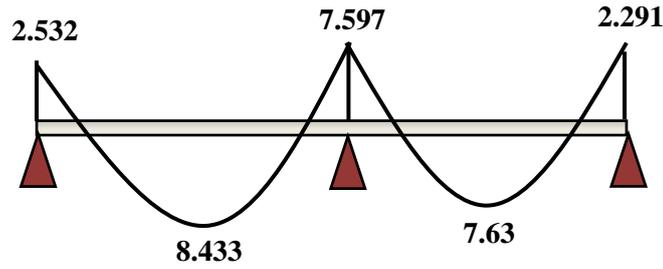
Tableau.III.25: des sollicitations en travées.

Sur appui :

Appui	E.L.U		E.L.S	
	qu(KN)	Les moments (KN.m)	qser(KN)	Les moments (KN.m)
1	6,026	2,532	4,355	1,830
2		7,597		5,491
3		2,291		1,656

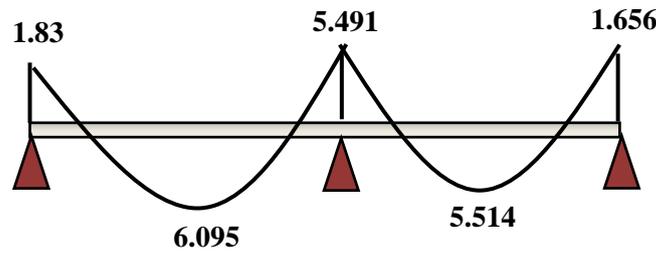
Tableau.III.26: des sollicitations sur appuis.

⇒ Diagramme du moment fléchissant :



**Figure.III.33:** Diagramme du moment fléchissant à l'ELU de plancher étage (Type 3).

⇒ Diagramme du moment fléchissant :



**Figure.III.34:** Diagramme du moment fléchissant à l'ELS de plancher étage (Type 3).

➤ Calcul des efforts tranchants :

$$T = \frac{q_u L}{2}$$

◆ E.L.U :

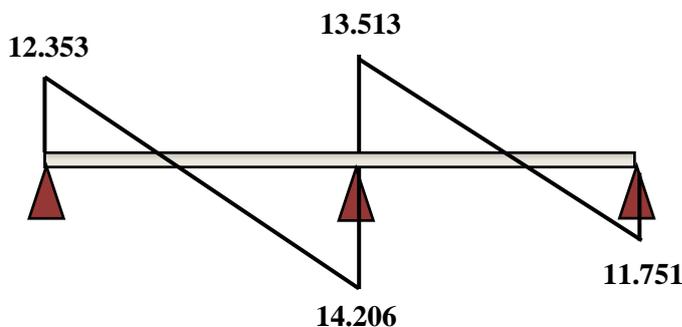
Les efforts tranchant à E.L.U		
Appui	T	Plancher étage
1	$T_{e(1-2)} = \frac{q_u L_1}{2}$	12,353
2	$T_{w(1-2)} = -1,15 \frac{q_u L_1}{2}$	- 14,206
	$T_{e(2-3)} = 1,15 \frac{q_u L_2}{2}$	13,513
3	$T_{e(2-3)} = -\frac{q_u L_2}{2}$	- 11,751

**Tableau.III.27:** Résultats de calcul des efforts tranchants à E.L.U (Type 3).

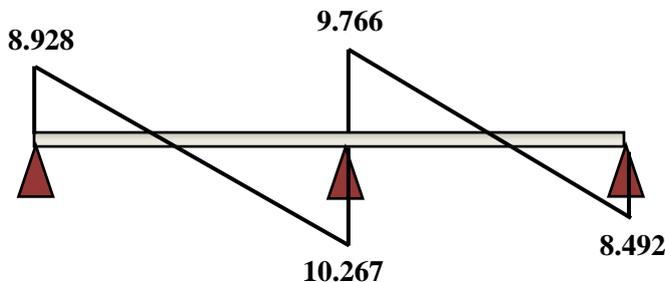
◆ E.L.S :

Les efforts tranchant à E.L.S		
Appui	T	Plancher étage
1	$T_{e(1-2)} = \frac{q_{ser}L_1}{2}$	8,928
2	$T_{w(1-2)} = -1,15 \frac{q_{ser}L_1}{2}$	- 10,267
	$T_{e(2-3)} = 1,15 \frac{q_{ser}L_2}{2}$	9,766
3	$T_{e(2-3)} = - \frac{q_{ser}L_2}{2}$	- 8,492

**Tableau.III.28:** Résultats de calcul des efforts tranchants à E.L.S (Type 1).



**Figure.III.35:** Diagramme d'efforts tranchants du plancher étage à l'ELU (Type 3).



**Figure.III.36:** Diagramme d'efforts tranchants du plancher étage à l'EL.S (Type 3).

c. Calcul le ferrailage :

1) Type 1 :

Plancher terrasse accessible :

✓ Calcul des armatures à l'ELU :

Le calcul de ferrailage se fait pour une section en T soumise à la flexion simple, nous prenons les sollicitations les plus défavorables :

Combinaison	Sur Appuis de rive (max)	En Appuis intermédiaire (max)	En travée (max)
ELU	2,633	6,583	9,585
ELS	1,589	3,975	5,787

**Tableau.III.29: résultats des moments fléchissant maximal à l'ELU et l'ELS de plancher terrasse (Type 1).**

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

- Si  $M_u < M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si  $M_u > M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la nervure.

➤ **En travée :**

$$M_t = F_{bc} \times Z_b = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.16 \times 10^3 \times \left(0.20 - \frac{0.04}{2}\right) = 66,27 \text{ KN.m}$$

$M_t > M_u = 9,585 \text{ KN.m} \Rightarrow$  **Donc:** L'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire ( $b \times h$ ) = (65 × 20) cm<sup>2</sup> en flexion simple.

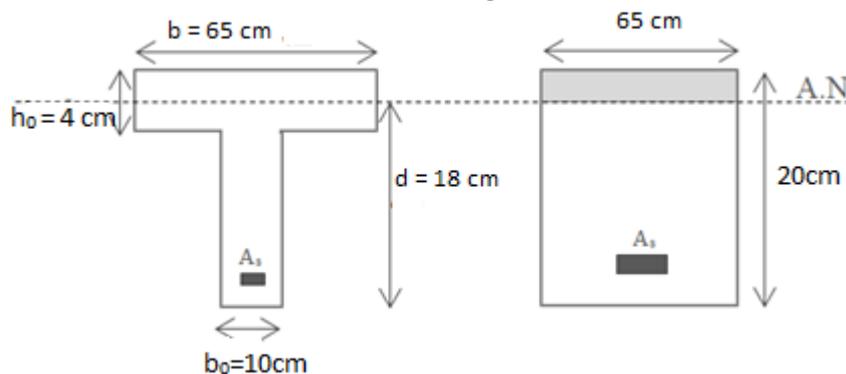
➤ **Sur appui :**

× **Sur appui de rive :**

$M_t = 66,27 \text{ KN.m} > M_u = 2,633 \text{ KN.m} \Rightarrow$  La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appui, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions : ( $b_0 \times h$ ) = (10 × 20) cm<sup>2</sup> ; **d = 0.9 h = 18 cm**

× **Sur appui d'intermédiaire :**

$M_t = 66,27 \text{ KN.m} > M_u = 6,583 \text{ KN.m} \Rightarrow$  Section rectangulaire ( $b_0 \times h$ ) = (10 × 20) cm<sup>2</sup>



**Figure.III.37: Coupe de section rectangulaire et T étage courant.**

Selon **BAEL91**, Le calcul des armatures se fait par les formules :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad Z = d (1 - 0.4\alpha) \quad A_s = \frac{M_u}{z \times f_{su}}$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Section	$M_u$ (KN.m)	$b$ (cm)	$d$ (cm)	$\mu$	$\alpha$	$Z$ (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	9,585	65	18	0,032	0,041	17,71	1,56	<b>3HA10 = 2.36</b>
Appui de rive	2,633	10	18	0,057	0,074	17,47	0,44	<b>1HA10 = 0,79</b>
Appui intermédiaire	6,583	10	18	0,143	0,194	16,59	1,14	<b>2HA10 = 1.57</b>

**Tableau.III.30: Résultats de calcul du ferrailage de plancher terrasse accessible (Type1).**

✓ Vérification à l'ELU :

➤ Vérification de la condition de non fragilité :

✖ En travée :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times \frac{2.1}{400} \times 65 \times 18 = 1,41 \text{ cm}^2 < A_s = 2.36 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots (CV)$$

✖ Sur appui de rive :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times \frac{2.1}{400} \times 10 \times 18 = 0,22 \text{ cm}^2 < A_s = 0.79 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots (CV)$$

✖ Appui d'intermédiaire :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times \frac{2.1}{400} \times 10 \times 18 = 0,22 \text{ cm}^2 < A_s = 1.57 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots (CV)$$

➤ vérification de la contrainte tangentielle :

Selon BAEL91, il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

La valeur de l'effort tranchant maximal est :  $T_u = 14,129 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{14,129 \times 10^3}{100 \times 180} = 0,78 \text{ MPa}$$

Comme la fissuration est peu préjudiciable :  $\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$

Donc :  $\tau_u = 0,78 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots (CV)$

➤ Calcul des armatures transversales :

Selon BAEL91 :

$$\phi_t = \min \left( \frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b_0}{10} \right) = \min (5,71; 10; 10) = 5,71 \text{ mm}$$

Donc on adopte :  $\phi 8 \Rightarrow 2HA8 = 1.01 \text{ cm}^2$

➤ Vérification de la compression du béton vis-à-vis de l'effort tranchant :

✖ Appui rive :

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times T_u}{b_0 \times 0.9d} = \frac{2 \times 12,845 \times 10^3}{100 \times 0.9 \times 180} = 1,59 \text{ MPa} \leq 14.16 \text{ MPa} \dots\dots\dots (CV)$$

✖ **Sur appui d'intermédiaire :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times T_u}{b_0 \times 0.9d} = \frac{2 \times 14,129 \times 10^3}{100 \times 0.9 \times 180} = 1,74 \text{ MPa} \leq 14.16 \text{ MPa} \dots\dots\dots (CV)$$

➤ **Espacement des armatures transversales :**

Selon **BAEL91** :

$$S_t \leq \min (0.9 d; 40 \text{ cm}) = \min (16,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm} \Rightarrow \text{on adopte: } S_t = 15 \text{ cm}$$

✓ **Vérification à l'ELS :**

Il faut vérifier que :  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  ;  $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

➤ **En travée :  $\alpha = 0,03$**

$$\gamma = \frac{9,585}{5,787} = 1,66 \Rightarrow \frac{1,66-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,58 \Rightarrow \alpha = 0,041 < 0,58 \dots\dots\dots (CV)$$

➤ **En appui de rive :  $\alpha = 0,056$**

$$\gamma = \frac{2,633}{1,589} = 1,66 \Rightarrow \alpha = 0,074 < 0,58 \dots\dots\dots (CV)$$

➤ **En appui intermédiaire :  $\alpha = 0,146$**

$$\gamma = \frac{6,583}{3,975} = 1,66 \Rightarrow \alpha = 0,194 < 0,58 \dots\dots\dots (CV)$$

✓ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{20}{410} = 0,049 > 0,044 \dots\dots\dots (CV)$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 M_0} \Rightarrow 0,061 > \frac{9,585}{15 \times 13,166} = 0,049 \dots\dots\dots (CV)$$

$$\frac{A_s \text{ adopté}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{236}{650 \times 18} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0,002 < 0,0105 \dots\dots (CV)$$

☒ **Plancher étage :**

✓ **Calcul des armatures à l'ELU :**

Le calcul de ferrailage se fait pour une section en **T** soumise à la flexion simple, nous prenons les sollicitations les plus défavorables :

Combinaisons	Sur Appuis de rive (max)	Sur Appuis intermédiaire (max)	En travée (max)
ELU	2,532	6,331	9,066
ELS	1,83	4,576	6,552

**Tableau.III.31: résultats des moments fléchissant maximal à l'ELU et l'ELS du plancher étage (Type 1).**

➤ **En travée :**

$$M_t = 66,27 \text{ KN.m} > M_u = 9,066 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{Section rectangulaire (b} \times \text{h)} = (65 \times 20) \text{ cm}^2$$

➤ **Sur appui :**

✖ **Sur appui de rive :**

$$M_t = 66,27 \text{ KN.m} > M_u = 2,532 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{Section rectangulaire (b}_0 \times \text{h)} = (10 \times 20) \text{ cm}^2$$

✖ **Sur appui d'intermédiaire :**

$$M_t = 66,27 \text{ KN.m} > M_u = 6,331 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{Section rectangulaire (b}_0 \times \text{h)} = (10 \times 20) \text{ cm}^2$$

Selon **BAEL91**, Le calcul des armatures se fait par les formules :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) ; Z = d (1 - 0.4\alpha) ; A_s = \frac{M_u}{z \times f_{su}}$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Section	$M_u$ (KN.m)	b (cm)	d (cm)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	9,066	65	18	0,030	0,039	17,72	1,47	<b>3HA10 = 2.36</b>
Appui de rive	2,532	10	18	0,055	0,071	17,49	0,42	<b>1HA10 = 0.79</b>
Appui intermédiaire	6,331	10	18	0,138	0,186	16,66	1,09	<b>2HA10 = 1.57</b>

**Tableau.III.32: Résultats de calcul du ferrailage de plancher étage (Type1).**

✓ **Vérification à l'ELU :**

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

✖ **En travée :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_s = 2,36 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots(CV)$$

✖ **Sur appui de rive :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,22 \text{ cm}^2 < A_s = 0,79 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots(CV)$$

✖ **Appui d'intermédiaire :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,22 \text{ cm}^2 < A_s = 1,57 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (CV)$$

➤ **vérification de la contrainte tangentielle :**

Selon **BAEL91**, il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

La valeur de l'effort tranchant maximal est : **Tu = 13,589 KN**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{13,589 \times 10^3}{100 \times 180} = 0,75 \text{ MPa}$$

Comme la fissuration est peu préjudiciable :  $\overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$

Donc :  $\tau_u = 0,75 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots (CV)$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

Selon **BAEL91** :

$$\phi t = \min \left( \frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b_0}{10} \right) = \min (5,71; 10; 10) = 7.14 \text{ mm}$$

Donc on adopte :  $\emptyset 8 \Rightarrow 2HA8 = 1.01 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification de la compression du béton vis-à-vis de l'effort tranchant :**

✖ **Appui rive :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times T_u}{b_0 \times 0.9d} = \frac{2 \times 13,589 \times 10^3}{100 \times 0.9 \times 180} = 1,53 \text{ MPa} \leq 14.16 \text{ MPa} \dots\dots\dots (CV)$$

✖ **Sur appui d'intermédiaire :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times T_u}{b_0 \times 0.9d} = \frac{2 \times 13,589 \times 10^3}{100 \times 0.9 \times 180} = 1,68 \text{ MPa} \leq 14.16 \text{ MPa} \dots\dots\dots (CV)$$

➤ **Espacement des armatures transversales :**

Selon **BAEL91** :

$$S_t \leq \min (0.9 d; 40 \text{ cm}) = \min (16,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 18 \text{ cm} \Rightarrow \text{on adopte: } S_t = 15 \text{ cm}$$

✓ **Vérification à l'ELS :**

$$\text{Il faut vérifier que : } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

➤ **En travée :  $\alpha = 0,033$**

$$\gamma = \frac{9,066}{6,552} = 1,38 \Rightarrow \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 \Rightarrow \alpha = 0,038 < 0,44 \dots\dots\dots (CV)$$

➤ **En appui de rive :  $\alpha = 0,071$**

$$\gamma = \frac{2,532}{1,83} = 1,38 \Rightarrow \alpha = 0,071 < 0,44 \dots\dots\dots (CV)$$

➤ **En appui intermédiaire :  $\alpha = 0,186$**

$$\gamma = \frac{6,331}{4,576} = 1,38 \Rightarrow \alpha = 0,186 < 0,44 \dots\dots\dots (CV)$$

✓ **Vérification de la flèche :**

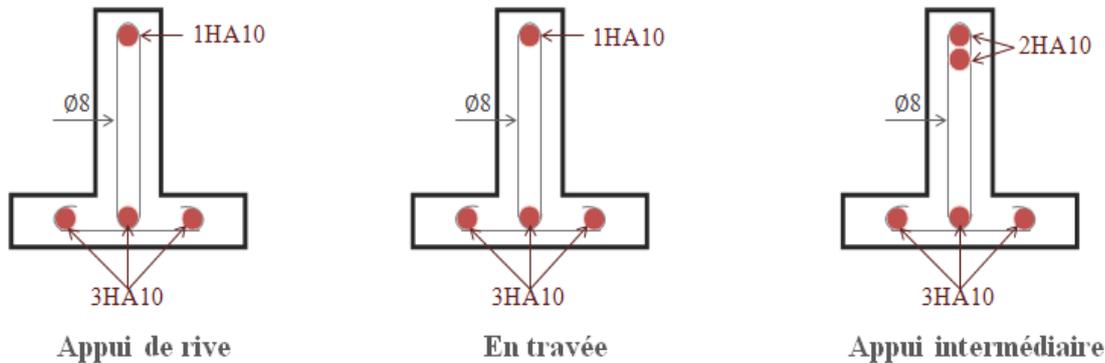
$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{20}{410} = 0,049 > 0,044 \dots\dots\dots (CV)$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 M_0} \Rightarrow 0,061 > \frac{9,066}{15 \times 12,662} = 0,048 \dots\dots\dots (CV)$$

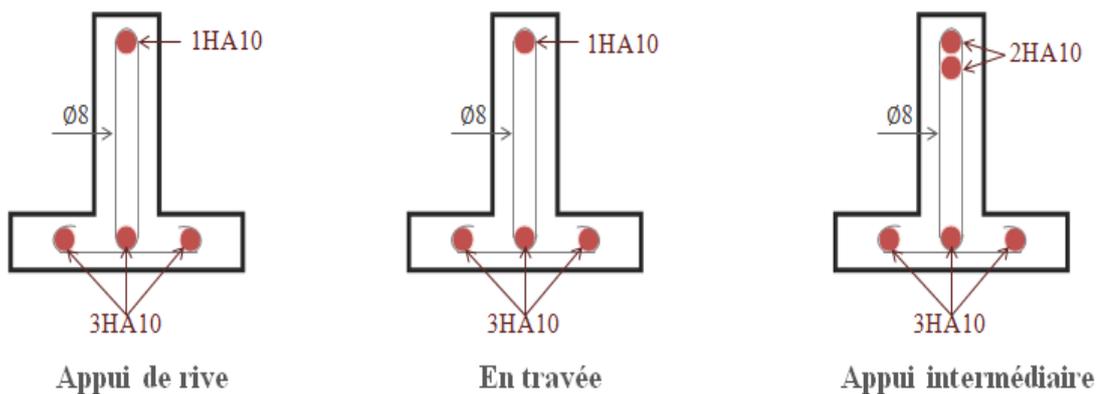
$$\frac{A_s \text{ adopté}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{236}{650 \times 180} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0,002 < 0.0105 \dots\dots (CV)$$

☒ Schéma de ferrailage :

✓ Plancher terrasse accessible :



✓ Plancher étage :



**Figure.III.38:** Ferrailage des poutrelles pour le type 1.

2) Type 2 :

☒ Plancher terrasse :

✓ Calcul des armatures à l'ELU :

Le calcul de ferrailage se fait pour une section en T soumise à la flexion simple, nous prenons les sollicitations les plus défavorables :

Combinaison	Sur Appuis (max)	En travée (max)
ELU	2,744	11,661
ELS	2,002	8,511

**Tableau.III.33:** résultats des moments fléchissant maximal à l'ELU et l'ELS (Type 2).

➤ **En travée :**

$M_t = 66,27 \text{ KN.m} > M_u = 11,661 \text{ KN.m} \Rightarrow$  L'axe neutre passe par la table de compression, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire :

$(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$  ;  $d = 0.9 h = 18 \text{ cm}$

➤ **Sur appuis :**

$M_t = 66,27 \text{ KN.m} > M_u = 2,744 \text{ KN.m} \Rightarrow$  La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appui, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions :  $(b_0 \times h) = (10 \times 20) \text{ cm}^2$  ;  $d = 0.9 h = 18 \text{ cm}$

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Section	$M_u$ (KN.m)	b (cm)	d (cm)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ adopté (cm <sup>2</sup> )
En travée	11,661	65	18	0,039	0,049	17,64	1,9	<b>3HA10 = 2.36</b>
Sur appui	2,744	10	18	0,186	0,259	16,14	1,52	<b>1HA14 = 1,54</b>

**Tableau.III.34: résultat de calcul le ferrailage de plancher terrasse (Type 2).**

✓ **Vérification à l'ELU :**

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

**En travée :**  $A_{s \text{ min}} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ adopté}} = 2,36 \text{ cm}^2$  ..... (CV)

**Sur appuis :**  $A_{s \text{ min}} = 0,22 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ adopté}} = 1,54 \text{ cm}^2$  ..... (CV)

➤ **vérification de la contrainte tangentielle :**

Selon **BAEL91**, il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

La valeur de l'effort tranchant maximal est :  $T_u = 13,384 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{13,384 \times 10^3}{100 \times 180} = 0,74 \text{ MPa}$

Comme la fissuration est peu préjudiciable :  $\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$

Donc :  $\tau_u = 0,74 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$ ..... (CV)

➤ **Calcul des armatures transversales :**

Selon **BAEL91** :

$\phi t = \min \left( \frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b_0}{10} \right) = \min (5,71 ; 10 ; 10) = 5,71 \text{ mm}$

Donc on adopte :  $\emptyset 8 \Rightarrow 2HA8 = 1,01 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification de la compression du béton vis-à-vis de l'effort tranchant :**

✗ **En appui :**  $T_u = 13,384 \text{ KN}$

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b_0 \times 0.9d} = \frac{2 \times 13,384 \times 10^3}{100 \times 0.9 \times 180} = 1,65 \text{ MPa} < 14.16 \dots \dots \dots (CV)$$

➤ **Espacement des armatures transversales :**  
Selon **BAEL91** :

$$S_t \leq \min (0.9 d; 40 \text{ cm}) = \min (16,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm} \Rightarrow \text{on adopte: } S_t = 15 \text{ cm}$$

✓ **Vérification à l'ELS :**

Il faut vérifier que :  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  ;  $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

➤ **En travée :  $\alpha = 0,03$**

$$\gamma = \frac{11,744}{8,511} = 1,38 \Rightarrow \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 \Rightarrow \alpha = 0,049 < 0,44 \dots \dots \dots (CV)$$

➤ **En appui :  $\alpha = 0,259$**

$$\gamma = \frac{2,744}{2,002} = 1,37 \Rightarrow \alpha = 0,259 < 0,44 \dots \dots \dots (CV)$$

✓ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{18} \Rightarrow \frac{20}{410} = 0,049 > 0,044 \dots \dots \dots (CV)$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 M_0} \Rightarrow 0,049 > \frac{11,661}{15 \times 13,719} = 0,057 \dots \dots \dots (CV)$$

$$\frac{A_s \text{ adopté}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{236}{650 \times 180} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0,002 < 0,0105 \dots \dots \dots (CV)$$

☒ **Plancher étage (L= 4,1m) :**

✓ **Calcul des armatures à l'ELU :**

Le calcul de ferrailage se fait pour une section en **T** soumise à la flexion simple, nous prenons les sollicitations les plus défavorables :

	Sur Appuis (max)	En travée (max)
ELU	2,532	10,965
ELS	1,83	7,925

**Tableau.III.35: résultats des moments fléchissant maximal à l'ELU et l'ELS (Type 2).**

➤ **En travée :**

$M_t = 66,27 \text{ KN.m} > M_u = 10,915 \text{ KN.m} \Rightarrow$  la section en T sera calculée comme une section rectangulaire :  $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$  ;  $d = 0.9 h = 18 \text{ cm}$

➤ **Sur appuis :**

$M_t = 66,27 \text{ KN.m} > M_u = 2,532 \text{ KN.m} \Rightarrow$  donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions :  $(b_0 \times h) = (10 \times 20) \text{ cm}^2$  ;  $d = 0.9 h = 18 \text{ cm}$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Section	M <sub>u</sub> (KN.m)	b (cm)	d (cm)	μ	α	Z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )
En travée	10,965	65	18	0,037	0,047	17,66	1,78	<b>3HA10 = 2,36</b>
Sur appui	2,532	10	18	0,552	0,071	17,49	0,42	<b>1HA10 = 0,79</b>

**Tableau.III.36: résultat de calcul le ferrailage de plancher étage (Type 2).**

✓ Vérification à l'ELU :

➤ Vérification de la condition de non fragilité :

En travée : A<sub>s min</sub> = 1,41 cm<sup>2</sup> < A<sub>s adopté</sub> = 2,36 cm<sup>2</sup> ..... (CV)

Sur appui: A<sub>s min</sub> = 0,22 cm<sup>2</sup> < A<sub>s adopté</sub> = 0,79 cm<sup>2</sup> ..... (CV)

➤ vérification de la contrainte tangentielle :

Selon BAEL91, il faut vérifier que : τ<sub>u</sub> ≤ τ<sub>u</sub>

La valeur de l'effort tranchant maximal est : T<sub>u</sub> = 12,845 KN

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{12,845 \times 10^3}{100 \times 180} = 0,71 \text{ MPa}$$

Comme la fissuration est peu préjudiciable : τ<sub>u</sub> = 3.33 MPa

Donc : τ<sub>u</sub> = 0,71 MPa < τ<sub>u</sub> = 3.33 MPa ..... (CV)

➤ Calcul des armatures transversales :

Selon BAEL91 :

$$\phi_t = \min \left( \frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b_0}{10} \right) = \min (5,71; 10; 10) = 5,71 \text{ mm}$$

Donc on adopte : Ø8 ⇒ 2HA8 = 1.01 cm<sup>2</sup>

➤ Vérification de la compression du béton vis-à-vis de l'effort tranchant :

\* Sur appui: T<sub>u</sub> = 12,845 KN

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b_0 \times 0.9d} = \frac{2 \times 12,845 \times 10^3}{100 \times 0.9 \times 180} = 1,59 \text{ MPa} < 14.16 \dots \dots \dots (CV)$$

➤ Espacement des armatures transversales :

Selon BAEL91 :

$$S_t \leq \min (0.9 d; 40 \text{ cm}) = \min (16,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm} \Rightarrow \text{on adopte: } S_t = 15 \text{ cm}$$

✓ Vérification à l'ELS :

Il faut vérifier que : α ≤  $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  ; γ =  $\frac{M_u}{M_s}$

➤ En travée : α = 0,047

$$\gamma = \frac{10,965}{7,925} = 1,38 \Rightarrow \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 \Rightarrow \alpha = 0,047 < 0,44 \dots \dots \dots (CV)$$

➤ **Sur appui :  $\alpha = 0,071$**

$$\gamma = \frac{2,532}{1,83} = 1,38 \Rightarrow \alpha = 0,071 < 0,44 \dots\dots\dots (CV)$$

✓ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{410} = 0,049 > 0,044 \dots\dots\dots (CV)$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 M_0} \Rightarrow 0,0515 > \frac{10,965}{15 \times 12,662} = 0,058 \dots\dots\dots (CV)$$

$$\frac{A_s \text{ adopté}}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{236}{650 \times 180} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,002 < 0,0105 \dots\dots\dots (CV)$$

☒ **Plancher étage (L= 3,9m) :**

✓ **Calcul des armatures à l'ELU :**

Le calcul de ferrailage se fait pour une section en T soumise à la flexion simple, nous prenons les sollicitations les plus défavorables :

Combinaison	Sur Appuis (max)	En travée (max)
ELU	2,291	9,673
ELS	1,656	7,169

**Tableau.III.37: résultats des moments fléchissant maximal à l'ELU et l'ELS (Type 2).**

➤ **En travée :**

$M_t = 66,27 \text{ KN.m} > M_u = 9,877 \text{ KN.m} \Rightarrow$  L'axe neutre passe par la table de compression, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire :

$$(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2 ; \quad d = 0,9 h = 18 \text{ cm}$$

➤ **Sur appuis :**

$M_t = 66,27 \text{ KN.m} > M_u = 2,291 \text{ KN.m} \Rightarrow$  La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appui, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions :  $(b_0 \times h) = (10 \times 20) \text{ cm}^2 ; \quad d = 0,9 h = 18 \text{ cm}$

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Section	$M_u$ (KN.m)	b (cm)	d (cm)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ adopté (cm <sup>2</sup> )
En travée	9,877	65	18	0,032	0,041	17,70	1,57	<b>3HA10 = 2,36</b>
Sur appui	2,291	10	18	0,156	0,214	16,46	1,25	<b>1HA14 = 1,54</b>

**Tableau.III.38: résultat de calcul le ferrailage de plancher terrasse (Type 2).**

✓ **Vérification à l'ELU :**

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

**En travée :**  $A_{s \min} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ adopté}} = 2.36 \text{ cm}^2$  ..... (CV)

**Sur appuis :**  $A_{s \min} = 0,22 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ adopté}} = 0.79 \text{ cm}^2$  ..... (CV)

➤ **vérification de la contrainte tangentielle :**

Selon **BAEL91**, il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

La valeur de l'effort tranchant maximal est :  $T_u = 11,75 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{11,75 \times 10^3}{100 \times 180} = 0,65 \text{ MPa}$$

Comme la fissuration est peu préjudiciable :  $\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$

Donc :  $\tau_u = 0,65 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ ..... (CV)

➤ **Calcul des armatures transversales :**

Selon **BAEL91** :

$$\phi_t = \min \left( \frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b_0}{10} \right) = \min (5,71; 10; 10) = 5,71 \text{ mm}$$

Donc on adopte :  $\emptyset 8 \Rightarrow 2\text{HA}8 = 1.01 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification de la compression du béton vis-à-vis de l'effort tranchant :**

✗ **En appui :**  $T_u = 11,75 \text{ KN}$

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b_0 \times 0.9d} = \frac{2 \times 11,75 \times 10^3}{100 \times 0.9 \times 180} = 1,45 \text{ MPa} < 14.16 \text{ ..... (CV)}$$

➤ **Espacement des armatures transversales :**

Selon **BAEL91** :

$$S_t \leq \min (0.9 d; 40 \text{ cm}) = \min (16,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm} \Rightarrow \text{on adopte: } S_t = 15 \text{ cm}$$

✓ **Vérification à l'ELS :**

Il faut vérifier que :  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  ;  $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

➤ **En travée :**  $\alpha = 0,041$

$$\gamma = \frac{9,673}{7,169} = 1,37 \Rightarrow \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 \Rightarrow \alpha = 0,3 < 0,44 \text{ ..... (CV)}$$

➤ **En appui :**  $\alpha = 0,214$

$$\gamma = \frac{2,291}{1,656} = 1,37 \Rightarrow \alpha = 0,214 < 0,44 \text{ ..... (CV)}$$

✓ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{20}{410} = 0,049 > 0,044 \text{ ..... (CV)}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 M_0} \Rightarrow 0,06 > \frac{9,673}{15 \times 11,457} = 0,056 \dots\dots\dots (CV)$$

$$\frac{A_s \text{ adopté}}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{236}{650 \times 180} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,002 < 0,0105 \dots\dots\dots (CV)$$

☒ **Plancher étage( L= 3,6 m) :**

✓ **Calcul des armatures à l'ELU :**

Le calcul de ferrailage se fait pour une section en **T** soumise à la flexion simple, nous prenons les sollicitations les plus défavorables :

Combinaison	Sur Appuis (max)	En travée (max)
ELU	1,952	8,454
ELS	1,411	6,109

**Tableau.III.39:** résultats des moments fléchissant maximal à l'ELU et l'ELS (Type 2).

➤ **En travée :**

$M_t = 66,27 \text{ KN.m} > M_u = 8,454 \text{ KN.m} \Rightarrow$  L'axe neutre passe par la table de compression, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire :

$$(b \times h) = (65 \times 25) \text{ cm}^2 ; \quad d = 0,9 h = \mathbf{18 \text{ cm}}$$

➤ **Sur appuis :**

$M_t = 66,27 \text{ KN.m} > M_u = 1,952 \text{ KN.m} \Rightarrow$  La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appui, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions :  $(b_0 \times h) = (10 \times 20) \text{ cm}^2 ; \quad d = 0,9 h = \mathbf{18 \text{ cm}}$

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Section	$M_u$ (KN.m)	b (cm)	d (cm)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ adopté (cm <sup>2</sup> )
En travée	8,454	65	18	0,028	0,036	17,74	1,37	<b>3HA10 = 2.36</b>
Sur appui	6,109	10	18	0,043	0,054	17,61	0,32	<b>1HA10 = 0.79</b>

**Tableau.III.40:** résultat de calcul le ferrailage de plancher étage (Type 2).

✓ **Vérification à l'ELU :**

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

**En travée :**  $A_{s \text{ min}} = 1,42 \text{ cm}^2 < A_s \text{ adopté} = 2.36 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (CV)$

**Sur appuis :**  $A_{s \text{ min}} = 0,22 \text{ cm}^2 < A_s \text{ adopté} = 0.79 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (CV)$

➤ **vérification de la contrainte tangentielle :**

Selon **BAEL91**, il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

La valeur de l'effort tranchant maximal est :  $T_u = \mathbf{10,847 \text{ KN}}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{10,847 \times 10^3}{100 \times 180} = \mathbf{0,60 \text{ MPa}}$$

Comme la fissuration est peu préjudiciable :  $\overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$

Donc :  $\tau_u = 0,60 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots (CV)$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

Selon **BAEL91** :

$$\phi t = \min \left( \frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b_0}{10} \right) = \min (5,71 ; 10 ; 10) = \mathbf{5,71 \text{ mm}}$$

Donc on adopte :  $\emptyset 8 \Rightarrow \mathbf{2HA8 = 1.01 \text{ cm}^2}$

➤ **Vérification de la compression du béton vis-à-vis de l'effort tranchant :**

✖ **En appui** :  $T_u = 1,952 \text{ KN}$

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b_0 \times 0.9d} = \frac{2 \times 1,952 \times 10^3}{100 \times 0.9 \times 180} = \mathbf{1,34 \text{ MPa}} < 14.16 \dots\dots\dots (CV)$$

➤ **Espacement des armatures transversales :**

Selon **BAEL91** :

$$S_t \leq \min (0.9 d; 40 \text{ cm}) = \min (16,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = \mathbf{16,2 \text{ cm}} \Rightarrow \text{on adopte: } \mathbf{S_t = 15 \text{ cm}}$$

✓ **Vérification à l'ELS :**

Il faut vérifier que :  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  ;  $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

➤ **En travée** :  $\alpha = 0,028$

$$\gamma = \frac{8,415}{6,123} = \mathbf{1,3} \Rightarrow \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = \mathbf{0,44} \Rightarrow \alpha = 0,02 < 0,44 \dots\dots\dots (CV)$$

➤ **En appui** :  $\alpha = 0,043$

$$\gamma = \frac{1,952}{1,411} = \mathbf{1,38} \Rightarrow \alpha = 0,043 < 0,44 \dots\dots\dots (CV)$$

✓ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{20}{410} = 0,002 > 0,044 \dots\dots\dots (CV)$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 M_0} \Rightarrow 0,06 > \frac{8,454}{15 \times 9,762} = 0,058 \dots\dots\dots (CV)$$

$$\frac{A_s \text{ adopté}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{236}{650 \times 180} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0,002 < 0,0105 \dots\dots\dots (CV)$$

**Schéma de ferrailage :**

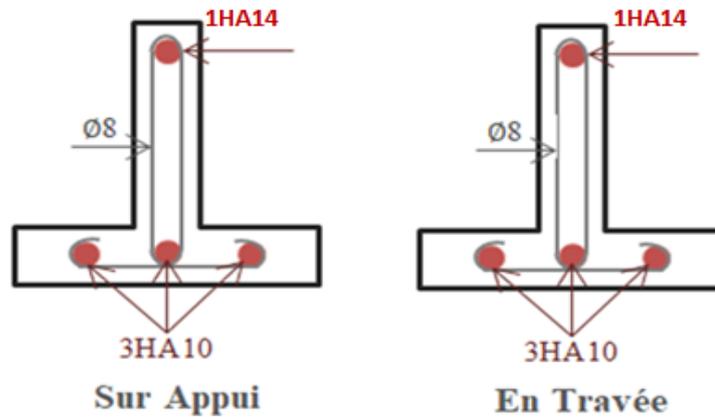


Figure.III.39: Ferrailage des poutrelles pour le type 2.

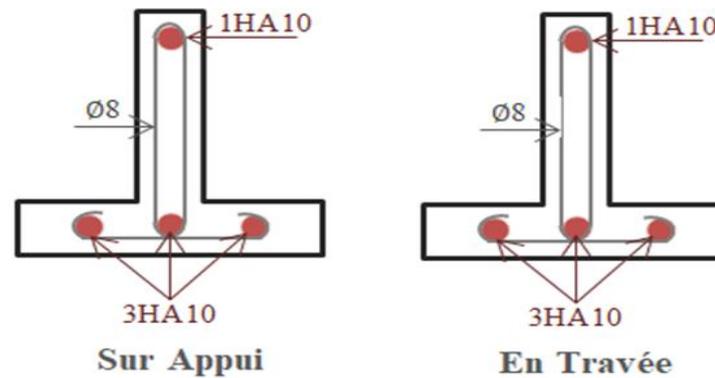


Figure.III.39: Ferrailage des poutrelles pour le type 2.

3) Type 3 :

☒ Calcul des armatures à l'ELU :

Le calcul de ferrailage se fait pour une section en T soumise à la flexion simple, nous prenons les sollicitations les plus défavorables :

Combinaison	Appuis de rive (max)	Appui intermédiaire (max)	En travée (max)
ELU	2,532	7,597	8,433
ELS	1,830	5,491	6,095

Tableau.III.41: Résultats des moments fléchissant maximal à l'ELU et l'ELS (Type 3).

✓ En travée :

$M_t = 66,27 \text{ KN.m} > M_u = 8,433 \text{ KN.m} \Rightarrow$  Section rectangulaire ( $b \times h$ ) = (65 × 20) cm<sup>2</sup>

✓ Sur appui :

➤ Appui de rive :

$M_t = 66,27 \text{ KN.m} > M_u = 2,532 \text{ KN.m} \Rightarrow$  Section rectangulaire ( $b_0 \times h$ ) = (10 × 20) cm<sup>2</sup>

➤ Appui intermédiaire :

$M_t = 66,27 \text{ KN.m} > M_u = 7,597 \text{ KN.m} \Rightarrow$  Section rectangulaire ( $b_0 \times h$ ) = (10×20) cm<sup>2</sup>

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Section	M <sub>u</sub> (KN.m)	b (cm)	d (cm)	μ	α	Z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )
En travée	8,433	65	18	0,036	0,036	17,74	1,37	<b>3HA10 = 2,36</b>
Appui de rive	2,532	10	18	0,071	0,071	17,49	0,42	<b>1HA10 = 0.79</b>
appui intermédiaire	7,597	10	18	0,166	0,228	16,36	1,33	<b>2HA10 = 1,57</b>

**Tableau.III.42: Résultat de calcul le ferrailage de plancher étage (Type 3).**

☒ Vérification à l'ELU :

✓ Vérification de la condition de non fragilité :

En travée :  $A_{s \text{ min}} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ adopté}} = 2.36 \text{ cm}^2$  ..... (CV)

Sur appuis de rive :  $A_{s \text{ min}} = 0,22 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ adopté}} = 0.79 \text{ cm}^2$  ..... (CV)

Sur appui intermédiaire :  $A_{s \text{ min}} = 0,22 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ adopté}} = 1,58 \text{ cm}^2$  ..... (CV)

✓ Vérification de la contrainte tangentielle :

Selon BAEL91, il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

La valeur de l'effort tranchant maximal est : **T<sub>u</sub> = 14,206 KN**

$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{14,206 \times 10^3}{100 \times 180} = \mathbf{0,79 \text{ MPa}}$

Comme la fissuration est peu préjudiciable :  $\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$

Donc :  $\tau_u = 0,79 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ ..... (CV)

✓ Calcul des armatures transversales :

Selon BAEL91 :

$\phi_t = \min \left( \frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b_0}{10} \right) = \min (5,71 ; 10 ; 10) = \mathbf{7.14 \text{ mm}}$

Donc on adopte :  $\emptyset 8 \Rightarrow \mathbf{2HA8 = 1.01 \text{ cm}^2}$

✓ Vérification de la compression du béton vis-à-vis de l'effort tranchant :

➤ En appui de rive : T<sub>u</sub> = 12,353 KN

$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b_0 \times 0.9d} = \frac{2 \times 12,353 \times 10^3}{100 \times 0.9 \times 180} = \mathbf{1,53 \text{ MPa}} < 14.16$ ..... (CV)

➤ **En appui intermédiaire** :  $T_u = 19,393 \text{ KN}$

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b_0 \times 0.9d} = \frac{2 \times 13,513 \times 10^3}{100 \times 0.9 \times 180} = \mathbf{1,67 \text{ MPa}} < 14.16 \dots \dots \dots (CV)$$

✓ **Espacement des armatures transversales :**

Selon **BAEL91**:

$$S_t \leq \min (0.9 d; 40 \text{ cm}) = \min (16,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = \mathbf{16,2 \text{ cm}} \Rightarrow \text{on adopte: } S_t = \mathbf{15 \text{ cm}}$$

☒ **Vérification à l'ELS :**

$$\text{Il faut vérifier que : } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

✓ **En travée** :  $\alpha = 0,036$

$$\gamma = \frac{8,433}{6,095} = \mathbf{1,38} \Rightarrow \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = \mathbf{0,42} \Rightarrow \alpha = 0,036 < 0,42 \dots \dots \dots (CV)$$

✓ **En appui de rive** :  $\alpha = 0,071$

$$\gamma = \frac{2,532}{1,830} = \mathbf{1,38} \Rightarrow \alpha = 0,071 < 0,42 \dots \dots \dots (CV)$$

✓ **En appui de intériamaire** :  $\alpha = 0,228$

$$\gamma = \frac{7,597}{5,491} = \mathbf{1,38} \Rightarrow \alpha = 0,228 < 0,42 \dots \dots \dots (CV)$$

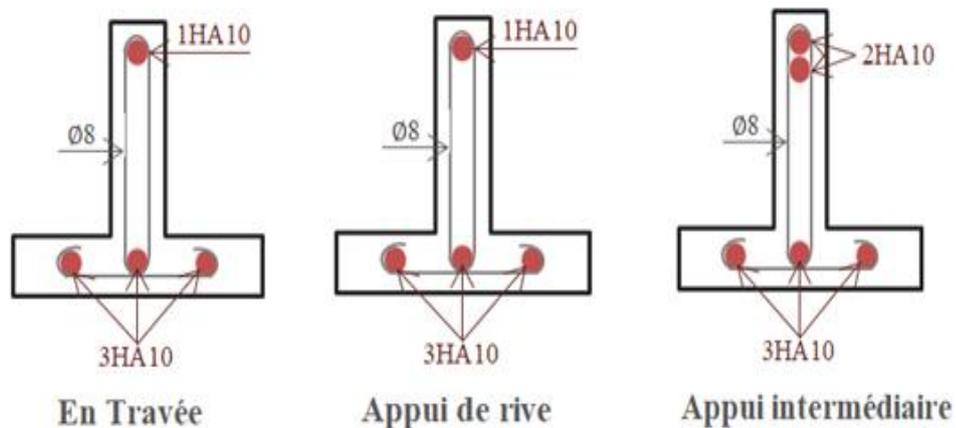
☒ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{18} \Rightarrow \frac{20}{410} = 0,049 > 0,056 \dots \dots \dots (CV)$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 M_0} \Rightarrow 0,049 > \frac{8,433}{15 \times 12,662} = 0,044 \dots \dots \dots (CV)$$

$$\frac{A_s \text{ adopté}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{236}{650 \times 180} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0,002 < 0.0105 \dots \dots \dots (CV)$$

☒ **Schéma de ferrailage :**



**Figure.III.40:** Ferrailage des poutrelles pour le type 3.

### III.3.1.2. La dalle de compression :

La dalle de compression sera ferrillée suivant les deux sens par un quadrillage afin d'éviter les fissurations, les conditions suivantes doivent être respectés :

Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.

Selon **BAEL91 [Art B.6.8]**, Les dimensions des mailles sont normalisées comme suit :

- ✓ 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

**a.** La section des armatures **perpendiculaires** aux nervures (en  $\text{cm}^2$  pour mètre de nervures) :

$$A_{\text{perp}} > \frac{200}{f_e}, \text{ Si : } L_n \leq 50 \text{ cm}$$

$$A_{\text{perp}} \geq 4 \times \frac{L}{f_e}, \text{ Si : } 50 \text{ cm} \leq L_n \leq 80 \text{ cm}$$

Avec :  $L_n$  : Écartement entre axe des nervures.

Dans notre cas :  $L_n = 65 \text{ cm} \Rightarrow 50 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$

$$\text{Donc : } A_{\text{perp}} = 4 \times \frac{65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte :  $5T6 = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , avec un espacement de :  $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

**b.** Les armatures **parallèles** aux nervures :

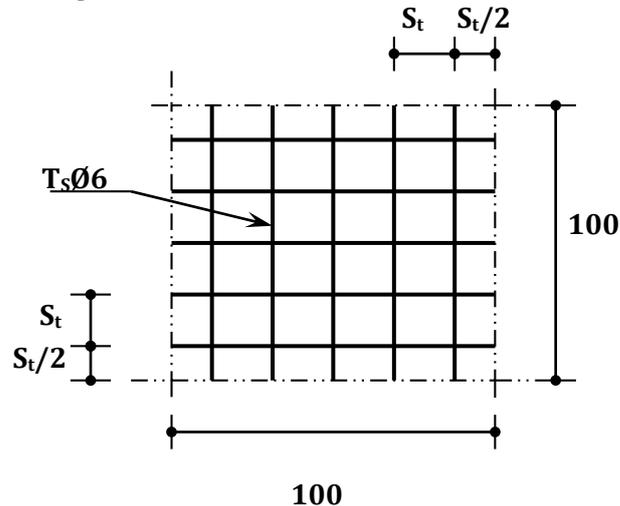
Autres que les armatures supérieures des poutrelles, doivent avoir une section par mètre linéaire au moins égale à  $\left(\frac{A_{\text{perp}}}{2}\right)$

$$A_{\text{para}} = \frac{A_{\text{perp}}}{2} = 0.325 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte :  $5T6 = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ , avec un espacement de :  $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudé de diamètre  $\phi 6$  dont la dimension des mailles est égale à  $20 \text{ cm}$  suivant les deux sens.

**c. Schéma de ferrailage :**



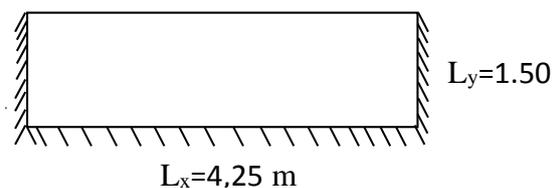
**Figure.III.41:** Disposition des armatures de la dalle de compression.

**III.4. Les Balcons :**

Le bâtiment étudié comprend des balcons en dalles pleines qui sont supposées comme des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions.

Dans notre cas on a deux **type** des Balcons :

- ✓ Balcons encastrés sur trois côtés.
- ✓ Balcons encastrés sur **deux côtés**.



**Figure.III.42:** Dimensions du Balcons

**III.4.1. Etude des Balcons :**

Le Balcon est considéré comme une dalle pleine encastrée sur trois côtes, on calcul les sollicitations à l'aide du programme « **SOCOTEC** ».

**III.4.1.1. Evaluation des charges :**

Le calcul se fait pour une bande de  $1 \text{ m}$  :

La charge permanente :  $G = 5,35 \text{ KN/ml}$

La charge d'exploitation :  $Q = 3.5 \text{ KN/ml}$

### III.4.1.2. Calcul des sollicitations :

#### a. Données générales :

Longueur (// X) : **4,25 m** ; (// Y) : **1.5 m**

Epaisseur : **e = 0,15 m**

Position de centre de gravité des armatures supérieures : 0.02m

Position de centre de gravité des armatures inférieures : 0.02m

Contrainte de béton : 25 MPa

Limite élastique de l'acier : 400 MPa

Coefficient de sécurité du béton : 1.5

Coefficient de sécurité de l'acier : 1.15

<b>E (MPa)</b>	32164.195
<b><math>\nu</math></b>	0.2
<b>c (m)</b>	0.02
<b><math>f_c</math> (MPa)</b>	400

#### b. Les sollicitations :

##### 1) ELU :

##### Les charges :

N°	Type	Valeur	Coeff	Position
<b>1</b>	uniforme	5,35	1.35	Dalle entière
<b>2</b>	uniforme	3.5	1.5	Dalle entière
<b>3</b>	Ligne // X	1,68	1,35	0 ; 1,5

***Tableau.III.43: Les charges dues au Balcon à l'ELU.***

$$q_u = 1.35G + 1.5 Q = 1.35 (5,35) + 1.5 (3.5) = \mathbf{12,47 \text{ KN/ml}}$$

☒ les sollicitations obtenues selon "SOCOTEC ":

	X (m)	Y (m)	M <sub>xx</sub> (KN.m)
<b>Sur appui</b>	0,00	0,00	-9,76
<b>En travée</b>	2,13	0,00	2,75
	X (m)	Y (m)	M <sub>yy</sub> (KN.m)
<b>Sur appui</b>	2,13	1,50	-8,70
<b>En travée</b>	2,13	0,45	0,39
	X (m)	Y (m)	T <sub>Zx</sub> (KN)
<b>Min</b>	0,00	0,00	-33,85
<b>Max</b>	4,25	0,00	33,85
	X (m)	Y (m)	T <sub>Zy</sub> (KN)
<b>Min</b>	4,25	0,45	-6,36
<b>Max</b>	2,13	1,50	18,66

**Tableau.III.44: Résultats des efforts à l'ELU.**

2) ELS :

☒ Les charges :

N°	Type	Valeur	Coeff	Position
1	uniforme	5,35	1	Dalle entière
2	uniforme	3.5	1	Dalle entière
3	Ligne // X	1,68	1	0 ; 1,5

**Tableau.III.45: Les charges dues au Balcon à l'ELS.**

$$q_{ser} = G + Q = 5,35 + 3.5 = 8,85 \text{ KN/ml}$$

☒ les sollicitations obtenues selon "SOCOTEC ":

	X (m)	Y (m)	M <sub>xx</sub> (KN.m)
Sur appui	0.00	0.00	- 6,92
En travée	2,13	0.00	1,95
	X (m)	Y (m)	M <sub>yy</sub> (KN.m)
Sur appui	2,13	1,50	- 6,18
En travée	2,13	0,45	0,28
	X (m)	Y (m)	T <sub>Zx</sub> (KN)
Sur appui	0.00	0.00	- 24.02
En travée	4.25	0.00	24.02
	X (m)	Y (m)	T <sub>Zy</sub> (KN)
Sur appui	4.25	0.45	- 4.51
En travée	2.13	1.5	-13.24

**Tableau.III.46: Résultats des efforts à l'ELS.**

### III.4.1.3. Ferrailage :

#### ☒ Calcul des armatures à l'ELU :

La section sera étudié est une section rectangulaire de dimension: (b×h) = (100×15) cm<sup>2</sup>

$$d = 0.9 h = 13,5 \text{ cm}$$

On Calcul le ferrailage par les formules suivantes :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad ; \quad \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad ; \quad Z = d (1 - 0.4\alpha) \quad ; \quad A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Sens	La section	M <sub>u</sub> (KN.m)	d (cm)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
X-X	Sur appui	-9,76	13,5	0,038	0,046	13,75	2,04	1,63	4HA10 = 3,14
	En travée	2,75	13,5	0,011	0,013	13,43	0,59	1,63	4HA8 = 2.01
Y-Y	Sur appui	-8,70	13,5	0,034	0,041	13,72	1,82	1,63	4HA10 = 3,14
	En travée	0,39	13,5	0,002	0,002	13,49	0,10	1,63	4HA8 = 2.01

**Tableau.III.47: Résultats de calcul le ferrailage de Balcon.**

☒ **Vérification à l'ELU :**

✓ **Espacement :**

$$\text{Sens X-X : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Sens Y-Y : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

✓ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

Selon **BAEL91**, il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

La valeur de l'effort tranchant selon « **SOCOTEC** » est :

$$V_{ux} = T_{Zx} = 33,85 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = T_{Zy} = 6,36 \text{ KN}$$

$$\tau_{ux} = \frac{v_{ux}}{b \times d} = \frac{33,85 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{uy} = \frac{v_{uy}}{b \times d} = \frac{6,36 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,05 \text{ MPa}$$

Comme la fissuration est préjudiciable :  $\overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa}$

Donc :  $\tau_{ux} = 0,25 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa}$ ..... (CV)

$\tau_{uy} = 0,05 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa}$ ..... (CV)

☒ **Vérification à l'ELS :**

Il faut vérifier :  $\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} \end{cases}$

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

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 100 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

✓ **La position de l'axe neutre :**

$$b y^2 + 30 (A_s + A'_s) - 30 (d A_s - d' A'_s) = 0 \quad \dots \dots \dots y = ??$$

✓ **Le moment d'inertie de la section homogène " I " :**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2] \quad \dots \dots \text{BAEL91} \quad \dots (b = 100 \text{ cm} ; d = 13,5 \text{ cm})$$

I : La solution de l'équation suivante :  $Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$

$$D = \frac{15 \times A_{st}}{b}$$

$$E = 2 \times d \times D$$

✓ **Calcul des contraintes :**

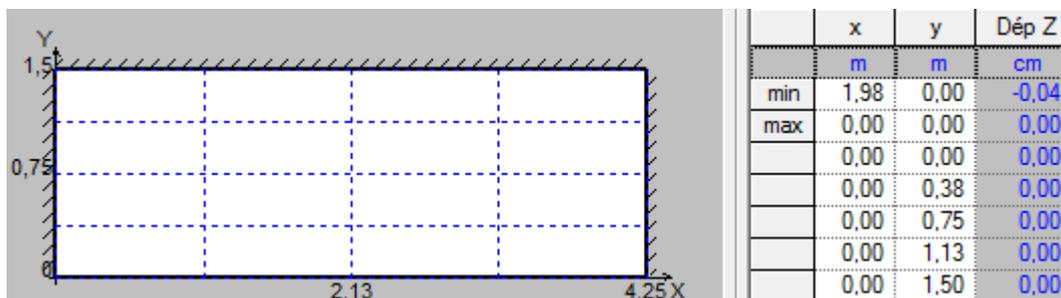
$$K = \frac{M_{ser}}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = K \times y$$

$\Rightarrow \sigma_{st} = 15 K (d - y)$

Les résultats obtenus dans le tableau suivant :

Sens	Section	M <sub>ser</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	k (N/mm <sup>3</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>st</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> ≤ σ <sub>bc</sub>	σ <sub>st</sub> ≤ σ <sub>st</sub>
X-X	Sur appui	6,92	3,14	3,13	6087,13	0,11	3,44	171,11	CV	CV
	En travée	1,95	2,01	2,39	4176,54	0,05	1,19	83,325	CV	CV
Y-Y	Sur appui	6,18	3,14	3,13	6087,13	0,10	3,13	155,55	CV	CV
	En travée	0,28	2,01	2,39	4176,54	0,007	0,17	11,67	CV	CV

**Tableau.III.48: Résultats de vérification des contraintes à l'ELS.**

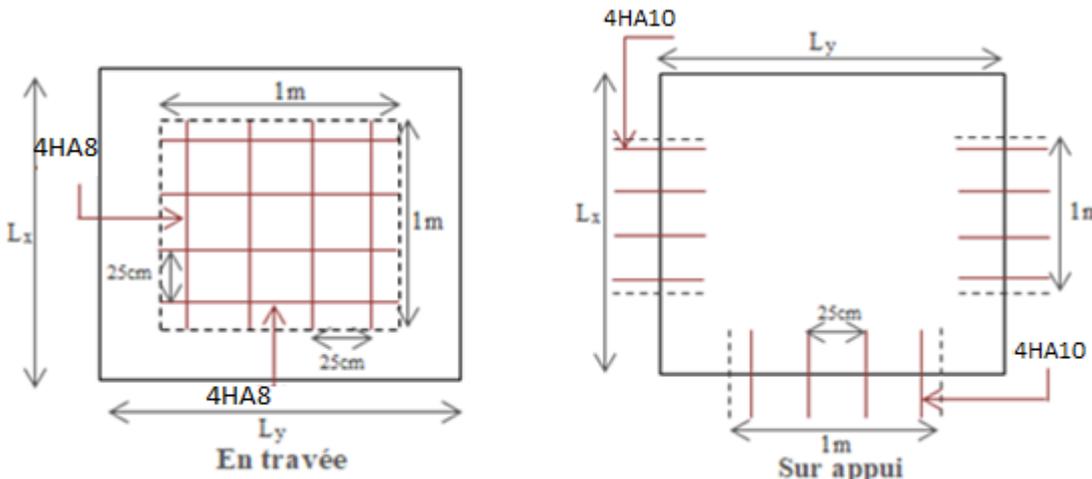


**Figure.III.43: Le déplacement du balcon.**

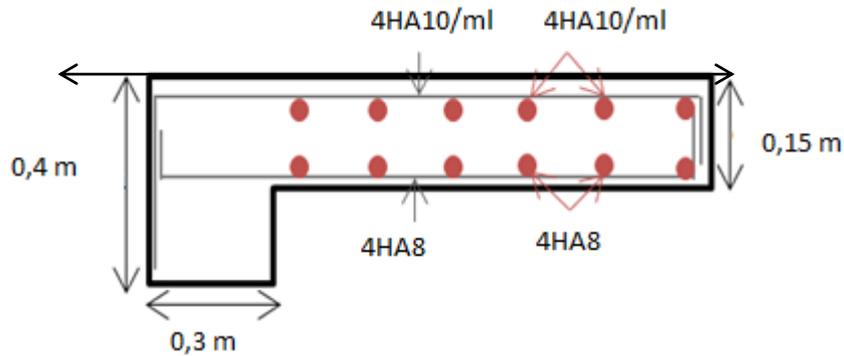
- $\frac{h}{L} = \frac{15}{150} = 0,1 \geq \frac{1}{16} = 0,08 \dots \dots \dots$  (CV).
- $\frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{3,14}{100 \cdot 13,5} = 0,0023 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots$  (CV).

- La flèche admissible est :
- $1/400 = 425/400 = 1,063 \text{ cm} = 10,63 \text{ mm}$
- Alors **f = 0,04 mm < f<sub>adm</sub> = 10,63 mm** , la condition de la flèche est **vérifier**.

Schéma de ferrailage :



**Figure.III.44: Ferrailage d'une bonde de 1 m du balcon.**



**Figure.III.45:** Ferrailage du balcon encastré sur trois côtés.

**III.5. Les Escaliers :**

**III.5.1. Introduction :**

Un escalier permet le déplacement vertical des usagers entre les différents niveaux d’une construction en toute sécurité. Les escaliers sont considérés comme des dalles portant sur un seul sens, reposant sur un ou deux appuis, assimilés à une poutre soumise aux poids propres et aux charges d’exploitation qui ont été déterminés au chapitre pré-dimensionnement et descente de charge. Le garde-corps est en acier, ce qui fait son poids est négligé dans les calculs.

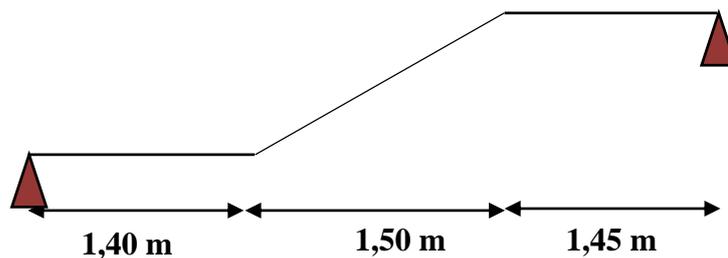
Parmi les autres conditions entrant dans le choix des dimensions, on retrouve :

- Condition d'accès facile d'un étage à un autre.
- Condition de dégagement rapide des escaliers.
- Condition de sécurité.

Pour notre construction, on a un seul type d’escalier :

- Escalier a quartier tournant.

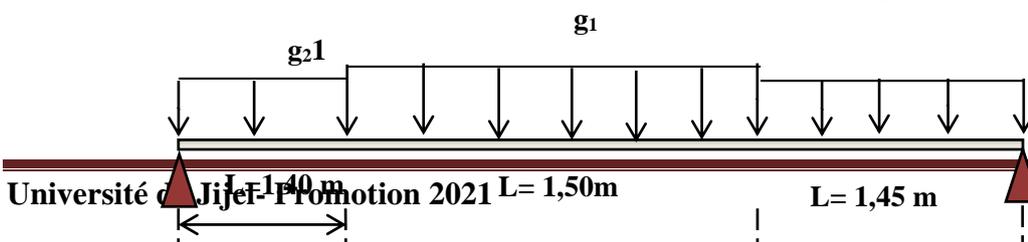
**III.5.2. Escalier (quartier tournant) :**



**Figure.III.46:** schéma statique du escalier.

➤ **Evaluation des charges :**

- ✓ Paillasse :  $g_1 = 7,94 \text{ KN/ml}$  ;  $q = 2,5 \text{ KN/ml}$ .
- ✓ Palier simple :  $g_2 = 5,35 \text{ KN/ml}$  ;  $q = 2,5 \text{ KN/ml}$ .
- ✓ Palier avec 3 marche :  $g_3 = 5,35 + 3 \times 2,13 = 11,74 \text{ KN/ml}$  ;  $q = 2,5 \text{ KN/ml}$ .



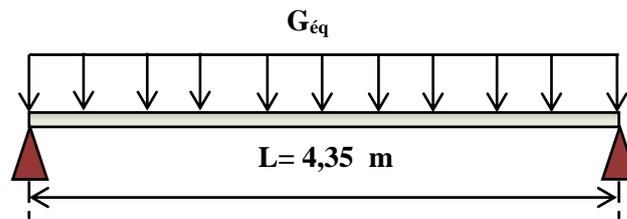
**Figure.III.47:** distribution des charges sur 2<sup>ème</sup> volée étage RDC (type 2).

## ➤ Calcul des sollicitations :

Calcul des charges équivalentes :

$$G_{eq} = \frac{\sum G * L_i}{\sum L_i} = \frac{5,35 \times 1,4 + 7,94 \times 1,5 + 11,74 \times 1,4}{4,35} = 8,24 \text{ KN/ml}$$

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

**Figure.III.48:** charge équivalente sur les escalier.

Le calcul se fera pour une bande de 1ml

## ➤ Les Combinaison des charges :

➤ ELU:  $q_u = 1,35G_{eq} + 1,5Q = 1,35 \times 8,24 + 1,5 \times 2,5 = 14,87 \text{ KN/ml}$

➤ ELS :  $q_{ser} = G_{eq} + Q = 8,24 + 2,5 = 10,74 \text{ KN/ml}$

## ➤ Sollicitations de calcul de l'escalier :

## ❖ E.L.U :

• Moment isostatique :  $M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{14,87 \times (4,35)^2}{8} = 35,17 \text{ KN.m}$

• Moment sur appui :  $M_a = 0,4 \times M_0 = 0,3 \times 35,17 = 14,07 \text{ KN.m}$

• Moment en travée :  $M_t = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 35,17 = 29,89 \text{ KN.m}$

## ❖ E.L.S :

• Moment isostatique :  $M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{10,74 \times (4,35)^2}{8} = 25,40 \text{ KN.m}$

• Moment sur appui :  $M_a = 0,4 \times M_0 = 0,3 \times 25,40 = 7,62 \text{ KN.m}$

• Moment en travée :  $M_t = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 25,40 = 21,59 \text{ KN.m}$

On résume les résultats précédents dans le tableau suivant :

	$M_t$ (KN. m)	$M_a$ (KN. m)
E. L. U	29,89	14,07
E. L. S	21,59	7,62

**Tableau.III.49: Sollicitations à l'ELU et l'ELS.**✓ **Ferraillage**

le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande 1ml, avec une section  $(b \cdot h) = (100 \cdot 15) \text{cm}^2$ .

$F_{c28}$ (Mpa)	$\theta$	$F_{t28}$ (Mpa)	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$d$ (mm)	$F_{bu}$ (Mpa)	$\sigma_s$ (Mpa)	$f_e$ (Mpa)
25	1	2,1	1,5	1,15	13,5	14,2	348	400

**Tableau.III.50: Différents coefficients pour le calcul de ferraillage.**✓ **Calcul des armatures :**

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$ .
- $\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}})$ .
- $z = d * (1 - 0,4 * \alpha)$ .
- $A_s = \frac{M_u}{z * \sigma_s}$ .
- $A_{min} = \frac{0,23 * b * d * f_{t28}}{f_e}$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Section	$M_u$ (Kg. m)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{sadop}$	$A_{smin}$	Choix	$S_t$ (cm)
Travée	29,89	0,012	0,015	13,42	6,40	6,79	<b>1,63</b>	<b>6T12</b>	20
Appui	21,59	0,008	0,011	13,44	4,61	4,71	<b>1,63</b>	<b>6T10</b>	20

**Tableau.III.51: Résultats de calcul de ferraillage de l'escalier.**➤ **Les armatures de répartition :**

- $A_r = \frac{A_s}{4}$ .

Section	$A_r$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{sadop}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$S_t$ (cm)
Travée	1,70	2,51	<b>5T8</b>	20
Appui	1,18	2,51	<b>5T8</b>	20

**Tableau.III.52: Résultats de calcul de ferraillage des armatures de répartition.**✓ **Vérification :**

Vérification à E.L.U :

✓ **Espacement maximal:**

•  $S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}.$

En travée :  $S_t = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{(CV)}.$

Sur appui :  $S_t = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{(CV)}.$

✓ **La section minimale.**

•  $A_{s\min} = 0.23 * \frac{b*d*ft_{28}}{f_e}.$

•  $A_{s\min} = 1,63 \text{ cm}^2.$

En travée :  $A_s = 6,79 \text{ cm}^2 \geq A_{s\min} \dots \dots \dots \text{(CV)}.$

Sur appui :  $A_s = 4,71 \text{ cm}^2 \geq A_{s\min} \dots \dots \dots \text{(CV)}.$

✓ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On vérifie la condition suivante :

$\tau \leq \tau_u$  Tel que :

•  $\tau = \min \left[ 0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right]. \rightarrow \text{(Fissuration non préjudiciable)}.$

•  $\tau = 3,33 \text{ Mpa}.$

•  $\tau_u = \frac{V_u}{b*d}$

Avec :

•  $V_u$  : l'effort tranchant maximal sur appui d'après la RDM.

•  $V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{14,87 \times 4,35}{2} = 32,34 \text{ KN}.$

•  $\tau_u = 0,00239 \text{ MPa} \leq 3,33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{(CV)}.$

✓ **Vérification à L'E.L. S :**

Vérification des contraintes de béton :

•  $\sigma_{bc} = 0,6 * f_{c28}.$

Soit :  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}.$

**e. En travée :**

•  $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,38$

•  $\alpha = 0,084$

•  $\left[ \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right] = 0,44$

Donc :  $\alpha = 0,015 \leq 0,44 \dots \dots \dots \text{(CV)}.$

**f. Sur appui :**

- $\alpha = 0,011 \leq 0,44$  ... .. (CV).

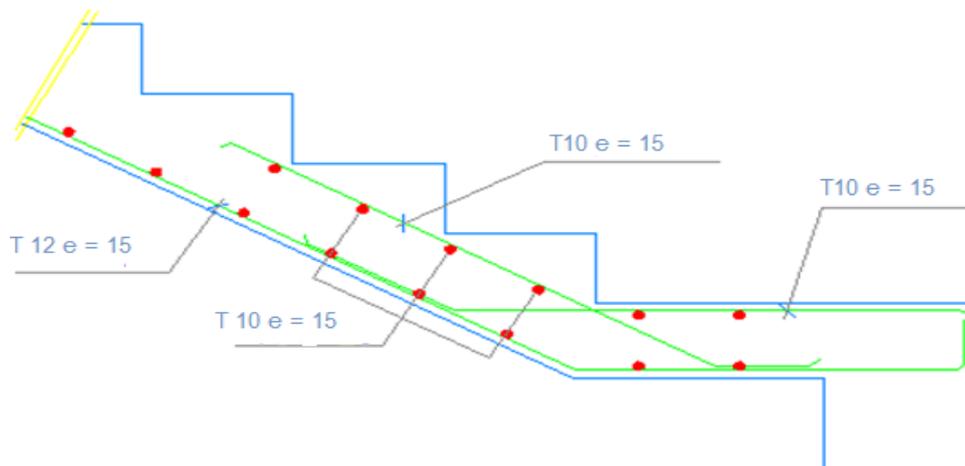
✓ **Contraintes dans les aciers tendus :**

*La fissuration est considérée comme peu nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.*

✓ **Vérification de la flèche :**

Il faut vérifier :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,034 \leq 0,063$  (CV)
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10 \cdot M_0} * Mt \Rightarrow 0,034 \leq \frac{22,24}{10 \times 35,17} = 0,063$  ..... (CV)
- $\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,005 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105$  ... .. (CV)



**Figure.III.49: Ferrailage de l'escalier.**

**III.5.3. Etude de la poutre palière**

La poutre palière est une poutre partiellement encastrée à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion.

Ces sollicitations sont dues à son poids propre plus le poids du mur et à l'action du palier plus paillasse.

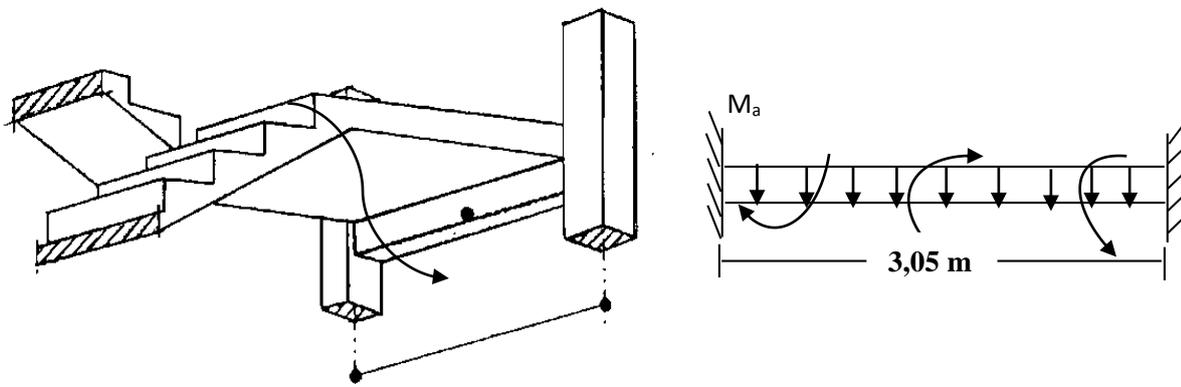


Figure.III.50: Poutre palière

Dans notre cas, on a :

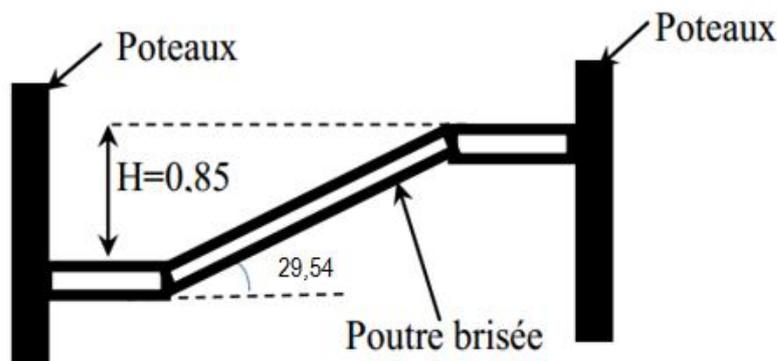


Figure.III.51: Vue en élévation de la poutre brisée.

✓ Dimensionnement :

La poutre palière est dimensionnée d’après les formules empiriques données par le **CBA 93** et vérifié en considérant **le RAP 99/version 2003**.

Dans chapitre précédent, On a choisi une section de la poutre palière (**b × h=30×35**) **cm<sup>2</sup>**.

✓ Calcul en flexion :

Évaluation des charges :

Poutre brisée

g. Charge permanente :

- Poids propre de la poutre horizontale :  $g_0 = 0,3 \times 0,35 \times 25 = 2,63 \frac{KN}{ml}$ .
- Poids propre de la poutre inclinée :  $g_1 = 2,63 / \cos 29,54^\circ = 3,02 \frac{KN}{ml}$ .
- Poids du mur :  $G_{mur} = (3,4/2 - 0,4) \times 2,97 = 3,86 KN/ml$

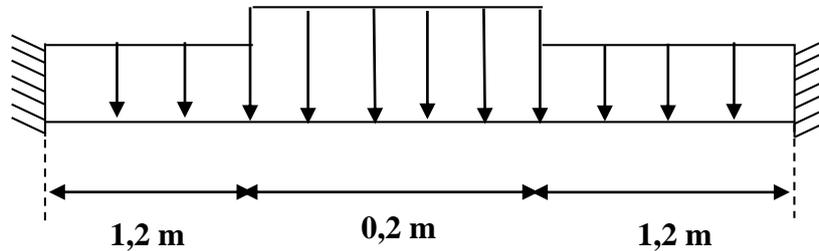
En plus elle est soumise aux charges transmises par l’escalier :

$$q_u \text{ éq (droite)} = 14,87 \quad q_2 = \frac{KN}{ml} \cdot q_u \text{ éq (gauche)} = 14,87 \quad q_1 = \frac{KN}{ml} \cdot q_u \text{ éq (paillasse)} = 14,35 \quad q_p = \frac{KN}{ml}$$

Avec :

$q_u$  éq (droite),  $q_u$  éq (gauche): les charges ramenées par la partie du 1<sup>er</sup> et 3<sup>ème</sup> volée d'escalier RDC successivement.

$q_u$  eq(paillasse): la charge ramenée par la partie palliase du 2<sup>ème</sup> volée d'escalier RDC.



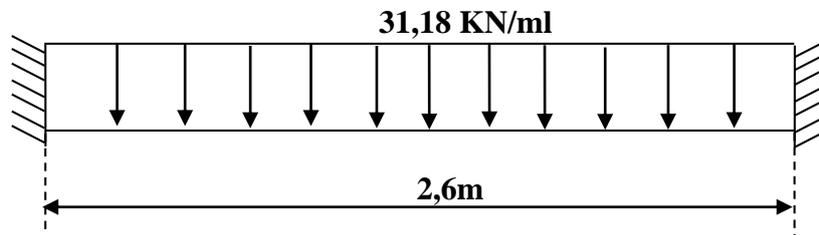
**Figure.III.52:** La charge sur la poutre palière à ELU.

- Calcul des réactions :  $R = \frac{q_{eq} \cdot l}{2}$

$$R_1 = \frac{14,87 \cdot 4,35}{2} = 32,34 \frac{KN}{ml} \cdot R_2 = \frac{14,87 \cdot 4,35}{2} = 32,34 \frac{KN}{ml} \cdot R_p = 14,35 \cdot 1,2 = 17,22 \frac{KN}{ml}$$

$$R_{eq\ u} = \frac{32,34 \times 1,2 + 17,22 \times 0,2 + 32,34 \times 1,2}{2,6} = 31,18 \frac{KN}{ml}$$

$$G = g_0 + g_1 + g_2 = 2,63 + 3,02 + 3,86 = 10,51 \frac{KN}{ml}$$



**Figure.III.53:** La charge équivalente sur la poutre palière à ELU.

- ✓ Calcul à l'ELU :

Combinaisons des charges :

- $q_u = 1,35 \cdot G + R_{éq\ u} = 41,69 \frac{KN}{ml}$

Les moments :  $l = 2,6\ m$ .

- Le moment isostatique :  $M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = 35,23 \frac{KN}{ml}$
- Le moment en travée :  $M_t = 0,75 \cdot M_0 = 26,42 \frac{KN}{ml}$
- Le moment sur appui :  $M_a = 0,5 \cdot M_0 = 17,62 \frac{KN}{ml}$

- ✓ Ferrailage de la poutre palière :

h. Calcul des armatures longitudinales :

- $f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$ , avec :  $\gamma_b = 1,5$ .
- $f_{bc} = 0.85 \cdot \frac{25}{1.5} = 14,2 \text{ Mpa}$ .
- $f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$ .

On utilise les formules suivantes :

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$ .
- $\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}})$ .
- $Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha)$ .
- $A_s = \frac{M_u}{Z \cdot f_{su}}$ .
- $A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$
- $d = 0,9 \cdot 35 = 31,5 \text{ cm}$ .

	b(cm)	d(cm)	M <sub>u</sub> (KN. m)	μ	α	Z(cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>sadop</sub>	Choix
Travée	30	31,5	26,42	0,0627	0,0810	30,48	2,50	3,39	<b>3HA12</b>
Appui	30	31,5	17,62	0,0418	0,0534	30,83	1,64	2,36	<b>3HA10</b>

**Tableau.III.53: Résultats de calcul de ferrailage de la poutre palière.**

✓ **Verification a l'E.L.U:**

**Condition de non fragilité :**

- $A_{smin} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$ ,  $A_{smin} = 1,14 \text{ cm}^2$ .
- En Travée:  $A_s = 3,39 \text{ cm}^2 \geq A_{smin} = 1,14 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ (CV)}$ .
- Sur Appuis:  $A_s = 2,36 \text{ cm}^2 \geq A_{smin} = 1,14 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ (CV)}$ .

✓ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

Fissuration est préjudiciable :

- $\tau_u = \min(0.20 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}) = 3,33 \text{ Mpa}$ .
- $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$

Avec :

- $V_u$  : l'effort tranchant maximal sur appui d'après la RDM.
- $V_u = q_u \cdot \frac{L}{2} = 54,19 \text{ KN}$ .
- $\tau_u = 0,57 \text{ MPa} \leq 3,33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$ .

✓ **Calcul des armatures d'âmes :**

- $A_t \cdot \frac{f_e}{b \cdot S_t} \geq \max[\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ Mpa}]$ .
- $S_t \leq \min[0,9 \cdot d; 40 \text{ cm}] = 28,35 \text{ cm}$ . On opte:  $S_t = 20 \text{ cm}$

- $A_t \geq 0,4 * b * \frac{S_t}{f_e} = 0,4 * 30 * \frac{20}{400} = 0,60 \text{ cm}^2$ .
- $A_t = 0,60 \text{ cm}^2$ .

Donc on adopte : **2T8 = 1,01cm<sup>2</sup>**.

✓ **Calcul à l'E.L.S :**

Évaluation des charges :

$$R_1 = \frac{10,74 * 4,35}{2} = 23,36 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} \cdot R_2 = \frac{10,74 * 4,35}{2} = 23,36 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} \cdot R_p = 12,27 * 1,2 = 14,72 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

$$R_{\text{eq ser}} = \frac{23,36 * 1,2 + 14,72 * 0,2 + 23,36 * 1,2}{4.302,6} = 22,70 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

$$G = g_0 + g_1 + g_2 = 2,63 + 3,02 + 3,86 = 10,51 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

**i. Charge permanente :**

Combinaisons de charges :

- $q_s = G_{\text{éq}} + R_{\text{éq ser}} = 33,21 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$ .

Les moments : ***l* = 2,6m**.

- Le moment isostatique :  $M_0 = \frac{q_s * L^2}{8} = 28,06 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$ .
- Le moment en travée :  $M_t = 0,75 * M_0 = 21,05 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$ .
- Le moment sur appui :  $M_a = 0,5 * M_0 = 14,03 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$ .

✓ **Vérification à l'E.L. S :**

Vérification des contraintes de béton :

**a. En travée :**

- $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,26$
  - $[\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_c^{28}}{100}] = 0,435$ .
- Donc :  **$\alpha = 0,0810 \leq 0,435$  ..... (CV).**

**j. Sur appui :**

- **$\alpha = 0,534 \leq 0,435$  ..... (CV).**

✓ **Vérification de la flèche :**

Il faut vérifier :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,12 \geq 0,0625$  ..... (CV)
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10 * M_0} * M_t \rightarrow 0,12 \geq 0,075$  ..... (CV)
- $\frac{A_s}{b * d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow 0,0036 \leq 0,0105$  ..... (CV)

Donc le calcul de la flèche est inutile.

✓ **Calcul à la torsion :**

**a. Calcul le moment de torsion à l'E.L. U :**

On a :

- $M_{ua} = \frac{Ma}{L_{esc}} = \frac{17,32}{4,35} = 3,98 \text{ KN.m.}$
- $M_{tor} = M_{ua} * \frac{L_{poutre}}{2} = \frac{2,6}{2} * 3,98 = 5,17 \text{ KN.m.}$

**b. Calcul de l'aire de la section efficace «  $\Omega$  » :**

- $b \leq h.$
- $\Omega = (h - e) * (B - e) \rightarrow e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm.}$
- $\Omega = (35 - 5) * (30 - 5) = 750 \text{ cm}^2.$

**k. Calcul le périmètre de la section efficace :**

- $U = [(h - e) + (b - e)] * 2 = 110 \text{ cm.}$

**l. Calcul de la contrainte tangentielle due à la torsion ( $\tau_t$ ) :**

- $\tau_t = \frac{M_{tor}}{2 * \Omega * e} = \frac{5,17 * 10^6}{2 * 750 * 50 * 10^2} = 0,69 \text{ Mpa.}$

**✓ Vérification de la contrainte tangentielle :**

Suivant la condition :

- $\tau_u^2 + \tau_t^2 \leq \tau_u^2$

Avec :

- $\tau_u = \min(3,33 \text{ Mpa} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,33 \text{ Mpa} \rightarrow \tau_u^2 = 11,08 \text{ Mpa}$
- $\tau_u^2 + \tau_t^2 = 0,57^2 + 0,69^2 = 0,80 \text{ Mpa} \leq \tau_u^2 = 11,08 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$

**✓ Calcul du ferrailage à la torsion :**

- $\frac{A_{st}}{U} = \frac{M_{tor}}{2 * \Omega * \frac{f_e}{\gamma_s}} \rightarrow A_{st} = \frac{M_{tor}}{2 * \Omega * \frac{f_e}{\gamma_s}} * U = 1,09 \text{ cm}^2.$

$\rightarrow A_{st} = 1,56 \text{ cm}^2.$  On adopte : **2T10 ( $A_s$ ) = 1,57 cm<sup>2</sup>.**

**➤ Pourcentage minimal :**

- $\frac{A_{st} * f_e}{e * U} \geq 0,4 \text{ Mpa} \rightarrow 1,14 \text{ Mpa} \geq 0,4 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ (CV).}$

**➤ Armature transversale :**

- $\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_{tor}}{2 * \Omega * \frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,0099 \text{ cm}$

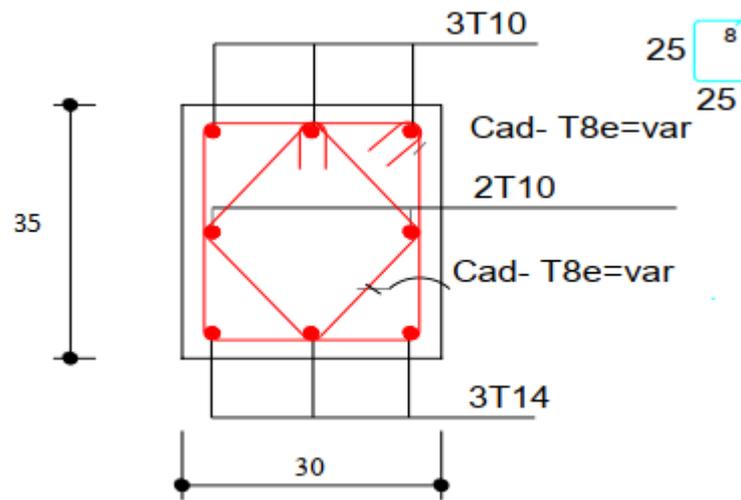
**➤ Espacement maximal :**

- $S_t \leq \min(0,9 * d ; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 28,35 \text{ cm}$
- $\rightarrow$  On adopte :  **$S_t = 20 \text{ cm.}$**

- $\frac{A_t}{S_t} = 0,120 \text{ cm} \rightarrow A_t = 0,198 \text{ cm}^2.$

$\rightarrow$  On adopte **4T8  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2.$**

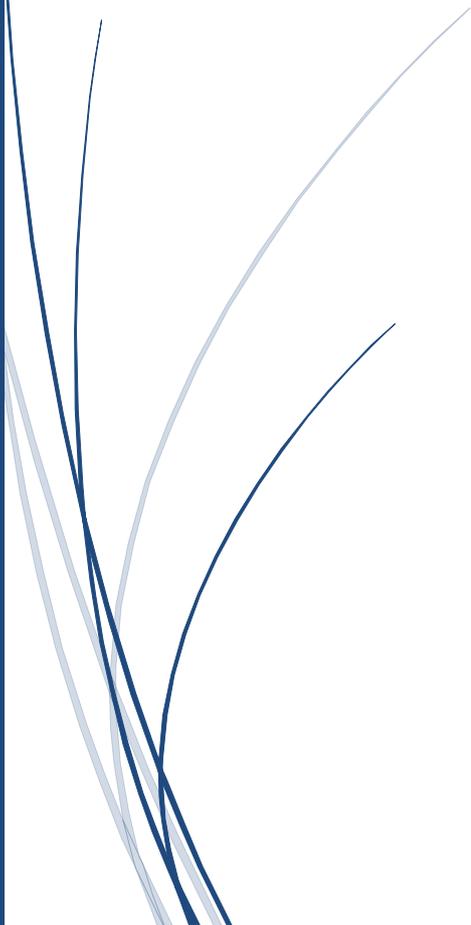
Schéma de ferrailage :



*Figure.III.54: Ferrailage de la poutre palière.*



*Chapitre IV :*  
*Etude sismique*  
*et dynamique*



### IV.1. Introduction :

Le séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle, accumulée dans les roches, par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques, qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol, ces mouvements du sol affectant les ouvrages par déplacement de leurs appuis ont des effets plus ou moins amplifiés dans la structure, Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol, ceci nécessite de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

### IV.2. L'objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres qui nous permettent de connaître son comportement vis-à-vis de l'excitation sismique pour calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

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

### IV.3. Présentation de différentes méthodes de calcul :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes qui cités dans **RPA99/Version 2003** :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

#### IV.3.1. La méthode statique équivalente :

##### IV.3.1. 1. Principe:

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant.

deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

##### IV.3.1. 2. Modélisation :

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés :

- 1) La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- 2) Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

#### IV.3.1. 3. Domaine d'application :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a. 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.

b. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

- 1) **Zone I** : tous groupes
- 2) **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.

- 3) **Zone III** : groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

#### IV.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale :

##### IV.3.2. .1. Principe :

Par cette méthode, 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 réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

##### IV.3.2. 2. Modélisation :

a. Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.

b. Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

c. Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.

d. La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.

e. Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).

f. Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

#### IV.3.2. 3. Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente ne s'applique pas.

#### IV.3.3. 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 accélérogramme réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

#### IV.4. Choix de la méthode de calcul :

D'après le **RPA99/Version 2003 [Art 4.1.3]**, « 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 ».

Pour notre structure, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale car elle tient en considération l'effet des modes supérieurs outre le mode fondamental.

#### IV.5. Classification de l'ouvrage selon RPA99/Version 2003 :

##### IV.5.1. La classification des zones sismiques :

Selon **L'Article 3.1** : Le territoire national est divisé en cinq (**05**) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

- \* **ZONE 0** : sismicité négligeable.
- \* **ZONE I** : sismicité faible.
- \* **ZONE IIa et IIb** : sismicité moyenne.
- \* **ZONE III** : sismicité élevée.

Dans notre cas, **Jijel** se situe dans une zone de sismicité moyenne « **ZONE IIa** ».

##### IV.5.2. La classification des ouvrages selon leur importance :

Selon **L'Article 3.2** : Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis à vis des objectifs de protection fixés par la collectivité.

Tout ouvrage doit être classé dans l'un des quatre (04) groupes suivant :

- × **Groupe 1A** : ouvrages d'importance vitale.
- × **Groupe 1B** : ouvrages de grande importance.
- × **Groupe 2** : ouvrages courants ou d'importance moyenne.
- × **Groupe 3** : ouvrages de faible importance.

Notre ouvrage est un ouvrage de grande importance, c'est un bâtiment à usage Commercial et habitation (groupe d'usage 2).

Le tableau suivant représente le coefficient d'accélération de zone qui donnée suivant la zone sismique et le groupe d'usage :

Groupe	Zone			
	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	0.1	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

***Tableau.IV.1: Coefficient d'accélération de zone A.***

#### IV.5.3. La classification des sites :

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

- × **Catégorie S1** : site rocheux
- × **Catégorie S2** : site ferme
- × **Catégorie S3** : site meuble
- × **Catégorie S4** : site très meuble

#### IV.5.4. La classification des systèmes de contreventement :

Catégorie	Description du système de contreventement	Valeur de R
<b>A</b> <b>1a</b>	Béton armé : Portique auto stables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
<b>1b</b>	Portique auto stables avec remplissages en maçonnerie rigide	3.5
<b>2</b>	Voiles porteurs	3.5
<b>3</b>	Noyau	3.5
<b>4a</b>	Mixte portiques /voiles avec interaction	5
<b>4b</b>	Portiques contreventés par des voiles	4
<b>5</b>	Console verticale à masses réparties	2
<b>6</b>	Pendule inverse	2

***Tableau.IV.2: Classification de la structure selon le système de contreventement.***

**IV.5.5. Classification de l'ouvrage selon leur configuration :**

**IV.5.5.1. Régularité en plan :**

a. Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

b. A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

c. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4 La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

d. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformable dans leur plan

Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure a 15% de celle de ce dernier.

$$\frac{l_x}{L_x} = \frac{3,95}{13} = 0,3 \leq 0.25 \dots\dots\dots (CNV)$$

$$\frac{l_y}{L_y} = \frac{7,65}{17,75} = 0,43 \leq 0.25 \dots\dots\dots (CNV)$$

⇒Donc notre structure est classée comme une structure irrégulière en plan.

**IV.5.5.2. Régularité en élévation :**

$$\frac{BM}{B} = \frac{4,8}{13} = 0,322 \geq 0.67 \dots\dots\dots (CNV)$$

⇒Donc notre structure est classée comme une structure irrégulière en élévation.

Classification de l'ouvrage		
1) Selon les zones sismiques	Bâtiment implanté en zone <b>IIa</b>	<b>A=0,15</b>
2) Classification des ouvrages selon leur importance	Groupe <b>2</b>	
3) Classification des sites	Site meuble <b>S3</b>	<b>T<sub>1</sub> = 0,15 s</b> <b>T<sub>2</sub> = 0,50 s</b>
4) Classification des systèmes de contreventements	Système de contreventement mixte portiques – voiles.	<b>R = 5</b> <b>C<sub>T</sub> = 0,05</b>
5) Classification de l'ouvrage selon sa configuration	irrégulier en plan irrégulier en élévation	<b>Bâtiment irrégulier</b>

**Tableau.IV.3: Classification de l'ouvrage selon RPA99/ Version 2003.**

Le chargement sismique 'E' sera généré automatiquement, en introduisant le spectre de **RPA99/Version2003**, qui dépend des coefficients suivants :

**IV.5.6. Facteur de Qualité :**

D'après l'Article 4.2.3 : Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$

Avec : **P<sub>q</sub>** est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité "q" est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau suivant :

Critère q	P <sub>q</sub>	Observer / non observer
Condition minimales sur les files de contreventement	0,05	N.O
Redondance en plan	0,05	N.O
Régularité en plan	0,05	N.O
Régularité en élévation	0,05	N.O
Contrôle de qualité des matériaux	0	O
Contrôle de qualité de l'exécution	0,10	N.O
<b>Σ q</b>	<b>0,30</b>	

***Tableau.IV.4: Pénalité P<sub>q</sub> en fonction des critères de qualités.***

$$Q = 1 + 0,30 = 1,30$$

**IV.5.7. Périodes associées à la catégorie du site T<sub>1</sub> et T<sub>2</sub> :**

D'après le tableau 4.7 de RPA99/Version2003 :

Site	S1	S2	S3	S4
T1 (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T2 (sec)	0.30	0.40	0.50	0.70

***Tableau.IV.5: Valeurs de T1 et T2.***

Pour notre cas : Site : S3 (Site meuble)  $\Rightarrow \begin{cases} T1 = 0.15 \\ T2 = 0.50 \end{cases}$

**IV.5.8. Facteur de correction d'amortissement η :**

Donnée par RPA99/Version2003 par la formule suivant :  $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique donnée dans le tableau suivant :

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton Armé-maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

***Tableau.IV.6: Valeurs de  $\xi$  (%).***

$\xi=7\%$  : pour portique en béton armé avec un remplissage dense.

#### **IV.6. La modélisation de la structure :**

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière.

Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, l'utilisation de l'outil informatique est indispensable.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul et qui s'agit de **ETABS**.

##### **IV.6.1. Présentation du logiciel ETABS 9.7.0 :**

Nom du logical: **Extended 3D Analyses of Building Systems**

**ETABS** est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde.

##### **IV.6.2. Pourquoi l'ETABS :**

Nous avons fait appeler au logiciel (**ETABS**) pour déterminer :

- ✗ Les périodes propres.
- ✗ Les coefficients de participation modale  $\alpha_i$ .
- ✗ Les déplacements des planchers.
- ✗ Les forces sismiques.

##### **IV.6.3. Démarches de modélisation de notre structure :**

Lors de modélisation de notre structure en **ETABS** dans une fenêtre d'utilisation complètement graphique, on a suivi les étapes suivantes :

- Définition de la géométrie de la structure.
- Définition des caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments (voiles, et dalles).

- Détermination des conditions aux appuis.
- Détermination des chargements de la structure.
- Définition et imposition de spectre de réponse sur la structure.
- Définition de type d'analyse, finalement cette dernière.

#### **IV.6.3.1. Etapes de modélisation :**

- a. Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments « Frame ».
- b. Les poutres entre deux nœuds de même niveau « i ».
- c. Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux « i et i+1 ».
- d. Les voiles sont représentés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
- e. Chaque plancher a été modélisé par un diaphragme. Les planchers sont supposés indéformables dans leurs plans.
- f. La masse de chaque niveau est répartie sur les nœuds du niveau considéré.

Pour tous les éléments non modélisés, leurs masses sont calculées et réparties sur les nœuds.

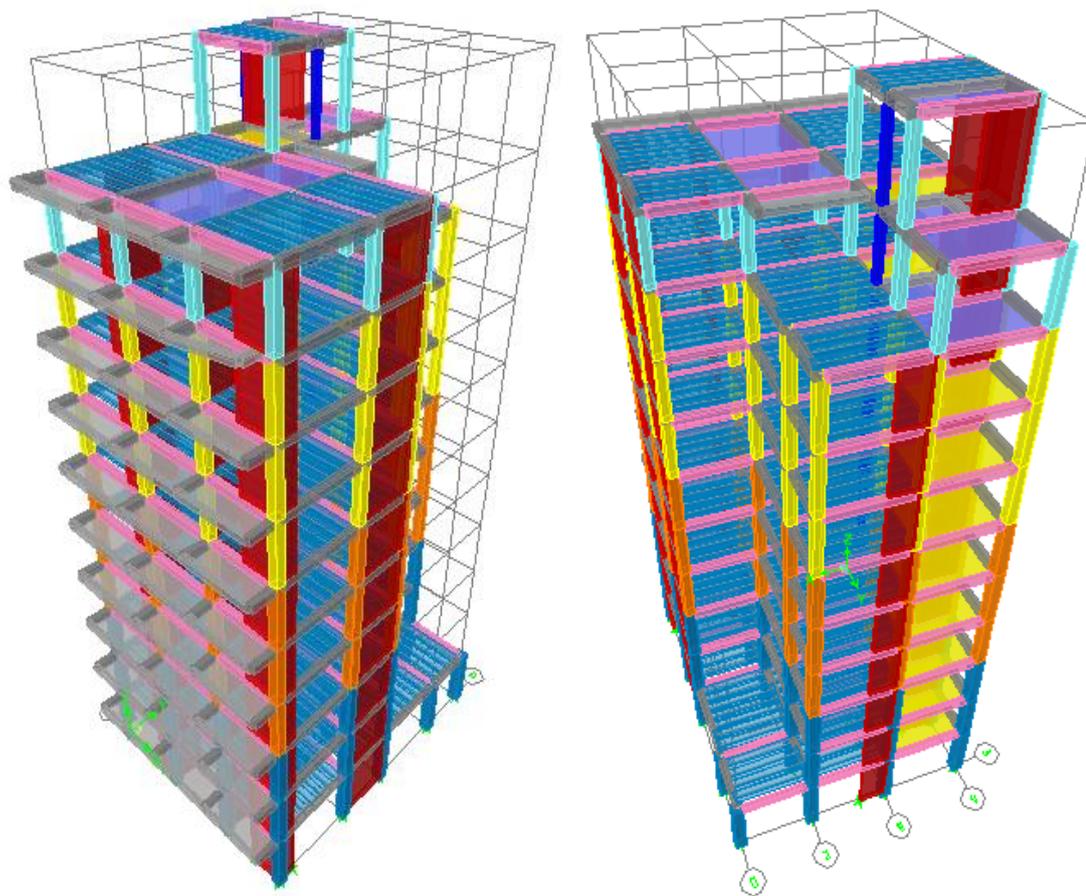
#### **IV.6.3.2. Définition de la masse sismique :**

Selon le **RPA99/Version2003**, la masse des planchers est calculée d'une manière à inclure la quantité  $\beta Q$  correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir  $2,5t/m^3$ .

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

#### **IV.6.3.3. Présentation de la vue en 3D :**

La modalisation de notre structure à partir de logiciel **ETABS** nous a donné la vue en **3D** suivante :



***Figure.IV.1: Modalisation de la structure en 3D.***

#### **IV.7. L'analyse :**

Après la modélisation de la structure et la distribution des masses et des chargements ainsi que la définition des combinaisons de charges, on passe à l'analyse. **ETABS** offre les possibilités d'analyses suivantes :

- × Analyse statique linéaire.
- × Analyse P-Delta.
- × Analyse statique non linéaire.
- × Analyse dynamique.

##### **IV.7.1. Analyse dynamique :**

L'analyse dynamique disponible dans **ETABS** comporte l'analyse modale et l'analyse spectrale.

##### **IV.7.2. Analyse modale :**

L'analyse modale permet de déterminer les modes et fréquences propres de la structure en l'absence des forces extérieures. Les modes et fréquences propres dépendent uniquement des matrices **[K]** et **[M]** de la structure, c'est à dire de la rigidité et de la masse.

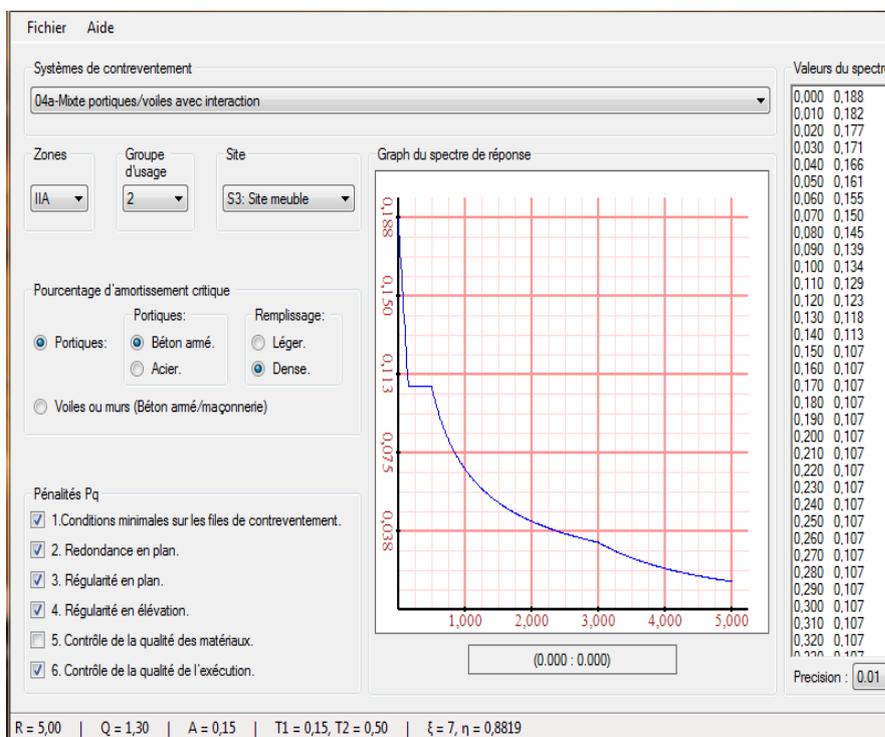
Pour l'analyse dynamique, le nombre des modes à considérer doit être tel que la somme des masses modales effective pour les modes retenus soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure,

ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

**IV.7.2.1. Spectre de réponse de calcul :**

Selon **RPA99/Version 2003 [Art 4.3.3]** l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \left\{ \begin{array}{ll} 1.25 A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & ; \quad 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & ; \quad T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & ; \quad T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left( \frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left( \frac{Q}{R} \right) & ; \quad T > 3s \end{array} \right.$$



**Figure.IV.2: Spectre de réponse.**

**IV.7.2.2. Les combinaisons d'actions :**

**a. Selon CBA93 [Art A.3.3.2] :**

**ELU :** 1,35 G + 1,5 Q

**ELS :** G + Q

**b. Selon RPA99/Version 2003 [Art 5.2] :**

G + Q ± E<sub>x</sub> ; G + Q ± E<sub>y</sub>

0.8 G ± E<sub>x</sub> ; 0.8 G ± E<sub>y</sub>

**IV.7.2.3. Nombre de modes à considérer :**

Selon **RPA99/Version 2003 [Art 4.3.4]** :

a. pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que :

1) La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

2) Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

b. 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 :

$$K \geq 3 \sqrt{N_{\text{et}}} : T_k \leq 0.2 \text{ (s)}$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et  $T_k$  la période du mode K.

#### IV.7.2.4. Période fondamentale théorique :

Selon **RPA99/Version 2003 [Art 4.2.4]** :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 :

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} ; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

$h_N$  : 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 de RPA99/Version2003**.

Cas n°	Système de contreventement	$C_T$
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie.	0.075
2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie.	0.085
3	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.	0.050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie.	<b>0.050</b>

**Tableau.IV.7: Valeurs du coefficient  $C_T$ .**

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Sens	$C_T$	$h_N$ (m)	D (m)	$C_T h_N^{3/4}$	$\frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D}}$	T (s)
X-X	0,05	34,74	13	0,72	0,87	<b>0,72</b>
Y-Y	0,05	34,74	17,75	0,72	0,74	<b>0,74</b>

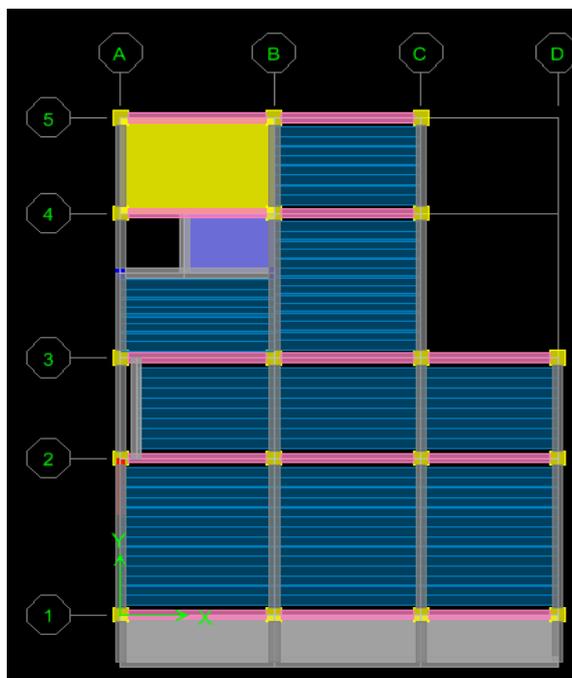
**Tableau.IV.8: Période fondamentale de la structure**

D'après RPA99/Version 2003[Art 4.2.4.4], il faut que la valeur de  $T_{dyn}$  calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur estimée par les méthodes empiriques  $T_{emp}$  appropriées de plus de 30 %.

Nous avons :  $1.3 T_{emp} = 0,94$  sec

#### IV.7.2.5. Disposition des voiles :

##### a. Cas 1 : Modèle initiale (sans voile) :



**Figure.IV.3: Modèle initiale.**

#### 1) Résultats d'analyse :

Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans le tableau :

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	<b>1,741615</b>	<b>68,8223</b>	0,0168	68,8223	0,0168	9,2648	9,2648
2	1,418642	0,4084	<b>74,5445</b>	69,2308	74,5613	1,5768	10,8416
3	1,327708	7,7922	2,4782	77,023	77,0395	<b>65,0055</b>	75,8471
4	0,581181	9,5011	0,0133	86,5241	77,0527	1,3253	77,1725
5	0,481158	0,1049	11,0257	86,629	88,0785	0,3244	77,4968
6	0,449875	1,2502	0,3941	87,8792	88,4726	9,4371	86,9339
7	0,331706	3,7676	0,0122	<b>91,6468</b>	88,4848	0,3927	87,3266
8	0,280191	0,0366	3,9059	91,6834	<b>92,3908</b>	0,3138	87,6404
9	0,268872	0,2107	0,2093	91,8941	92,6001	3,3587	<b>90,9991</b>
10	0,229591	2,3594	0,0086	94,2535	92,6087	0,0005	90,9995
11	0,208109	0,0701	1,632	94,3236	94,2407	0,3033	91,3028
12	0,203238	0,0279	0,1555	94,3515	94,3962	2,1325	93,4353

**Tableau.IV.9:** périodes et facteurs de participation massique du modèle initiale.

**b. Cas 2 : la proposition du voile : (architecturale)**

**1) Résultats d'analyse :**

Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans le tableau :

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	<b>1,105808</b>	<b>57,3306</b>	0,0058	57,3306	0,0058	14,3062	14,3062
2	0,915889	0,0013	<b>68,7298</b>	57,3319	68,7356	0,2232	14,5294
3	0,634744	12,0521	0,093	69,384	68,8286	<b>53,2246</b>	67,754
4	0,310253	11,9424	0,1312	81,3264	68,9598	3,0765	70,8305
5	0,245484	0,3449	15,2421	81,6713	84,2019	0,0174	70,8479
6	<b>0,158744</b>	0,726	0,8019	82,3973	85,0038	9,4477	80,2956
7	0,148343	4,799	0,6227	87,1963	85,6266	0,372	80,6676
8	0,139243	3,0747	0,3134	<b>90,271</b>	85,9399	4,6546	85,3222
9	0,106565	0,3793	4,9443	90,6504	<b>90,8842</b>	0,0169	85,3391
10	0,094104	0,2426	0,9666	90,893	91,8508	0,2377	85,5768
11	0,090915	0,8082	0,0028	91,7012	91,8536	2,0285	87,6054
12	0,075342	2,5022	0,4518	94,2034	92,3054	2,2317	89,8371

**Tableau.IV.10:** Les valeurs des périodes et facteur de participation des masses variante1.

2) Vérification de régularité :

☒ il faut vérifier que :  $1.3 T_{emp} > T_{dyn}$

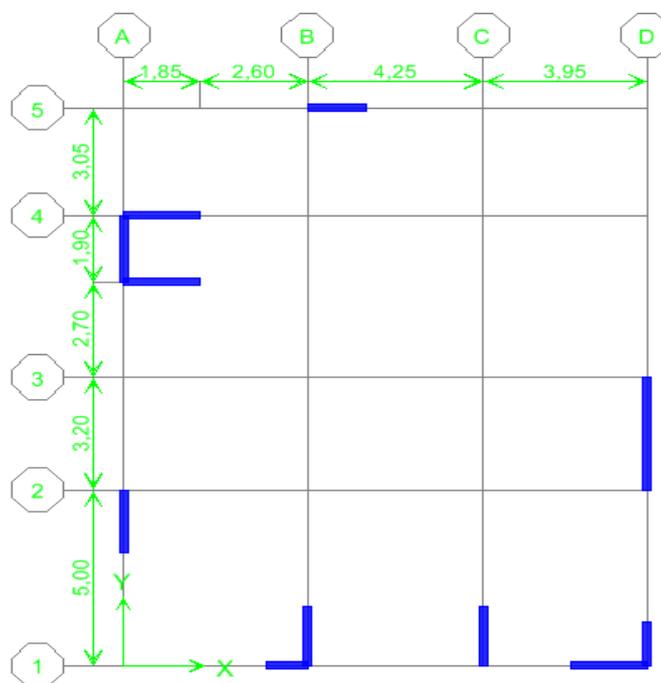
D'après les résultats obtenus on a:  $T_{dyn} = 1,10sec > 1.3 T_{emp} = 0.94 sec \dots\dots\dots (CNV)$

☒ La somme modale effective supérieur 90% au 8<sup>ème</sup> mode selon le plan (X-X) et 9<sup>ème</sup> mode selon le plan (Y-Y) de la masse totale de la structure.

☒ Pour :  $K \geq 3 \sqrt{N} \Rightarrow T_k \leq 0.2 sec$

$K \geq 11 \Rightarrow T_k = 0,094 < 0.2 sec \dots\dots\dots (CV)$

c. Cas 3 : la proposition du voile : (variant 2)



**Figure.IV.4: La disposition du voile proposée.**

1) Résultats d'analyse :

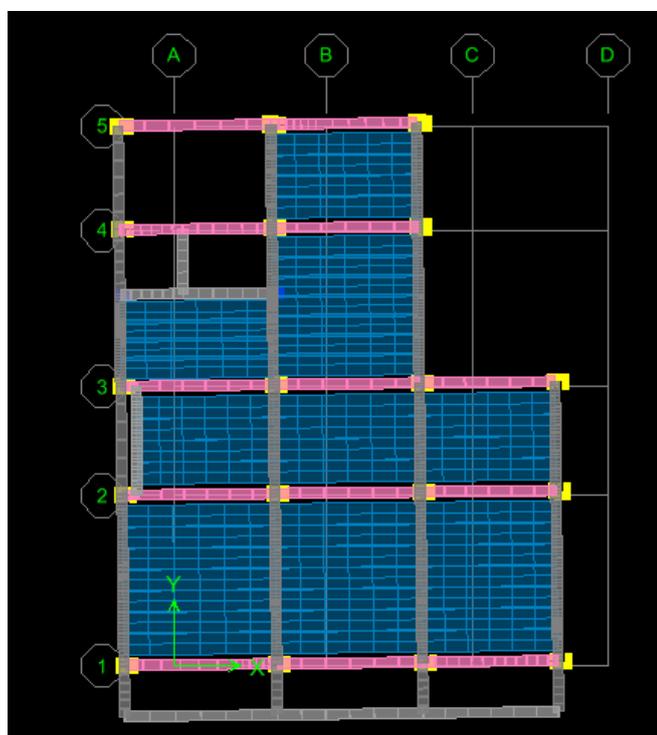
Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans le tableau :

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	<b>0,722386</b>	<b>64,1165</b>	2,4112	64,1165	2,4112	2,9	2,9
2	0,583325	2,3608	<b>66,136</b>	66,4773	68,5472	0,0006	2,9005
3	0,450507	2,1111	0,0169	68,5884	68,5641	<b>64,7767</b>	67,6772
4	0,190035	14,3004	0,639	82,8888	69,2032	0,8756	68,5528
5	0,153639	0,905	14,4746	83,7939	83,6777	0,0362	68,589
6	0,117761	0,0399	2,1971	83,8338	85,8748	6,9241	75,5131
7	0,106973	0,6874	0,2218	84,5212	86,0966	9,5805	85,0936
8	0,089497	5,957	0,4061	<b>90,4781</b>	86,5028	0,0003	85,0939
9	0,066292	0,4707	5,8683	90,9488	<b>92,3711</b>	0,0034	85,0972
10	0,059797	0,4752	0,0783	91,424	92,4494	3,6922	88,7895
11	0,050763	3,1078	0,4101	94,5318	92,8594	1,4667	<b>90,2562</b>
12	0,043032	0,5571	1,2918	95,0889	94,1513	0,9313	91,1875

**Tableau.IV.11:** Les valeurs des périodes et facteur de participation des masses variante2.

2) Les modes propres :

☒ 1<sup>ère</sup> mode : translation selon (X-X) :



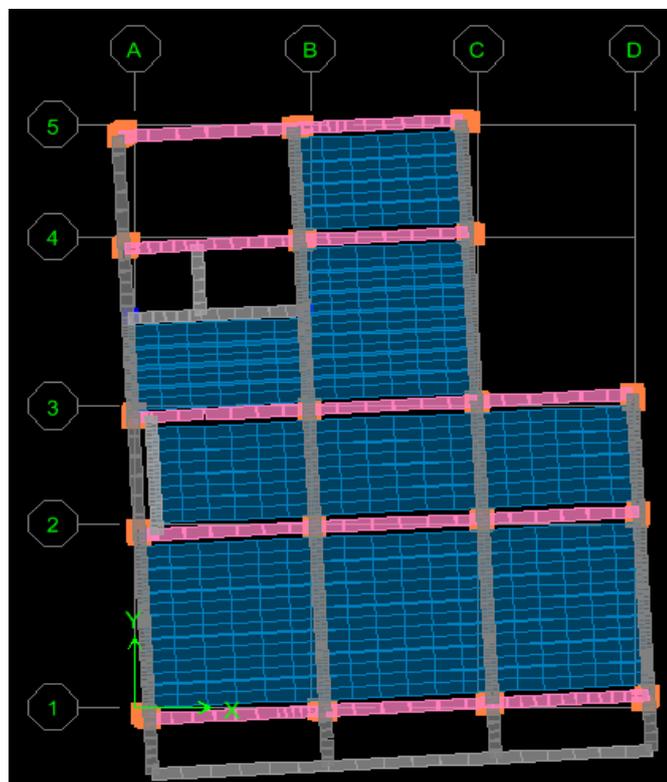
**Figure.IV.5:** Mode 1,  $T = 0.722386$  sec.

☒ 2<sup>ème</sup> mode : translation selon (Y-Y) :



*Figure.IV.6: Mode 2,  $T = 0.583325$  sec.*

☒ 3<sup>ème</sup> mode : torsion :



*Figure.IV.7: Mode 3,  $T = 0,45507$  sec.*

**3) Vérification de régularité :**

☒ il faut vérifier que :  $1.3 T_{emp} > T_{dyn}$

D'après les résultats obtenus on a:  $T_{dyn} = 0.72 \text{ sec} < 1.3 T_{emp} = 0.94 \text{sec}$  ..... (CV)

☒ La somme modale effective supérieur **90%** au **8<sup>ème</sup> mode** selon le plan (X-X) et **9<sup>ème</sup> mode** selon le plan (Y-Y) de la masse totale de la structure.

☒ Pour :  $K \geq 3 \sqrt{N} \Rightarrow T_k \leq 0.2 \text{ sec}$

$K \geq 10 \Rightarrow T_k = 0,059 < 0.2 \text{ sec}$  ..... (CV)

**IV.8. Poids totale de la structure :**

W est égal à la somme des poids  $W_i$  de chaque niveau (i).

$W = \sum_{i=1}^n W_i$  , avec :  $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

$W_{Gi}$ : Poids dû aux charges permanentes et aux équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

$W_{Qi}$ : Poids dû aux charges d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation est donnée par le **tableau [4.5]** de **RPA99/Version2003**.

Pour Un centre multifonctionnel d'usage d'habitation:  $\beta = 0,20$

Story	$W_i$ (KN)
Buanderie	341,92
9 <sup>ème</sup> étage	1667,43
8 <sup>ème</sup> étage	1901,84
7 <sup>ème</sup> étage	1910,36
6 <sup>ème</sup> étage	1910,34
5 <sup>ème</sup> étage	1975,75
4 <sup>ème</sup> étage	1975,75
3 <sup>ème</sup> étage	1975,74
2 <sup>ème</sup> étage	2048,04
1 <sup>ère</sup> étage	2048,04
RDC	2428,16
<b>Totale</b>	<b>20183,37</b>

***Tableau.IV.12: poids de chaque étage.***

**IV.9. Vérification réglementaire :****IV.9. 1. Caractéristique géométrique et massique de la section :****IV.9. 1.1. Centre de masse :**

Le centre de gravité des masses est le barycentre des masses, et le point d'application de la résultante des forces horizontales extérieures (vent, séisme,... etc).

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i}; \quad Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

**IV.9. 1.2. Centre de rigidité (de torsion) :**

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments de contreventement du bâtiment.

$$X_{cr} = \frac{\sum R_{yi} \times X_i}{\sum R_{yi}}; \quad Y_{cr} = \frac{\sum R_{xi} \times Y_i}{\sum R_{xi}}$$

**IV.9. 2. Calcul de l'excentricité :****IV.9. 2.1. L'excentricité théorique :**

Qui est donnée par les formules suivantes :

$$e_x^{the} = |X_{cr} - X_G| ; e_y^{the} = |Y_{cr} - Y_G|$$

**IV.9. 2.2. L'excentricité accidentelle :**

Selon **RPA99/Version2003**, pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, 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 :

- 5% De la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau.
- Excentricité théorique résultant des plans.

**a. étage 1 jusqu'à étage 8 :**

$$L_x = 13 \text{ m} \Rightarrow e_x^{acc} = 0.05 \times 13 = \mathbf{0.65 \text{ m}}$$

$$L_y = 17.75 \text{ m} \Rightarrow e_y^{acc} = 0.05 \times 17.75 = \mathbf{0.89 \text{ m}}$$

**b. Terrasse :**

$$L_x = 4.8 \text{ m} \Rightarrow e_x^{acc} = 0.05 \times 4.8 = \mathbf{0.25 \text{ m}}$$

$$L_y = 5 \text{ m} \Rightarrow e_y^{acc} = 0.05 \times 5 = \mathbf{0.25 \text{ m}}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Story	Centres des Masses (Selon ETABS)		Centre de rigidité (Selon ETABS)		Excentricité théorique		Excentricité accidentelle	
	XCCM	YCCM	XCR	YCR	XCCM	YCCM	XCR	YCR
RDC	5,55	7,22	4,974	7,528	0,576	0,582	0,65	0,89
1 <sup>ère</sup> étage	5,542	6,742	4,935	7,682	0,607	0,868	0,65	0,89
2 <sup>ème</sup> étage	5,542	6,742	4,935	7,61	0,607	0,868	0,65	0,89
3 <sup>ème</sup> étage	5,538	6,723	4,894	7,561	0,644	0,838	0,65	0,89
4 <sup>ème</sup> étage	5,538	6,723	4,894	7,561	0,644	0,838	0,65	0,89
5 <sup>ème</sup> étage	5,538	6,723	4,894	7,561	0,644	0,838	0,65	0,89
6 <sup>ème</sup> étage	5,423	6,663	4,924	7,487	0,529	0,824	0,65	0,89
7 <sup>ème</sup> étage	5,164	6,753	4,573	7,424	0,591	0,671	0,65	0,89
8 <sup>ème</sup> étage	2,626	10,079	2,822	9,849	0,20	0,23	0,24	0,25
9 <sup>ème</sup> étage	6,252	7,55	5,877	8,247	0,375	0,697	0,65	0,89
Buanderie	5,55	7,22	4,974	7,802	0,576	0,582	0,65	0,89

**Tableau.IV.13: Centre de masse et de torsion de chaque étage.**

D’après les résultats des excentricités théoriques et accidentelles dans chaque étage représenté dans le tableau précédent :

$$e_x^{the} = 0,375 \text{ m} < e_x^{acc} = 0,65 \text{ m} \dots\dots\dots (CV)$$

$$e_y^{the} = 0,65 \text{ m} < e_y^{acc} = 0,89 \text{ m} \dots\dots\dots (CV)$$

**IV.10. Justification de l’interaction " portique-voile" :**

Pour la justification de l’interaction portique voiles, on doit vérifier que :

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales.

N <sub>tot</sub> (KN)	N <sub>voile</sub> (KN)	N <sub>voile</sub> (%)	vérification
72018,3	31389,98	43.58	CNV

**Tableau.IV.14: Le pourcentage de l’effort vertical repris par les voiles.**

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins **25%** de l’effort tranchant de l’étage.

✓ **Sens longitudinal (X-X) :**

D’après le fichier des résultats **ETABS** on a :

L'effort tranchant total à la base :  $V_{total} = 4629.65 \text{ KN}$

L'effort tranchant à la base repris par les portiques :  $V_{portique} = 3657.65 \text{ KN}$

$$V_{portique} \% = \frac{3657,65}{4629,65} \times 100 = 79,004 \%$$

✓ **Sens transversal (Y-Y) :**

D'après le fichier des résultats **ETABS** on a :

L'effort tranchant total à la base :  $V_{total} = 3428,15 \text{ KN}$

L'effort tranchant à la base repris par les portiques :  $V_{portique} = 2907,58$

$$V_{portique} \% = \frac{2907,58}{3428,15} \times 100 = 84 \%$$

☒ **Remarque :**

Au début de calcul, on a pris  $R=5$  mais les conditions d'un contreventement mixtes n'étant pas satisfaites, alors on rend le coefficient de comportement  $R = 3,5$ , car les voiles reprennent plus que **20%** des charges verticales. (puisque la charge supportée par les voiles est **43.58 % > 20 %**)

**IV.11. Vérification de l'effort sismique :**

Selon **RPA99/Version2003**, Il faut vérifier que :  $V_{dynamique} > 80\% V_{statique}$

D'après le fichier des résultats **ETABS** on a :

Load	$\sum F_x \text{ (KN)}$	$\sum F_y \text{ (KN)}$
$E_x$	<b>3050,63</b>	<b>82,74</b>
$E_y$	<b>774,4</b>	<b>3225,24</b>

**Tableau.IV.15: Valeur de  $F_x$  et  $F_y$ .**

$$V_{xdyn} = \sqrt{(3050,63)^2 + (82,74)^2} = 3051,752 \text{ KN}$$

$$V_{ydyn} = \sqrt{(774,4)^2 + (3225,24)^2} = 3316,906 \text{ KN}$$

**IV.11.1. Calcul de la résultante des forces sismiques « Vs »:**

➤ **Calcul le coefficient dynamique :**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \quad \dots \dots \dots (1) \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \quad \dots \dots \dots (2) \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3s \quad \dots \dots \dots (3) \end{cases}$$

D'après le **tableau (4.7)** de **RPA99/Version2003** :

Site meuble (S3) :  $T_1 = 0.15$  sec

$T_2 = 0.50$  sec

Le facteur de correction d'amortissement :  $\eta = 0.88$

**Pour :  $T_x = 0.72 \Rightarrow T_2 \leq T_x \leq 3s \Rightarrow$**  On choisit la 2<sup>ème</sup> formule donc :  **$D_x = 1.73$**

**Pour :  $T_y = 0.72 \Rightarrow T_2 \leq T_y \leq 3s \Rightarrow$**  On choisit la 2<sup>ème</sup> formule donc :  **$D_y = 1.73$**

La force sismique totale  $V_s$  est donnée par la formule :  $V_s = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

**Selon X-X :  $V_{sx} = \frac{0.15 \times 1.73 \times 1.3}{3.5} \times 20183,37 = 1945,39$  KN**

**Selon Y-Y :  $V_{sy} = \frac{0.15 \times 1.73 \times 1.3}{3.5} \times 20183,37 = 1945,39$  KN**

Donc :  $V_{dyn\ x} = 3051,752$  KN  $> 0.8 V_{sx} = 1556,31$  KN ..... (CV)

$V_{dyn\ y} = 3316,906$  KN  $> 0.8 V_{sy} = 1556,31$  KN ..... (CV)

#### IV.12. Distribution de l'effort sismique selon la hauteur :

D'après le **RPA99/Version2003 [Art 4.2.5]**, La résultante des forces sismiques à la base  $V$  doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$V = F_t + \sum F_i$ , avec :

$F_t$  : Force concentré au sommet de la structure.

$F_i$  : Force horizontale au niveau  $i$ .

La partie restante ( $V - F_t$ ) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule:

$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum W_j h_j}$ ; avec :  $W_i$  : poids de niveau  $i$ .

$h_i$  : niveau de plancher.

$F_t$  doit être déterminée par la formule :  $F_t = 0.07 \times T \times V \Rightarrow$  Si :  $T > 0.7$  sec

$F_t = 0 \Rightarrow$  Si :  $T < 0.7$  sec

**Sens-X :**

$T_x = 0,72 > 0.7 \Rightarrow F_{tx} = 0.07 \times 0,72 \times 1945,39 = 98,048$  KN

$\Rightarrow (V_x - F_{tx}) = 1945,39 - 98,048 = 1847,342$  KN

**Sens-Y :**

$$T_y = 0,72 > 0,7 \Rightarrow F_{ty} = 0,07 \times 0,72 \times 1945,39 = 98,048 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow (V_y - F_{ty}) = 1945,39 - 98,048 = 1847,342 \text{ KN}$$

a. Sens X :

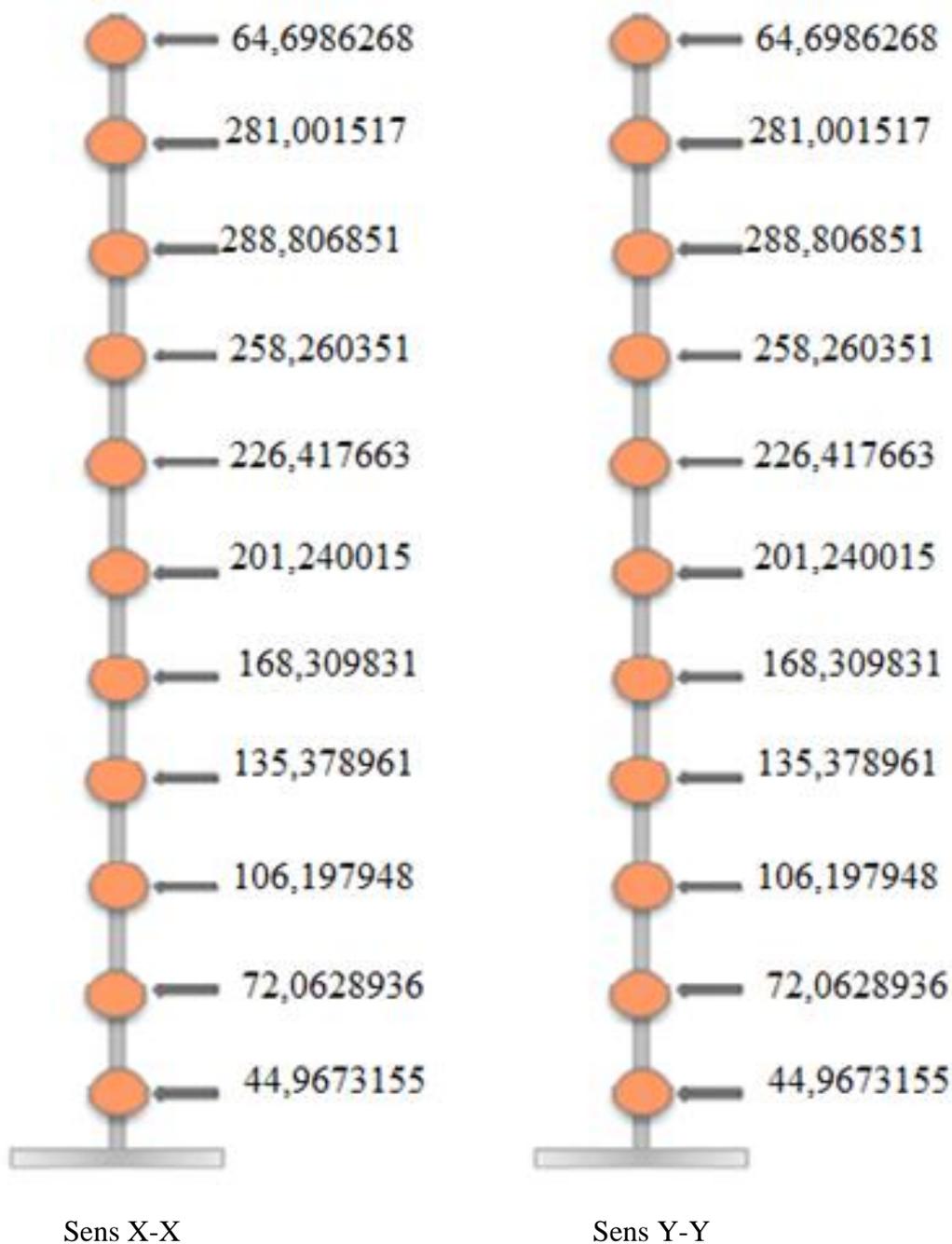
Niveau	$W_i$ (KN)	$h_i$ (m)	$h_i \times W_i$ (KN.m)	$\sum h_i \times W_i$ (KN.m)	$V_x - F_{tx}$	$F_{xi}$ (KN)
Buanderie	341,92	34,74	11878,30	339161,51	1847,342	64,6986268
9 <sup>ème</sup> étage	1667,43	30,94	51590,28	339161,51	1847,342	281,001517
8 <sup>ème</sup> étage	1901,84	27,88	53023,30	339161,51	1847,342	288,806851
7 <sup>ème</sup> étage	1910,36	24,82	47415,14	339161,51	1847,342	258,260351
6 <sup>ème</sup> étage	1910,34	21,76	41569,00	339161,51	1847,342	226,417663
5 <sup>ème</sup> étage	1975,75	18,70	36946,53	339161,51	1847,342	201,240015
4 <sup>ème</sup> étage	1975,75	15,64	30900,73	339161,51	1847,342	168,309831
3 <sup>ème</sup> étage	1975,74	12,58	24854,81	339161,51	1847,342	135,378961
2 <sup>ème</sup> étage	2048,04	9,52	19497,34	339161,51	1847,342	106,197948
1 <sup>ère</sup> étage	2048,04	6,46	13230,34	339161,51	1847,342	72,0628936
RDC	2428,16	3,4	8255,74	339161,51	1847,342	44,9673155

**Tableau.IV.16:** Distribution des forces suivant X.

b. Sens Y :

Niveau	$W_i$ (KN)	$h_i$ (m)	$h_i \times W_i$ (KN.m)	$\sum h_i \times W_i$ (KN.m)	$V_y - F_{ty}$	$F_{yi}$ (KN)
Buanderie	341,92	34,74	11878,30	339161,51	1847,342	64,6986268
9 <sup>ème</sup> étage	1667,43	30,94	51590,28	339161,51	1847,342	281,001517
8 <sup>ème</sup> étage	1901,84	27,88	53023,30	339161,51	1847,342	288,806851
7 <sup>ème</sup> étage	1910,36	24,82	47415,14	339161,51	1847,342	258,260351
6 <sup>ème</sup> étage	1910,34	21,76	41569,00	339161,51	1847,342	226,417663
5 <sup>ème</sup> étage	1975,75	18,70	36946,53	339161,51	1847,342	201,240015
4 <sup>ème</sup> étage	1975,75	15,64	30900,73	339161,51	1847,342	168,309831
3 <sup>ème</sup> étage	1975,74	12,58	24854,81	339161,51	1847,342	135,378961
2 <sup>ème</sup> étage	2048,04	9,52	19497,34	339161,51	1847,342	106,197948
1 <sup>ère</sup> étage	2048,04	6,46	13230,34	339161,51	1847,342	72,0628936
RDC	2428,16	3,4	8255,74	339161,51	1847,342	44,9673155

**Tableau.IV.17:** Distribution des forces suivant Y



**Figure.IV.8:** Distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant X et Y.

**IV.13. Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur :**

L'effort tranchant au niveau de l'étage **K** est donné par la formule :  $V_K = F_t + \sum F_i$

## a. Sens X :

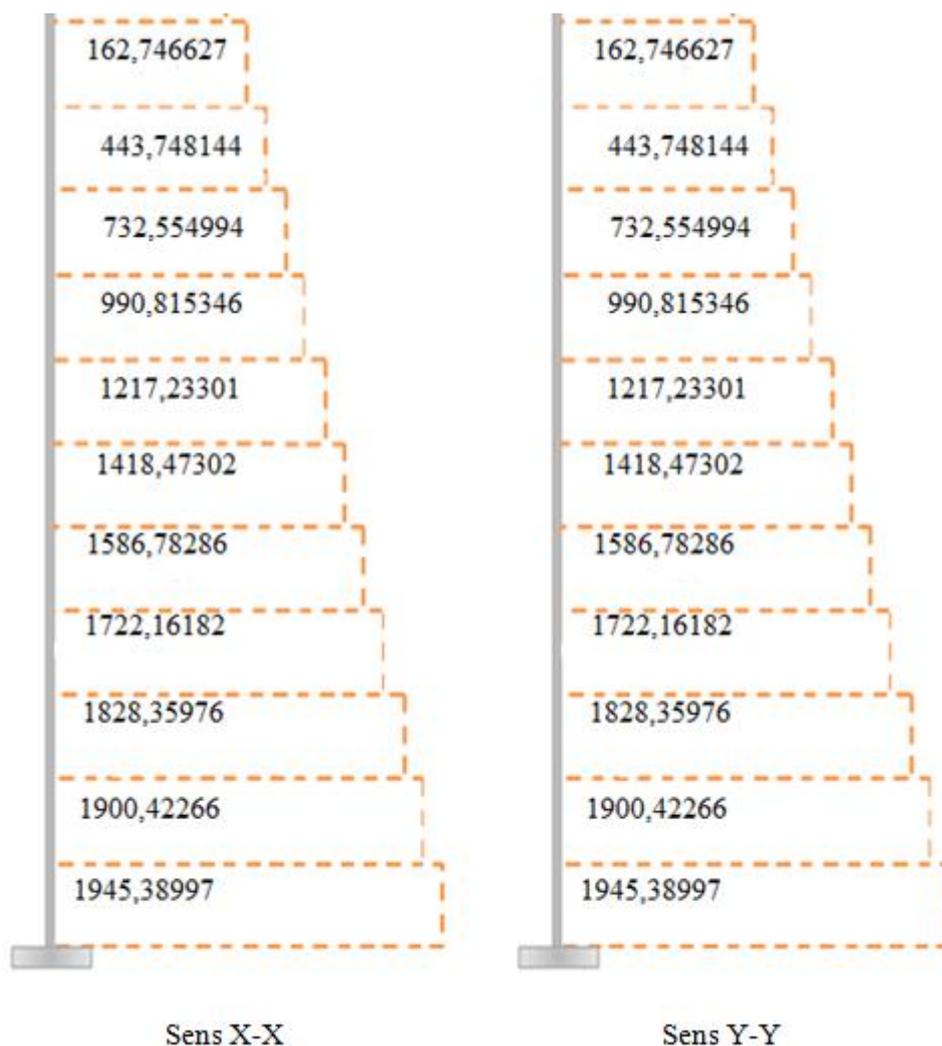
Niveau	$W_i$ (KN)	$h_i$ (m)	$F_{tx}$ (KN)	$F_{xi}$ (KN)	$V_{xi}$ (KN)
Buanderie	341,92	34,74	98,048	64,6986268	162,746627
9 <sup>ème</sup> étage	1667,43	30,94	98,048	281,001517	443,748144
8 <sup>ème</sup> étage	1901,84	27,88	98,048	288,806851	732,554994
7 <sup>ème</sup> étage	1910,36	24,82	98,048	258,260351	990,815346
6 <sup>ème</sup> étage	1910,34	21,76	98,048	226,417663	1217,23301
5 <sup>ème</sup> étage	1975,75	18,70	98,048	201,240015	1418,47302
4 <sup>ème</sup> étage	1975,75	15,64	98,048	168,309831	1586,78286
3 <sup>ème</sup> étage	1975,74	12,58	98,048	135,378961	1722,16182
2 <sup>ème</sup> étage	2048,04	9,52	98,048	106,197948	1828,35976
1 <sup>ère</sup> étage	2048,04	6,46	98,048	72,0628936	1900,42266
RDC	2428,16	3,4	98,048	44,9673155	1945,38997

**Tableau.IV.18:** Distribution de l'effort tranchant suivant X.

## b. sens Y :

Story	$W_i$ (KN)	$h_i$ (m)	$F_{ty}$ (KN)	$F_{yi}$ (KN)	$V_{yi}$ (KN)
Buanderie	341,92	34,74	98,048	64,6986268	162,746627
9 <sup>ème</sup> étage	1667,43	30,94	98,048	281,001517	443,748144
8 <sup>ème</sup> étage	1901,84	27,88	98,048	288,806851	732,554994
7 <sup>ème</sup> étage	1910,36	24,82	98,048	258,260351	990,815346
6 <sup>ème</sup> étage	1910,34	21,76	98,048	226,417663	1217,23301
5 <sup>ème</sup> étage	1975,75	18,70	98,048	201,240015	1418,47302
4 <sup>ème</sup> étage	1975,75	15,64	98,048	168,309831	1586,78286
3 <sup>ème</sup> étage	1975,74	12,58	98,048	135,378961	1722,16182
2 <sup>ème</sup> étage	2048,04	9,52	98,048	106,197948	1828,35976
1 <sup>ère</sup> étage	2048,04	6,46	98,048	72,0628936	1900,42266
RDC	2428,16	3,4	98,048	44,9673155	1945,38997

**Tableau.IV.19:** Distribution de l'effort tranchant suivant Y.



**Figure.IV.9:** Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur suivant X et Y.

**IV.14. Vérification des déplacements latéraux inters étage :**

Selon **RPA99/Version2003**, Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

$$\Delta_x^K \leq \Delta_{adm} \ ; \ \Delta_y^K \leq \Delta_{adm}$$

Avec :  $\Delta_{adm} = \frac{h_e}{100}$  (le déplacement relatif admissible)

$h_e$  : représente la hauteur de l'étage

D'après **RPA99/Version 2003**[Art 4.4.3], le déplacement horizontal à chaque niveau "K" de la structure est calculé comme suit :

$\delta_K = R \delta_{eK}$  ; Avec :

$\delta_{eK}$  : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

$R$  : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau " $K$ " par rapport au niveau " $K - 1$ " est égal à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Le logiciel de calcul des structures « **ETABS** » donne directement les valeurs de  $\delta_{eK}$ .

Le calcul des déplacements correspond à la combinaison des charges suivantes :  $G+Q\pm E$

Après analyse des résultats on obtient le tableau ci-dessous :

Niveau	$\delta_{ex}$ (m)	$\delta_x$ (m)	$\Delta_x$ (m)	$\delta_{ey}$ (m)	$\delta_y$ (m)	$\Delta_y$ (m)	$\Delta_{adm}$ (m)	$\Delta_{x/y} < \Delta_{adm}$
Buanderie	0,0181	0,0634	<b>0,0063</b>	0,015	0,0525	<b>0,0031</b>	0,038	CV
9 <sup>ème</sup> étage	0,0163	0,0571	<b>0,0042</b>	0,0141	0,0494	<b>0,0042</b>	0,0306	CV
8 <sup>ème</sup> étage	0,0151	0,0529	<b>0,0053</b>	0,0129	0,0452	<b>0,0049</b>	0,0306	CV
7 <sup>ème</sup> étage	0,0136	0,0476	<b>0,0056</b>	0,0115	0,0403	<b>0,0056</b>	0,0306	CV
6 <sup>ème</sup> étage	0,012	0,0420	<b>0,0063</b>	0,0099	0,0347	<b>0,0060</b>	0,0306	CV
5 <sup>ème</sup> étage	0,0102	0,0357	<b>0,0070</b>	0,0082	0,0287	<b>0,0063</b>	0,0306	CV
4 <sup>ème</sup> étage	0,0082	0,0287	<b>0,0070</b>	0,0064	0,0224	<b>0,0059</b>	0,0306	CV
3 <sup>ème</sup> étage	0,0062	0,0217	<b>0,0073</b>	0,0047	0,0165	<b>0,0059</b>	0,0306	CV
2 <sup>ème</sup> étage	0,0041	0,01435	<b>0,0073</b>	0,0031	0,0109	<b>0,0056</b>	0,0306	CV
1 <sup>ère</sup> étage	0,0023	0,00805	<b>0,0063</b>	0,0016	0,0056	<b>0,0053</b>	0,0306	CV
RDC	0,0008	0,0028	<b>0,0053</b>	0,0005	0,0018	<b>0,0038</b>	0,034	CV

**Tableau.IV.20: Vérification des déplacements.**



**Figure.IV.10:** Déplacement horizontal dans les deux sens.

**IV.15. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :**

D'après **RPA99/Version2003 [Art 5.9]**, Les effets du 2° ordre (ou effet P – Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10 ; \text{ Avec :}$$

**P<sub>k</sub>**: Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « **k** », **P<sub>k</sub>** = ∑(W<sub>Gi</sub> + β × W<sub>Qi</sub>)

**V<sub>k</sub>**: Effort tranchant d'étage au niveau "k" : **V<sub>k</sub>** = ∑F<sub>i</sub>.

**Δ<sub>k</sub>**: Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « **k – 1** ».

**h<sub>k</sub>**: hauteur de l'étage « **k** ».

Si : **0,10 < θ<sub>k</sub> ≤ 0,20**, les effets **P – Δ** peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur  $\frac{1}{1-\theta_k}$

Si :  $\theta_k > 0.2$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

a. Sens X:

Niveau	$W_i$ (KN)	$P_i$ (KN)	$\Delta_{xi}$ (m)	$V_{xi}$ (KN)	$h_i$ (m)	$\theta_x$
Buanderie	341,92	341,92	0,0063	162,746627	3,8	0,00348313
9 <sup>ème</sup> étage	1667,43	2009,35	0,0042	443,748144	3,06	0,00621508
8 <sup>ème</sup> étage	1901,84	3911,19	0,0053	732,554994	3,06	0,00924747
7 <sup>ème</sup> étage	1910,36	5821,55	0,0056	990,815346	3,06	0,01075258
6 <sup>ème</sup> étage	1910,34	7731,89	0,0063	1217,23301	3,06	0,01307769
5 <sup>ème</sup> étage	1975,75	9707,64	0,0070	1418,47302	3,06	0,01565558
4 <sup>ème</sup> étage	1975,75	11683,39	0,0070	1586,78286	3,06	0,01684333
3 <sup>ème</sup> étage	1975,74	13659,13	0,0073	1722,16182	3,06	0,01892128
2 <sup>ème</sup> étage	2048,04	17755,21	0,0073	1828,35976	3,06	0,02316678
1 <sup>ère</sup> étage	2048,04	17755,21	0,0063	1900,42266	3,06	0,01923511
RDC	2428,16	20183,37	0,0053	1945,38997	3,4	0,01617275

**Tableau.IV.21: Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$  sens X.**

b. Sens Y:

Niveau	$W_i$ (KN)	$P_i$ (KN)	$\Delta_{yi}$ (m)	$V_{yi}$ (KN)	$h_i$ (m)	$\theta_y$
Buanderie	341,92	341,92	0,0031	162,746627	3,8	0,00171392
9 <sup>ème</sup> étage	1667,43	2009,35	0,0042	443,748144	3,06	0,00621508
8 <sup>ème</sup> étage	1901,84	3911,19	0,0049	732,554994	3,06	0,00854955
7 <sup>ème</sup> étage	1910,36	5821,55	0,0056	990,815346	3,06	0,01075258
6 <sup>ème</sup> étage	1910,34	7731,89	0,0060	1217,23301	3,06	0,01245494
5 <sup>ème</sup> étage	1975,75	9707,64	0,0063	1418,47302	3,06	0,01409002
4 <sup>ème</sup> étage	1975,75	11683,39	0,0059	1586,78286	3,06	0,01419652
3 <sup>ème</sup> étage	1975,74	13659,13	0,0059	1722,16182	3,06	0,01529254
2 <sup>ème</sup> étage	2048,04	17755,21	0,0056	1828,35976	3,06	0,01777177
1 <sup>ère</sup> étage	2048,04	17755,21	0,0053	1900,42266	3,06	0,01618192
RDC	2428,16	20183,37	0,0038	1945,38997	3,4	0,01159556

**Tableau.IV.22: Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$  sens Y.**

D'après le tableau on remarque que tous les coefficients  $\theta_k$  selon X et Y sont inférieure à 0.1, donc l'effet P –  $\Delta$  est négligé.

**IV.16. Justification de la stabilité au renversement :**

D'après Le **RPA99/Version2003**[Art 4.4.1]Pour que la tour soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

Avec :

$M_s$  : Moment stabilisant ,  $M_s = \frac{W \times l}{2}$

$M_r$  : Moment renversant,  $M_r = \sum F_i \times h_i$

$W$  : Poids du bâtiment.

$F_i$  : Force sismique au niveau i.

Les résultats obtenus sont données dans le tableau suivant :

Sens	W (KN)	L (m)	$M_s$ (KN.m)	$M_r$ (KN.m)	$M_s/M_r$	Vérification
X-X	20183,37	13	131191,905	25682,047	5,11	CV
Y-Y	20183,37	17,75	179127,409	27358,533	6,55	CV

**Tableau.IV.23: Vérification de la stabilité au renversement.**

La tour est stable suivant X et Y selon les exigences du **RPA99/Version2003**, donc il y'a pas de risque de renversement.

**IV.17. Vérification de l'effort normal réduit :**

D'après **RPA99/Version2003** [Art 7.1.3.3], on entend par effort normal réduit, le rapport :

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{cj}} ; \text{ Avec :}$$

$N_d$  : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B_c$  : est l'aire (section brute) de cette dernière.

D'après **RPA99/Version2003** [Art 7.4.3.1], « ... Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante » :

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{cj}} \leq 0.3$$

Poteau	55 × 55	50 × 50	45 × 45	40 × 40
$B_r$ (m <sup>2</sup> )	0,3025	0,25	0,2025	0,16
$N_d$ (KN)	1086,05	366,86	153,19	121,99
$v$	0,140	0,059	0,030	0,030
$v < 0.3$	CV	CV	CV	CV

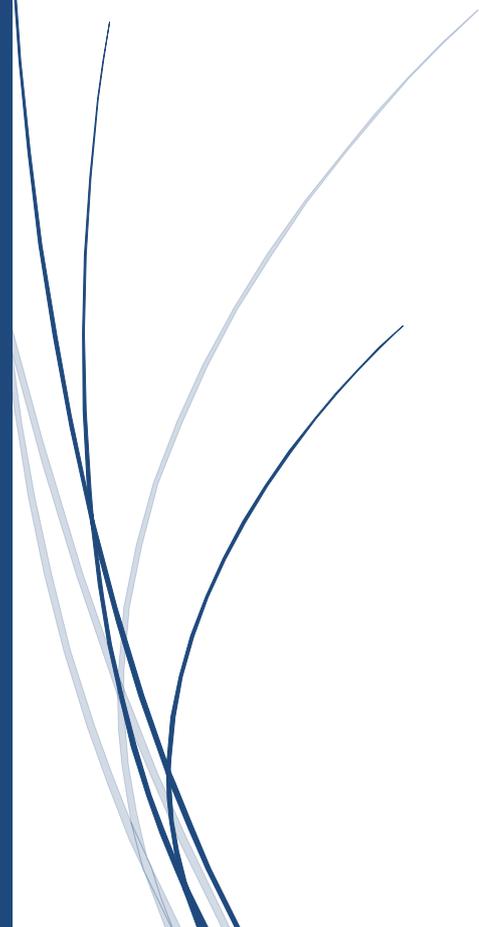
**Tableau.IV.25: Vérification de l'effort normal réduit.**

**IV.18. Conclusion :**

L'étude dynamique ou sismique est donc achevée et toutes les conditions reliées à cette étude notamment celles du **RPA99/Version 2003** ont été bien respectées. Ceci nous amène au dimensionnement des éléments structuraux.



*CHAPITRE V :  
FERRAILLAG  
E DES  
ELEMENTS  
PORTEURS*



### V.1. Introduction :

Au niveau de ce chapitre nous allons présenter le dimensionnement des éléments structuraux de la variante retenue.

Pour pouvoir ferrailler les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (**ETABS**), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

- Les poutres seront dimensionnées en flexion simple.
- Les poteaux seront dimensionnés en flexion composée.

### V.2. Ferraillage des portiques :

#### V.1.2. Ferraillage des poutres :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant.

Leur ferraillage est obtenu sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations suivantes :

#### ☒ Situation durable :

- ✓ Béton:  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$  ;  $\gamma_b = 1.5$
- ✓ Acier: FeE 400;  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$  ;  $\gamma_s = 1.15$

#### ☒ Situation accidentelle :

- ✓ Béton :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $f_{bu} = 18.48 \text{ MPa}$  ;  $\gamma_b = 1.5$
- ✓ Acier : FeE 400 ;  $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$  ;  $\gamma_s = 1$

#### V.2.1.1. Combinaisons des charges :

Les poutres seront calculées en **flexion simple** d'après les règlements du **BAEL 91**, on se rapportera aussi au **RPA99/Version 2003** pour la vérification.

Les combinaisons d'action sont les suivantes :

##### a. Selon BAEL91 :

**ELU** :  $1,35 G + 1,5 Q$

**ELS** :  $G + Q$

##### b. Selon RPA99/Version 2003 [Art 5.2] :

$G + Q \pm E_x$  ;  $G + Q \pm E_y$   
 $0.8 G \pm E_x$  ;  $0.8 G \pm E_y$

#### V.2.1.2. Calcul du ferraillage :

Les poutres seront ferraillées suivant les combinaisons :

- ✓  $1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow$  pour obtenir le moment en travée.
- ✓  $G + Q \pm E \Rightarrow$  pour obtenir le moment sur appui (nappe supérieure).
- ✓  $0.8 G \pm E \Rightarrow$  pour obtenir le moment sur appui (nappe inférieure).

Pour le ferraillage on va prendre les valeurs maximums des moments en travée et sur appui.

**a. Les poutres principales :**

Les résultats de logiciel **SAP** sont :

Position	Travée	Appui (nappe supérieure)	Appui (nappe inférieure)
combinaison	1.35G + 1.5 Q	G+Q ± E	0.8G ± E
$M_{max}$ (KN.m)	41,862	119,538	120,751

**Tableau.V.1: Résultats des moments fléchissant des poutres principales.**

Selon **BAEL91**, Les armatures sont déterminées en flexion simple par les formules suivantes :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) ; Z = d (1 - 0.4\alpha) ; A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant:

La section	$M_u$ (KN.m)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ adopté (cm <sup>2</sup> )
En travée	41,862	30	40	37	0,0719	0,093	35,62	3,37	<b>3HA12 = 3,39</b>
Appui sup	119,538	30	40	37	0,1575	0,215	33,81	10,15	<b>3HA16+3HA14 = 10.65</b>
Appui inf	120,751	30	40	37	0,1591	0,218	33,78	10,27	<b>3HA16+3HA14 = 10.65</b>

**Tableau.V.2: Résultat de ferraillage des poutres principales.**

**1) Vérification du ferraillage :**

**Condition de non fragilité :**

Selon **BAEL91**, Il faut vérifier que :

$$A_s > A_{min \text{ BAEL}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = \mathbf{1,34 \text{ cm}^2} \dots\dots\dots (CV)$$

Selon **RPA99/Version 2003 [Art 7.5.2.1] :**

✓ **La section minimale :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en tout la section.

$$A_s > A_{min \text{ RPA}} = 0.5\% \times b \times h = \mathbf{6 \text{ cm}^2} \dots\dots\dots (CV)$$

✓ **La section maximale :**

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

➤ En zone courante :

$$A_s < A_{\max 1} = 4\% (b \times h) = 48 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (CV)$$

➤ En zone de recouvrement :

$$A_s < A_{\max 2} = 6\% (b \times h) = 72 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (CV)$$

## 2) Vérification à l'ELU :

### ☒ Vérification de la contrainte de cisaillement :

Selon BAEL91, il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Comme la fissuration est peu préjudiciable :  $\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$

La valeur de l'effort tranchant maximum est :  $T_{\max} = 57,56 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{57,56 \times 10^3}{300 \times 370} = 0,52 \text{ MPa}$$

Donc :  $\tau_u = 0,52 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots (CV)$

### ☒ Calcul de la section des armatures transversales :

Selon BAEL91 :

$$\emptyset_t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b_0}{10} \right) = \min \left( \frac{400}{35}; 14; \frac{300}{10} \right) = \min (11,43; 14; 30) = 11,43 \text{ mm} = 1,43 \text{ cm}$$

Donc on adopte :  $\emptyset 8$  de HA feE400

### ☒ Calcul d'espacement :

#### ✓ Espacement entre les cadres :

Selon BAEL91:

$$S_t \leq \min (0.9 d; 40 \text{ cm}) = \min (33,3 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 33,3 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 30 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max \left[ \frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right] \Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max [0,26; 0,4]$$

$$A_t \geq \frac{0,26 \times 30 \times 30}{400} = 0,59 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte :  $4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 > 0,59 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (CV)$

#### ✓ Espacement exigé par le RPA99/Version 2003 [Art 7.5.2.2]:

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\emptyset \right) = 10 \text{ cm} \Rightarrow \text{on adopte : } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{En zone Courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{on adopte : } S_t = 20 \text{ cm}$$

☒ **La section minimale des armatures transversales :**

Selon **RPA99/Version 2003 [Art 7.5.2.2]**, la quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{t \min} = 0,003 S_t b = 1,8 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots (CV)$$

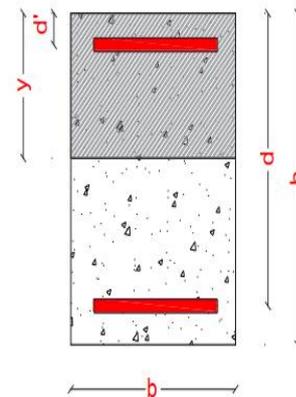
**3) Vérification à l'ELS:**

☒ **Vérification des contraintes :**

Selon **BAEL91**, Il faut vérifier :  $\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \end{cases}$

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

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 100 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$



Sur la nappe inférieure :  $A_s = 3\text{HA}16 + 3\text{HA}14 = 10.65 \text{ cm}^2$

✓ **La position de l'axe neutre :**

$$b \times y^2 + 30 \times A_s \times y - 30 \times d \times A_s = 0 \Rightarrow 30 y^2 + 30 \times 10.65 y - 30 \times 37 \times 10.65 = 0$$

$$\Rightarrow y = 15,23 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s (d - y)^2 = \frac{30 \times (15,23)^3}{3} + 15 \times 10.65 \times (37 - 15,23)^2 = 111037,21 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul des contraintes :**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = K \times y$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} = 15 K (d - y)$$

Soit la poutre la plus sollicitée B201:  $M_{ser} = \text{KN.m}$

$$K = \frac{\times 10^6}{111037,21 \times 10^4} = \text{N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = 0.05 \times = \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots (CV)$$

$$\sigma_{st} = 15 \times 0,05 (370 -) = \text{MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots (CV)$$

#### 4) Vérification de la flèche :

$$M_0 = \frac{(G+Q)L^2}{8}; \text{ Avec :}$$

$$G = \rho \times b \times h + \left(\frac{L_1}{2} + \frac{L_2}{2}\right) \times (G_{\text{plancher}}) = 25 \times 0,3 \times 0,40 + \left(\frac{5}{2} + \frac{5}{2}\right) \times 5,2 = \text{KN/ml}$$

$$Q = \left(\frac{L_1}{2} + \frac{L_2}{2} + b_{\text{poutre}}\right) \times (Q_{\text{plancher}}) = \left(\frac{5}{2} + \frac{5}{2} + 0,3\right) \times 1,5 = \text{KN/ml}$$

$$\text{Donc : } M_0 = \frac{(31,875 + 26,5)(5,3)^2}{8} = 204,969 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{460} = 0,0869 > 0,0625 \dots\dots\dots (CV)$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Rightarrow 0,0869 > 0,0408 \dots\dots\dots (CV)$$

$$\frac{A_s \text{ adopté}}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{9,42}{30 \times 37} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,0074 < 0,0105 \dots\dots\dots (CV)$$

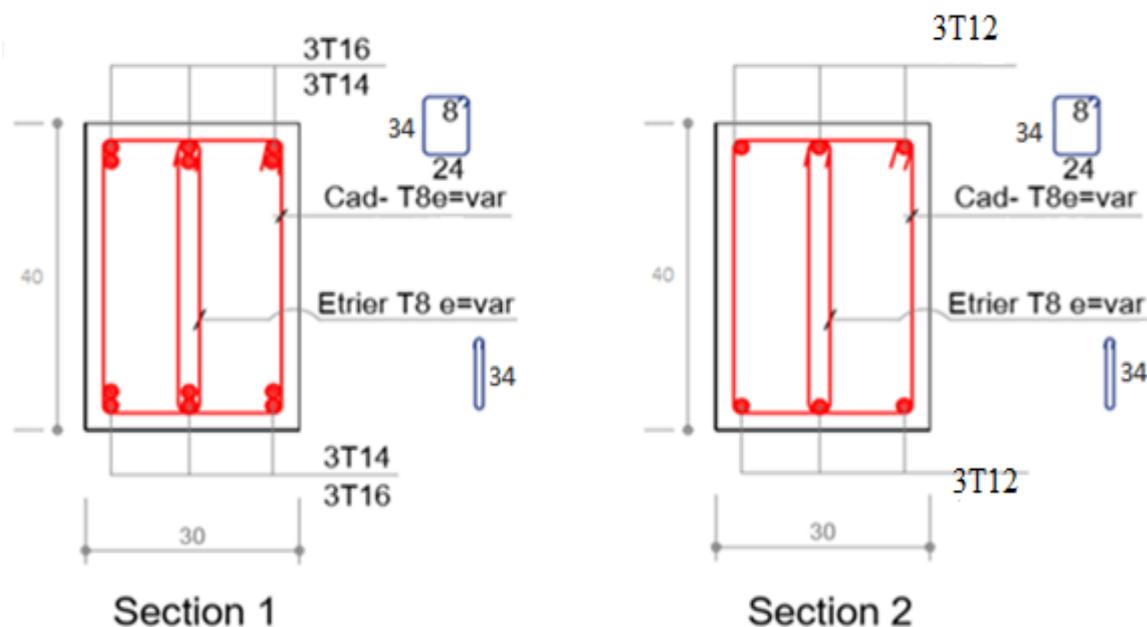
Donc le calcul de la flèche est inutile.

**NB** : Les chapeaux sur les appuis doivent avoir une longueur tel que le débord par rapport au nu de l'appui est supérieur à :

$$\frac{L_{\text{max}}}{5} : \text{ Si l'appui n'appartient pas à une travée de rive, Soit : } \mathbf{1m}$$

$$\frac{L_{\text{max}}}{4} : \text{ Si l'appui appartient à une travée de rive, Soit : } \mathbf{1,25 m}$$

#### 5) Schéma de ferraillage :



**Figure.V.1: Ferrailage des poutres principales.**

**b. Les poutres secondaires :**

Les résultats de logiciel ETABS sont :

Position	Travée	Appui (nappe supérieure)	Appui (nappe inférieure)
Combinaison	1.35G + 1.5 Q	G+Q ± E	0.8G ± E
$M_{max}$ (KN.m)	33,668	59,143	57,516

**Tableau.V.3: Résultats des moments fléchissant des poutres secondaires.**

Selon BAEL91, Les armatures sont déterminées en flexion simple par les formules suivantes :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) ; Z = d (1 - 0.4\alpha) ; A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant:

Section	$M_u$ (KN.m)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ adopté (cm <sup>2</sup> )
En travée	33,668	30	35	32	0,077	0,101	30,71	3,15	<b>5HA12 = 5,65</b>
Appui sup	59,143	30	35	32	0,104	0,138	30,23	5,62	<b>6HA12 = 6,79</b>
Appui inf	57,516	30	35	32	0,101	0,134	30,29	5,46	<b>6HA12= 6,79</b>

**Tableau.V.4: Résultat de ferrailage des poutres secondaires.**

**1) Vérification du ferraillage :** **Condition de non fragilité :**

Selon **BAEL91**, Il faut vérifier que :

$$A_s > A_{\min \text{ BAEL}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = \mathbf{1,16 \text{ cm}^2} \dots\dots\dots (CV)$$

 Selon **RPA99/Version 2003 [Art 7.5.2.1] :**✓ **La section minimale :**

$$A_s > A_{\min \text{ RPA}} = 0.5\% (b \times h) = \mathbf{5,25 \text{ cm}^2} \dots\dots\dots (CV)$$

✓ **La section maximale :**

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

➤ En zone courante :

$$A_s < A_{\max 1} = 4 \% (b \times h) = \mathbf{42 \text{ cm}^2} \dots\dots\dots (CV)$$

➤ En zone de recouvrement :

$$A_s < A_{\max 2} = 6\% (b \times h) = \mathbf{63 \text{ cm}^2} \dots\dots\dots (CV)$$

**2) Vérification à l'ELU :** **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Selon **BAEL91**, il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Comme la fissuration est peu préjudiciable :  $\bar{\tau}_u = \mathbf{3.33 \text{ MPa}}$

La valeur de l'effort tranchant maximum est :  $T_{\max} = \mathbf{59,189 \text{ KN}}$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{59,189 \times 10^3}{300 \times 320} = \mathbf{0,62 \text{ MPa}}$$

Donc :  $\tau_u = 0,62 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots (CV)$

 **Calcul de la section des armatures transversales :**

Selon **BAEL91** :

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10} \right) = \min \left( \frac{350}{35}; 14; \frac{300}{10} \right) = \min (10; 14; 30) = \mathbf{10 \text{ mm} = 1 \text{ cm}}$$

Donc on adopte :  $\phi_8$  de HA feE400

 **Calcul d'espacement :**✓ **Espacement entre les cadres :**

Selon **BAEL91**:

$$S_t \leq \min (0.9 d; 40 \text{ cm}) = \min (28,8 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = \mathbf{28,8 \text{ cm}} \Rightarrow S_t = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max \left[ \frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right] \Rightarrow A_t \geq \frac{0.4 \times 30 \times 35}{400} = \mathbf{0,9 \text{ cm}^2}$$

Donc on adopte :  $4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 > 0.90 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (CV)$

✓ **Espacement exigé par le RPA99/Version 2003 [Art 7.5.2.2]:**

L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

**En zone nodale :**  $S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\phi \right) = \mathbf{8,75 \text{ cm}} \Rightarrow \text{on adopte : } S_t = \mathbf{8 \text{ cm}}$

**En zone Courante :**  $S_t \leq \frac{h}{2} = \mathbf{17,5 \text{ cm}} \Rightarrow \text{on adopte : } S_t = \mathbf{15 \text{ cm}}$

☒ **La section minimale des armatures transversales :**

Selon **RPA99/Version 2003 [Art 7.5.2.2]**, la quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{t \min} = 0.003 S_t b = \mathbf{1.80 \text{ cm}^2} < \mathbf{2.01 \text{ cm}^2} \dots\dots\dots (CV)$$

**3) Vérification à l'ELS:**

☒ **Vérification des contraintes :**

Selon **BAEL91**, Il faut vérifier :  $\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \end{cases}$

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

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 100 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = \mathbf{201.63 \text{ MPa}}$$

Sur la nappe inférieure :  $A_s = \mathbf{6HA14} = \mathbf{9.24 \text{ cm}^2}$

✓ **La position de l'axe neutre :**

$$b \times y^2 + 30 \times A_s \times y - 30 \times d \times A_s = 0 \Rightarrow y = ??$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s (d - y)^2$$

✓ **Calcul des contraintes :**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = K \times y$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} = 15 K (d - y)$$

Soit la poutre la plus sollicitée B117 :  $M_{ser} = \mathbf{48.881 \text{ KN.m}}$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

$M_{ser}$ (KN.m)	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	K	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$
48.881	9.24	14.43	135397.39	0.04	5.77	135.42	CV	CV

**Tableau.V.5: Vérification des contraintes.**

**4) Vérification de la flèche :**

$M_0 = \frac{(G+Q)L^2}{8}$  ; Avec :

$G = \rho \times b \times h + (\frac{L_1}{2} + \frac{L_2}{2}) \times (G_{plancher}) = 25 \times 0.3 \times 0.4 + (\frac{5}{2} + \frac{5}{2}) \times 6.4 = 35 \text{ KN/ml}$

$Q = (\frac{L_1}{2} + \frac{L_2}{2} + b_{poutre}) \times (Q_{plancher}) = (\frac{5}{2} + \frac{5}{2} + 0.3) \times 5 = 26.5 \text{ KN/ml}$

Donc :  $M_0 = \frac{(35+26.5) \times 5^2}{8} = 192.187 \text{ KN.m}$

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{500} = 0.080 > 0.0625 \dots\dots\dots (CV)$

$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Rightarrow 0.080 > 0.0254 \dots\dots\dots (CV)$

$\frac{A_s \text{ adopté}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{8.01}{30 \times 37} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.0072 < 0.0105 \dots\dots\dots (CV)$

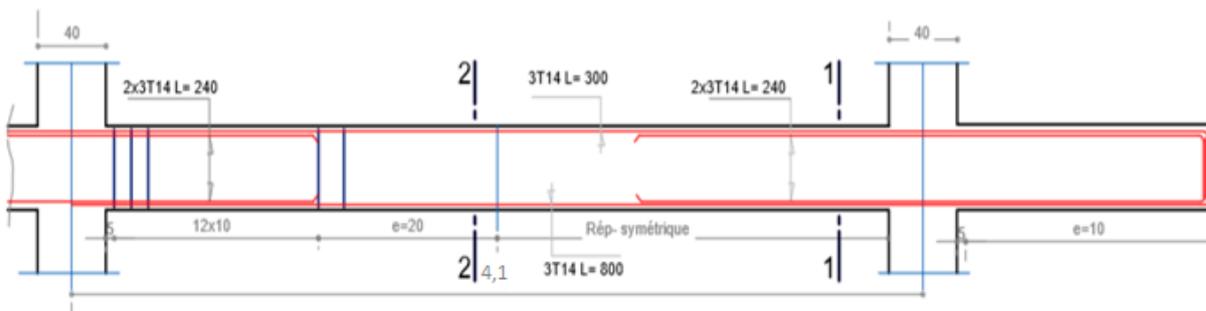
Donc le calcul de la flèche est inutile

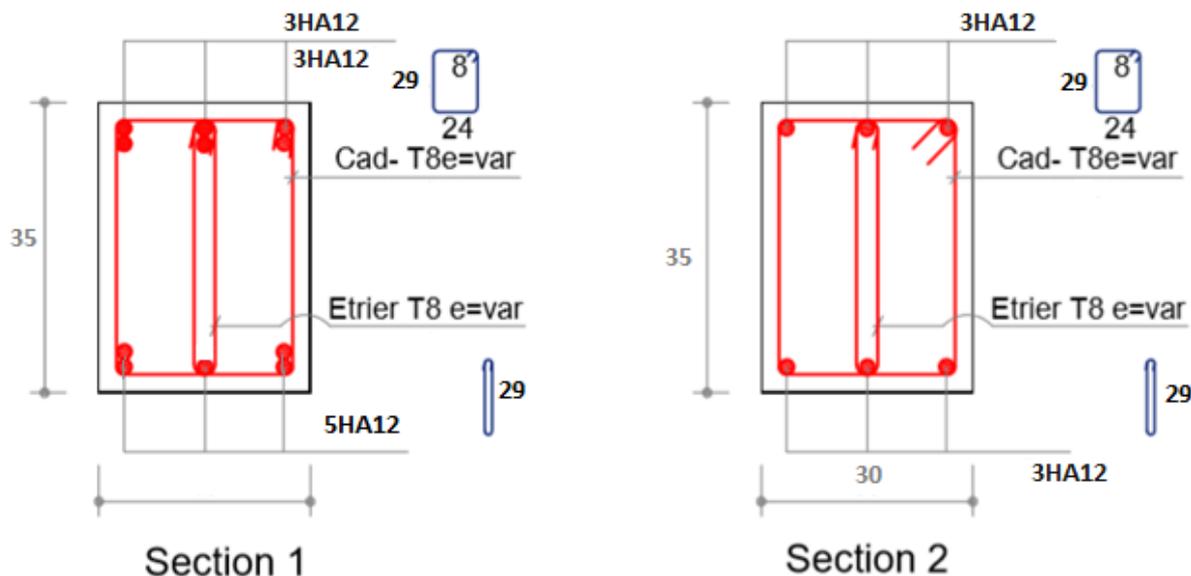
**NB :** Les chapeaux sur les appuis doivent avoir une longueur tel que le débord par rapport au nu de l'appui est supérieur à :

$\frac{L_{max}}{5}$  : Si l'appui n'appartient pas à une travée de rive, Soit : **1m**

$\frac{L_{max}}{4}$  : Si l'appui appartient à une travée de rive, Soit : **1.25 m**

**5) Schéma de ferrailage :**





**Figure.V.2: Ferraillage des poutres secondaires.**

## V.2.2. Ferraillage des poteaux :

### V.2.2.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant dans les deux sens longitudinal et transversal) à la base de la structure. Leur ferraillage se fait à la flexion composée avec des fissurations préjudiciable.

Les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel **SAP** sont :

#### ✓ Selon BAEL91 :

$1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow$  pour obtenir  $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$  (Situation durable).

#### ✓ Selon RPA99/Version 2003(art.5.2 page53) :

$G + Q \pm E \Rightarrow$  pour obtenir :  $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$  (situation accidentelle).

$0.8 G \pm E \Rightarrow$  pour obtenir :  $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$  (situation accidentelle).

### V.2.2.2. Recommandation du RPA99/Version 2003 :

D'après l'Article 7.4.2 :

#### a. Les armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets, pour la **zone IIa** :

✓ Leur pourcentage minimal sera de :  $A_{\min} = 0.8\% \times b \times h$

✓ leur pourcentage maximal sera de :

$4\% \times b \times h \Rightarrow$  en zone courante

$6\% \times b \times h \Rightarrow$  en zone de recouvrement

✓ Le diamètre minimum est de **12 mm**

✓ La longueur minimale de recouvrement est de : **40  $\phi$**

✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : **25 cm**

(Zone I et II).

### b. Les armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{s_t} = \frac{\rho_a T_u}{h_1 f_e} ; \text{ Avec :}$$

$T_u$  : Est l'effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

$\rho_a$  : Est un coefficient correcteur (tient compte de la rupture) qui égale :

$$\rho_a = 2.5 \quad \Rightarrow \text{Si l'élanement géométrique : } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \Rightarrow \text{Si l'élanement géométrique : } \lambda_g < 5$$

$S_t$  : Est l'espacement des armatures transversales, pour la **Zone IIa** la valeur maximum est fixé comme suit :

✓ Dans la Zone nodale :  $S_t \leq \text{Min} (10 \phi_l ; 15 \text{ cm})$

✓ Dans la Zone courante :  $S_t \leq 15 \phi_l$

Où :  $\phi_l$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales de poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale  $A_t/t$  en % est donnée comme suit:

$$\text{Si : } \lambda_g \geq 5 \quad \Rightarrow \quad 0.3 \%$$

$$\text{Si : } \lambda_g \geq 5 \quad \Rightarrow \quad 0.8 \%$$

Si :  $3 < \lambda_g < 5 \quad \Rightarrow$  interpoler entre les valeurs limite précédentes.

Avec :

$$\lambda_g : \text{ est l'élanement géométrique du poteau } \Rightarrow \lambda_g = \left( \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

**a** et **b** : les dimensions de la section du poteau.

### V.2.2.3. Calcul le ferraillage :

#### a. Les sollicitations :

Les poteaux seront ferraillés à partir des résultats obtenus de l'analyse dynamique qui a été effectuée par le logiciel «ETABS» :

Combinaison	Sollicitations	poteau 55 × 55	poteau 50× 50	poteau 45 × 45	poteau 40 × 40
ELU	$N_{max}$ (KN)	1712,17	1187,23	690,74	224,03
	$M_{corr}$ (KN.m)	2,5	9	8,97	0,75
G+Q ± E	$M_{max}$ (KN.m)	176,695	92,14	16,761	17,77
	$N_{corr}$ (KN)	159,26	466,67	47,03	59,26
0.8G ± E	$N_{min}$ (KN)	845,22	583,11	336,56	162,7
	$M_{corr}$ (KN.m)	9,01	13,925	1 4,47	12,499

**Tableau.V.6:** Les sollicitations dues aux poteaux.

#### b. Le ferraillage :

Le ferraillage des poteaux se fait à l'aide du logiciel « SOCOTEC », on prenant le cas le plus défavorable.

$$A_{min(RPA)} = 0.8\% \times b \times h$$

$$A_{min(BAEL)} = \min \left[ 4 \frac{cm^2}{m} \times U ; 0.2 \times \frac{B}{100} \right] \text{ (Article A.4.2)}$$

U : le périmètre du poteau.

Section	M (KN.m)	N (KN)	$A_{s cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min(BAEL)}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min(RPA)}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{sadopté}$ (cm <sup>2</sup> )
55 × 55	176,695	159,26	8,42	6,05	24,2	<b>8T16+4T20=28,65</b>
50×50	92,14	466,67	0,00	5	20	<b>12T16=24,13</b>
45×45	16,761	47,03	0,48	4,05	16,2	<b>12T14=18,47</b>
40×40	17,77	59,26	0,55	3,2	12,8	<b>10T14=15,38</b>

**Tableau.V.7:** Résultats de ferraillage des poteaux.

#### ☒ Remarque

On remarque que  $A_{s min Rpa}$  est supérieure par rapport à  $A_{s cal}$ , donc il faut prévoir des sections minimales requises par les règlements en vigueur.

#### c. Vérification de ferraillage :

Il faut vérifier que :

$$\text{Selon BAEL91 : } A_s > A_{min BAEL} = 0.2\% (b \times h)$$

$$A_s < A_{\max \text{BAEL}} = 5\% (b \times h)$$

Selon **RPA99/Version 2003** :  $A_s > A_{\min \text{RPA}} = 0.8\% (b \times h)$

$$A_s < A_{\max \text{RPA1}} = 4\% (b \times h) \rightarrow \text{en zone courante.}$$

$$A_s < A_{\max \text{RPA2}} = 6\% (b \times h) \rightarrow \text{en zone de recouvrement.}$$

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivant :

Section	$A_{\min \text{BAEL}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\max \text{BAEL}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min \text{RPA}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\max \text{RPA1}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\max \text{RPA2}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{adoptée}}$ (cm <sup>2</sup> )	Vérification
<b>55 × 55</b>	6,05	151,25	24,2	121	181,5	<b>28,65</b>	<b>CV</b>
<b>50 × 50</b>	5	125	20	100	150	<b>24,13</b>	<b>CV</b>
<b>45 × 45</b>	4,05	101,25	16,2	81	121,5	<b>18,47</b>	<b>CV</b>
<b>40 × 40</b>	3,2	80	12,8	64	96	<b>15,38</b>	<b>CV</b>

**Tableau.V.8: Vérification de ferraillage des poteaux.**

#### d. Vérification à l'ELU :

##### 1) Vérification vis-à-vis à l'effort tranchant :

☒ D'après **BAEL91** :

Selon **BAEL91**, il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$

Comme la fissuration est peu préjudiciable :  $\bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa}$

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivant :

Section	$T_{\max}$ (KN)	$\tau_u$ MPa	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
<b>55 × 55</b>	78,26	0,26	3.33	<b>CV</b>
<b>50 × 50</b>	63,78	0,25	3.33	<b>CV</b>
<b>45 × 45</b>	51,87	0,26	3.33	<b>CV</b>
<b>40 × 40</b>	60,88	0,38	3.33	<b>CV</b>

**Tableau.V.9: Vérification selon BAEL.**

☒ D'après **RPA99/Version 2003 [Art 7.4.3.2]** :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton ou sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28} ; \text{ où :}$$

$$\rho_d = 0.075 \Rightarrow \lambda_g = \frac{L_f}{b} \geq 5$$

$$\rho_d = 0.04 \Rightarrow \lambda_g = \frac{L_f}{b} < 5$$

$$a = 0,55 \quad \text{et} \quad L_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3,4 = 2,38 \text{ m.}$$

$$\text{Donc: } \Rightarrow \lambda_g = \frac{2,38}{0,55} = 4,33 < 5 \Rightarrow \rho_d = \mathbf{0,04}$$

$$\overline{\tau_{bu}} = 0,04 \times 25 = 1 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u = 0,26 < \overline{\tau_{bu}} = 1 \text{ MPa.}$$

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivant :

Section	L <sub>0</sub> (m)	L <sub>f</sub> (m)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	τ <sub>u</sub> (MPa)	τ̄ <sub>u</sub> (MPa)	Vérification
<b>55×55</b>	3,4	2,38	4,33	0.04	0,26	1	<b>CV</b>
<b>50×50</b>	3,06	2,142	4,28	0.04	0,25	1	<b>CV</b>
<b>45×45</b>	3,06	2,142	4,76	0.04	0,26	1	<b>CV</b>
<b>40 × 40</b>	3,06	2,142	5,35	0,075	0,38	1,875	<b>CV</b>

**Tableau.V.10: Vérification selon RPA.**

## 2) Calcul des armatures transversales :

### Choix de diamètre :

D'après **BAEL91**:

$$\text{On a : } \phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_l \rightarrow \text{donc : } \phi_t \geq \frac{1}{3} \times 12 = 4 \text{ mm} \Rightarrow \phi_t = \mathbf{8 \text{ mm}}$$

On adopte des cadres de **T8**

Avec un espacement :

$$S_t \leq \min (15 \phi_l ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm}) = 18 \text{ cm}$$

On adopte : **S<sub>t</sub> = 15 cm**

### Espacement des cadres d'après le RPA :

#### ✓ Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \text{Min} (10 \times 1.2; 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm} \Rightarrow S_t = \mathbf{10 \text{ cm}}$$

#### ✓ Dans la Zone courante :

$$S_t \leq 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm} \Rightarrow S_t = \mathbf{15 \text{ cm}}$$

### Calcul de la section d'armature transversale :

$$\text{À l'aide de la formule suivante : } \frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h_L f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho_a T_u S_t}{h_L f_e}$$

Avec :

- ✚  $T_u$  : est l'effort tranchant de calcul ( $T_{max}$ ).
- ✚  $h_1$  : hauteur totale de la section brute.
- ✚  $f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- ✚  $S_t$  : est l'espacement des armatures transversales.
- ✚  $\rho_a$  : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

✚  $\rho_a = 2,5$  Si  $\lambda_g \geq 5$ .

✚  $\rho_a = 3,75$  si  $\lambda_g < 5$ .

Les résultats obtenus sont regroupé dans les tableaux suivants :

Section	$\lambda_g$	$\rho_a$	$T_{max}$ (KN)	$h_L$ (m)	$f_e$ (MPa)	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ adopté (cm <sup>2</sup> )
55 × 55	4,33	3.75	78,26	0.55	400	0,2	2T8 = 1.01
50 × 50	4,28	3.75	63,78	0.50	400	0,14	2T8 = 1.01
45 × 45	4,76	3.75	51,87	0,45	400	0,11	2T8 = 1.01
40 × 40	5,35	3.75	60,88	0,4	400	0,12	2T8 = 1.01

**Tableau.V.11:** Les armatures transversales des poteaux.

☒ **Calcul de la zone de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement est de : **40  $\phi$**

Section	55 × 55	50 × 50	45 × 45	40 × 40
$\phi$ (mm)	20	16	14	14
40 $\phi$ (m)	0,8	0,64	0,56	0,56

**Tableau.V.12:** La longueur de recouvrement des poteaux.

**e. Vérification à l'ELS :**

Cette vérification est faite à l'aide de logiciel 'SOCOTEC ":

Il faut vérifier :  $\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \end{cases}$

Contrainte admissible de béton comprimé :  $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

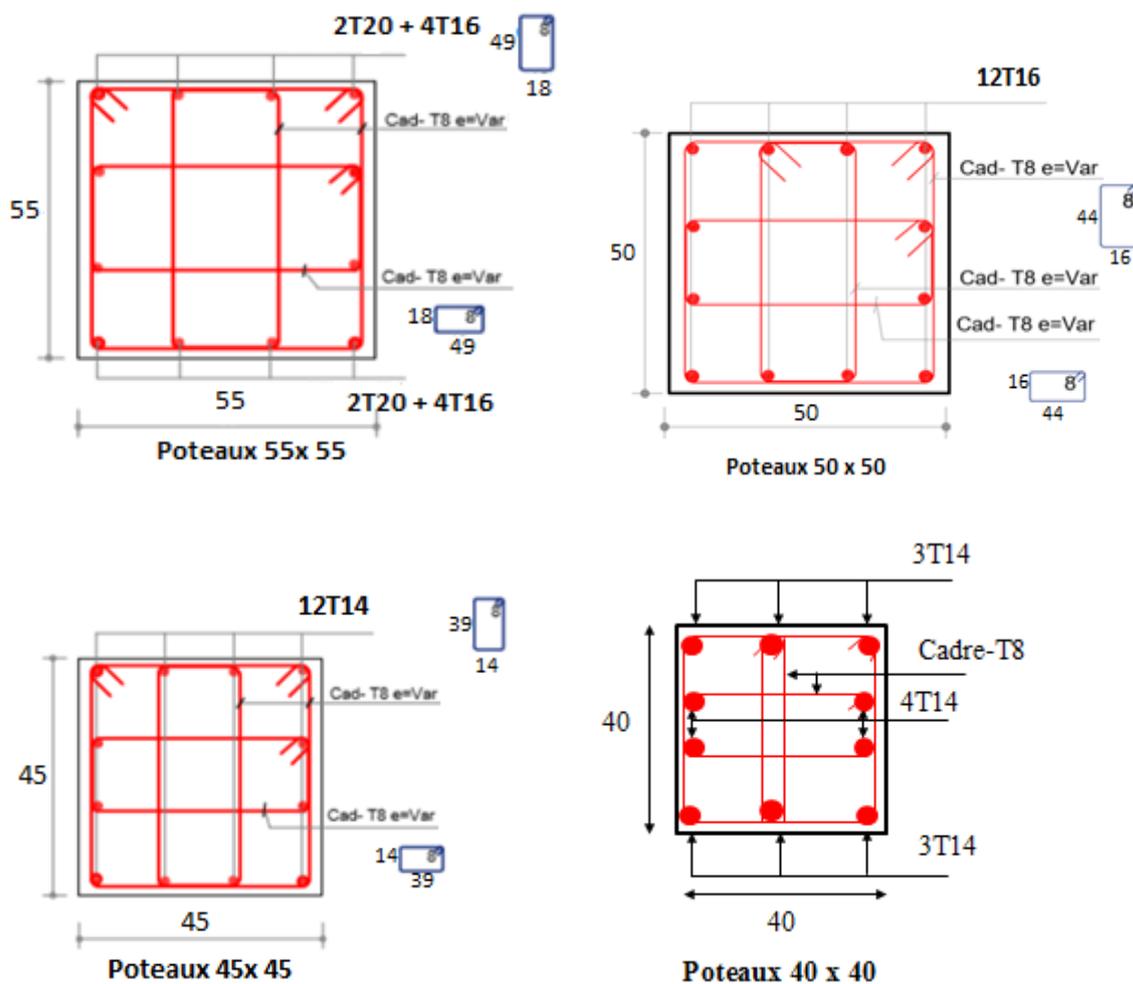
Contrainte admissible d'acier tendu :  $\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 100 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Section	$N_{ser}$ (KN)	$M_{ser}$ (KN.m)	$A_{sadopté}$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$
55 x 55	1247,1	1,79	28,65	2,96	59	CV	CV
50 x 50	864,37	6,49	24,13	1,97	30,9	CV	CV
45 x 45	502,56	6,325	18,47	2,01	34,9	CV	CV
40 x 40	261,018	12,04	15,38	1,87	14,3	CV	CV

**Tableau.V.13:** Vérification des contraintes à l'ELS pour les poteaux.

f. Schéma de ferraillage:



**Figure.V.3:** Ferrailage des poteaux.

### V.3. Ferraillage des voiles :

#### V.3.1. Introduction :

Les voiles seront calculées en flexion composée d'après le **RPA99/Version 2003** suivant les combinaisons ( $G+Q \pm E$  ;  $0.8G \pm E$ ).

Le ferraillage des voiles comprendra essentiellement :

- Des Aciers verticaux.
- Des Aciers horizontaux.

#### a. Aciers verticaux :

La disposition du ferraillage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par **RPA99/Version 2003** :

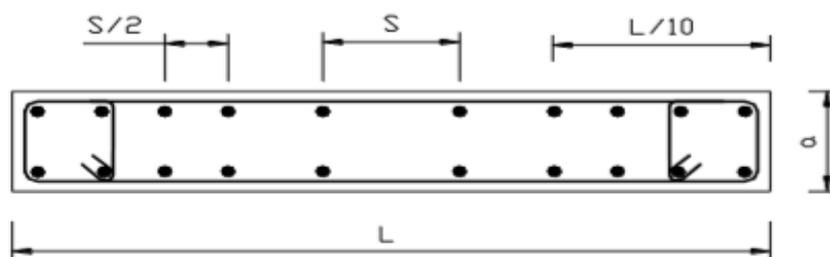
1) Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20%.

2) Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

3) Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

4) Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

5) A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $(\frac{1}{10})$  de la longueur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15 cm.



**Figure.V.4:** Disposition des armatures verticales dans les voiles.

#### b. Aciers horizontaux :

Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile. Elles doivent être munies de crochets à  $(90^\circ)$  ayant une longueur de  $10\phi$ .

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.

#### V.3.2. Règles communes :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- ✓ Globalement dans la section du voile 0,15 %.
- ✓ En zone courante 0,10 %.

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :  $S_t \leq (1,5e ; 30\text{cm})$ ,  $e$  : épaisseur du voile

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre  $\phi_t$  des épingles est :

$$\phi_t = 6 \text{ mm} \Rightarrow \text{Lorsque } \phi_v \leq 20 \text{ mm}$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow \text{Lorsque } \phi_v > 20 \text{ mm}$$

Le diamètre des barres verticales et horizontales du voile (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- ✗ **40 $\phi$**  Pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.
- ✗ **20 $\phi$**  Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

### V.3.3. Calcul du ferraillage vertical:

D'après **RPA99/Version 2003**[Art 7.7.4], « ... Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur  $d$  tel que :  $d \leq \min \left( \frac{h_e}{2} ; \frac{2L'}{3} \right)$

Avec :

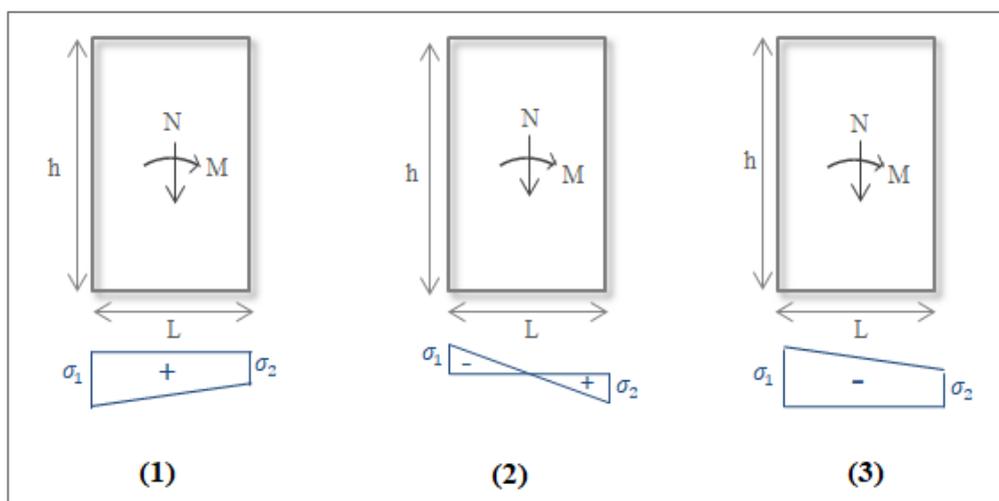
$L'$  : étant la longueur de la zone comprimée.

$h_e$  : étant la Hauteur entre nue de planchers du trumeau (voile) considéré.

Dans le calcul du ferraillage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales

### V.3.4. Etude des Sections :

Pour une section soumise à la flexion composée on a trois (3) cas possibles



**Figure.V.5:** Les 3 cas possible de sollicitation de voile.

(1) : Section entièrement comprimée (SEC).

(2) : Section partiellement comprimée (SPC).

(3) : Section entièrement tendue (SET).

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables ( $N$ ,  $M$ ) en utilisant la formule « **Formule de NAVIER BERNOULLI** » :

$$\sigma_{A,B} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} y \dots [\text{MPa}]$$

Avec :  $B$  : Section du béton.

$I$  : Moment d'inertie du trumeau.

$y$  : Bras de levier, qui est égale :  $y = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

**a. 1<sup>ère</sup> Cas : Section entièrement comprimée (SEC) :**

Dans ce cas, on a deux contraintes de compression ( $\sigma_A$ ,  $\sigma_B$ ) la section du voile est soumise à la compression et comme elle travaille bien à la compression, la quantité d'armatures nécessaire et exigée par le **RPA99/Version 2003** (comme section minimale) :

$$A = 0.0015 \times L \times b$$

**b. 2<sup>ème</sup> Cas: Section partiellement comprimée (SPC) :**

1) Si :  $M > 0$  ;  $\sigma_A > 0$  ;  $\sigma_B < 0$  :

Pour connaître la zone tendue de la zone comprimée. Il faut calculer  $L_t$  en utilisant les triangles semblables :

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_B}{L_t} = \frac{\sigma_A}{(L - L_t)} \Rightarrow L_t = \frac{L \times \sigma_B}{(\sigma_A + \sigma_B)}$$

L'effort tranchant dans la zone tendue est donnée par :  $T = 0.50 \times \sigma_B \times L_t \times b$

La section d'armature nécessaire est donnée par :  $A_s = \frac{T \times \gamma_s}{f_e}$

2) Si :  $M < 0$  ;  $\sigma_A < 0$  ;  $\sigma_B > 0$  :

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_A}{L_t} = \frac{\sigma_B}{(L - L_t)} \Rightarrow L_t = \frac{L \times \sigma_A}{(\sigma_A + \sigma_B)}$$

L'effort tranchant dans la zone tendue est donnée par :  $T = 0.50 \times \sigma_A \times L_t \times b$

La section d'armature nécessaire est donnée par :  $A_s = \frac{T \times \gamma_s}{f_e}$

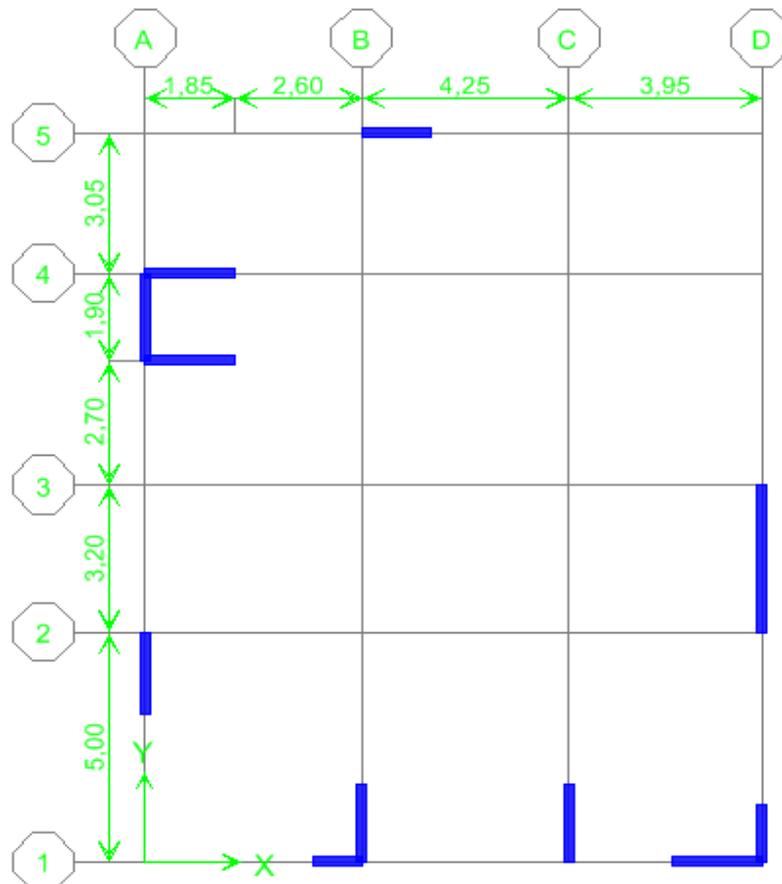
c. 3<sup>ème</sup> Cas: Section entièrement tendue (SET) :

Dans ce cas, on a deux contraintes de traction ( $\sigma_A$ ,  $\sigma_B$ )

L'effort de traction est donnée par :  $T = (3 \times \sigma_A + \sigma_B) \times L \times \frac{b}{2}$

La section d'armatures nécessaire est donnée par :  $A_{sc} = \frac{T}{\left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)}$

V.3.5. Calcul le ferraillage :



*Figure.V.6: Vue en plan des voiles existants.*

**V.3.5.1. Calcul de ferraillage vertical :**

Le calcul se fera en deux zones (courantes et d'about) pour toute la longueur du voile :

Globalement dans la section du voile :  $A_{\min} = 0.15 \% b \times h$

Dans la zone courante :  $A_{\min} = 0.10 \% b \times h$

**Armature minimale exigé par RPA99/Version 2003 :**

- ✓  $A_{RPA} = 0.20 \% b \times L_t$
- ✓  $A_{\min} = 0.0015 \times b \times L$

Avec : **b** : Epaisseur du voile.

$L_t$  : La longueur de la section tendue.

**a. Un exemple de Calcul : Pour le voile VX1:**

1) **Les Dimensions** :  $L = 0,8 \text{ m}$  ;  $b = 0.2 \text{ m}$

2) **Caractéristique géométrique** :

$$I = \frac{0.20 \times (0,8)^3}{12} = \mathbf{0,008 \text{ m}^4}$$

$$S = (1 \times 0.2) = \mathbf{0,16 \text{ m}^2}$$

$Y = 0,4 \text{ m}$

3) **Les sollicitations** :  $M = 739,82 \text{ KN.m}$   
 $N = 1136,75 \text{ KN}$

4) **Calcul des contraintes:**

$$\sigma_A = \frac{1455.67}{0.256} + \frac{570.809}{0.034953} \times 0.64 = \mathbf{16138,036 \text{ KN/m}^2}$$

$$\sigma_B = \frac{1455.67}{0.256} - \frac{570.809}{0.034953} \times 0.64 = \mathbf{-4765,614 \text{ KN/m}^2}$$

On a :  $\sigma_A > 0$  et  $\sigma_B < 0 \Rightarrow$  Deux contraintes de signe opposée, alors : **SPC**

$$L_{t-} = \frac{L \times \sigma_B}{\sigma_A + \sigma_B} = \mathbf{0.29 \text{ m}}$$

$$T = 0.5 \times \sigma_B \times L_t \times b = \mathbf{139.07 \text{ KN}}$$

$$A_{s \text{ cal}} = \frac{T \times \gamma}{f_e} = \mathbf{3.48 \text{ cm}^2}$$

5) **Les armatures minimales :**

$$A_{RPA} = 0.20 \% \times 20 \times 50 = \mathbf{1,27 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0.0015 \times 20 \times 218 = \mathbf{2,4 \text{ cm}^2}$$

$$A_s = \max (A_{s \text{ cal}} ; A_{RPA} ; A_{\min \text{ RPA}}) = \mathbf{3,48 \text{ cm}^2}$$

6) **Espacement :**

En zone courante :  $S_{tc} \leq \min (15 \times 20 ; 30) = \mathbf{30 \text{ cm}} \Rightarrow$  On adopte :  $S_t = \mathbf{20 \text{ cm}}$

En zone d'about :  $S_{ta} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$

**b. Autre voiles :**

Les résultats de calcul des voiles sont résumés dans les tableaux suivants :

**1) Sens X-X :**

VOILE	VX1	VX5
L (m)	0,8	1,5
b (m)	0,2	0,2
I (m <sup>4</sup> )	0,008	0,056
S (m <sup>2</sup> )	0,16	0,30
Y(m)	0,4	0,75
M (KN.m)	739,82	962,135
N (KN)	1136,75	1214,41
$\sigma_A$ (KN/m <sup>2</sup> )	41783,75	16876,5
$\sigma_B$ (KN/m <sup>2</sup> )	-27574,40	-8780,43
N.S	SPC	SPC
L <sub>t</sub> (m)	0,318	0,513
T (KN)	877,01	450,73
A <sub>scal</sub> (cm <sup>2</sup> )	21,92	11,26
A <sub>RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	1,27	2,05
A <sub>minRPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	2,4	4,5
A <sub>s max</sub> (cm <sup>2</sup> )	<b>3,48</b>	<b>11,26</b>
A <sub>s adopté</sub> (cm <sup>2</sup> /face)	<b>9 T 16</b>	<b>6 T12</b> + <b>1 T10</b>
S <sub>tc</sub> (cm)	20	20
S <sub>ta</sub> (cm)	10	10

**Tableau.V.14:** *Résumé des résultats de ferraillage vertical des voiles dans le sens X-X.*

## 2) Sens Y-Y :

VOILE	VY4	VY5
L (m)	2,3	3,2
b (m)	0,2	0,2
I (m <sup>4</sup> )	0,202	0,520
S (m <sup>2</sup> )	0,46	0,63
Y (m)	1,15	1,58
M (KN.m)	1760,342	2926,63
N (KN)	576,12	768,44
$\sigma_A$ (KN/m <sup>2</sup> )	11235,471	-7628,7
$\sigma_B$ (KN/m <sup>2</sup> )	-8730,601	10068,23
N.S	SPC	SPC
L <sub>t</sub> (m)	1,01	1,26
T (KN)	878,06	1035,90
A <sub>scal</sub> (cm <sup>2</sup> )	21,95	29,78
A <sub>RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	4,02	5,43
A <sub>min RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	6,90	9,45
A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	<b>21.95</b>	<b>29,78</b>
A <sub>s adopté</sub> (cm <sup>2</sup> /face)	<b>22 T12</b>	<b>26T12 + 2T10</b>
S <sub>tc</sub> (cm)	20	20
S <sub>ta</sub> (cm)	10	10

**Tableau.V.15:** *Résumé des résultats de ferraillage vertical des voiles dans le sens Y-Y*

## c. Vérification de la contrainte de cisaillement à la base des voiles :

Selon RPA99/Version 2003 [Art 7.7.2], La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :  $\tau \leq \bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$

$$\text{Où : } \tau = \frac{\bar{V}}{b_0 \times 0,9 \times h}, \text{ Avec : } \bar{V} = 1.4 V$$

V : Effort tranchant à la base du voile.

**b** : Epaisseur du voile.

**h** : Hauteur totale de la section brute.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

1) Sens X-X :

Voiles	V (KN)	b (mm)	L (mm)	$\tau$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérification
VX1	304,3	200	800	2,1	5	CV
VX5	287	200	1500	1,07	5	CV

**Tableau.V.16:** Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens X-X.

2) Sens Y-Y :

Voiles	V (KN)	b (mm)	L (mm)	$\tau$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérification
VY4	644,27	200	2300	2,18	5	CV
VY5	859,61	200	3200	1,49	5	CV

**Tableau.V.17:** Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens Y-Y

**V.3.5.2. Calcul de ferraillage horizontal :**

Selon CBA93 [Art A.5.1.2.3], La section des armateurs est donnée par la relation :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} = \frac{\delta_s(\tau_u - 0,3 f_{tj} \times k)}{0,9 f_e}$$

$k=0$  ⇒ en cas de fissuration jugé très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise).

$K=1$  ⇒ en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

$K=1+3\sigma_{cm}/f_{c28}$  ⇒ en flexion composée avec N, effort de compression.

$K=1-10\sigma_{tm}/f_{c28}$  ⇒ en flexion composée avec N, effort de traction.

Dans notre cas : Pas de reprise de bétonnage :  $= 90^\circ \Rightarrow K = 0$

Avec :

$\sigma_{tm}, \sigma_{cm}$  : étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Selon RPA99/Version 2003, le pourcentage minimum de ferraillage est :

Pour:  $\tau \leq 0.0025 \times f_{c28} = 0.625 \text{ MPa} \Rightarrow A_{RPA} = 0.0015 \times b \times L$

Pour:  $\tau > 0.0025 \times f_{c28} = 0.625 \text{ MPa} \Rightarrow A_{RPA} = 0.0025 \times b \times L$

Selon **BAEL91** :  $A_{BAEL} = \frac{\tau \times S_t \times b}{0.9 \times \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)}$

Avec :  $S_t \leq (1,5e ; 30cm)$

La section adoptée est :  $A_t = \max (A_{RPA} ; A_{BAEL})$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

**a. Sens X-X :**

Voiles	$\tau$ (MPa)	$S_t$ (mm)	b (mm)	L (mm)	$f_e$ (MPa)	$A_{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_s$ adopté (cm <sup>2</sup> )
VX1	2,1	200	200	800	400	1,13	4	2,5	<b>5T8 = 2.51</b>
VX5	1,07	200	200	1500	400	1.19	7,5	2,5	<b>5T8 = 2.51</b>

**Tableau.V.18: Ferrailage horizontal des voiles dans le sens X-X.**

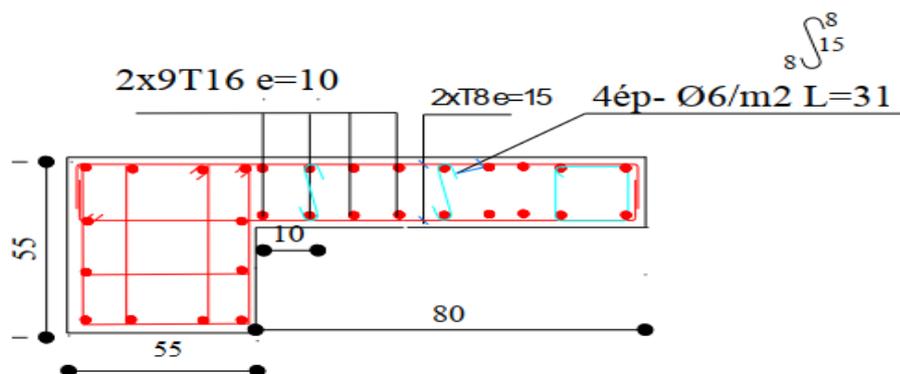
**b. Sens Y-Y :**

Voiles	$\tau$ (MPa)	$S_t$ (mm)	b (mm)	L(mm)	$f_e$ (MPa)	$A_{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_s$ adopté (cm <sup>2</sup> )
VY4	2,18	200	200	2300	400	2,08	11.50	2.5	<b>5T8 = 2.51</b>
VY5	1,49	200	200	3200	400	2.33	15.90	2.5	<b>5T8 = 2.51</b>

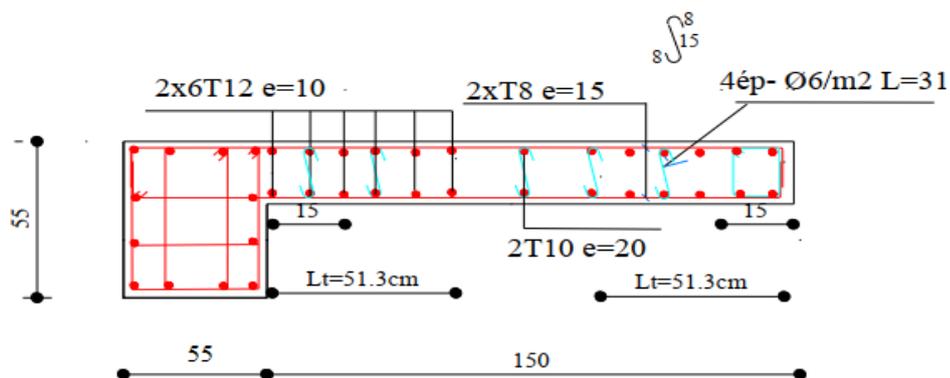
**Tableau.V.19: Ferrailage horizontal des voiles dans le sens Y-Y.**

**V.3.5.3. Schéma de ferrailage :**

**a. Sens X-X :**

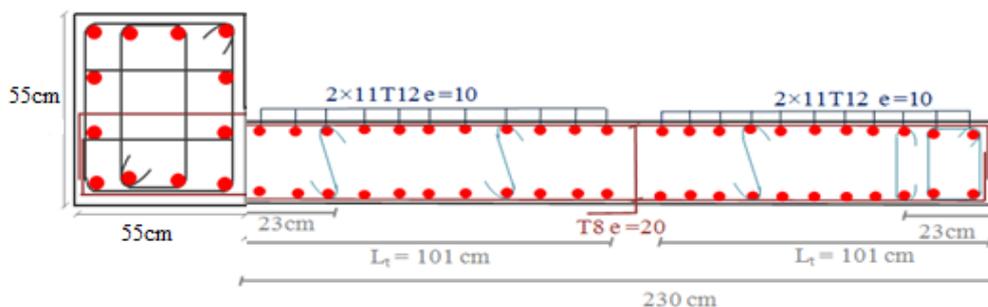


**Figure.V.7: Ferrailage du voile VX1.**

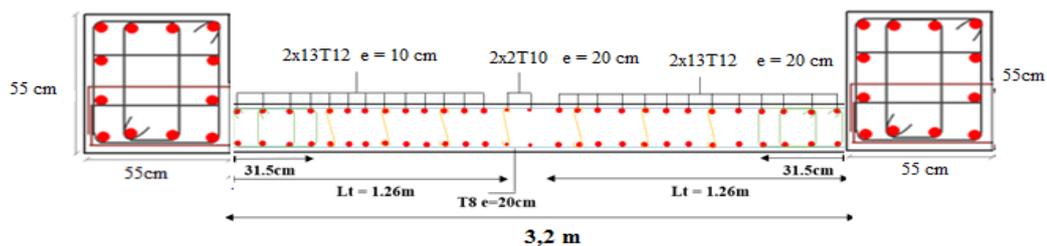


**Figure.V.8:** Ferrailage du voile VX5.

b. Sens Y-Y :



**Figure.V.9:** Ferrailage du voile VY4.



**Figure.V.10:** Ferrailage du voile VY5.

### V.3.6. Calcul le ferraillage des voiles d'ascenseur :

#### V.3.6.1. Calcul de ferraillage vertical :

Les résultats de calcul des voiles sont résumés dans les tableaux suivants :

VOILE	Vasc1	Vasc2	Vasc3
L (m)	2	2	1,55
b (m)	0,2	0,2	0,2
I (m <sup>4</sup> )	0,1055	0,1055	0,062
S (m <sup>2</sup> )	0,4	0,4	0,31
Y(m)	1	1	0,78
M (KN.m)	1523,7	1506,2	1353,6
N (KN)	854,2	883,57	60,93
$\sigma_A$ (KN/m <sup>2</sup> )	13563,3	13505,43	11100,1
$\sigma_B$ (KN/m <sup>2</sup> )	-9292,3	-9083,58	-5680
N.S	SPC	SPC	SPC
L <sub>i</sub> (m)	0,813	0,804	0,74
T (KN)	755,582	731,06	422,99
A <sub>scal</sub> (cm <sup>2</sup> )	18,88	18,03	10,57
A <sub>RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	3,25	3,25	2,976,6
A <sub>min RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	6	6	6,6
A <sub>s max</sub> (cm <sup>2</sup> )	<b>18,88</b>	<b>18,03</b>	<b>10,57</b>
A <sub>s adopté</sub> (cm <sup>2</sup> /face)	<b>9 T 12 + 2 T 10</b>	<b>9 T 12 + 2 T 10</b>	<b>6 T14 + 1 T 10</b>
S <sub>tc</sub> (cm)	20	20	20
S <sub>ta</sub> (cm)	10	10	10

**Tableau.V.20: Résumé des résultats de ferraillage vertical des voile d'ascenseur.**

#### a. Vérification de la contrainte de cisaillement à la base des voiles :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Voiles	V (KN)	b (mm)	L (mm)	$\tau$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérification
Vasc1	250.16	200	2000	0,69	5	CV
Vasc2	242.75	200	2000	0,67	5	CV
Vasc3	384.95	200	1550	1,37	5	CV

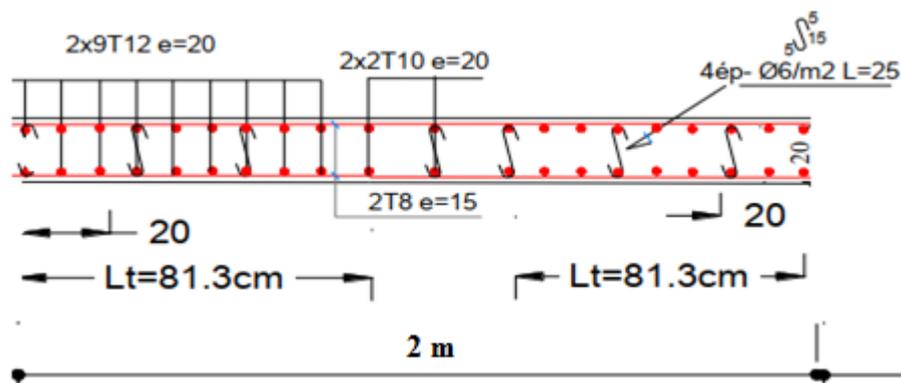
**Tableau.V.21:** Vérification de la contrainte de cisaillement des voiles d'ascenseur.

### V.3.6.2. Calcul de ferraillage horizontal :

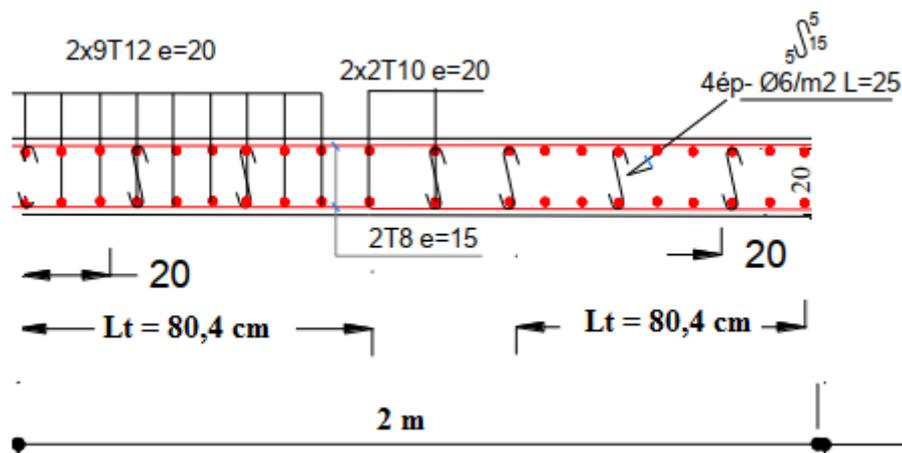
Voiles	$\tau$ (MPa)	$S_t$ (mm)	b (mm)	L(mm)	$f_c$ (MPa)	$A_{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_s$ adopté (cm <sup>2</sup> )
Vasc1	0,69	200	200	2000	400	0,88	1	2,5	5T8=2.51
Vasc2	0,67	200	200	2000	400	0,85	1	2,5	5T8=2.51
Vasc3	1,37	200	200	1550	400	1,75	0,78	2,5	8T8 = 4.02

**Tableau.V.22:** Ferraillage horizontal des voiles d'ascenseur.

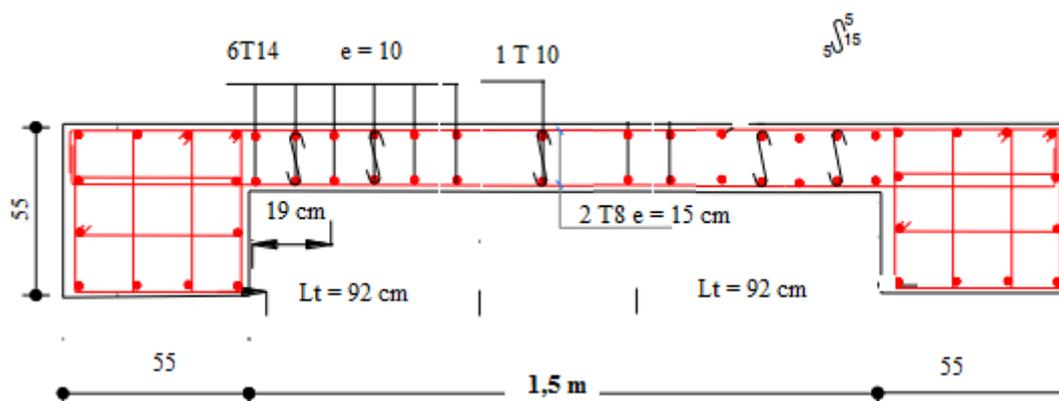
### V.3.6.3. Schéma de ferraillage :



**Figure.V.11:** Ferraillage du voile Vasc1.



**Figure.V.12:** Ferraillage du voile Vasc2



**Figure.V.13:** Ferraillage du voile Vasc3

#### V.4.Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons étudiées les différents éléments principaux qui assurent le contreventement de la structure (les poteaux, les poutres et les voiles).

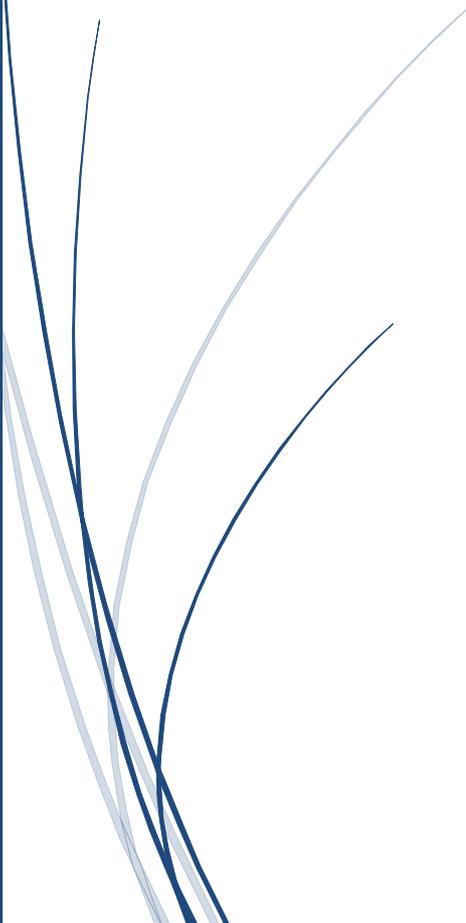
Les poteaux ont été calculés et ferrailés, le ferrailage adopté est celui donnée par le **RPA99/Version 2003**. Il est noté que le ferrailage minimum de **RPA** est souvent plus important que celui du **BAEL91**.

Les poutres et les voiles ont été ferrailés en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel **ETABS**.

Le ferrailage adopté a respecté les recommandations de **RPA99/Version 2003** et de **BAEL91**.



*Chapitre VI :*  
*ETUDE DE*  
*L'INFRASTRUCTURE*



### VI.1. Introduction :

L'infrastructure d'une construction est constituée par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auxquelles elles transmettent les charges de la superstructure au sol ; elles constituent donc la partie essentielles de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Dans ce chapitre la en va calculer les deux éléments de l'infrastructure : les fondations et les voiles périphériques.

### VI.2. Calcul des fondations :

#### VI.2.1. Définition :

Les fondations doivent non seulement reprendre les charges et surcharges supportées par la structure mais aussi les transmettre au sol dans des bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage. On distingue deux types essentiels des fondations :

- fondation superficielle contient : semelles isolées, filantes, radiers.
- Semi profondes comme les puits et profondes comme les pieux.

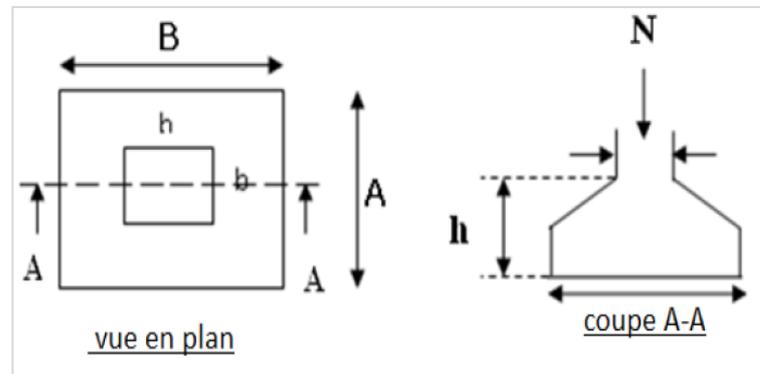
#### VI.2.2. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de plusieurs paramètres :

- Type de construction.
- Caractéristique du sol.
- Charge apportée par structure.
- Solution économique et facilitée de réalisation.
- Stabilité totale du bâtiment.

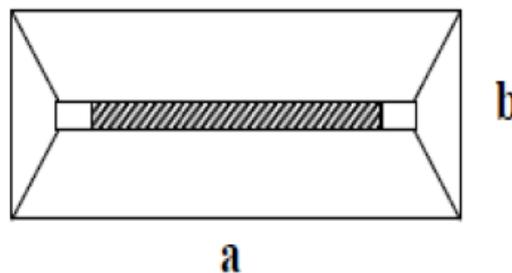
Notre ouvrage étant réalisé en structure mixte (voiles et portiques), avec un taux de travail admissible du sol d'assise qu'est égale à **1,7 bars**, il y a lieu de projeter a priori, des fondations superficielles de type :

- Des semelles **isolent** sous poteaux.



**Figure.VI.1: Semelle isolé**

- Des semelles **filantes** sous voile.



**Figure.VI.2: Semelle filante.**

- Un **radier** général.

On doit vérifier la condition suivant :  $\frac{S_{tot}}{S_{bat}} \leq 50\%$

Avec :  $S_{tot} = S_{semelle\ isolée} + S_{semelle\ filante}$

La surface du la semelle sera déterminer par condition :

$$\frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \sigma_{adm} \Rightarrow S_{Semelle} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{adm}}$$

Avec :

$\sigma_{adm}$ : Contrainte du sol.

$N_{ser}$ : Effort normal appliqué sur la fondation calcule par la combinaison ELS.

#### VI.2.2.1. Semelle isolée :

On regroupe les résultats obtenus par **ETABS** dans le tableau suivant :

Point	N (KN)	S (m <sup>2</sup> )	Point	N (KN)	S (m <sup>2</sup> )
1	598.32	3.5195	12	360.76	2.11
2	953.02	5.606	13	1560.32	9.178
3	913.83	5.375	14	1497.94	8.811
4	756.07	4.447	15	1023.38	6,02
5	582.87	3.429	16	568.09	3,342
6	1062.29	6.838	17	834.10	4,906
7	1082.30	6.366	18	90.50	0.53
8	535.74	3.151	19	561.36	3,302
9	1247.10	7.336	20	502.48	2,956
10	706.47	4.156	21	65.21	0.38
11	1055.55	6.209	22	561.68	3,304
			<b>Totale</b>	<b>17212.58</b>	<b>101.05</b>

***Tableau.VI.1: Les surfaces des semelles isolées.***

#### VI.2.2.2. Semelle filante :

On regroupe les résultats obtenus par **ETABS** dans le tableau suivant :

Voile	N (KN)	S (m <sup>2</sup> )
V1	875.54	5.15
V2	1413.97	8.317
V3	1101.62	6.480
V4	969.23	5.7
V5	1438.48	8.46
V6	979.45	5.761
V7	1630.68	9.59
V8	1200.01	7.058
V9	902.30	5.307
V10	531	3.12
V11	673	3.959
<b>Totale</b>	<b>11715.28</b>	<b>69.42</b>

***Tableau.VI.2: Les surfaces des semelles.***

**Donc :  $S_{\text{tot}} = 101.05 + 69.42 = 170.74 \text{ m}^2$**

**$S_{\text{bat}} = 13 \times 17.75 = 230.75 \text{ m}^2$**

$\Rightarrow \frac{170.74}{230.75} = 73.87 \% > 50\% \Rightarrow$  La surface totale des semelles occupent plus de 50 de la surface d'emprise de l'ouvrage on est donc amené a opté le radier général.

### **VI.2.3. Calcul de radier général :**

#### **VI.2.3.1. Définition :**

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide). Ce type de fondation présente plusieurs avantages :

- L'augmentation de surface de la semelle minimise.
- La pression exercée par la structure sur le sol.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution

#### **VI.2.3.2. Pré dimensionnement du radier :**

##### **a. Epaisseur de la dalle :**

###### **1) Condition de forfaitaire :**

L'épaisseur du radier doit satisfaire les deux conditions suivantes :  $h_r \geq \frac{L_{\text{max}}}{20}$

On a :  $L_{\text{max}} = 5 \text{ cm}$ . (la plus grande portée entre deux éléments de contreventement)

Donc :  $h_r > 25 \text{ cm}$

Avec:  $40 \text{ cm} \leq h_r \leq 100 \text{ cm}$ .

On prend :  **$h_r = 70 \text{ cm}$**

##### **b. Nervure :**

###### **1) La hauteur de la nervure :**

###### **☒ Condition forfaitaire :**

La hauteur de la nervure doit satisfaire les deux conditions suivantes :  $h_n \geq \frac{L_{\text{max}}}{10}$

Donc :  $h_n > 50 \text{ cm}$

Avec :  $50 \text{ cm} \leq h_n \leq 150 \text{ cm}$ .

On prend :  **$h_n = 120 \text{ cm}$** .

☒ **Condition de la longueur élastique :**

$$L_e = \frac{2L_{\max}}{\pi} \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}; \text{ Avec :}$$

**E** : Module d'élasticité du béton :  $E = 3.21 \times 10^7 \text{ KN/m}^3$

**K** : Coefficient de la raideur du sol moyen :  $K = 40000 \text{ KN/m}^3$

**I** : inertie de la section du nervure :  $I = \frac{b \times h_n^3}{12}$

b = Largeur de radier, on prend une bonde de 1m :

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times L_{\max}^4}{E \times \pi^4}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 40000 \times 5^4}{3.21 \times 10^7 \times \pi^4}} = 72.72 \text{ cm}$$

$$0,3 h_n \leq b \leq 0,7 h_n$$

Finalelement on a adopté:  $h_n = 1.2 \text{ m}$  et  $b = 0.65 \text{ m}$

**VI.2.3.3. Vérification de la condition de résistance au cisaillement :**

D'après C.B.A93[Art A5.1.2.1], la contrainte de cisaillement du radier doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec:  $V_u$  : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU

On a:  $N_u$  : L'effort normal a la base  $N_u = 34834.19 \text{ KN}$

$$q_u = \frac{N_u \times 1 \text{ ml}}{S_{bat}} = \frac{34834.19}{230.75} = 150.96 \text{ KN/ml}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l_{\max}}{2} = \frac{150.96 \times 5}{2} = 377.40 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{377.40 \times 10^3}{650 \times (0.9 \times 1.2 \times 10^3)} = 0.53 \text{ MPa} < \frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots(CV)$$

**VI.2.3.4. Calcul la surface du radier :**

$$\text{On a: } D \geq \max \left[ \frac{h_r}{2}; 30 \text{ cm} \right] = 35 \text{ cm} \Rightarrow D = 40 \text{ cm}$$

La surface du radier:

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + D \times [2(L_x + L_y)] = 230.75 + 0.4 \times [2(13 + 17,75)] = 255.35 \text{ m}^2$$

**a. La surface minimale du radier :**

Selon l'article du « **RPA99 VERSION 2003** », on doit multiplier la contrainte admissible du sol par coefficient de sécurité égale **1,5**.

La surface minimale du radier sera déterminée par condition suivant :

$$\frac{N}{S_{\text{rad}}} \leq \sigma_{\text{adm}} \Rightarrow S_{\text{rad}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{adm}}}$$

$$N = (N_{\text{bat}} + N_{\text{rad}})$$

$$N_{\text{bat}} = 34834.19 \text{ KN}$$

$$N_{\text{rad}} = S_{\text{rad}} \times h_r \times 25 = 255,35 \times 0,7 \times 25 = \mathbf{4468,63 \text{ KN}}$$

$$\text{Donc: } \frac{34834.19}{1,5 \times 170} = \mathbf{136,60 \text{ m}^2} < S_{\text{bat}} = 230,75 \text{ m}^2 \dots\dots\dots (CV)$$

**N.B :** La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un débordement (**D**).

### VI.2.3.5 Vérification du poinçonnement :

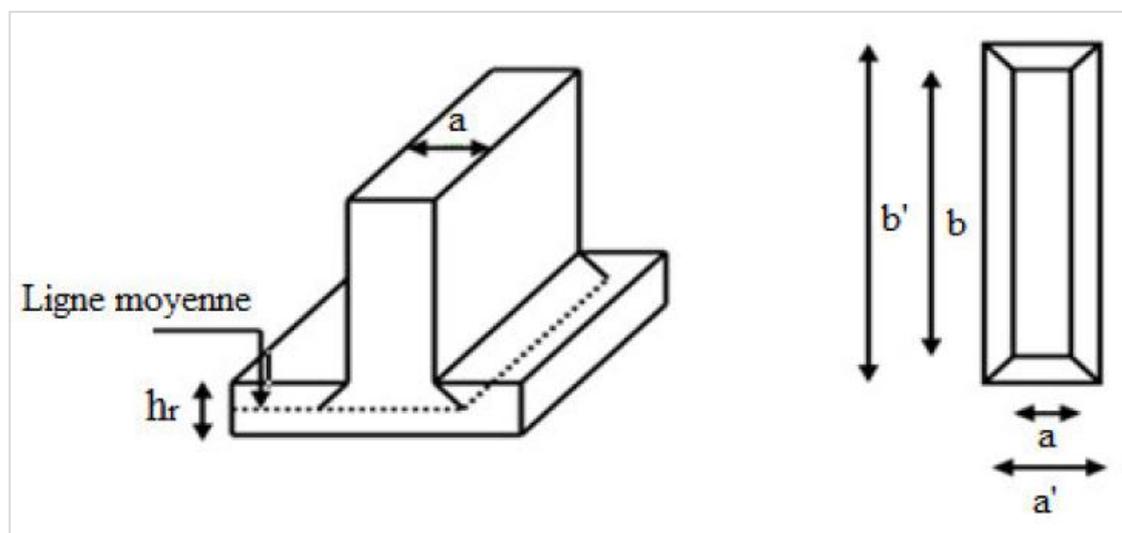
D'après **CBA.93 [Art A.5.2.4.2]**, on va vérifier la résistance du radier au Poinçonnement par l'effort tranchant comme suit :  $N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$

$N_u$  : la charge de calcul vis -à-vis de l'état limite ultime.

$h$  : l'épaisseur totale de la dalle.

$\mu_c$  : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen du radier.

$$\mu_c = 2(a' + b') \Rightarrow a' = a + h_n \text{ et } b' = b + h_n \Rightarrow \mu_c = 2(a + b + 2h_n)$$



**Figure.VI.3: Schéma du radier nervuré.**

**a. pour les poteaux :**

$$N_u = 4152.86 \text{ KN}$$

$$\mu_c = 2(a + b + 2h_n) = 2(0.65 + 0.65 + 2 \times 1.2) = 7.4 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \times 7.4 \times 1.2 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 6660 \text{ KN} > 4152.86 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée, et il n'y a pas de risque de poinçonnement.

**b. pour les voiles :**

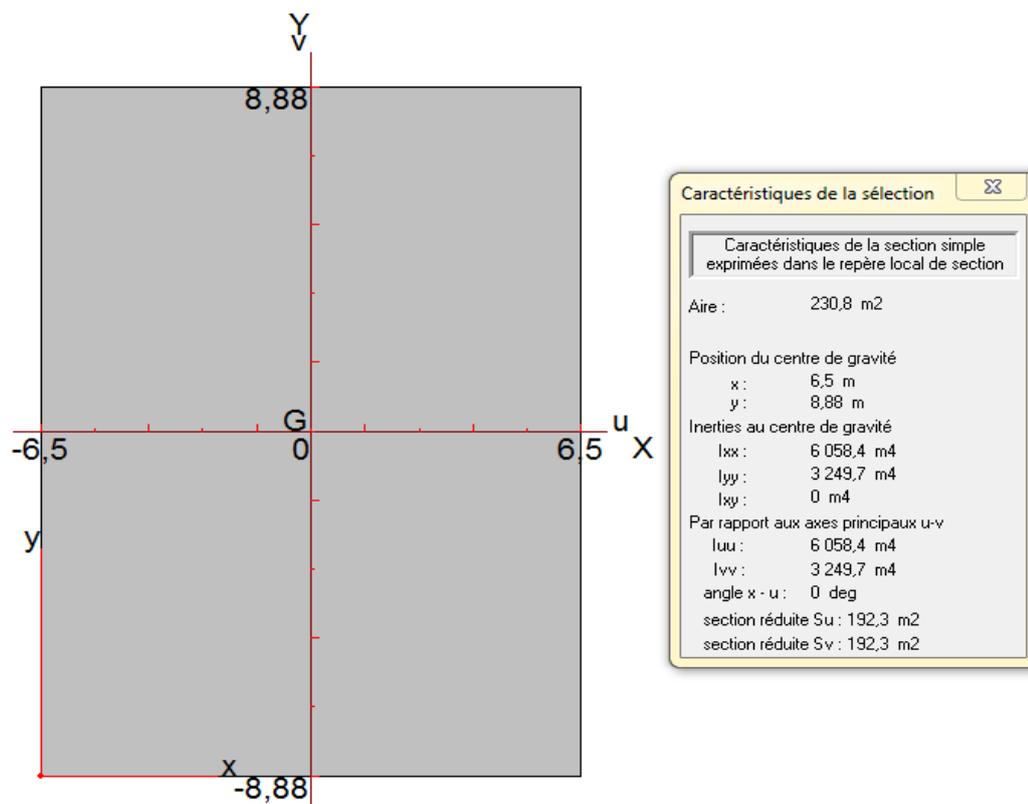
Le voile le plus sollicité de longueur 3.2 m et  $N_u = 3156.48 \text{ KN}$

$$\text{Pour une bande de 1 ml : } N_u / \text{ml} = 3156.48 / 3.2 = 986.40 \text{ KN/ml}$$

$$\mu_c = 2(a + b + 2h_n) = 2(5 + 0.3 + 2 \times 1.2) = 15.4 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \times 15.4 \times 1.2 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 13860 \text{ KN} > 986.40 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée, et il n'y a pas de risque de poinçonnement.

**VI.2.3.6 Caractéristiques géométriques du radier :**

**Figure.VI.4:** Schéma du Radier sous SOCOTEC

Les inerties du radier :  $I_{xx} = 6058,4 \text{ cm}^4$  ;  $I_{yy} = 3249,7 \text{ cm}^4$

Centre de gravité du radier (infrastructure) :  $X_G = 6,5 \text{ m}$  ;  $Y_G = 8,88 \text{ m}$

Centre des masses du bâtiment (superstructure), selon ETABS :  $X_m = 5,55$  ;  $Y_m = 7,22 \text{ m}$

Les valeurs de l'excentricité dans les valeurs suivantes :  $e_x = 0,65 \text{ m}$  ;  $e_y = 0,89 \text{ m}$

Les valeurs du centre des masses de la superstructure et celles relatives au radier sont très proches, l'effet de l'excentricité est donc négligeable, ce qui conduit en effet à une réaction du sol bien uniforme.

**VI.2.3.7. Vérification de la stabilité du radier :**

**a. Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :**

$$\sigma_{adm} \geq \frac{N_t}{S_{Rad}}$$

$$N_t = N_{bat} + N_{rad} = G_{bat} + G_{rad} .$$

$$N_{rad} = 255,35 \times 0,7 \times 25 = 4468,625 \text{ KN}$$

$$N_t = 31021,51 + 4468,625 = 35490,135 \text{ KN}$$

$$\frac{N_t}{S_{Rad}} = \frac{35490,135}{255,35} = 138,99 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{adm} = 170 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots (CV)$$

**b. Vérification de la stabilité du radier sous la combinaison 0.8 G ± E :**

D'après RPA99/Version 2003, on doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$  sous la combinaison :

**0.8 G ± E**

Les résultats obtenus sont donnée dans le tableau suivant :

M (KN.m)	N (KN)	e (m)	L/4 (m)	Vérification
11369.691	8035.80	1,41	3,25	CV
15288.60	7899.14	1,93	4,44	CV

**Tableau.VI.3: Vérification de la stabilité du radier sous la combinaison 0,8G± E.**

**1) Vérification des contraintes :**

Il faut vérifier que la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{adm} = 170 \text{ KN/m}^2; \text{ Avec :}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \times v$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} \times v$$

Les résultats obtenus sont données dans le tableau suivant :

Sens	N (KN)	S (m <sup>2</sup> )	M (KN.m)	I (m <sup>2</sup> )	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_m$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_m \leq \sigma_{adm}$
X-X	8035.80	230,75	11369.691	33305.10	151,99	13,51	117,37	CV
Y-Y	7899.14	230,75	15288.60	127944.80	124,58	40,93	103,67	CV

**Tableau.VI.4: Calcul des contraintes.**

On a dans les deux sens :  $\sigma_m < \sigma_{adm}$ , donc le non renversement est vérifié.

### c. Vérification de la compression sous la combinaison G + Q ± E :

Les contraintes sous le Radier sont données par :

$$\sigma_{1/2} = \frac{N}{S_{Rad}} + \frac{M}{I} \times v \leq 1.5 \times \sigma_{adm} = 255$$

Sens	N (KN)	S <sub>Rad</sub> (m <sup>2</sup> )	M (KN.m)	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_m$ (KN/m <sup>2</sup> )	Vérification $\sigma_m \leq 1.5 \sigma_{adm}$
X-X	15253,6	255,35	11896,511	106,88	40,44	57,05	CV
Y-Y	55120,59	255,35	17751,511	162,71	77,40	98,73	CV

**Tableau.VI.5: Vérification de la compression sous la combinaison G + Q ± E.**

On a :  $\sigma_m < 1.5 \sigma_{adm}$ , donc la stabilité de la structure est assurée dans les deux sens (X et Y)

### VI.2.3.8. Ferrailage du Radier :

#### a. Etude de la dalle de Radier :

##### 1) La combinaison des charges :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35 \left( \frac{G_{Rad}}{S_{Rad}} - \sigma_{sol} \right) = 1.35 \times \left( \frac{4468,625}{255,35} - 170 \right) = -205,875 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = \frac{G_{Rad}}{S_{Rad}} - \sigma_{sol} = \frac{4468,625}{255,35} - 170 = -152,5 \text{ KN/ml}$$

##### 2) Calcul des sollicitations :

On va étudier le panneau le plus sollicité de dimension :  $L_x = 4,6\text{m}$  ;  $L_y = 5\text{m}$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,6}{5} = 0.92 > 0.4 \Rightarrow \text{donc la dalle portant dans les deux sens.}$$

☒ Les moments sont calculés par les formules :

**Le moment isostatique :**  $M_{0x} = \mu_x q L_x^2$  ;  $M_{0y} = \mu_y M_{0x}$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont des coefficients donnée par les règles de **BAEL 91**.

$$\mu_x = \frac{1}{8 \times (1 + 2,4 \times \alpha^3)} \quad ; \quad \mu_y = \alpha^3 \times (1,9 - 0,9 \times \alpha)$$

**Le moment en travée :**  $M_{tx} = 0,85 M_{0x}$  ;  $M_{ty} = 0,85 M_{0y}$

**Le moment surappui :**  $M_{ax} = 0,5 M_{0x}$  ;  $M_{ay} = 0,5 M_{0y}$

Donc les résultats des sollicitations obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Combinaison	Sens	$\alpha$	$\mu_x$	$\mu_y$	q (KN/ml)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> (KN.m)
ELU	X-X	0,92	0,044	0,835	250,875	191,68	162,93	95,84
	Y-Y	0,92	0,044	0,835	250,875	160,05	136,04	68,02
ELS	X-X	0,92	0,044	0,835	152,5	141,98	120,68	70,99
	Y-Y	0,92	0,044	0,835	152,5	118,55	100,77	59,28

**Tableau.VI.6:** Résultats des sollicitations à l'ELU et à l'ELS.

### 3) Calcul des armatures à l'ELU :

Selon **BAEL91**, Les armatures sont déterminées par les formules suivantes :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad ; \quad \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad ; \quad Z = d (1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

Sens	Section	M <sub>u</sub> (KN.m)	b (m)	d (m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
X-X	En travée	162,93	1	0,63	0,028	0,036	62,07	7,54	7,6	7T14= 10,78
	Sur appui	95,84	1	0,63	0,017	0,022	62,45	4,41	7,6	7T14= 10,78
Y-Y	En travée	136,04	1	0,63	0,024	0,031	62,22	6,28	7,6	7T14= 10,78
	Sur appui	68,02	1	0,63	0,012	0,015	62,62	3,12	7,6	7T14= 10,78

**Tableau.VI.7:** Résultats de ferrillage de la dalle à l'ELU.

☒ **Espacement :**

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

En travée :  $S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$

Sur appui :  $S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$

**4) Vérification à l'ELS :**

Il faut vérifier :  $\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \end{cases}$

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

Comme la fissuration est très préjudiciable :  $\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{nf_{tj}}\right) = 164.97 \text{ MPa}$

**☒ La position de l'axe neutre :**

$b y^2 + 30 (A_s + d' A' s) y - 30 (d A_s - d' A' s) = 0 \dots\dots\dots y = ??$

**☒ Le moment d'inertie de la section homogène " I " :**

$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s (d - y)^2 + A' s (y - d')^2]$

**☒ Calcul des contraintes :**

$K = \frac{M_{ser}}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = K \times y \quad \Rightarrow \sigma_{st} = 15 K (d - y)$

Les résultats obtenus dans le tableau suivant :

Sens	la section	$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	k (N/mm <sup>3</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$
X-X	En travée	120,68	10,78	12,75	599586.21	0.03	4.15	239.13	CV	CNV
	Sur appui	70,99	10,78	12,75	599586.21	0.01	1.38	79.71	CV	CV
Y-Y	En travée	100,77	10,78	12,75	599586.21	0.02	2.77	159.42	CV	CV
	Sur appui	59,28	10,78	12,75	599586.21	0.01	1.38	79.71	CV	CV

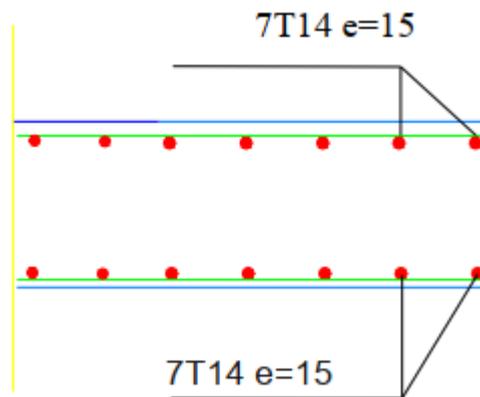
**Tableau.VI.8: Résultats de vérification des contraintes à l'ELS.**

**✓ Calcul des armatures à l'ELS :**

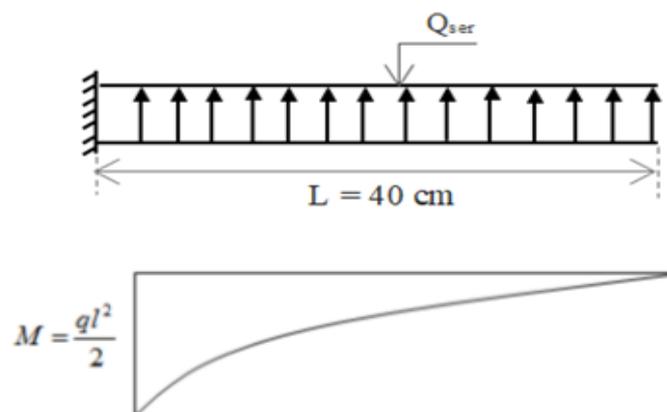
$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{st}} ; A_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times \overline{\sigma}_{st}}$

Et on vérifie que :  $\sigma_{bc} = \frac{\overline{\sigma}_{st}}{K} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

$M_{ser}$ (KN.m)	$\mu_s$	$\beta$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	k	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$	$A_s$ adopté (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)
120,68	0.0025	0.9173	18.78	45.53	3.62	CV	6T20 = 18.85	15

**Tableau.VI.9: Résultats de ferrailage de la dalle à l'ELS.****Figure VI.5: Schéma générale du ferrailage du Radier.****b. Etude de débord du Radier :**

On calcule le débord du Radier comme un console de longueur :  $L = 40 \text{ cm}$

**Figure VI.6: Schéma de débord du Radier**

Le calcul de ferrailage se fait pour une bande de 1 m, avec une hauteur de :  $h = 0.7 \text{ m}$

Le moment max est donné par la formule :  $M_{\max} = \frac{Q \times L^2}{2}$

$$Q_{\text{ser}} = 152,5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow M_{\text{max}} = \frac{152,5 \times (0,40)^2}{2} = 12,2 \text{ KN.m}$$

Comme la fissuration est très préjudiciable :  $\overline{\sigma}_{\text{st}} = 164,97 \text{ MPa}$

La contrainte admissible du béton est :  $\overline{\sigma}_{\text{bc}} = 15 \text{ MPa}$

$$\alpha = \frac{15 \overline{\sigma}_{\text{bc}}}{15 \overline{\sigma}_{\text{bc}} + \overline{\sigma}_{\text{st}}} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 164,97} = 0,57$$

$$Z_{\text{b}} = d \times \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) = 63 \times \left(1 - \frac{0,57}{3}\right) = 51,03 \text{ cm}$$

$$M_{\text{rb}} = \frac{1}{2} \times \alpha \times \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \times b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{\text{bc}} = 1374,36 \text{ KN.m}$$

On a :  $M_{\text{ser}} < M_{\text{rb}} \Rightarrow$  Section simplement armé

$$A_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{Z_{\text{b}} \times \overline{\sigma}_{\text{st}}} = \frac{10,87 \times 10^5}{51,03 \times 164,97 \times 10^2} = 1,29 \text{ cm}^2$$

$$\text{Condition de non fragilité : } A_{\text{s min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{\text{t28}}}{f_{\text{e}}} = 7,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{s}} = \max(A_{\text{ser}} ; A_{\text{s min}}) = 7,6 \text{ cm}^2$$

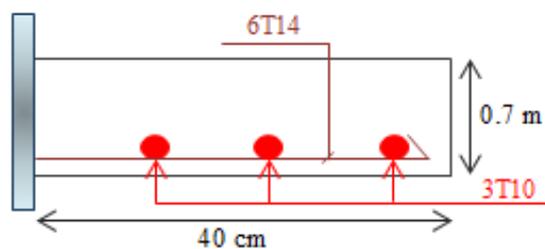
On adopte : **6T14 = 9,24 cm<sup>2</sup>**

**Les armatures de répartition :**

$$A_{\text{rx}} = \frac{A_{\text{s}}}{4} = 2,31 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte : } 3\text{T10} = 2,36 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{ry}} = \frac{A_{\text{s}}}{4} = 2,31 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte : } 3\text{T10} = 2,36 \text{ cm}^2$$

☒ **Schéma de ferrailage :**



**Figure VI.7:** Schéma de ferrailage du débord de radier

### c. Etude des nervures :

L'analyse se fera par un logiciel de calcul « **SAFE 12.2.0** » pour la détermination des moments en travée et sur appui des nervures.

#### 1) Présentation du logiciel SAFE 16.0.1 :

**SAFE** est un logiciel adapté pour l'ingénierie des planchers et des systèmes de dalles de Fondation en béton. Les procédures de modélisation, d'analyse et de conception des dalles comportent une suite d'outils et d'applications sophistiqués, en couple avec la post-tension,

l'effort tranchant et le découpage des poutres, et **intègrent l'influence des sols**, murs (rectilignes ou curviligne), et d'autres éléments inter faciaux. L'interopérabilité avec **SAP2000** et **ETABS** permet aux utilisateurs d'importer des modèles, le chargement et les champs de déplacement dans **SAFE** pour une évaluation locale plus avancée des systèmes de dalle dans de plus grandes structures. **SAFE** fournit des avantages inégalés à l'ingénieur avec sa combinaison vraiment unique de puissance, des capacités complètes, et la facilité d'utilisation.

#### 2) Démarches de modélisation de notre Radier :

Lors de modélisation de notre structure dans **SAFE**, on a suivi les étapes suivantes :

- Depuis **ETABS** exporter la base de la structure avec le chargement.
- Importer la base sur **SAFE**.
- Définition du matériau.
- Définition du radier et des nervures dans **SAFE**.
- Modélisation du radier et des nervures.
- Définition de la raideur moyenne du sol.
- Analyse et exploitation des résultats.

#### 3) Ferrailage longitudinale :

- Calcul des armatures à l'ELU :**

Sens	Section	$M_u$ (KN.m)	b (m)	d (m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s\ min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ adopté (cm <sup>2</sup> )
(X-X) et (Y-Y)	En travée	1411.183	0.65	1.17	0.112	0.148	110.07	36.84	9.18	<b>8T25 = 39.27</b>
	Sur appui	725.587	0.65	1.17	0.057	0.073	113.58	18.35	9.18	<b>4T25 = 19.64</b>

**Tableau.VI.10: Résultats de ferrailage des nervures de radier dans les deux sens à l'ELU.**

- Vérification à l'ELS :**

Sens	la section	M <sub>ser</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	k (N/mm <sup>3</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>st</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> ≤ σ <sub>st</sub>	σ <sub>st</sub> ≤ σ <sub>st</sub>
(X-X) et (Y-Y)	En travée	884.187	39.27	37.87	4865103.32	0.01	3.78	118.69	CV	CV
	Sur appui	529.519	19.64	28.34	2808895.77	0.01	2.83	132.99	CV	CV

**Tableau.VI.11: Résultats de vérification des contraintes à l'ELS.**

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

Selon **BAEL91**, il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1334.006 \times 10^3}{650 \times 1170} = \mathbf{1.75MPa}$$

Comme la fissuration est très préjudiciable :  $\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \mathbf{2.5MPa}$

Donc :  $\tau_u = 1.75MPa < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots (CV)$

☒ **Calcul les armatures de peau :**

$$A_p = 0.1 \% b \times h = \mathbf{0.1 \% \times 65 \times 120 = 7.8 \text{ cm}^2}$$

On adopte : **6T14 = 9.24cm<sup>2</sup>**

☒ **Les armatures transversales :**

✓ **Espacement :**

D'après **RPA99/Version 2003**, les armatures transversales ne doivent pas dépasser un espacement de :

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12 \varnothing \right) = \min (30 ; 30) = \mathbf{30 \text{ cm}}$$

On adopte :

S<sub>t</sub> = 15 cm ⇒ Dans les zones courantes.

S<sub>t</sub> = 10 cm ⇒ Dans les zones nodales.

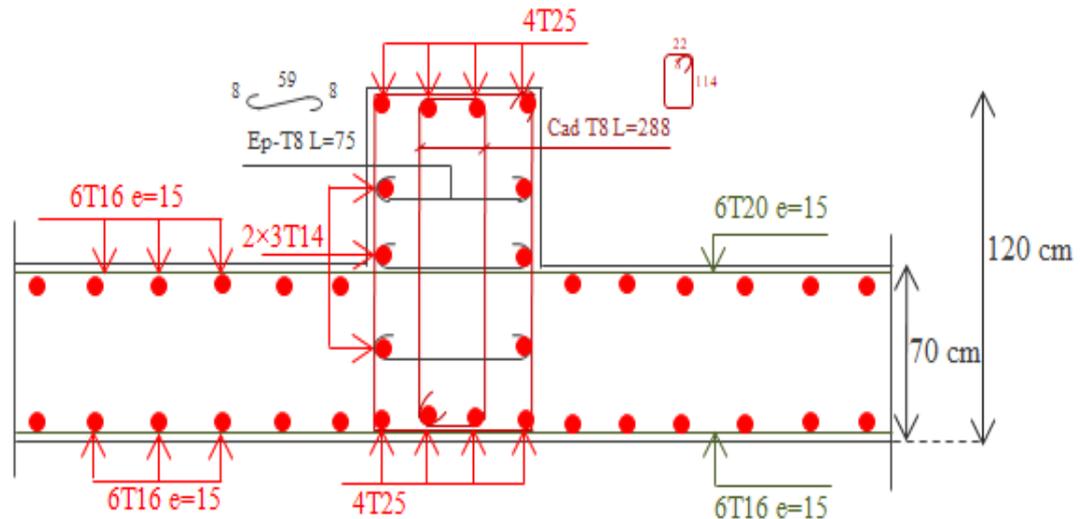
✓ **Diamètre des armatures transversales :**

$$\text{Selon CBA : } \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4 \Rightarrow A_t = \frac{0.4 \times 65 \times 10}{400} = \mathbf{0.65cm^2}$$

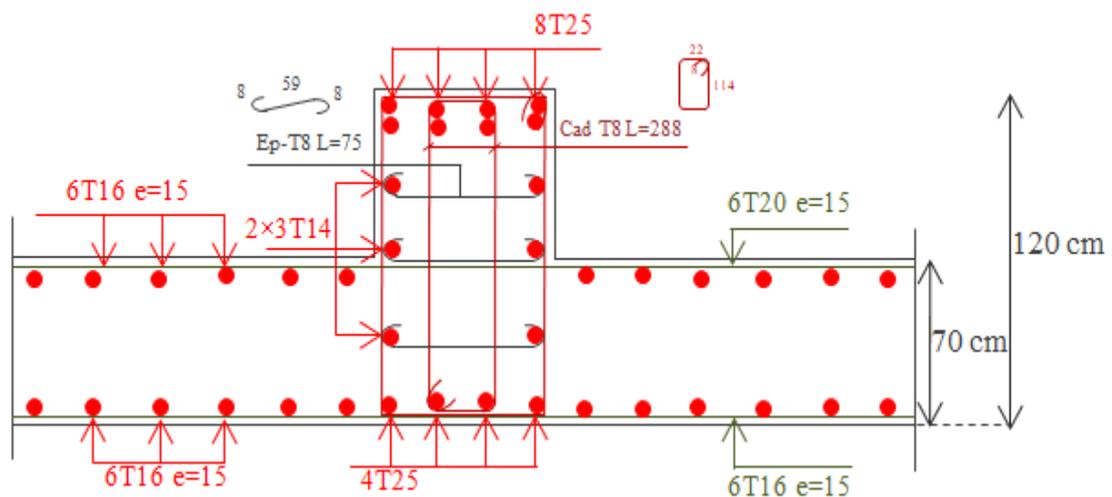
Selon **RPA99/Version 2003** :  $A_t = 0.003 \times 10 \times 65 = \mathbf{1.95 \text{ cm}^2}$

Donc, on adopte : **4 cadres de Φ8**

## d. Schéma de ferrailage :



**Figure.VI.6:** Ferrailage des nervures : sur appuis.



**Figure.VI.7:** Ferrailage des nervures : en travée.

## e. Ferrailage des longrines :

**Définition :**

Les longrines sont des poutres de chaînage, de section rectangulaire, situées au niveau de l'infrastructure reliant les avant poteaux.

**Rôle des longrines :**

-porter les murs de façades.

-limiter les dallages.

-solidariser les points d'appui des poteaux s'opposant à leurs déplacements relatifs dans le plan horizontal.

**- Dimensions minimales de la section transversale des longrines :**

La hauteur h des longrines est définie par la formule suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Et D'après RPA(Art 10.1.1.b)

Les dimensions adoptées pour les longrines dans les deux sens (X,Y) sont :

$$(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$$

**Sens longitudinale : on adopte (30\*35) cm<sup>2</sup>.**

Les longrines sont soumises à la traction simple sous l'action d'une force égale à :

$$F = N/\alpha > 20 \text{ KN}, \text{ tel que :}$$

N : la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarités (sous 1.35G+1.5Q), égale à  $N_u = 1452.86 \text{ KN}$  .

$\alpha$  : Coefficient en fonction de la zone sismique. Zone II, site meuble :  $\alpha = 12$ .

$$\text{Donc, } F = \frac{1452.86}{12} = 121.072 \text{ KN.}$$

**A- Calcul des armatures longitudinales :**

$$A_s = F / (f_e / \gamma_s) = 3.47 \text{ cm}^2.$$

❖ La section minimale :

$$A_{s \min} = 0.60\% \times \text{Section} = 0.60\% \times (35 \times 30) / 100 = 6.3 \text{ cm}^2 \dots\dots A_s > A_{s \min} \dots\dots \text{CV}$$

❖ Le choix des barres:

$$A_s = 6.3 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{On adopte: } 6T12 = 6.79 \text{ cm}^2.$$

**B- Calcul des armatures transversales:**❖ **Espacement minimal:**

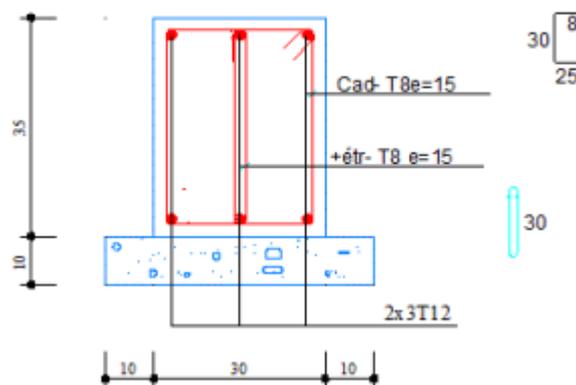
$$S_t \leq \text{Min} (20\text{cm}, 15 * \phi_l) \dots \dots \dots S_t = 15 \text{ cm.}$$

❖ **La section d'armature:**

$$A_t * f_e / (b * S_t) \geq 0.45 \dots \dots \dots A_t \geq 0.60 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{On adopte } 2T8 = 1,01 \text{ cm}^2.$$

**Sens transversale : on adopte (30\*35) cm<sup>2</sup>.**

Les mêmes résultats de sens longitudinal.

**Schéma de ferrailage des longrines :**

**Figure.VI.10 : Ferrailage des longrines dans les deux sens.**

**VI.3.Calcul des éléments de soutènement :****VI.3.1.Introduction :**

Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble, destiné à soutenir l'action des poussées. Il assure à la fois un bon encastrement et une bonne stabilité de l'ouvrage.

Selon le **RPA99/Version 2003 [Art 10.1.2]** :

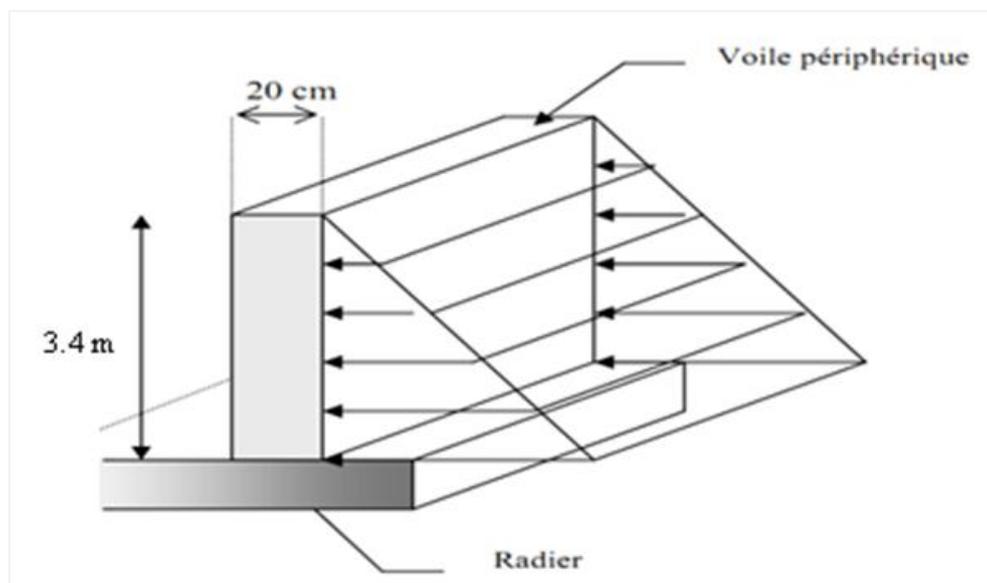
Les ossatures au-dessous du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations (semelles, radier,...) et le niveau de base.

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% de la section du béton dans les deux sens (horizontal et Vertical).

### VI.3.2. Dimensionnement du voile :

Les dimensions du voile périphérique sont représentées sur la figure suivante :



**Figure.VI.11 : La poussée des terres sur voile périphérique**

### VI.3.3. Caractéristiques géotechniques du sol :

Cohésion du sol (Sol non cohérent) :  $C = 0$

Angle de frottement interne :  $\varphi = 30^\circ$

Poids volumique du remblai :  $\gamma = 18.5 \text{ KN/m}^3$

### VI.3.4. Calcul des contraintes :

#### a. La poussée des terres :

$$\sigma_h(h) = K_a \cdot \gamma \cdot h - 2 \times C \times \sqrt{K_a}$$

Le Coefficient de poussée de terre est donné par la formule :

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.33$$

**b. La poussée due aux surcharges :**

$$\sigma_q = K_a \times q$$

Avec :  $q_u$ : Contrainte éventuelle d'exploitation, qui égale à :  $q_u = 10 \text{ KPa}$

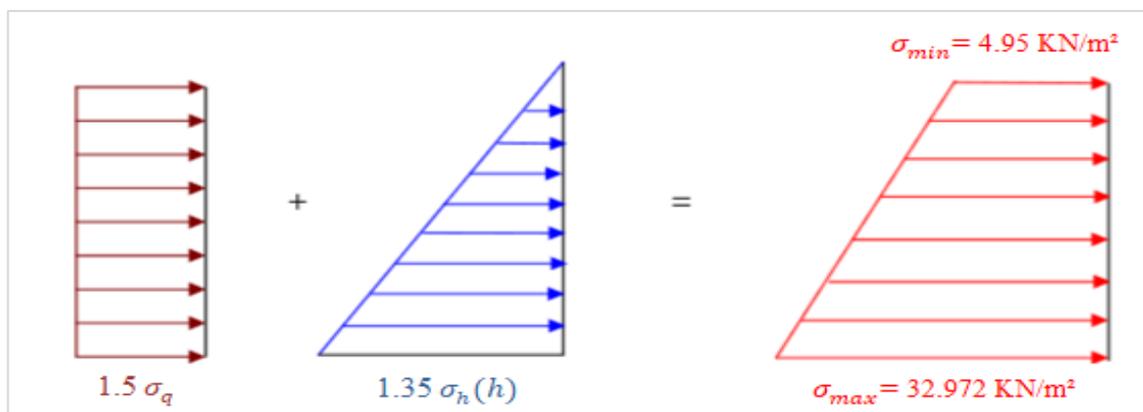
$$\sigma_q = 0.33 \times 10 = 3.3 \text{ KN/m}^2$$

**c. Evaluation des charges :**

$$\text{\AA ELU : } \sigma = 1.35 \sigma_h(h) + 1.5 \sigma_q$$

$$h = 0 \text{ m} \Rightarrow \sigma_{\min} = 1.35 \times (0.33 \times 18.5 \times 0) + 1.5 \times 3.3 = 4.95 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3.4 \text{ m} \Rightarrow \sigma_{\max} = 1.35 \times (0.33 \times 18.5 \times 3.4) + 1.5 \times 3.3 = 32.972 \text{ KN/m}^2$$



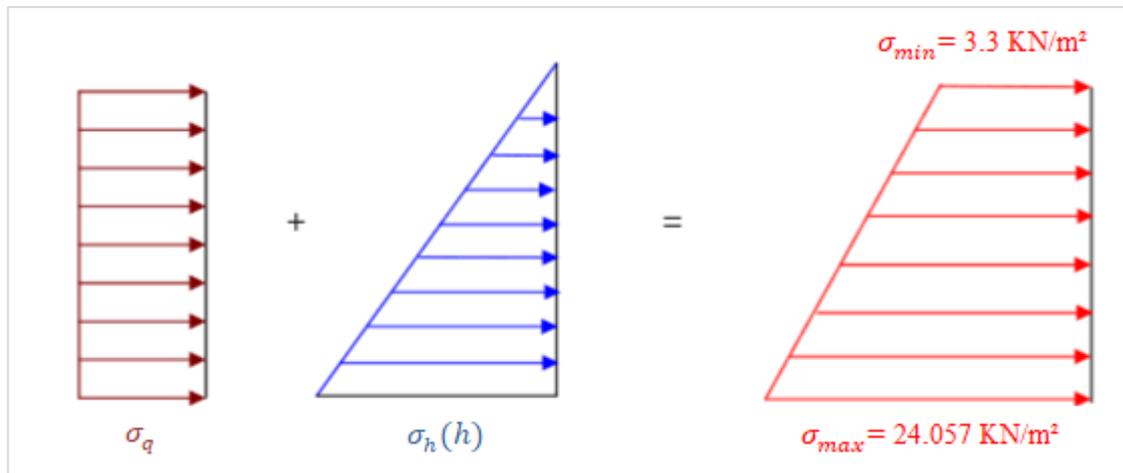
**Figure.VI.12: Diagramme des contraintes à l'ELU**

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 32.972 + 4.95}{4} = 25.966 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{\AA ELS : } \sigma = \sigma_h(h) + \sigma_q$$

$$h = 0 \text{ m} \Rightarrow \sigma_{\min} = (0.33 \times 18.5 \times 0) + 3.3 = 3.3 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3.4 \text{ m} \Rightarrow \sigma_{\max} = (0.33 \times 18.5 \times 3.4) + 3.3 = 24.057 \text{ KN/m}^2$$



**Figure.VI.13 : Diagramme des contraintes à l'ELS.**

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 24.057 + 3.3}{4} = 18.868 \text{ KN/m}^2$$

**d. Calcul du ferrailage :**

Le ferrailage sera calculé pour le panneau le plus sollicité en flexion simple avec une fissuration très préjudiciable, le calcul se fait pour une bande de 1 m.

$$L_x = 4,1 \text{ m}, L_y = 5 \text{ m} \Rightarrow \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,1}{5} = 0,82 < 0,4 \Rightarrow \text{Le panneau porte sur les deux sens.}$$

- Calcul des sollicitation :**

Les moments sont calculs par les formules:

**Le moment isostatique :**  $M_{0x} = \mu_x q_u L_x^2$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x}$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont des coefficients donnée par les règles de **BAEL 91**.

**Les moments en travée :**  $M_{tx} = 0.85 M_{0x}$  ;  $M_{ty} = 0.85 M_{0y}$

**Les moments sur appui :**  $M_{ax} = 0.5 M_{0x}$  ;  $M_{ay} = 0.5 M_{0y}$

Donc les résultats des sollicitations obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Combinaison	Sens	$\mu$	$\mu_x$	$\mu_y$	q (KN/ml)	M <sub>0</sub> (KN.M)	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> (KN.m)
ELU	X-X	0,82	0,0539	0,6313	25.966	23,527	19,998	11,764
	Y-Y	0,82	0,0539	0,6313	25.966	14,854	12,626	7,427

ELS	X-X	0,82	0,0607	0,7381	18.868	19,252	16,364	9,626
	Y-Y	0,82	0,0607	0,7381	18.868	14,209	12,078	6,039

**Tableau VI.12: Résultats des sollicitations à l'ELU et à l'ELS**

• **Calcul des armatures à ELU :**

Selon **BAEL91**, Les armatures sont déterminées par les formules suivantes :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad ; \quad \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad ; \quad Z = d (1 - 0.4\alpha) \quad ; \quad A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$$

$$A_{s \min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

Sens	Section	M <sub>u</sub> (KN.m)	b (m)	d (m)	μ <sub>bu</sub>	α	Z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
X-X	En travée	19,998	1	0.18	0.044	0.055	17.60	3.27	1.56	2.00	<b>5T12= 5.65</b>
	Sur appui	11,764	1	0.18	0.025	0.032	17.77	1.90	1.56	2.00	<b>5T10= 3.93</b>
Y-Y	En travée	12,626	1	0.18	0.027	0.035	17.87	2.04	1.56	2.00	<b>5T10= 3.93</b>
	Sur appui	7,427	1	0.18	0.016	0.020	17.85	1.19	1.56	2.00	<b>5T10= 3.93</b>

**Tableau VI.13: Résultats de ferrailage de voile périphérique à l'ELU.**

• **Vérification à l'ELU :**

Selon **RPA99/Version 2003 [Art 10.1.2]**, le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% de la section dans les deux sens.

$$A_{s \text{ RPA}} = 0.1 \% \times b \times h = 0.1 \% \times 100 \times 20 = \mathbf{2 \text{ cm}^2}$$

• **Vérification à l'ELS :**

Il faut vérifier :  $\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} \end{cases}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

Comme la fissuration est très préjudiciable :  $\overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{1}{2}f_e; 90 \sqrt{\eta f_{tj}}\right) = \mathbf{164.97 \text{ MPa}}$

☒ **La position de l'axe neutre :**

$$b y^2 + 30 (A_s + d' A'_s) y - 30 (d A_s - d' A'_s) = 0 \quad \dots\dots\dots y = ??$$

☒ **Le moment d'inertie de la section homogène " I " :**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2]$$

☒ **Calcul des contraintes :**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = K \times y \quad \Rightarrow \sigma_{st} = 15 K (d - y)$$

Les résultats obtenus dans le tableau suivant :

Sens	la section	M <sub>ser</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	k (N/mm <sup>3</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>st</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub>	σ <sub>st</sub> ≤ σ̄ <sub>st</sub>
X-X	En travée	16,364	5.65	4.74	18451.26	0.08	3.79	159.12	CV	CV
	Sur appui	9,626	3.93	4.05	13686.15	0.06	2.43	125.55	CV	CV
Y-Y	En travée	12,078	3.93	4.05	13686.15	0.05	2.02	104.62	CV	CV
	Sur appui	6,039	3.93	4.05	13686.15	0.03	1.21	62.77	CV	CV

**Tableau VI.14: Résultats de vérification des contraintes à l'ELS**

**e. Distributions constructives :**

L'espacement des barres doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :  $S_t$   
 $= \min [1.5e; 30 \text{ cm}] \rightarrow S_t = 30 \text{ cm}$

On prend :  $S_t = 20 \text{ cm}$

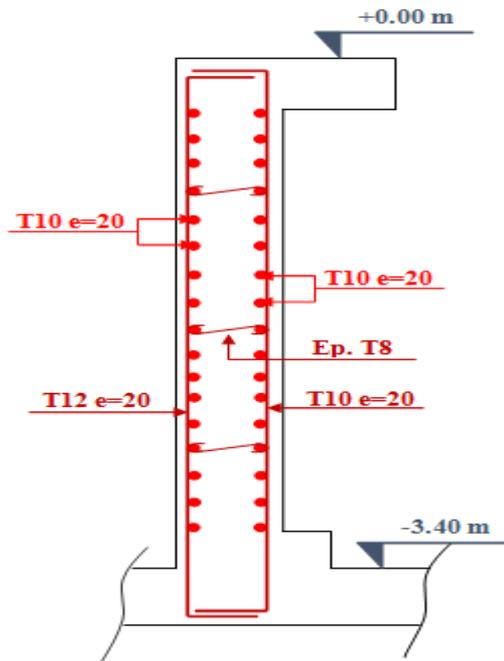
L'espacement à l'extrémité est  $S_{t2}$  le long d'une longueur égale à  $\frac{L}{10}$

On prend :  $S_t = 10 \text{ cm}$ , en zone nodale.

Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :

- ✗  $40\phi = 50 \text{ cm}$  : Pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- ✗  $20\phi = 25 \text{ cm}$  : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

**VI.3.5. Schéma de ferrailage :**



**Figure.VI.12:** Ferrailage de voile périphérique

**VI.4. Conclusion :**

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que des caractéristiques géométriques de la structure. Pour notre structure on choisit un radier général. Ce dernier s'est avéré le type de fondation qui convenait à notre structure.

Le voile périphérique est prévu pour supporter l'action des poussés des terres. Le voile est calculé et ferrillé comme un plancher.

---

*Conclusion générale*

---

## Conclusion générale

---

La réalisation de cette étude représente en quelque sorte la concrétisation de l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout de mettre en application les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié. Elle nous a permis aussi de développer l'esprit de recherche, et le savoir de se documenter.

Nous avons constaté par ailleurs que l'élaboration d'un projet ne se base pas que sur des calculs théoriques mais sur la concordance avec le côté pratique et la nécessité d'une expérience acquise sur le terrain.

A noter aussi que lors de la conception d'ouvrages, la prise en compte de la notion de durabilité revêt une importance croissante et tend à devenir primordiale ; elle repose d'abord sur un choix pertinent des matériaux de construction.

Enfin pour l'utilisation de l'outil informatique, dans un domaine aussi présent et diversifié qui est le génie civil et la construction en générale, il est de nos jours un outil de travail indispensable.

Notons qu'enfin ce projet qui constitue pour nous une première expérience, qui nous a été très bénéfique puisque l'utilisation de l'outil informatique nous a permis d'économiser beaucoup de temps, mais la maîtrise du logiciel reste une étape très importante qui demande la connaissance de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur.

Enfin nous espérons que notre modeste travail sera un bon guide pour les promotions futures

## BIBLIOGRAPHIE

### Règlement :

- Règles parasismiques algériennes **RPA99/VERSION 2003**.
- Document technique réglementaire des charges permanentes et charges d'exploitation.
- Règles de conception et de calcul de structures en béton armé, **C.B.A.93**.
- Béton armé aux états limites **BAEL91**.
- Règlement Neige et Vent **RNV99**.

### Livre :

- Pratique du **BAEL93**.....**JEAN PERCHAT et JEAN DROUX**.
- CBA.....**Règles de conception et de calcul des structures en béton armé.**
- Structure en Béton Armé.....**PATRICK PAULTRE**

### Cours :

- Béton armé.
- Mécanique des sols.
- Résistances des matériaux.
- Dynamique des structures.
- Cours de bâtiments.
- Matériaux de construction.

### Thèses fin d'étude :

- Mémoires de fin d'études, université de Jijel.

### Logiciels

- SAFE 12.2.0.
- SAP 2000
- AUTOCAD 2011.
- SOCOTEC.
- WORD 2013.
- EXCEL 2013.

## ANNEXE 1

### SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm<sup>2</sup> de N armature  $\phi$  en mm

$\Phi$	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

## ANNEXE 2

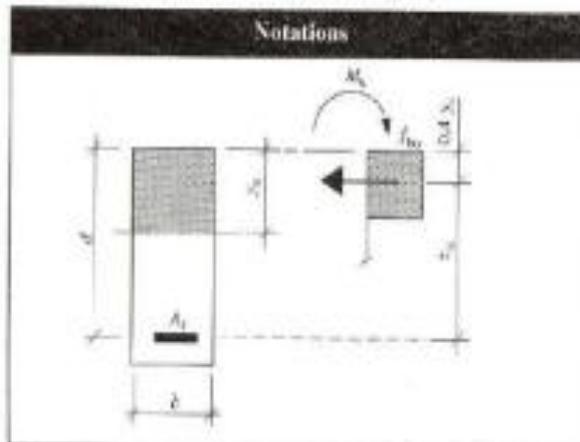
DALLE RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES  
ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,8358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

Annexe

# 4 Tableaux de calcul à l'E.L.U.R.

- Flexion simple - Section rectangulaire
- Aciers naturels:  $f_e$  E 400 → **⊙**  
 $f_e$  E 500 → **⊗**
- Béton: diagramme rectangulaire simplifié



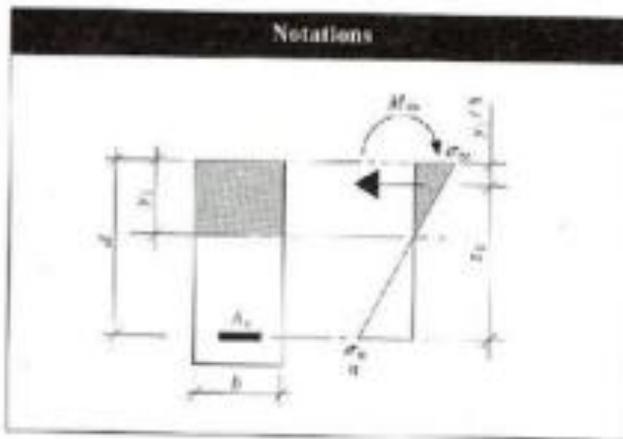
Contraintes de calcul	Paramètres
<p>Béton</p> $f_{ts} = \frac{0,83 f_{ct}}{\gamma_b}$ $\gamma_b = 1,5$	$\rho_{s,u} = \frac{M_u}{b d^2 f_{ts}}$ $\alpha_u = \frac{\gamma_s}{d}$ $\beta_u = \frac{\zeta_u}{d}$
<p>Acier</p> $f_{su} = \frac{f_s}{\gamma_s}$ $\gamma_s = 1,15$	<p><math>\epsilon_{su}</math>: allongement armature <math>A_s</math></p> <p><math>\mu_s</math>: pourcentage mécanique</p> $\mu_s = \frac{A_s}{b d} \cdot \frac{f_m}{f_{ts}}$

$M_u$	$\gamma_b$	$\beta_u$	$\zeta_u$	$\rho_s$	$\epsilon_s$
0,000	0,200	0,9996	10,000	0,000	0,900
0,002	0,200	0,9996	10,000	0,002	0,902
0,004	0,200	0,9996	10,000	0,004	0,904
0,006	0,200	0,9996	10,000	0,006	0,906
0,008	0,200	0,9996	10,000	0,008	0,908
0,010	0,200	0,9996	10,000	0,010	0,910
0,012	0,200	0,9996	10,000	0,012	0,912
0,014	0,200	0,9996	10,000	0,014	0,914
0,016	0,200	0,9996	10,000	0,016	0,916
0,018	0,200	0,9996	10,000	0,018	0,918
0,020	0,200	0,9996	10,000	0,020	0,920
0,022	0,200	0,9996	10,000	0,022	0,922
0,024	0,200	0,9996	10,000	0,024	0,924
0,026	0,200	0,9996	10,000	0,026	0,926
0,028	0,200	0,9996	10,000	0,028	0,928
0,030	0,200	0,9996	10,000	0,030	0,930
0,032	0,200	0,9996	10,000	0,032	0,932
0,034	0,200	0,9996	10,000	0,034	0,934
0,036	0,200	0,9996	10,000	0,036	0,936
0,038	0,200	0,9996	10,000	0,038	0,938
0,040	0,200	0,9996	10,000	0,040	0,940
0,042	0,200	0,9996	10,000	0,042	0,942
0,044	0,200	0,9996	10,000	0,044	0,944
0,046	0,200	0,9996	10,000	0,046	0,946
0,048	0,200	0,9996	10,000	0,048	0,948
0,050	0,200	0,9996	10,000	0,050	0,950
0,052	0,200	0,9996	10,000	0,052	0,952
0,054	0,200	0,9996	10,000	0,054	0,954
0,056	0,200	0,9996	10,000	0,056	0,956
0,058	0,200	0,9996	10,000	0,058	0,958
0,060	0,200	0,9996	10,000	0,060	0,960
0,062	0,200	0,9996	10,000	0,062	0,962
0,064	0,200	0,9996	10,000	0,064	0,964
0,066	0,200	0,9996	10,000	0,066	0,966
0,068	0,200	0,9996	10,000	0,068	0,968
0,070	0,200	0,9996	10,000	0,070	0,970
0,072	0,200	0,9996	10,000	0,072	0,972
0,074	0,200	0,9996	10,000	0,074	0,974
0,076	0,200	0,9996	10,000	0,076	0,976
0,078	0,200	0,9996	10,000	0,078	0,978
0,080	0,200	0,9996	10,000	0,080	0,980
0,082	0,200	0,9996	10,000	0,082	0,982
0,084	0,200	0,9996	10,000	0,084	0,984
0,086	0,200	0,9996	10,000	0,086	0,986
0,088	0,200	0,9996	10,000	0,088	0,988
0,090	0,200	0,9996	10,000	0,090	0,990
0,092	0,200	0,9996	10,000	0,092	0,992
0,094	0,200	0,9996	10,000	0,094	0,994
0,096	0,200	0,9996	10,000	0,096	0,996
0,098	0,200	0,9996	10,000	0,098	0,998
0,100	0,200	0,9996	10,000	0,100	0,100

Annexe

# 5 Tableaux de calcul à l'E.L.S.

- Flexion simple - Section rectangulaire
- Aciers } domaine élastique  $n = 15$
- Béton }



Contraintes de calcul	Paramètres
Béton $\sigma_{sc}$ Limite réglementaire $\bar{\sigma}_{sc} = 0,6 f_{cf}$	$\mu_s = \frac{M_{ed}}{b d^2 \sigma_{st}}$ $K = \frac{\sigma_{sc}}{\sigma_{st}}$ $\mu_{sc} = \frac{M_{ed}}{b d^2 \sigma_{sc}}$ $\alpha_1 = \frac{\gamma_1}{d}$ $\beta_1 = \frac{z_1}{d}$ $\rho = \frac{A_s}{b d}$
Acier $\sigma_{st}$ Limite réglementaire $\bar{\sigma}_{st}$ (cf. BAEL)	

$\mu_s$	K	$\mu_{sc}$	$\alpha_1$	$\beta_1$	100 $\rho$
0,000	0,00	0,0000	0,000	1,0000	0,000
0,0002	103,00	0,0000	0,000	0,9998	0,002
0,0004	127,20	0,0000	0,000	0,9996	0,004
0,0006	102,24	0,0001	0,000	0,9992	0,006
0,0008	87,20	0,0000	0,000	0,9988	0,008
0,0010	77,20	0,0001	0,000	0,9987	0,010
0,0012	69,20	0,0001	0,000	0,9985	0,012
0,0014	63,20	0,0002	0,000	0,9983	0,014
0,0016	59,20	0,0002	0,000	0,9982	0,016
0,0018	56,20	0,0002	0,000	0,9980	0,018
0,0020	54,20	0,0003	0,000	0,9979	0,020
0,0022	52,20	0,0003	0,000	0,9978	0,022
0,0024	50,20	0,0003	0,000	0,9977	0,024
0,0026	48,20	0,0004	0,000	0,9976	0,026
0,0028	46,20	0,0004	0,000	0,9975	0,028
0,0030	44,20	0,0004	0,000	0,9974	0,030
0,0032	42,20	0,0005	0,000	0,9973	0,032
0,0034	40,20	0,0005	0,000	0,9972	0,034
0,0036	38,20	0,0005	0,000	0,9971	0,036
0,0038	36,20	0,0006	0,000	0,9970	0,038
0,0040	34,20	0,0006	0,000	0,9969	0,040
0,0042	32,20	0,0006	0,000	0,9968	0,042
0,0044	30,20	0,0007	0,000	0,9967	0,044
0,0046	28,20	0,0007	0,000	0,9966	0,046
0,0048	26,20	0,0007	0,000	0,9965	0,048
0,0050	24,20	0,0008	0,000	0,9964	0,050
0,0052	22,20	0,0008	0,000	0,9963	0,052
0,0054	20,20	0,0008	0,000	0,9962	0,054
0,0056	18,20	0,0009	0,000	0,9961	0,056
0,0058	16,20	0,0009	0,000	0,9960	0,058
0,0060	14,20	0,0009	0,000	0,9959	0,060
0,0062	12,20	0,0010	0,000	0,9958	0,062
0,0064	10,20	0,0010	0,000	0,9957	0,064
0,0066	8,20	0,0010	0,000	0,9956	0,066
0,0068	6,20	0,0011	0,000	0,9955	0,068
0,0070	4,20	0,0011	0,000	0,9954	0,070
0,0072	2,20	0,0011	0,000	0,9953	0,072
0,0074	0,20	0,0012	0,000	0,9952	0,074
0,0076		0,0012	0,000	0,9951	0,076
0,0078		0,0012	0,000	0,9950	0,078
0,0080		0,0012	0,000	0,9949	0,080
0,0082		0,0013	0,000	0,9948	0,082
0,0084		0,0013	0,000	0,9947	0,084
0,0086		0,0013	0,000	0,9946	0,086
0,0088		0,0013	0,000	0,9945	0,088
0,0090		0,0014	0,000	0,9944	0,090
0,0092		0,0014	0,000	0,9943	0,092
0,0094		0,0014	0,000	0,9942	0,094
0,0096		0,0014	0,000	0,9941	0,096
0,0098		0,0015	0,000	0,9940	0,098
0,0100		0,0015	0,000	0,9939	0,100

---

## *Résumé*

---

## Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'une structure à usage d'habitation constituée d'un rez de chaussée, (7) étages plus duplex en béton armé, implanté en plein centre-ville de Jijel, qui est classé en zone sismique IIa selon de RPA99/version2003.

Les éléments de la structure sont dimensionnés et ferrailés à l'aide des règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93), en appliquant le BAEL91.

L'étude est conformée aux règles parasismiques algériennes 99 /version2003.

**Mots clés :** Bâtiment, Béton armé, Radier, Poutre, Acier, Contreventement mixte, Etude dynamique.

### Abstract

This project presents a detailed study of a residential consisting of ground floor plus (7) floors and Duplex with reinforced concrete, located in the city center of Jijel, which is classified in Seismic zone **IIa** According to RPA99/version2003.

The elements of the structure are dimensioned and reinforced using the design and calculation rules of reinforced concrete structures (CBA93), applying the BAEL91.

The study is consistent with the Algerian parasismic Regulations 99/version2003.

**Tags:** Building, Reinforced concrete, Raft foundation, Beam, Steel, Mixed brace, Dynamic study.

### ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز بناية تتكون من طابق أرضي و (7) طوابق زائد طابق مزدوج ، المشكلة بالخرسانة المسلحة، تقع في وسط مدينة جيجل، وتصنف هذه المنطقة في المناطق الزلزالية IIa بحسب قوانين مقاومة الزلازل الجزائرية المنقحة **.RPA99/version2003**

أما بخصوص القياس والتسليح لمختلف العناصر الأساسية المشكلة للبنية فقد استعملنا القوانين المعمول بها في الجزائر.

**الكلمات المفتاحية:** العمارة، الخرسانة المسلحة، الأساس، عارضة، فولاذ، الهيكلة المزدوجة، الدراسة الميكانيكية.