

*République Algérienne Démocratique Et Populaire*  
*Ministère De L'enseignement Supérieur Et De La Recherche Scientifique*  
*Université Abderrahmane MIRA De Bejaia*  
*Faculté De Technologie*  
*Département De Génie Civil*



# **Mémoire de fin d'étude**

En vue de l'obtention du diplôme Master en génie civil

Option : matériaux et structures

## **Thème**

*Etude d'un bâtiment (R+8+sous-sol) à usage mixte  
(Commerce et habitation) contreventé par un système  
mixte (voiles-portiques)*

**Réalisé par :**

M<sup>r</sup>: Touahri Kamel

M<sup>r</sup>: Meziani Djamel Eddine

**Encadré par :**

M<sup>r</sup>: BOUZROURA.M

**Jury:**

M<sup>me</sup>: Mansouri

M<sup>r</sup>: BARARA

**Promotion: 2015 - 2016**

# *Dédicaces*

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.*

*Je dédie ce mémoire :*

*A mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.*

*A mes chers frères.*

*A ma sœurs .*

*A toute ma famille sans exception.*

*A tous mes amis et particulièrement ceux du génie civil promotion 2015/2016.*

*Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.*

*En fin, je remercie mon ami mon binôme Meziani Djamel Eddine qui a contribué à la réalisation de ce travail.*

*TOUAHRI KAMEL*

# *Dédicaces*

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.*

*Je dédie ce mémoire :*

*A mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.*

*A mes sœurs .*

*A toute ma famille sans exception.*

*A tous mes amis et particulièrement ceux du génie civil promotion 2015/2016.*

*Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.*

*En fin, je remercie mon ami mon binôme Touahri Kamel qui a contribué à la réalisation de ce travail.*

*MEZIANI DJAMEL EDDINE*

## ***Remerciements***

*Nous tenons tout d'abord à remercier le bon dieu pour sa bénédiction.*

*Au terme de notre travail, nous adressons nos vifs remerciements à notre encadreur **M<sup>r</sup> BOUZROURA** pour sa participation, ses conseils, ses suivis et ses orientations tout au long de la réalisation de ce travail.*

*Nous remercierons également l'ensemble des enseignants du département de génie civil.*

*En fin, nous adressons nos remerciements à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail*

# Sommaire

---

## Chapitre 1 : Généralités

I.1. Présentation de l'ouvrage :	1
I.2. Caractéristique de la structure:	1
I.3. Règlements et normes utilisés :	2
I.4. Les états limites (BAEL91) :	3
I.5. Les actions et Les sollicitations :	4
I.6. Les matériaux de construction :	7

## Chapitre 2 : pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction :	13
II.2. Pré dimensionnement des éléments :	13
II.3. Evaluation des charges et surcharges :	27
II.4. Descente de charge:	35
II.5. Conclusion :	49

## Chapitre 3 : Etude des éléments structuraux

III.1. Calcul des planchers :	50
III.2. Etude de la poutre de chaînage :	83
III.3. Dalles pleines :	86
III.4. Acrotère :	98
III.5. Etude de l'ascenseur :	104
III.6. Etude d'escalier :	110
III.7. Calcul de la poutre palière :	131

## Chapitre 4 : Etude dynamique

IV.1. Introduction :	137
IV.2. Objectifs et exigences :	137
IV.3. Méthodes de calcul :	137
IV.4. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes :	141
IV.5 Modélisation et résultats :	142

# Sommaire

---

## Chapitre 5 :Etudes des éléments structuraux

V.1.Etude des poteaux.....	152
V.2. Etude des poutres : .....	164
V.3. Étude des voiles : .....	175

## Chapitre 6 : Etude de l'infrastructure

1) Introduction : .....	185
2) Choix de type des fondations : .....	185
3) Vérification des semelles isolées: .....	185
4)Vérification des semelles filantes :.....	186
5)Vérification du radier général : .....	187
6)Les Vérifications à faire : .....	188
7)Ferraillage des nervures :.....	194
8)Voile périphérique : .....	201

## Liste des figures

---

<i>Fig.I.1. Evaluation de la résistance <math>f_{cj}</math> en fonction de l'âge du béton. ....</i>	<i>8</i>
<i>Fig. I.2. Diagramme contraintes- déformations du béton à l'ELU. ....</i>	<i>9</i>
<i>Fig.I.3. Diagramme des contraintes déformations pour les aciers.....</i>	<i>11</i>
<i>Fig.II.1. Coupe de voile en élévation. ....</i>	<i>14</i>
<i>Fig.II.2. Plancher à corps creux. ....</i>	<i>16</i>
<i>Fig.II.3. Disposition des poutrelles.....</i>	<i>17</i>
<i>Fig.II.5. Composante d'un escalier. ....</i>	<i>21</i>
<i>Fig.II.7. Schéma statique de la 1<sup>ère</sup> volée.....</i>	<i>23</i>
<i>Fig.II.8. Schéma statique de la 2eme volée.....</i>	<i>24</i>
<i>Fig.II.9. Schéma statique de la 1<sup>ère</sup> volée.....</i>	<i>24</i>
<i>Fig.II.10. Schéma statique de la rampe. ....</i>	<i>26</i>
<i>Fig.II.11. Coupe transversal de l'acrotère. ....</i>	<i>26</i>
<i>Fig .II.12.Cage d'ascenseur.....</i>	<i>27</i>
<i>Fig .II.13. Coupe transversale dans.....</i>	<i>27</i>
<i>Fig.II.14. Coupe transversale dans.....</i>	<i>27</i>
<i>Fig .II.15. Coupe transversale dans le plancher à dalle pleine.....</i>	<i>29</i>
<i>Fig.II.16.Murs extérieurs. ....</i>	<i>30</i>
<i>Fig.II.17.Murs interieur . ....</i>	<i>30</i>
<i>Fig.II.21. Section brute (<math>B_r</math>). ....</i>	<i>48</i>
<i>Fig.III.1.Diagramme des moments des appuis pour une poutre à deux travées. ....</i>	<i>51</i>
<i>Fig.III.2.Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées. ....</i>	<i>51</i>
<i>Fig.III.3.Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à deux travées. ....</i>	<i>52</i>
<i>Fig.III.4.Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de deux travées....</i>	<i>52</i>
<i>Fig .III.5: Schéma de ferrailage de la dalle de compression. ....</i>	<i>52</i>
<i>Fig.III.6. Schéma statique de la Poutre de chaînage . ....</i>	<i>83</i>
<i>Fig.III.7. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.....</i>	<i>85</i>
<i>Fig.III.8.Schéma de ferrailage de la dalle D9.....</i>	<i>90</i>

## Liste des figures

---

<i>Fig.III.9. Schéma de ferrailage de la dalle D9.....</i>	<i>94</i>
<i>Fig. III.10. Schéma statique de la dalle.....</i>	<i>95</i>
<i>Fig. III.11. Schéma de ferrailage de la dalle sur 4appuis.....</i>	<i>97</i>
<i>Fig.III.12 : Schéma de ferrailage de la poutre noyée .....</i>	<i>98</i>
<i>Fig. III.14. Section à ferrailer. ....</i>	<i>100</i>
<i>Fig.III.15.Schéma de ferrailage de l'acrotère.....</i>	<i>103</i>
<i>Fig.III.16. Cage de l'ascenseur .....</i>	<i>104</i>
<i>Fig.III.17. Schéma du 1<sup>er</sup> type de dalle .....</i>	<i>104</i>
<i>Fig.III.18 : Vue en plan la dalle de l'ascenseur.....</i>	<i>109</i>
<i>Fig.III.19. Coupe transversale la dalle de l'ascenseur.....</i>	<i>110</i>
<i>Fig.III.20. Schéma statique de la volée (II).....</i>	<i>115</i>
<i>Fig.III.21. Schémas de ferrailage des volées(1),(3) .....</i>	<i>117</i>
<i>Fig. III.22.Schéma de ferrailage de la partie 2 de l'escalier. ....</i>	<i>117</i>
<i>Fig. III.23. Schémas de ferrailage de la poutre brisée.....</i>	<i>122</i>
<i>Fig. III.24. la coupe de ferrailage de la poutre brisée. ....</i>	<i>122</i>
<i>Fig. III.25. Schéma de ferrailage de la partie 1 de l'escalier. ....</i>	<i>126</i>
<i>Fig.III.26. Schéma de ferrailage de la rampe. ....</i>	<i>130</i>
<i>Fig.III.27. Schéma de ferrailage de la poutre palière.....</i>	<i>136</i>
<i>Fig. IV.1 : Spectre de réponse .....</i>	<i>142</i>
<i>Fig. IV.2: Disposition des voiles.....</i>	<i>143</i>
<i>Fig. IV.3.1<sup>er</sup> mode T= 0,73 (translation suivant X) .....</i>	<i>144</i>
<i>Fig. IV.4:2<sup>ème</sup> mode T=0,64 (translation suivant Y).....</i>	<i>145</i>
<i>Fig. IV.5:3<sup>ème</sup> mode T=0,59 (torsion autour de Z) .....</i>	<i>146</i>
<i>Fig .V.(01) : La zone nodale .....</i>	<i>154</i>
<i>Fig.V.(02) : La section réduite.....</i>	<i>157</i>
<i>Fig.V.(03) : La zone nodale .....</i>	<i>160</i>



## Liste des figures

---

<i>Fig .V.(04): Coupe longitudinale .....</i>	<i>162</i>
<i>Fig.V. (05): Schéma de ferrailage .....</i>	<i>163</i>
<i>Fig.V.(06): Disposition constructives des portiques.....</i>	<i>165</i>
<i>Fig.V. (07): La zone nodale .....</i>	<i>173</i>
<i>Fig .V.(08) : Schéma de ferrailage de voile (<math>V_{x1}</math>) .....</i>	<i>184</i>
<i>Fig.VI.1 : semelle isolée.....</i>	<i>186</i>
<i>Fig.VI.2:Schéma d'une semelle filante .....</i>	<i>180</i>
<i>Fig.VI.3 : Schéma de ferrailage du radier.....</i>	<i>194</i>
<i>Fig.VI.4 : Section à ferrailer. ....</i>	<i>197</i>
<i>Fig.VI.5: Schéma de ferrailage des nervures .....</i>	<i>200</i>
<i>Fig.VI.6: Schéma de ferrailage de voile périphérique. ....</i>	<i>206</i>

## Liste des tableaux

---

<b>Tableau I.1.</b> Les différentes valeurs de $\theta$ .....	10
<b>Tableau I.2.</b> $f_e$ En fonction du type d'acier.....	11
<b>Tableau I.3 :</b> Caractéristique mécanique des matériaux à utiliser. ....	12
<b>Tableau .II.1.</b> Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers à corps creux. .....	28
<b>Tableau .II.2.</b> Evaluation des charges « G » des planchers à dalle pleine.....	29
<b>Tableau .II.3.</b> Evaluation des surcharges « Q » des planchers à dalle pleine.....	29
<b>Tableau .II.4.</b> Evaluation de la charges « G » sur les murs intérieurs et extérieurs. ....	30
<b>Tableau .II.5.</b> Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des paliers des escaliers ...	31
<b>Tableau II.6.</b> Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée 1et 3 d'escaliers type1.....	32
<b>Tableau II.7.</b> Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée 2 d'escaliers type1. ....	32
<b>Tableau II.8.</b> Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée 1d'escaliers type2 .....	33
<b>Tableau II.9.</b> Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée 2 d'escaliers type2. ....	33
<b>Tableau II.10.</b> Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée 1d'escaliers type2.....	34
<b>Tableau II.11.</b> Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée 2 d'escaliers type2. ....	34
<b>Tableau II.12.</b> Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la rampe . ....	35
<b>Tableau . II.13.</b> Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P1.....	38
<b>Tableau . II.14.</b> La loi de dégression pour le poteau P1.....	38
<b>Tableau .II.15.</b> Evaluation des charges « G » pour le poteau P1.....	38
<b>Tableau . II.16.</b> Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P2.....	44
<b>Tableau .II.17.</b> La loi de dégression pour le poteau P2.....	44
<b>Tableau .II.18.</b> Evaluation des charges « G » pour le poteau P2.....	44

## Liste des tableaux

---

<b>Tableau .II.19.</b> <i>L'effort normal ultime « Nu » dans chaque niveau</i> .....	47
<b>Tableau. II.20.</b> <i>Vérification de la résistance (compression simple)</i> .....	48
<b>Tableau. II.21.</b> <i>Vérification au flambement</i> .....	49
<b>Tableau .III.1:</b> <i>Combinaisons d'action</i> .....	54
<b>Tableau.III.2.</b> <i>Les différents types de poutrelles.</i> .....	55
<b>Tableau .III.3.</b> <i>Les moments isostatiques max en travées</i> .....	56
<b>Tableau .III.4.</b> <i>Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type1) :</i> .....	58
<b>Tableau .III.5.</b> <i>Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type1) :</i> .....	58
<b>Tableau .III.6.</b> <i>Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type2) :</i> .....	59
<b>Tableau .III.7</b> <i>Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type2) :</i> .....	59
<b>Tableau .III.8:</b> <i>Sollicitations à l'ELU (type 3)</i> .....	60
<b>Tableau .III.9:</b> <i>Sollicitations à l'ELS (type 3)</i> .....	60
<b>Tableau .III.10.</b> <i>Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 4) .....</i>	63
<b>Tableau .III.11.</b> <i>Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 4) : .....</i>	63
<b>Tableau .III.12.</b> <i>Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher à usage d'habitation (type1) :</i> .....	64
<b>Tableau .III.13.</b> <i>Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher à usage d'habitation (type1) :</i> .....	64
<b>Tableau .III.14.</b> <i>Sollicitations à l'ELU des poutrelles à usage d'habitation (type2) : .....</i>	64
<b>Tableau .III.15.</b> <i>Sollicitations à l'ELS des poutrelles à usage d'habitation (type2) : .....</i>	64
<b>Tableau .III.16.</b> <i>Sollicitations à l'ELU (type 3)</i> .....	65
<b>Tableau .III.17.</b> <i>Sollicitations à l'ELS (type 3)</i> .....	65
<b>Tableau .III.18.</b> <i>Sollicitations à l'ELU des poutrelles à usage d'habitation (type 4) : .....</i>	65
<b>Tableau .III.19.</b> <i>Sollicitations à l'ELS des poutrelles à usage d'habitation (type 4) : .....</i>	65
<b>Tableau .III.20.</b> <i>Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher à usage Commercial (type1) :</i> .....	66
<b>Tableau .III.21.</b> <i>Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher à usage Commercial (type1):</i> .....	66
<b>Tableau .III.22.</b> <i>Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher à usage Commercial (type2) :</i> .....	66

## Liste des tableaux

---

<i>Tableau .III.23. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher à usage Commercial (type2) :</i>	66
<i>Tableau .III.24. Sollicitations à l'ELU (type 3)</i>	67
<i>Tableau .III.25. Sollicitations à l'ELS (type 3)</i>	67
<i>Tableau .III.26. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher à usage Commercial (type4):</i>	67
<i>Tableau .III.27. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher à usage Commercial (type4) :</i>	67
<i>Tableau .III.28. Les Sollicitations maximales sur toutes les poutrelles.</i>	68
<i>Tableau .III.29. Les Sollicitations maximales.</i>	68
<i>Tableau .III.30. Calcul des sections d'armatures des poutrelles.</i>	78
<i>Tableau .III.31. Vérification des armatures longitudinale au cisaillement</i>	79
<i>Tableau .III.32. Vérification des états limite de compression du béton.</i>	79
<i>Tableau .III.33. Vérification des états limite de déformation.</i>	80
<i>Tableau.III.34. Schéma de ferrailage des poutrelles</i>	81
<i>Tableau.III.35. Armatures de la poutre de chainag</i>	83
<i>Tableau.III.36. Vérification des contraintes.</i>	85
<i>Tableau .III.37. Calcul des armatures en travées.</i>	87
<i>Tableau .III.38. Vérification des contraintes.</i>	89
<i>Tableau .III.40.Vérification des contraintes.</i>	93
<i>Tableau III.41. Résumé des résultats</i>	96
<i>Tableau.III.42.Armatures de la poutre noyé</i>	97
<i>Tableau.III.44. Armatures de la dalle de l'ascenseur</i>	106
<i>Tableau.III.45. Vérification de la contrainte</i>	108
<i>Tableau.III.46. Résultats de ferrailage des volées (1) et (3).</i>	112
<i>Tableau. III.47.Vérification des contraintes de compression dans le béton.</i>	113
<i>Tableau.III.48. Armatures de la volée N°2</i>	116
<i>Tableau.III.47: Vérification de la contrainte</i>	116
<i>Tableau.III.49. Sollicitation sur la poutre brisée.</i>	119
<i>Tableau III.50. Armatures de la poutre brisée.</i>	119
<i>Tableau.III.51. Ferrailage de la 1ere volée de l'escalier type 1</i>	123
<i>Tableau.III.52. Vérification des contraintes</i>	125
<i>Tableau.III.53. Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier :</i>	125

## Liste des tableaux

---

<i>Tableau.III.54: Ferrailage de la rampe</i> .....	128
<i>Tableau.III.55. Vérification des contraintes</i> .....	129
<i>Tableau.III.57: Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier :</i> .....	130
<i>Tableau.III.58. Armatures de la poutre palière</i> .....	132
<i>Tableau.III.59. Vérification de la contrainte</i> .....	133
<i>Tableau.III.60. ferrailage longitudinal de la poutre palière.</i> .....	135
<i>Tableau IV.1.Valeurs des pénalités <math>Pq</math>:</i> .....	138
<i>Tableau IV.2. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses</i> .....	144
<i>Tableau IV.3: Vérification de la résultante des forces sismiques</i> .....	147
<i>Tableau IV.4: Vérification des déplacements selon X-X:</i> .....	147
<i>Tableau IV.5: Vérification des déplacements selon Y-Y:</i> .....	148
<i>Tableau IV.6: Vérification de l'effet P-<math>\Delta</math> :</i> .....	149
<i>Tableau IV.7: Vérification sous charges verticales :</i> .....	150
<i>Tableau IV.8: Vérification sous charges horizontales :</i> .....	150
<i>Tableau IV.9:Vérification de l'effort normal réduit :</i> .....	151
<i>Tableau.V.1 : Valeurs des sollicitations dans les poteaux</i> .....	152
<i>Tableau.V.2 : Résultats des Armatures longitudinale dans les poteaux</i> .....	153
<i>Tableau.V.3 :Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux</i> .....	153
<i>Tableau.V.4 : Armatures transversale dans les poteaux (<math>\phi</math>)</i> .....	156
<i>Tableau.V.5 :Vérification de l'effort normale ultime</i> .....	158
<i>Tableau .V.6 :Vérification des contraintes dans le béton</i> .....	159
<i>Tableau .V.7: Résultats des vérifications des sollicitations tangentes</i> .....	160
<i>Tableau.V.8 : Résultats des moments résistant dans les poteaux</i> .....	161
<i>Tableau .V.9: Ferrailage des poutres principales et secondaires :</i> .....	167
<i>Tableau .V.10 : Vérification des contraintes tangentielles :</i> .....	169
<i>Tableau .V.11: Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :</i> .....	170
<i>Tableau .V.12: Vérification de l'état limite de compression du béton :</i> .....	170

## Liste des tableaux

---

<i>Tableau .V.13: Vérification de la flèche pour les poutres : .....</i>	<i>170</i>
<i>Tableau .V.14: Le ferrailage des poutres:.....</i>	<i>171</i>
<i>Tableau .V.15: Les moments résistants dans les poteaux.....</i>	<i>173</i>
<i>Tableau .V.16: Les moments résistants dans les poutres .....</i>	<i>174</i>
<i>Tableau .V.17: Vérification de la zone nodale .....</i>	<i>174</i>
<i>Tableau .V.18: Sollicitations max de calcul dans le voile <math>V_{x1}</math>// à x-x' .....</i>	<i>177</i>
<i>Tableau .V.19: Sollicitations max de calcul dans le voile <math>V_{y1}</math>// à y-y : .....</i>	<i>177</i>
<i>Tableau .V.20: Sollicitations max de calcul dans le voile <math>V_{y3}</math>// à y-y : .....</i>	<i>177</i>
<i>Tableau .V.21: Sollicitations max de calcul dans le voile <math>V_{y4}</math>// à y-y :.....</i>	<i>178</i>
<i>Tableau .V.22: Sollicitations max de calcul dans le voile <math>V_{y5}</math>// à y-y :.....</i>	<i>178</i>
<i>Tableau .V.23: Sollicitations de calcul dans le voile <math>V_{x1}</math> dans tous les niveaux : .....</i>	<i>179</i>
<i>Tableau .V.24: Sollicitations de calcul dans le voile <math>V_{y1}</math> dans tous les niveaux : .....</i>	<i>180</i>
<i>Tableau .V.25: Sollicitations de calcul dans le voile <math>V_{y3}</math> dans tous les niveaux. ....</i>	<i>181</i>
<i>Tableau .V.26: Sollicitations de calcul dans le voile <math>V_{y4}</math> dans tous les niveaux .....</i>	<i>182</i>
<i>Tableau .V.27: Sollicitations de calcul dans le voile <math>V_{y5}</math> dans tous les niveaux .....</i>	<i>183</i>
<i>Tableau VI.1: Section des armatures du radier. ....</i>	<i>191</i>
<i>Tableau VI.2: Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier. ....</i>	<i>193</i>
<i>Tableau VI.4: Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal .....</i>	<i>196</i>
<i>Tableau VI.5: Sollicitations sur la nervure dans le sens transversal.....</i>	<i>196</i>
<i>Tableau VI.7: Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens X-X).....</i>	<i>198</i>
<i>Tableau VI.8: Vérification de l'effort tranchant. ....</i>	<i>198</i>
<i>Tableau VI.9: Résumé des résultats (vérification des contraintes).....</i>	<i>199</i>
<i>Tableau VI.10: Section des armatures du voile périphérique.....</i>	<i>203</i>

# Introduction

---

Tout comme d'autres catastrophes naturelles, les séismes sont des phénomènes complexes et fortement endommageant, ils ont des manifestations spectaculaires et dévastatrices, à cet effet l'ingénieur en génie civil est censé concevoir des édifices de manière à faire face à ce phénomène (construction parasismique).

A l'instar des pays du bassin méditerranéen, l'Algérie est soumise à de grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

A cet effet l'ingénieur associe la "recherche fondamentale" orientée pour apporter une contribution théorique à la résolution de problèmes techniques et la "recherche appliquée" pour trouver des solutions nouvelles permettant d'atteindre un objectif déterminé à l'avance, il doit en outre tenir compte de différents facteurs tel que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

Le projet qui nous a été confié dans le cadre de la préparation de notre projet de fin d'étude porte sur l'étude d'un bâtiment en R+8 avec sous-sol à usage d'habitation. Il est contreventé par un système mixte (voiles portiques), structuré en six chapitres principaux.

Le premier chapitre exposera la présentation et les caractéristiques de la structure ainsi que celles des matériaux utilisés (béton et acier). Un prédimensionnement des éléments structuraux est ensuite sera fait au deuxième chapitre. Le troisième chapitre concerne le calcul des éléments secondaires : les poutrelles, balcons, escaliers et l'acrotère, ont été calculés et ferrailés en tenant compte des sollicitations auxquelles ils doivent répondre. Au quatrième chapitre nous avons fait une étude dynamique de notre structure. Cette dernière a été donc modélisée par le logiciel Sap 2000 version 14 et une disposition optimale des voiles a été adoptée. Cette disposition est en accord avec le règlement parasismique algérien. Le calcul et le ferrailage des éléments structuraux est exposé dans le cinquième chapitre, et l'étude de l'infrastructure fait l'objet du chapitre six.

### I.1. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment de R+8+ sous-sol implanté à OUZELLAGUEN BEJAIA, cette structure est destinée pour l'usage multiple habitations et commerces, elle est Classé d'après les Règles Parasismiques Algériennes « RPA99 /version 2003» dans le groupe **2**, ayant une grande importance.

Le projet se trouve sur l'ex RN 26 passant par le village thiouririne. D'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003), en zone **IIa** moyenne sismicité.

### I.2. Caractéristique de la structure:

#### I.2.1. Caractéristiques géométriques:

- \* Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) : **30,70m.**
- \* Hauteur des sous-sols : **3,14m.**
- \* Hauteur du RDC : **3,30m.**
- \* Hauteur des étages courants : **2,97m.**
- \* Longueur de bâtiment : **19,9m.**
- \* Largeur de bâtiment : **11m**

#### I.2.2. données de site :

- \* L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 en vertu du RPA 99 version 2003
- \* Le sol de notre projet est un sol ferme.
- \* La contrainte admissible  $\bar{\sigma} = 2,0\text{bars}$
- \* L'ancrage minimal des fondations : **D= 1,6m.**

#### I.2.3. Description structurale :

- \* **Poteaux :** Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire et circulaire, destiné à transmettre les charges aux fondations.
- \* **Poutres :** ce sont des éléments en béton armé, elles transmettent les charges des planchers aux poteaux.
- \* **Voiles :**



---

**\* Plancher :**

Les planchers sont des aires destinées à séparer les différents niveaux de l'ouvrage, le rôle essentiel de plancher est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poutres, poteaux, voiles). On a des planchers semi préfabriqués en corps creux, et des dalles pleines (les balcons, la dalle de l'ascenseur et paliers d'escalier).

**\* Escalier :**

Les escaliers sont des éléments secondaires permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter étage, seront réalisés en béton armé coulé sur place.

**\* Maçonnerie :**

❏ **Les murs extérieurs:** ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.

❏ **Les murs intérieurs:** sont en simples parois réalisés en briques creuse d'épaisseur de 10cm.

\* **L'acrotère :** C'est un élément encastré dans le plancher terrasse réalisé en béton armé, qui va servir comme garde-corps.

\* **L'ascenseur :** C'est un élément mécanique, sert à faire monter et descendre les usagers à travers les différents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers.

**\* Balcons :**

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

**\* L'infrastructure :**

Elle assure les fonctions suivantes :

- Transmission des charges verticales et horizontales au sol.
- Limitation des tassements différentiels.

**I.2.4. choix de contreventements :**

La structure de notre bâtiment est à ossature en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal. Le RPA99 version 2003 exige que pour toute structure dépassant une hauteur de 14 m en zone **IIa**, l'introduction des voiles. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques-voiles).

**I.3. Règlements et normes utilisés :**

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- \* RPA99 /version 2003. (Règlement Parasismique Algérien).

- \* CBA93. (Code du béton armé).
- \* DTR B.C.2.2. (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- \* BAEL91/version 99. (Béton Armé Aux Etats Limites).
- \* DTR BC2.33.2.

#### **I.4. Les états limites (BAEL91) :**

##### **I.4.1. Définition**

C'est un état dans lequel se trouve une structure ou un élément de structure et tel que, s'il est dépassé dans le sens défavorable, cette structure ou cet élément ne répond plus aux fonctions pour lesquelles il est conçu.

Il existe deux états limites :

##### a- Etat limite ultime (ELU)

Il correspond à ce que l'on entend généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

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

##### b- 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.

- \* 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.4.2. Les hypothèses de calcul :**

##### **I.4.2.1. E.L.U :**

1. Conservation des sections planes, avant et après déformation.
2. Il n'y a pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.
3. La résistance à la traction du béton est négligeable.
4. L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
5. Le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.

6. Le diagramme contrainte déformation  $(\sigma; \varepsilon)$  de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle dans tous les cas et le diagramme rectangulaire simplifié est utilisé lorsque la section n'est pas entièrement comprimée.
7. On peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

#### **I.4.2.2. E.L.S :**

1. Conservation des sections planes, avant et après déformation.
2. Il n'y a pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.
3. La résistance à la traction du béton est négligeable.
4. Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ( $\sigma = E\varepsilon$ )
5.  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$  avec  $E_s$  : module de Young de l'acier ;  $n$  : coefficient d'équivalence acier-béton.
6. On ne réduit pas dans les calculs, les aires des aciers de l'aire du béton comprimé

Une action peut se définir comme un ensemble de forces ou de couples de forces appliquées à la structure ou bien comme une déformation imposée à la structure.

#### **I.5. Les actions et Les sollicitations :**

##### **I.5.1. Les actions :**

**I.5.1.1. Définitions :** Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

- \* Des charges permanentes.
- \* Des charges d'exploitations.
- \* Des charges climatiques.

##### **I.5.1.2. Valeurs caractéristique des actions :**

###### **a. Les actions permanentes (G) :**

Les actions permanentes dont la variation dans le temps est négligeable; elles comprennent :

- \* Le poids propre de la structure.
- \* Le poids des équipements fixes.

- \* Les forces de poussée des terres et des liquides.
- \* Les déformations imposées à la structure.

**b. Les actions variables (Q) :**

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles comprennent :

- \* Les charges d'exploitation.
- \* les charges appliquées durant l'exécution.
- \* Les charges climatiques (neige et vent).
- \* Les effets thermiques.

**c. Les actions accidentelles (FA) :**

Ce sont celles provenant de phénomène qui se produisant rarement dont la durée est très courte par rapport à la durée de vie de l'ouvrage, on peut citer :

- \* Les chocs.
- \* Les séismes.
- \* Les explosions
- \* Les feux.

**I.5.1.3. Les valeurs de calcul des actions :**

Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

**1. Les combinaisons d'action à L'ELU:**

\* **Situation durable ou transitoire :**

On ne tient que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1.35 G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum 1.3 \Psi_{0i} Q_i$$

$$\gamma_{Q1} = \begin{cases} 1.5 & \text{En général.} \\ 1.35 & \text{Pour les bâtiments agricoles à faible densité humaine.} \end{cases}$$

$\Psi_{0i}$ : Coefficient de pondération

$\Psi_{0i}$ : 0.77 pour les bâtiments à usage courant.

$G_{\max}$ : ensemble des actions permanentes défavorables.

$G_{\min}$  : ensemble des actions permanentes favorables.

$Q_1$  : action variable dite de base.

$Q_i$  : autres actions variables dites d'accompagnement.

✱ **Situation accidentelles :**

$$1.35 G_{\max} + G_{\min} + F_A + \Psi_{1i} Q_1 + \sum 1.3 \Psi_{0i} Q_i (i > 1)$$

$F_A$  : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\Psi_{1i} Q_1$  : Valeur fréquente d'une action variable.

$\Psi_{2i} Q_1$  : Valeur quasi-permanente d'une action variable.

$$\Psi_{1i} = \begin{cases} 0.15 & \text{si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0.50 & \text{si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0.20 & \text{si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

**2. Les combinaisons d'action à l'ELS:**

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \Psi_{0i} Q_i$$

$\Psi_{0i} = 0,6$  pour l'effet de la température.

Avec :

$G_{\max}$ : ensemble des actions permanentes défavorables.

$G_{\min}$  : ensemble des actions permanentes favorables.

$Q_1$  : action variable dite de base.

$Q_i$  : autres actions variables dites d'accompagnement.

**3. Combinaison de calcul :**

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont : (BAEL 91/ VERSION 99)

✱ Situation durables : ELU:  $1,35G + 1,5Q$

ELS :  $G + Q$

✱ Situation accidentelles :  $\begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1,2 \times E \text{ pour les structures auto-stables} \\ 0,8G \pm E \end{cases}$

Avec : E Action du séisme.

**I.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 soit permanentes (G), variables (Q), accidentelles ( $F_A$ ).

**I.6. Les matériaux de construction :**

Les matériaux prévus pour la réalisation de cet ouvrage, doivent être conformes aux normes et satisfaire aux exigences et recommandations du règlement Algérien CBA 93 (équivalent BAEL 91).

**I.6.1. Le béton :**

Est un mélange de ciment, de sable, de granulat et d'eau et éventuellement des adjuvants.

Le ciment : pour la réalisation des ouvrages en béton armé, le ciment utilisé généralement est le CEM 42,5 (CPJ) le dosage de ciment par mètre cube de béton est de 350kg.

**I.6.1.1. Caractéristique mécanique du béton :****a. Résistance caractéristique du béton à la compression  $f_{cj}$  :**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, notée  $f_{c28}$ .

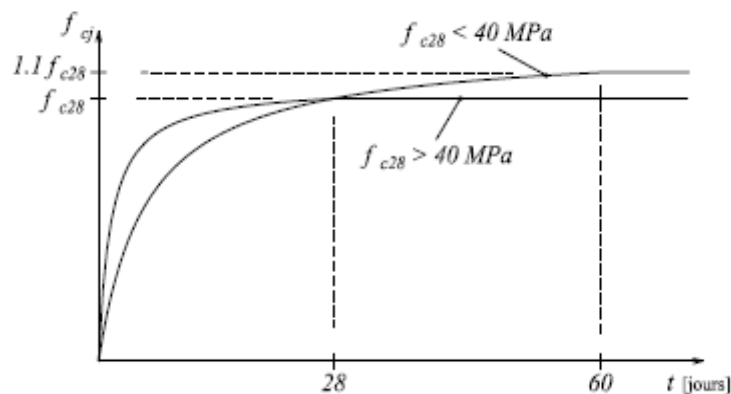
Cette valeur est mesurée à l'aide d'un essai de compression axiale sur des éprouvettes cylindriques de 16 cm du diamètre et de 32 cm de hauteur.

Dans le cas courant le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours  $f_{c28}$

Si  $j \leq 28$

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} f_{c28} & \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

Si  $j > 28j$        $f_{cj} = f_{c28}$ .



**Figure I.1.** Evaluation de la résistance  $f_{c_j}$  en fonction de l'âge du béton.

Pour  $1\text{m}^3$  de béton courant dosé à 350kg de ciment (CEM 42,5), la résistance moyenne  $f_{c28}$  comprise entre 22 et 25 MPa.

On prend  $f_{c28} = 25\text{ MPa}$ .

### b. Résistance caractéristique du béton à la traction $f_{tj}$ :

La résistance caractéristique du béton à la traction à (j) jours, notée  $f_{tj}$ , est définie par la relation:

$$\left. \begin{array}{l} f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c_j} \\ f_{tj} = 0.275 f_{c_j} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \dots\dots \text{(BAEL91/Art 2.1, 12)} \\ \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{array}$$

Pour  $j=28$  jours:  $f_{c28} = 25\text{ MPa}$ ;  $f_{t28} = 2,1\text{ MPa}$ .

### c. Contrainte ultime de cisaillement (de béton) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

$V_u$  : Effort tranchant.

$d$  : Hauteur utile de la section de béton considérée.

$b_0$  : Largeur de la section de béton considérée

Cas d'une fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min (0,13 \times f_{c28}; 4 \text{ MPA}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPA.}$$

Cas d'une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min (0,10 \times f_{c28}; 3 \text{ MPA}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPA.}$$

**d. module déformation longitudinale du béton :**

Les modules de Yong instantané  $E_{ij}$  :

Sont calculer pour un chargement instantané dont la durée est inférieure à 24heures

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{ci})^{1/3} \dots\dots\dots (\text{BAEL 91/Art 2.1,21})$$

Pour  $j=28$ jours et  $f_{c28}=25$ MPa donne  $E_{ij}=32164,2$ MPa.

Les modules de Yong différé  $E_{vj}$  :

Sont calculer pour un chargement de longue durée, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton,

$$E_{ij} = 3700 \times (f_{c28})^{1/3} \dots\dots\dots (\text{BAEL 91/Art 2.1,22})..$$

Pour  $j=28$ jours et  $f_{c28}=25$ MPa donne  $E_{v28}=10818,86$ MPa.

Module de déformation transversale du béton (G) : Est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2 \times (\nu + 1)} \dots\dots\dots (\text{BAEL 91/Art 2.1,3})$$

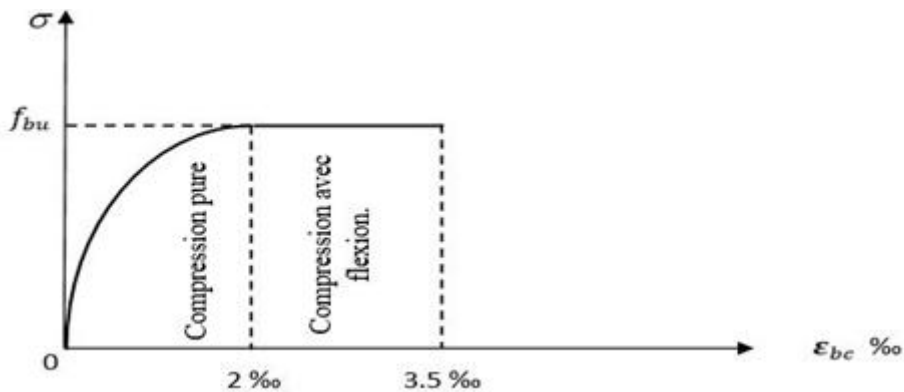
Avec : E: module de Yong.

$\nu$  : coefficient de poisson,  $\nu = \frac{\text{déformation transversal}}{\text{déformation longitudinal}}$

Pour le calcul des sollicitations, à l'ELU :  $\nu = 0$  et  $G = 0,5E$ .

Pour le calcul des déformations, à l'ELS :  $\nu = 0,2$  et  $G = 0,42E$ .

**e. diagramme contraintes déformations :**



*Figure I.2. Diagramme contraintes- déformations du béton à l'ELU.*

- $f_{bu}$ : est la valeur de calcul de la contrainte du béton.



$$f_{bu} = \begin{cases} 0.25 \times f_{bu} \times 10^3 \times \varepsilon_{bc} \times (4 \times 10^3 \times \varepsilon_{bc}) & \text{si } 0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2^0/00 \\ 0.85 \times f_{c28} / (\theta \times \gamma_b) & \text{si } 2 \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5^0/00 \end{cases}$$

$\theta$  : Coefficient dépendant de la durée d'application des charges, ces valeurs sont données dans le tableau suivant :

**Tableau I.1.** Les différentes valeurs de  $\theta$ .

$\theta$	Durée d'application
1,00	> 24 heures
0,90	1 ≤ durée ≤ 24 heures
0,85	< 1 heures

\*  $\gamma_b$  est le coefficient de sécurité :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 (\text{cas courants}) \\ 1.15 (\text{combinaisons accidentelles}) \end{cases}$$

### I.6.2. L'acier :

Leurs rôles c'est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton, les armatures longitudinales des éléments structuraux doivent être de haute adhérence avec  $f_e \leq 500$  MPA et l'allongement sous charges maximales doit être supérieur à dix pour mille (10 %) pour faire travailler au maximum l'acier.

#### I.6.2.1 : Résistance caractéristique de l'acier :

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité :  $f_e$

Contraintes limites  $\sigma_s$  :

**ELU :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ tq } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \rightarrow \text{action courante.} \\ \gamma_s = 1,00 \rightarrow \text{action accidentelle.} \end{cases}$$

$\gamma_s$  : est le coefficient de sécurité

**ELS :** La valeur de  $\sigma_s$  est donnée en fonction de la fissuration :

**Cas 1 :** fissuration peu préjudiciable (FPP-intérieur) :

$$\sigma_s = f_e \text{ [MPa]}$$

**Cas2 :** fissuration préjudiciable (FP-extérieur) :

$$\sigma_s = \min (2/3 * f_e, \max (240, 110(\eta * f_{ij})^{1/2}) \text{ [MPa]})$$

$f_{ij}$  : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.

**Cas 3 :** fissuration très préjudiciable (FP-milieux agressifs):

$$\sigma_s = \min (0.5 f_e; 90(\eta * f_{ij})^{1/2}) \text{ [MPa].}$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration avec :

$\eta=1$  : pour les ronds lisses, treillis soudés.

$\eta=1.6$  : pour les hautes adhérences.

**I.6.2.2. Principales armatures utilisées :**

*Tableau I.2.  $f_e$  En fonction du type d'acier.*

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudés à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
$f_e$ [MPa]	215	235	400	500	500	500

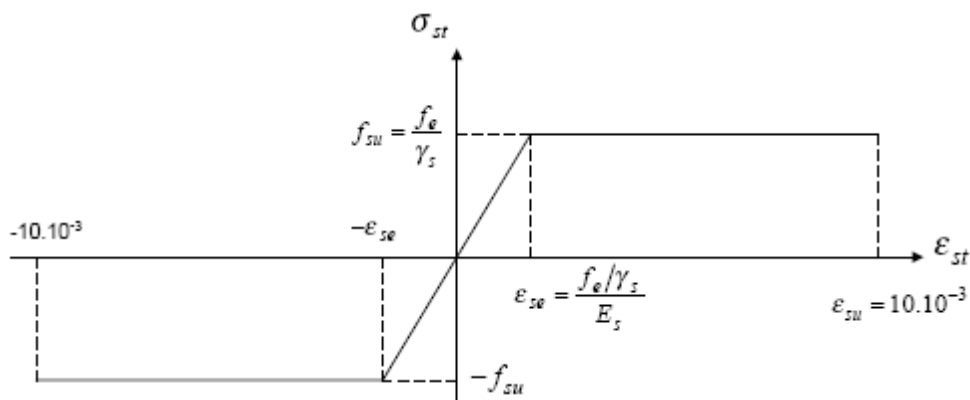
Le module d'élasticité longitudinal de l'acier  $E_s = 200000 \text{ MPa}$ .

**I.6.2.3. Diagramme des contraintes déformations pour les aciers :**

Le diagramme se compose de deux parties :

Droite de Hooke ( $\sigma = E_s \epsilon$ ) de pente  $E=2*10^5 \text{ MPA}$  indépendante de la nuance.

Droite horizontale limitée à 10%(déformation maximale).



**Figure I.3.** Diagramme des contraintes déformations pour les aciers.

La valeur de calcul de la limite d'élasticité garantie  $f_{su}$  est définie par :

$$\sigma_s = f_{su} = f_e / \gamma_s$$

- \*  $\sigma_s$  est la valeur de calcul de la contrainte de l'acier.
- \*  $\gamma_s$  est le coefficient de sécurité :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{(cas courants).} \\ 1 & \text{(combinaisons accidentelles).} \end{cases}$$

### I.6.3. Matériaux utilisés :

**Tableau I.3 :** Caractéristique mécanique des matériaux à utiliser.

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPa)
Béton	Résistance caractéristique ( $f_{c28}$ )	25
	Contrainte limite à l'ELU : *situation durable	14,2
		*situation accidentelle
	Contrainte limite à l'ELS ( $\sigma_{bc}$ )	15
	Module de déformation longitudinale instantanée $E_{ij}$	32164,19
	Module de déformation longitudinale différée $E_{vj}$	10721,39
Acier	Limite d'élasticité $f_e$	400
	Module d'élasticité	$2 \cdot 10^5$
	Contrainte de calcul à l'ELU : *situation accidentelle	400
		*situation courante
	Contrainte à l'ELS : *Fissuration peut nuisible (FPN)	/
		* Fissuration nuisible (FN)
* Fissuration très nuisible (FTN)	164.97	

**II.1. Introduction :**

Le pré dimensionnement c'est de donner les dimensions des différents éléments de la structure avant l'étude du projet, le pré dimensionnement se fait conformément aux règles édictées par les règlements en vigueur (RPA99 /version 2003, BAEL 91, CBA 93,...).

**II.2. Pré dimensionnement des éléments :****II.2.1. Les poutres :**

**II.2.1.1. Les poutres principales :** elles sont disposées perpendiculaire aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

h : la hauteur de la poutre.

$L_{\max}$  : portée maximale entre nus d'appuis.

$$L_{\max} = 520 - 30 = 500 \text{ cm}$$

D'ou:  $L_{\max} = 490 \rightarrow 32,66 \text{ cm} < h < 49 \text{ cm}$

On prend : h = 45cm

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

Les dimensions de la poutre doivent respecter les conditions énoncées par le RPA 99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots \text{Vérfié} \\ h \geq 30 \text{ cm} \dots \text{Vérfié} \\ h/b \leq 4.00 \dots \text{Vérfié} \end{array} \right. \quad (\text{RPA 99 Art.7.5.1})$$

Les conditions sont vérifiées.

**II.2.1.2. Les poutres secondaires :** elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$L_{\max}$  : portée maximale entre nus d'appuis.

$$L_{\max} = 400 - 30 = 370 \text{ cm}$$

$L_{\max} = 370 \rightarrow 24,66\text{cm} < h < 37\text{cm}$

On prend : h = 35cm

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

Les dimensions vérifient les exigences du RPA.

Après la vérification on adopte les dimensions suivantes :

**Poutres principales :  $b \times h = (30, 45) \text{ cm}^2$**

**Poutres secondaires :  $b \times h = (30, 35) \text{ cm}^2$**

### II.2.2. les poteaux :

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire et circulaire, destiné à transmettre les charges aux fondations, le prédimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4,1), en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du RPA 99 version 2003.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99.

Les dimensions des poteaux sont supposées :

- \* R.D.C, 1er étage, sous-sol :  $(b, h) = (50, 50) \text{ cm}^2$ .
- \* 2eme, 3eme, 4eme, étage:  $(b, h) = (45, 45) \text{ cm}^2$ .
- \* 5eme, 6eme étage:  $(b, h) = (40, 40) \text{ cm}^2$ .
- \* 7eme, 8eme étage:  $(b, h) = (35, 35) \text{ cm}^2$ .

### II.2.3. Les Voiles:

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- \*  $e > 15 \text{ cm}$ .....(1).
- \*  $e > h_e / 20$ .....(2). RPA (article 7.7.1)
- \*  $L > 4 e$ .....(3).

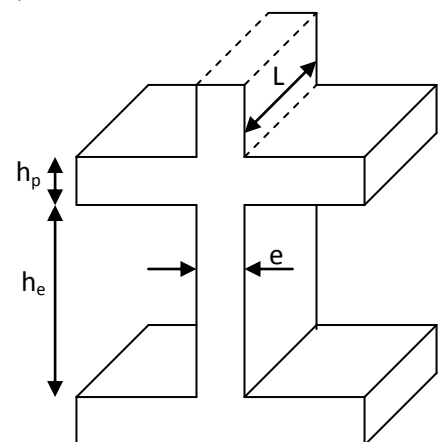
$h_e$  : Hauteur libre d'étage.

On a :

La hauteur du sous-sol  $h_e = 314 - 35 = 279 \text{ cm}$

La hauteur du RDC  $h_e = 330 - 35 = 295 \text{ cm}$

La hauteur du des étages  $h_e = 297 - 35 = 262 \text{ cm}$



**Fig.II.1.** Coupe de voile en élévation.

$$e > \frac{279}{20} = 13,95 \text{ cm (sous-sol)}$$

$$e > \frac{295}{20} = 14,75 \text{ cm (RDC)}$$

$$e > \frac{277}{20} = 13,85 \text{ cm (étages courants)}$$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de :  $e = 15 \text{ cm}$

### II.3. Pré dimensionnement des éléments secondaires :

#### II.3.1. Les planchers :

Les planchers sont des plaques horizontales minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles se reposent sur 2,3 ou 4 appuis. Ils séparent entre deux étages d'un bâtiment qui supporte :

- \* Les surcharges d'exploitation (mobilier, véhicule, personnes..)
- \* Les charges permanentes (cloisons, revêtements,...)

ils s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (poutres, poteaux, voiles, murs). qui les reportent aux fondations. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisations et de résistance.

Dans notre projet on trouve :

- \* Plancher à corps creux.
- \* Plancher à dalles pleine pour les balcons.

#### II.3.1.1. Les planchers à corps creux :

Il est constitué de :

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

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$H_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad (\text{Art B.6.8.4.2.4 CBA 93}).$$

Avec :

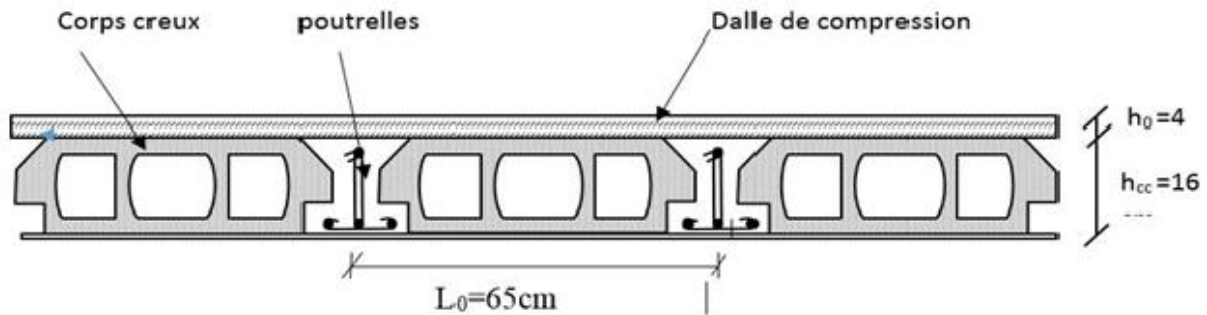
$L_{\max}$ : Travée maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles (fig. II.1).

$h_t$ : Hauteur totale du plancher

$$L_{\max} = 400 - 30 = 370 \text{ cm} \quad h_t \geq \frac{370}{22,5} \Rightarrow h_t \geq 16,44 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 20 \text{ cm}$$

Donc on adopte un plancher de hauteur ( $h_t = h_{cc} + h_0 = 16 + 4 = 20$  cm)

- \*  $h_{cc} = 16$  cm : la hauteur du corps creux.
- \*  $h_0 = 4$  cm : la hauteur de la dalle de compression.



*Figure II.2. Plancher à corps creux.*

### 1. les poutrelles :

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

#### Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

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

Pour notre projet la disposition des poutrelles est effectuée selon les deux critères et cela pour tous

Les planchers comme indiqué sur la figure (fig. II.03)

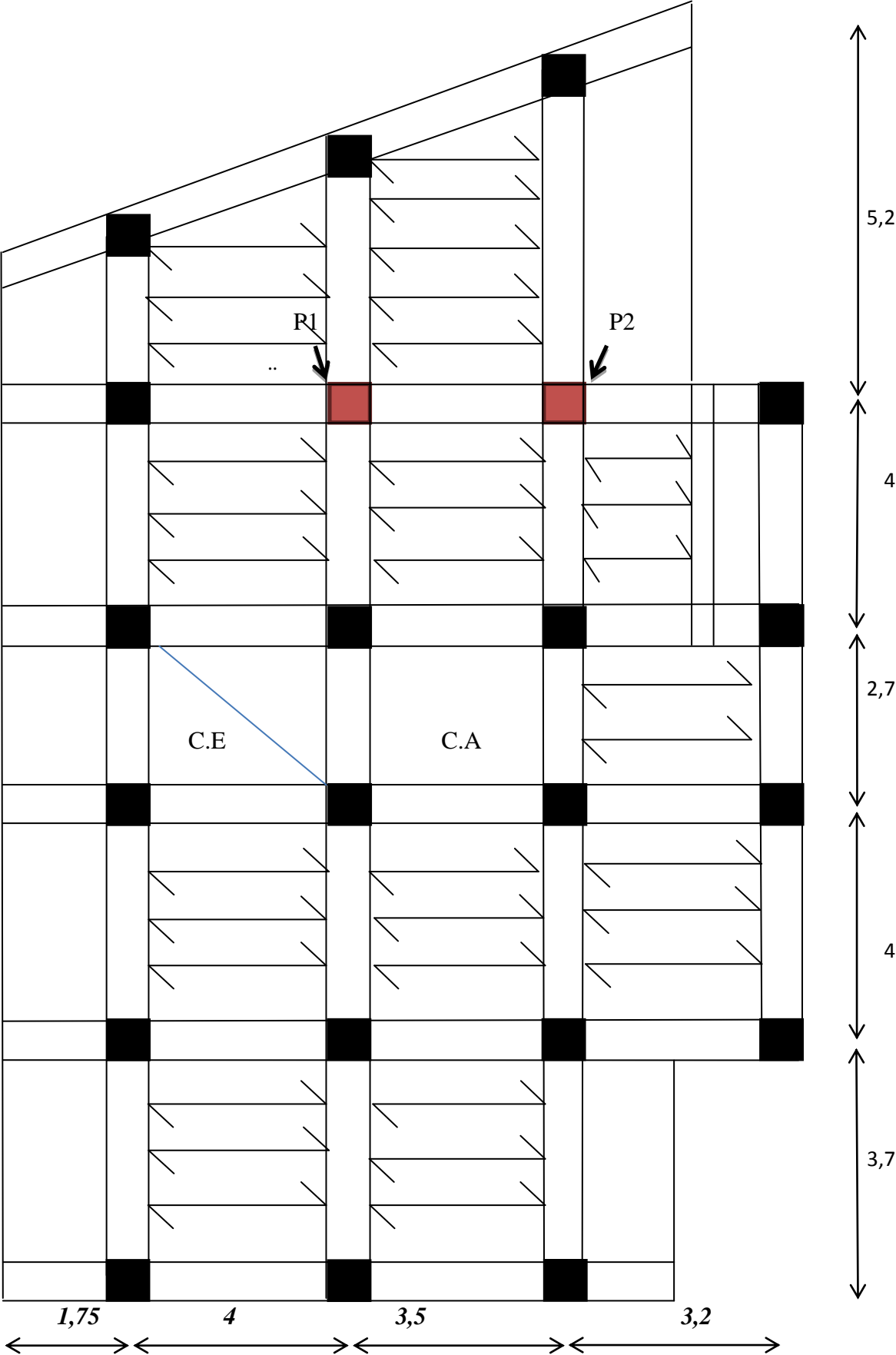


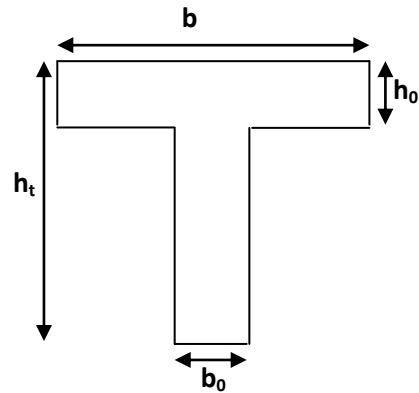
Figure II.3. Disposition des poutrelles.



## 2. Dimensionnement des poutrelles :

### Détermination de la largeur de la table de compression :

$$\frac{(b - b_0)}{2} \leq \text{Min} \left[ \frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right]$$



Avec :

**Fig. II.4.** Coupe transversale d'une poutrelle.

$L_x$  : représente la distance entre nus de poutrelles ( $l_x = 55$  cm).

$L_y$  : représente la distance minimal entre nus d'appuis des poutres secondaires ( $L_y = 320$  cm).

La valeur de  $b_0$  dépend de la hauteur totale du plancher, elle est prise entre :

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) \times h_t \Rightarrow 8 \leq b_0 \leq 12 \quad ; \text{ On prend } b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$L_x = 65 - b_0 \Rightarrow 65 - 10 = 55 \text{ cm} \quad ;$$

$$L_y = 320 - 40 = 280 \text{ cm}$$

$$\frac{b - 10}{2} \leq \text{Min} \left[ \frac{55}{2}; \frac{280}{10} \right] \Rightarrow b \leq 65 \text{ cm}$$

D'où la valeur de la table de compression est prise égale à :  $b = 65$  cm

### II.3.1.2. Les planchers à dalle pleine :

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Ils reposent avec ou sans Continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé.

L'épaisseur des dalles est déterminée à partir des conditions ci- après :

**1. Résistance à la flexion :**

- \*  $e \geq \frac{L_x}{20}$  pour une dalle sur 1 ou 2 appuis parallèle à  $L_x$
- \*  $\frac{L_x}{35} \geq e \geq \frac{L_x}{30}$  pour une dalle sur 4 ou 3 appuis ou 2 appuis perpendiculaire avec  $\rho \leq 0,4$
- \*  $\frac{L_x}{45} \geq e \geq \frac{L_x}{40}$  pour une dalle sur 4 ou 3 appuis ou 2 appuis perpendiculaire avec  $\rho > 0,4$

$L_x$  : Est la plus petite portée de panneau sollicité. Avec  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

**2. Résistance au feu :**

- \*  $e \geq 7$  cm pour une heure de coupe-feu.
- \*  $e \geq 11$  cm pour deux heures de coupe-feu.
- \*  $e \geq 17,5$  cm pour quatre heures de coupe-feu.

**3. Isolation phonique :**

Selon les règles techniques « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 14 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Dans notre cas les dalles pleines sont utilisées dans les balcons et la cage de l'ascenseur, rampe, et quelques panneaux. On distingue deux types :

**1. Dalle sur trois appuis :**

**D1** :  $L_x=120$  cm ;  $L_y=490$  cm

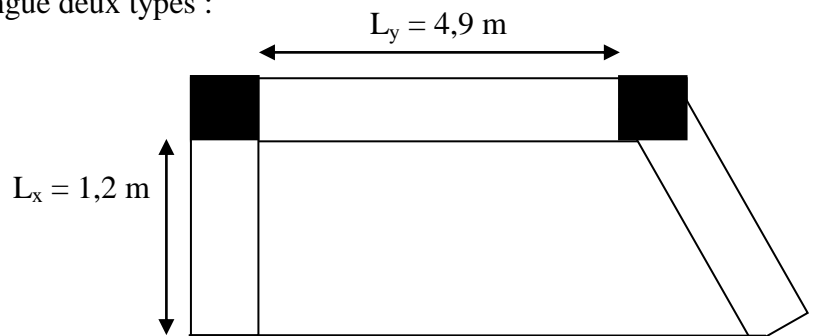
$$\rho = \frac{120}{490} = 0,244 \Rightarrow \rho < 0,4$$

$$\frac{120}{35} \leq e \leq \frac{120}{30} \Leftrightarrow 3,43 \leq e \leq 4$$

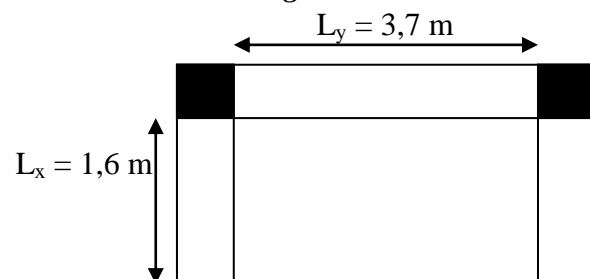
**D2** :  $L_x=150$  cm ;  $L_y=340$  cm

$$\rho = \frac{150}{340} = 0,441 \Rightarrow \rho > 0,4$$

$$\frac{150}{45} \leq e \leq \frac{150}{40} \Leftrightarrow 3,33 \leq e \leq 3,75$$



**Fig. II.5.** dalle D1.



**Fig. II.6.** dalle D2

**D3** :  $L_x=160$  cm ;  $L_y=340$  cm

$$\rho = \frac{160}{340} = 0,47 \Rightarrow \rho > 0,4$$

$$\frac{160}{45} \leq e \leq \frac{160}{40} \Leftrightarrow 3,55 \leq e \leq 4$$

**D4** :  $L_x=160$  cm ;  $L_y=370$  cm

$$\rho = \frac{160}{370} = 0,43 \Rightarrow \rho > 0,4$$

$$\frac{160}{45} \leq e \leq \frac{160}{40} \Leftrightarrow 3,55 \leq e \leq 4$$

**D5** :  $L_x=160$  cm ;  $L_y=370$  cm

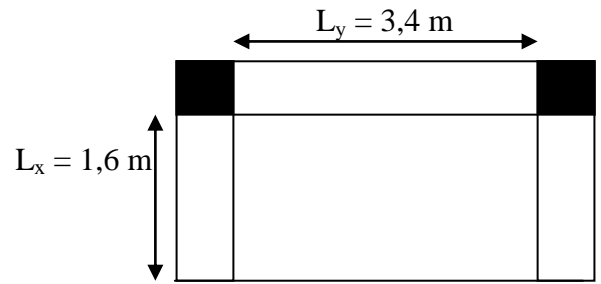
$$\rho = \frac{160}{370} = 0,43 \Rightarrow \rho > 0,4$$

$$\frac{160}{45} \leq e \leq \frac{160}{40} \Leftrightarrow 3,55 \leq e \leq 4$$

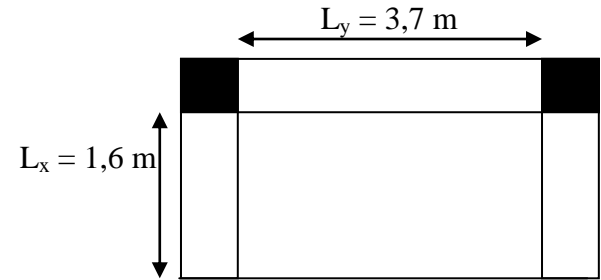
**D6** :  $L_x=160$  cm ;  $L_y=320$  cm

$$\rho = \frac{160}{320} = 0,50 \Rightarrow \rho > 0,4$$

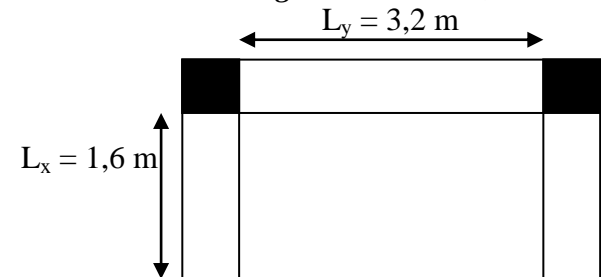
$$\frac{160}{45} \leq e \leq \frac{160}{40} \Leftrightarrow 3,55 \leq e \leq 4$$



**Fig. II.7.** dalle D3



**Fig. II.8.** dalle D4, D5



**Fig. II.9.** dalle D6

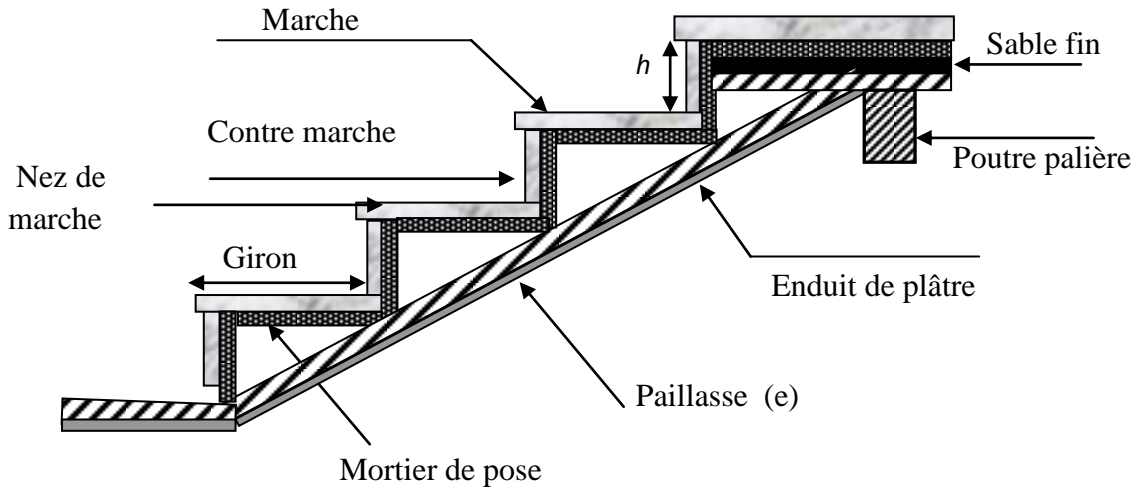
Les épaisseurs obtenues par la condition de résistance à la flexion sont très faible, alors le pré dimensionnement se fera suivant la condition du coupe-feu  $e \geq 11$  cm.

D'où on adopte pour une épaisseur :

\*  $e = 15$  cm, pour les dalles pleines.

**II.2.5. Prédimensionnements des escaliers :**

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront en béton armé ou métallique ou en bois, dans notre cas elles sont réalisées en béton coulé sur place. Les différents éléments constituant un escalier sont :



**Fig.II.10.** Composante d'un escalier.

Notre projet présente deux types d'escalier :

\* **1er type a trois volées à double palier de repos (du sous-sol):**

**Première et troisième volée :**

La longueur développée est :  $L = L_v + L_p + L'_p$

$L_v$ : longueur de la volée

$L_p$ : longueur du palier du départ.

$L'_p$ : longueur du palier d'arrivé

$\alpha = 36,25^\circ$

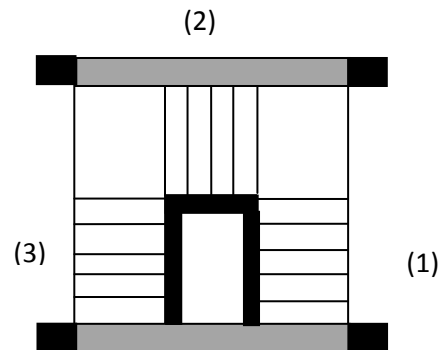
$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} + L'_p$$

$$L = \sqrt{1,35^2 + 0,99^2} + 1,1 = 2,77\text{m}$$

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

$$\frac{277}{30} \leq e \leq \frac{277}{20} \Rightarrow 9,23\text{cm} \leq e \leq 13,85\text{cm}$$

$e \geq 11$  cm pour deux heures de coupe-feu.  $\Rightarrow$  On prend :  $e = 13$ cm



**Fig.II.11.** Escalier du sous- sol.

**Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

On a :  $L_0 = 135 \text{ cm}$  ;  $H = 100 \text{ cm}$

$$64 n^2 - (64 + 2H + L_0) n + 2H = 0 \Rightarrow 64 n^2 - (64 + 2 \times 100 + 135) n + 2 \times 100 = 0$$

$$64 n^2 - 399 n + 200 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est :  **$n = 6$** .

Le nombre de marche est :  **$n - 1 = 5$** .

**Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h):**

Le giron de la marche est :  $G = 27 \text{ cm}$

$$G = \frac{L_0}{n - 1} = \frac{135}{6 - 1} = 27 \text{ cm}$$

La hauteur de chaque marche est :  $h = 16,5 \text{ cm}$

$$h = \frac{h}{n} = \frac{99}{6} = 16.5 \text{ cm}$$

**Deuxième volée :**

Elle s'appuie sur un seul appui (poutre brisée).

$$e \geq \frac{L_x}{20} \Rightarrow e \geq \frac{120}{20} = 6 \text{ cm}$$

$e \geq 11 \text{ cm}$  pour deux heures de coupe-feu

Donc on prend :  $e = 13 \text{ cm}$

**Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

$$\alpha = 39,17^\circ$$

On a :  $L_0 = 81 \text{ cm}$  ;  $H = 66 \text{ cm}$

$$64 n^2 - (64 + 2H + L_0) n + 2H = 0 \Rightarrow 64 n^2 - (64 + 2 \times 66 + 81) n + 2 \times 66 = 0$$

$$64 n^2 - 277 n + 200 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est :  **$n = 4$** .

Le nombre de marche est :  **$n - 1 = 3$** .

**Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h):**

Le giron de la marche est :  $G = 27 \text{ cm}$

$$G = \frac{L_0}{n - 1} = \frac{81}{4 - 1} = 27 \text{ cm}$$

La hauteur de chaque marche est :  $h = 16,5 \text{ cm}$

$$h = \frac{h}{n} = \frac{66}{4} = 16,5 \text{ cm}$$

✱ **2eme type a deux volées avec un seul palier de repos :**

### 1. RDC :

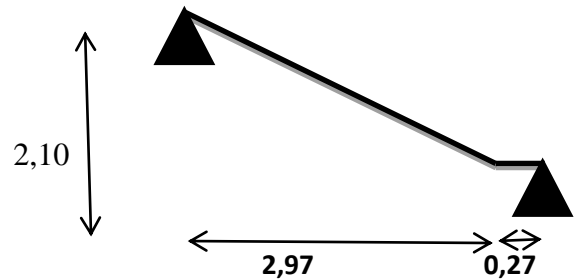
**Premier volée :**

$$\alpha = 35,26^\circ$$

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} + L'_p$$

$$L = \sqrt{2,97^2 + 2,10^2} + 0,27 = 3,90 \text{ m}$$

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



**Fig.II.12.** Schéma statique de la 1<sup>ère</sup> volée.

$$\frac{390}{30} \leq e \leq \frac{390}{20} \Rightarrow 13 \text{ cm} \leq e \leq 19,5 \text{ cm}$$

$e \geq 11 \text{ cm}$  pour deux heures de coupe-feu.  $\Rightarrow$  On prend :  $e = 18 \text{ cm}$

**Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

On a :  $L_0 = 297 \text{ cm}$ ;  $H = 210 \text{ cm}$

$$64 n^2 - (64 + 2H + L_0) n + 2H = 0 \Rightarrow 64 n^2 - (64 + 2 \times 210 + 297) n + 2 \times 210 = 0$$

$$64 n^2 - 781 n + 420 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est :  **$n = 12$** .

Le nombre de marche est :  **$n - 1 = 11$** .

**Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h):**

Le giron de la marche est :  $G = 27 \text{ cm}$

$$G = \frac{L_0}{n-1} = \frac{297}{12-1} = 27 \text{ cm}$$

La hauteur de chaque marche est :  $h = 17,5 \text{ cm}$

$$h = \frac{h}{n} = \frac{210}{12} = 17,5 \text{ cm}$$

**Deuxième volée :**

$$\alpha = 36,52^\circ$$

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} + L'_p$$

$$L = 0,27 + \sqrt{1,62^2 + 1,20^2} + 1,71 = 3,99\text{m}$$

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

$$\frac{399}{30} \leq e \leq \frac{399}{20} \Rightarrow 13,30\text{cm} \leq e \leq 19,95\text{cm}$$

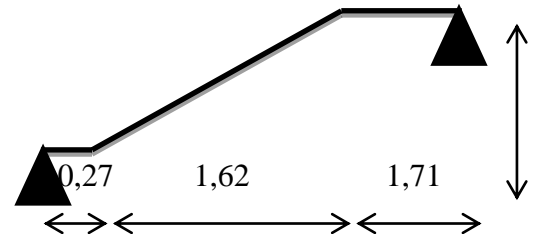


Fig.II.13. Schéma statique de la 2ème volée.

volée.

$e \geq 11$  cm pour deux heures de coupe-feu.  $\Rightarrow$  On prend :  $e = 18$  cm

**Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

On a :  $L_0 = 162$  cm;  $H = 120$  cm

$$64 n^2 - (64 + 2H + L_0) n + 2H = 0 \Rightarrow 64 n^2 - (64 + 2 \times 120 + 162) n + 2 \times 120 = 0$$

$$64 n^2 - 466n + 240 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est :  $n = 7$ .

Le nombre de marche est :  $n - 1 = 6$ .

**Calcul du giron (g) et la hauteur d'une contre marche (h):**

Le giron de la marche est :  $G = 27$  cm

$$G = \frac{L_0}{n-1} = \frac{162}{7-1} = 27\text{cm}$$

La hauteur de chaque marche est :  $h = 17$  cm

$$h = \frac{H}{n} = \frac{120}{7} = 17\text{cm}$$

**2. Premier étage au huitième étage :**

**3. Premier volée :**

$$\alpha = 34,6^\circ$$

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} + L'_p$$

$$L = 1,45 + \sqrt{2,16^2 + 1,49^2} = 4,07\text{m}$$

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

$$\frac{407}{30} \leq e \leq \frac{407}{20} \Rightarrow 13,56\text{cm} \leq e \leq 20,35\text{cm}$$

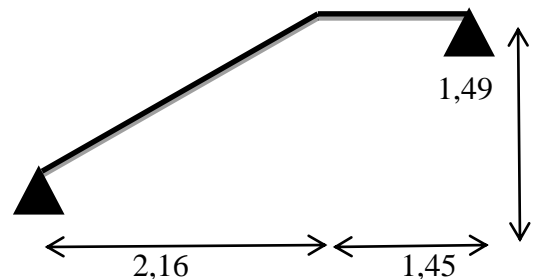


Fig.II.14. Schéma statique de la 1<sup>ère</sup> volée.

$e \geq 11$  cm pour deux heures de coupe-feu.  $\Rightarrow$  On prend :  $e = 18$  cm

**Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

On a:  $L_0 = 216 \text{ cm}$ ;  $H = 149 \text{ cm}$

$$64 n^2 - (64 + 2H + L_0) n + 2H = 0 \Rightarrow 64 n^2 - (64 + 2 \times 149 + 216) n + 2 \times 149 = 0$$

$$64 n^2 - 578n + 298 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est :  **$n = 9$** .

Le nombre de marche est :  **$n - 1 = 8$** .

**Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h):**

Le giron de la marche est :  $G = 27 \text{ cm}$

$$G = \frac{L_0}{n-1} = \frac{216}{9-1} = 27 \text{ cm}$$

La hauteur de chaque marche est :  $h = 16,55 \text{ cm}$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{149}{9} = 16,55 \text{ cm}$$

**Deuxième volée :**

$$\alpha = 34,42^\circ$$

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} + L'_p$$

$$L = 1,45 + \sqrt{2,16^2 + 1,48^2} = 4,07 \text{ m}$$

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

$$\frac{407}{30} \leq e \leq \frac{407}{20} \Rightarrow 13,56 \text{ cm} \leq e \leq 20,35 \text{ cm}$$

$$e \geq 11 \text{ cm pour deux heures de coupe-feu.} \quad \Rightarrow \text{ On prend : } e = 18 \text{ cm}$$

**Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

On a:  $L_0 = 216 \text{ cm}$ ;  $H = 148 \text{ cm}$

$$64 n^2 - (64 + 2H + L_0) n + 2H = 0 \Rightarrow 64 n^2 - (64 + 2 \times 149 + 216) n + 2 \times 149 = 0$$

$$64 n^2 - 578n + 298 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est :  **$n = 9$** .

Le nombre de marche est :  **$n - 1 = 8$** .

**Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h):**

Le giron de la marche est :  $G = 27 \text{ cm}$



$$G = \frac{L_0}{n-1} = \frac{216}{9-1} = 27 \text{ cm}$$

La hauteur de chaque marche est :  $h = 16,5 \text{ cm}$

$$h = \frac{h}{n} = \frac{148}{9} = 16,5 \text{ cm}$$

la rampe du RDC :

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} + L'_p$$

$$L = 0,36 + \sqrt{2,30^2 + 0,50^2} + 0,92 = 3,63 \text{ m}$$

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

$$\frac{363}{30} \leq e \leq \frac{363}{20} \Rightarrow 12,10 \text{ cm} \leq e \leq 18,15 \text{ cm}$$

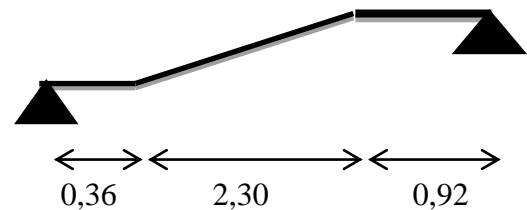


Fig.II.15. Schéma statique de la rampe.

$e \geq 11 \text{ cm}$  pour deux heures de coupe-feu.  $\Rightarrow$  On prend :  $e = 15 \text{ cm}$

## II.2.2. pré dimensionnement de l'acrotère

L'acrotère est un élément contournant le bâtiment au niveau de dernier planché. Elle sera calculé comme une console encastré au niveau de la poutre de plancher terrasse.

Elle sera soumise à son poids propre et une poussée latérale de  $1 \text{ KN/ml}$  due à la main courante, le calcul se fera pour  $1 \text{ m}$  de longueur.

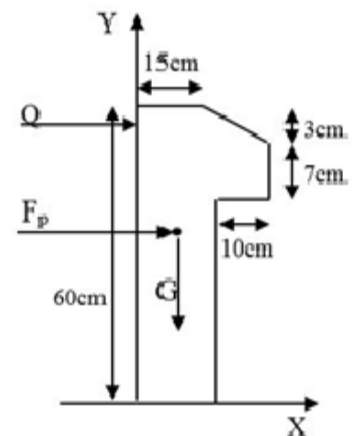


Fig.II.16. Coupe transversal de l'acrotère.

$$S_{acr} = 60 \times 15 + 7 \times 10 + 3 \times 10 / 2$$

$$S_{acr} = 0,0985 \text{ m}^2.$$

\* Poids propre :  $G_1 = 25 \times 0,0985 \times 1 = 2,46 \text{ KN}$ .

\* Poids d'enduit extérieur (ciment :  $e = 1,5 \text{ cm}$ ) :  $G_2 = 20 \times 0,015 \times 0,60 \times 1 = 0,18 \text{ KN}$ .

\* Poids d'enduit intérieur (ciment :  $e = 2 \text{ cm}$ ) :  $G_3 = 20 \times 0,02 \times 0,60 \times 1 = 0,24 \text{ KN}$ .

$$W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 2,88 \text{ KN}.$$

La charge d'exploitation  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

La force sismique  $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$

S : surface de la section droite de l'acrotère.

$G_1$  : poids propre de l'acrotère.

$G_2$  : enduit de ciment.

$W_p$  : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère.

A : coefficient d'accélération de zone (zone IIa, groupe d'usage 2  $\Rightarrow A = 0.15$ ).

$C_p$  : facteur de force horizontale varie entre 0.3 et 0.8 ( $C_p = 0.8$ ).

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.88 \Rightarrow F_p = 1.38 \text{ KN}$$

### II.2.6. Ascenseur:

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

Elle se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

L'ascenseur qu'on étudie est pour 08 personnes.

#### Caractéristiques de l'ascenseur :

- \* L : longueur de l'ascenseur  $L=240$  cm.
- \* l : largeur de l'ascenseur  $l=140$  cm.
- \* H : Hauteur de l'ascenseur
- \* W : Puissance de l'ascenseur  $=6,8$  KW.
- \*  $F_c$  : Charge due à la cuvette  $=145$  KN.
- \*  $P_m$  : Charge due à l'ascenseur  $=15$  KN
- \*

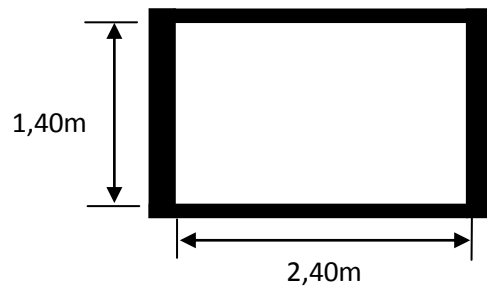


Fig .II.17. Cage d'ascenseur

### II.3. Evaluation des charges et surcharges :

#### II.3.1. Evaluation des charges et des surcharges sur les planchers :

##### II.3.1.1. Plancher terrasse et plancher courant :

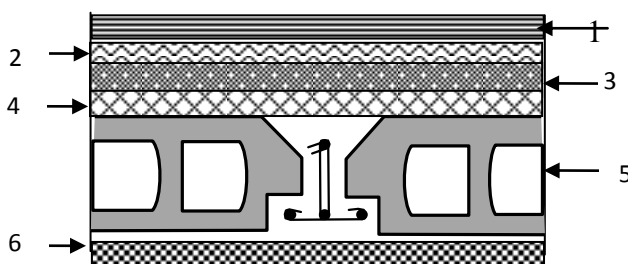


Fig .II.18. Coupe transversale dans  
Le plancher terrasse inaccessible.

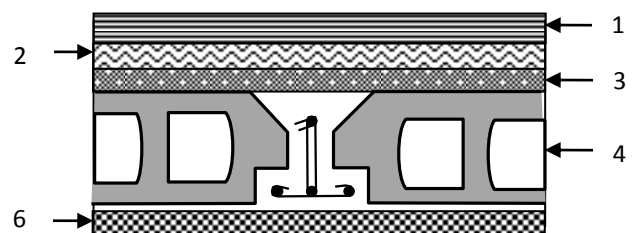
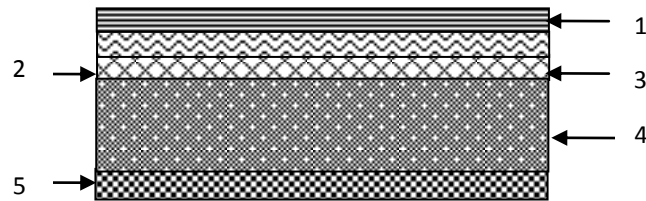


Fig.II.19. Coupe transversale dans  
Le plancher étage courant.

Tableau .II.1.Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers à corps creux.

Plancher	réfèrent	Désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Terrasse inaccessible</b>	<b>1</b>	Gravillon de protection	20	0.04	0.8	<b>1</b>
	<b>2</b>	Etanchéité multicouches	6	0.02	0.12	
	<b>3</b>	Forme de pente	22	0.065	1.43	
	<b>4</b>	Isolation thermique	18	0.015	0.27	
	<b>5</b>	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2.85	
	<b>6</b>	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
<b>Total</b>	/	/	/	/	<b>5.75</b>	<b>1</b>
<b>Plancher Courant à usage d'habitation</b>	<b>1</b>	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	<b>1.5</b>
	<b>2</b>	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	<b>3</b>	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	<b>4</b>	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2.85	
	<b>5</b>	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
	<b>6</b>	Cloison de distribution	10	0.1	0,9	
<b>Total</b>	/	/	/	/	<b>5.23</b>	<b>1.5</b>

## II.3.1.2. plancher à dalle pleine :



*Fig .II.20. Coupe transversale dans le plancher à dalle pleine.*

*Tableau .II.2.Evaluation des charges « G » des planchers à dalle pleine*

Plancher	réfèrent	désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
Dalle pleine	1	Revêtement carrelage	22	0.02	0.44
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36
	4	Dalle pleine	25	0,15	3,75
	5	Enduit en plâtre	14	0.02	0,28
<b>Total</b>	/	/	/	/	<b>5,23</b>

Avec : G : charges permanentes.

*Tableau .II.3. Evaluation des surcharges « Q » des planchers à dalle pleine*

Surcharges Q (KN/m2)			
balcons	Terrasse inaccessible	Plancher à usage d'habitation	Plancher à usage commercial
3,5	1	1,5	5

Avec : Q : charges d'exploitations

## II.3.2. Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs :

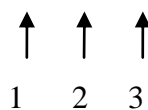
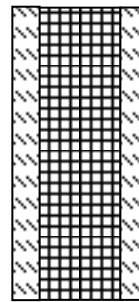
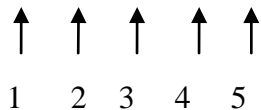
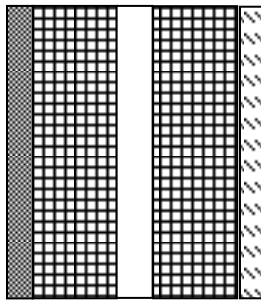


Fig.II.21. Murs extérieurs.

Fig.II.22. Murs intérieurs.

Tableau .II.4. Evaluation de la charges « G » sur les murs intérieurs et extérieurs.

Type de murs	Référent	Désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
Murs extérieurs	1	Enduit de ciment	20	0.02	0.4
	2	Brique creuse	9	0.15	1.35
	3	Lame d'air	/	0.05	/
	4	Brique creuse	9	0.1	0.9
	5	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
<b>Total</b>	/	/	/	/	<b>2.93</b>
Murs intérieurs	1	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
	2	Brique creuse	9	0.1	0.9
	3	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
<b>Total</b>	/	/	/	/	<b>1.46</b>

**II.3.3. Evaluation des charges et des surcharges des escaliers :****II.3.3.1.les paliers :***Tableau .II.5.Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des paliers des escaliers*

Désignation	Poids volumique (KN /m <sup>3</sup> )	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
Palier	25	0,15	3,75	2.5
Carrelage	22	0.02	0.44	
Mortier de pose	20	0.02	0.40	
Lit de sable	18	0.02	0.36	
Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
<b>Total</b>	/	/	<b>5,23</b>	<b>2.5</b>

**II.3.3.2. Les volées type 1 :****II.3.3.2.1: Les volées 1 et 3**

Les formules utilisées pour le calcul des charges permanentes sur la volée sont :

- \* Poids de la paillasse et de la couche d'enduit :  $\gamma.e/\cos\alpha$
- \* Poids d'une marche :  $\gamma.h/2$
- \* Poids du revêtement et du mortier de pose :

Horizontal:  $\gamma.e$ .

Vertical:  $\gamma.e.(h/g)$ .

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau qui suit :

*Tableau II.6. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée 1 et 3  
d'escaliers type I*

Désignation		Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
Paillasse		25	0,13	$(3,25/\cos\alpha=0,82)=3,98$	2,5
Les marches		22	h/2	1,815	
Carrelage	horizontal	22	0,02	0,44	
	Vertical	22	0,02h/g	0,27	
	Total	/	/	0,71	
Mortier de pose	horizontal	20	0,02	0,40	
	vertical	20	0,02h/g	0,25	
	Total	/	/	0,65	
Enduit de plâtre		18	0,015	$(0,27/0,82)=0,33$	
Total		/	/	<b>7,49</b>	

*Tableau II.7. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée 2 d'escaliers type I.*

Désignation		Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
Paillasse		25	0,13	4,20	2,5
Les marches		22	h/2	1,815	
Carrelage	horizontal	22	0,02	0,44	
	Vertical	22	0,02h/g	0,27	
	Total	/	/	0,71	
Mortier de pose	horizontal	20	0,02	0,40	
	vertical	20	0,02h/g	0,25	
	Total	/	/	0,65	
Enduit de plâtre		18	0,015	0,35	
Total		/	/	<b>7,73</b>	

## 2. Les volées type 2 :

\* RDC :

Tableau II.8. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée 1d'escaliers type2

Désignation		Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
Paillasse		25	0,18	5,52	2,5
Les marches		22	h/2	1,925	
Carrelage	horizontal	22	0,02	0,44	
	Vertical	22	0,02h/g	0,29	
	Total	/	/	0,73	
Mortier de pose	horizontal	20	0,02	0,40	
	vertical	20	0,02h/g	0,26	
	Total	/	/	0,66	
Enduit de plâtre		18	0,015	0,33	
Total		/	/	<b>9,17</b>	

Tableau II.9. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée 2 d'escaliers type2.

Désignation		Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
Paillasse		25	0,18	5,70	2,5
Les marches		22	h/2	1,65	
Carrelage	horizontal	22	0,02	0,44	
	Vertical	22	0,02h/g	0,25	
	Total	/	/	0,69	
Mortier de pose	horizontal	20	0,02	0,40	
	vertical	20	0,02h/g	0,23	
	Total	/	/	0,63	
Enduit de plâtre		18	0,015	0,34	
Total		/	/	<b>9,01</b>	



\* 1<sup>er</sup> étage jusqu'au 8eme étage :

*Tableau II.10. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée  
Id'escaliers type2*

Désignation		Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
Paillasse		25	0,18	5,47	2,5
Les marches		22	h/2	1,82	
Carrelage	horizontal	22	0,02	0,44	
	Vertical	22	0,02h/g	0,27	
	Total	/	/	0,71	
Mortier de pose	horizontal	20	0,02	0,40	
	vertical	20	0,02h/g	0,25	
	Total	/	/	0,65	
Enduit de plâtre		18	0,015	0,33	
<b>Total</b>		/	/	<b>8,98</b>	

*Tableau II.11. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée 2 d'escaliers type2.*

Désignation		Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
Paillasse		25	0,18	5,46	2,5
Les marches		22	h/2	1,82	
Carrelage	horizontal	22	0,02	0,44	
	Vertical	22	0,02h/g	0,27	
	Total	/	/	0,71	
Mortier de pose	horizontal	20	0,02	0,40	
	vertical	20	0,02h/g	0,25	
	Total	/	/	0,65	
Enduit de plâtre		18	0,015	0,33	
<b>Total</b>		/	/	<b>8,97</b>	

Tableau II.12. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la rampe .

Désignation		Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
Paillasse		25	0,15	3,84	2,5
Carrelage	horizontal	22	0,02	0,45	
Mortier de pose	horizontal	20	0,02	0,41	
Enduit de plâtre		18	0,015	0,34	
Total		/	/	<b>5,04</b>	

#### II.4. Descente de charge:

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité.

En considérant d'après les plans d'architecture et les limites imposées par le RPA99, on prévoit plusieurs sections afin que l'on puisse tenir compte du poids propre du poteau.

#### La loi de dégression (DTR-BC2-2) des charges d'exploitation :

La loi de dégression est applicable uniquement pour les étages à usage d'habitation ;

Pour les plancher à usage commercial, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

Soit  $Q_0$  la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

$Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

- \* Sous la terrasse : .....  $Q_0$ .
- \* Sous le dernier étage : .....  $Q_0 + Q_1$ .
- \* Sous l'étage immédiatement inférieur : .....  $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$ .
- \* Sous l'étage immédiatement inférieur : .....  $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$ .
- \* Pour  $n \geq 5$  : .....  $Q_0 + (3 + n/2n) \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$ .

**Descente de charge pour le poteau P1 : ( voir page 18 )**

✱ **Poutres principales (30×45).**

✱ **Poutres secondaires (30×35).**

- Surface afférente :  $S_{\text{afférente}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$
- Surface des poutres :  $S_{\text{poutres}} = S_{\text{pp}} + S_{\text{ps}}$
- Surface totale :  $S_{\text{totale}} = S_{\text{afférente}} + S_{\text{poutres}}$

• **Calcul des surfaces afférentes :**

$$S_{\text{aff1}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_1 = 1,85 \times 1,9 = 3,515 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1,85 \times 2,10 = 3,885 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1,55 \times 1,9 = 2,945 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1,55 \times 2,10 = 3,255 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_{\text{aff1}} = 13,60 \text{ m}^2 \quad \text{pour le RDC les étages courants}$$

• **La longueur des pp.**

$$L_{\text{pp1}} = 2,05 + 2,25 = 4,30 \text{ m}$$

• **La longueur de ps.**

$$L_{\text{ps1}} = 2 + 1,7 = 3,70 \text{ m pour le RDC et l'étage courant}$$

$$S_{\text{pp}} = 0,3 \times 4,30 = 1,29 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{ps}} = 0,3 \times 3,7 = 1,11 \text{ m}^2$$

❖ **Calcul des surfaces afférentes :**

• **Terrasse inaccessible :**

Pour les charges d'exploitations :

$$S_{\text{Q}} = (1,90 + 0,3 + 2,10) \times (1,85 + 0,3 + 1,55) = 15,91 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_{\text{Q}} = 15,91 \text{ m}^2$$

Pour les charges permanentes :

$$S_{\text{G}} = (1,90 \times 1,85) + (1,85 \times 2,10) + (1,90 \times 1,55) + (2,10 \times 1,55) = 13,60 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_{\text{G}} = 13,60 \text{ m}^2$$

• **Plancher de l'étage courant :**

Pour les charges d'exploitations :

$$S_{\text{Q}} = (1,90 + 0,3 + 2,10) \times (1,85 + 0,3 + 1,55) = 15,91 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_{\text{Q}} = 15,91 \text{ m}^2$$

Pour les charges permanentes :

$$S_G = (1,90 \times 1,85) + (1,85 \times 2,10) + (1,90 \times 1,55) + (2,10 \times 1,55) = 13,60 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_G = 13,60 \text{ m}^2$$

- **Plancher du sous-sol:**

Pour les charges d'exploitations :

$$S_Q = (1,90 + 0,3 + 2,10) \times (1,85 + 0,3 + 1,55) = 15,91 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_Q = 15,91 \text{ m}^2$$

Pour les charges permanentes :

$$S_G = (1,90 \times 1,85) + (1,85 \times 2,10) + (1,90 \times 1,55) + (2,10 \times 1,55) = 13,60 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_G = 13,60 \text{ m}^2$$

- **Calcul de poids propre :**

- Pour plancher terrasse inaccessible :  $G = 5,75 \text{ KN/m}^2$

$$\Rightarrow P = G \times S = 5,75 \times 13,60 = 78,20 \text{ KN}$$

- Pour plancher de l'étage courant et RDC :  $G = 5,23 \text{ KN/m}^2$

$$\Rightarrow P = G \times S = 5,23 \times 13,60 = 71,128 \text{ KN}$$

- Pour plancher à usage commercial sous-sol:  $G = 5,23 \text{ KN/m}^2$

$$\Rightarrow P = G \times S = 5,23 \times 13,60 = 71,128 \text{ KN}$$

- Pour les poteaux :

Les étage courant  $h = 2,97 \text{ m}$ , RDC  $h = 3,30$ , sous-sol  $h = 2,64 \text{ m}$

- **P (35x35) :**  $P = S \times 25 \times h \Rightarrow P = 9,095 \text{ KN}$  (8<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup> étage)
- **P (40x40) :**  $P = S \times 25 \times h \Rightarrow P = 11,88 \text{ KN}$  (6<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage)
- **P (45x45) :**  $P = S \times 25 \times h \Rightarrow P = 15,035 \text{ KN}$  (4<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup> et 2<sup>ème</sup> étage)
- **P (50x50) :**  $P = S \times 25 \times h \Rightarrow P = 18,562 \text{ KN}$  (1<sup>ème</sup> étage)
- **P (50x50) :**  $P = S \times 25 \times h \Rightarrow P = 20,625 \text{ KN}$  (RDC)
- **P (50x50) :**  $P = S \times 25 \times h \Rightarrow P = 16,5 \text{ KN}$  (sous-sol).

- Pour les poutres :

- Poutres secondaires(PS) :  $PS = 25 \times (0,30 \times 0,35) \times 3,70 = 9,713 \text{ KN}$  (RDC et EC)

- Poutres principales(PP) :  $PP = 25 \times (0,30 \times 0,45) \times 4,30 = 14,513 \text{ KN}$

- **Evaluation des charges « Q » pour le poteau P<sub>1</sub> :**

Surcharge sur terrasse

$$Q_t = q_t \times S_{\text{totale}}$$

Surcharge sur les autres étages

$$Q_i = (q_i \times S_{i \text{ totale}})$$

Les résultats de calcul des surcharges « Q » pour chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau. II.13.** Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau  $P_1$ .

Niveau	q (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN)
Terrasse inaccessible	1	15,91
1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 <sup>ème</sup> étage	1,5	23,865
RDC et Sous-sol	5	79,55

les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau. II.14.** La loi de dégression pour le poteau  $P_1$

$Q_i$	Q (KN)
$Q_0$	15,91
$Q_1$	39,775
$Q_2$	61,253
$Q_3$	80,345
$Q_4$	99,437
$Q_5$	111,37
$Q_6$	123,302
$Q_7$	135,235
$Q_8$	147,167
$Q_9$	196,223

- **Evaluation des charges « G » pour le poteau  $P_1$**

**Tableau .II.15.** Evaluation des charges « G » pour le poteau  $P_1$

$G_i$	Désignation	G total (KN)
$G_0$	Terrasse inaccessible	78,20
	PS (30x35)	09,713
	PP (30x45)	14,513
	Poteaux (35x35)	09,095
	<b>Total</b>	<b>111,521</b>

<b>G<sub>1</sub></b>	Venant de G <sub>0</sub>	111,521
	Poids du plancher étage courant	71,128
	PS (30x35)	09,713
	PP (30x45)	14,513
	Poteau (35x35)	09,095
	<b>Total</b>	<b>215,97</b>
<b>G<sub>2</sub></b>	Venant de G <sub>1</sub>	215,97
	Poids du plancher étage courant	71,128
	PS (30x35)	09,713
	PP (30x45)	14,513
	Poteau (40x40)	11,88
	<b>Total</b>	<b>323,204</b>
<b>G<sub>3</sub></b>	Venant de G <sub>2</sub>	323,204
	Poids du plancher étage courant	71,128
	PS (30x35)	09,713
	PP (30x45)	14,513
	Poteau (40x40)	11,88
	<b>Total</b>	<b>430,438</b>
<b>G<sub>4</sub></b>	Venant de G <sub>3</sub>	430,438
	Poids du plancher étage courant	71,128
	Ps (30x35)	09,713
	PP (30x45)	14,513
	Poteau (45x45)	15,035
	<b>Total</b>	<b>540,827</b>
<b>G<sub>5</sub></b>	Venant de G <sub>4</sub>	540,827
	Poids du plancher étage courant	71,128
	PS (30x35)	09,713
	PP (30x45)	14,513
	Poteau (45x45)	15,035
	<b>Total</b>	<b>651,216</b>

<b>G<sub>6</sub></b>	Venant de G <sub>5</sub>	651,216
	Poids du plancher étage courant	71,128
	PS (30x35)	09,713
	PP (30x45)	14,513
	Poteau (45x45)	15,035
	<b>Total</b>	<b>761,605</b>
<b>G<sub>7</sub></b>	Venant de G <sub>6</sub>	<b>761,605</b>
	Poids du plancher étage courant	71,128
	PS (30x35)	09,713
	PP (30x45)	14,513
	Poteau (50x50)	18,562
	<b>Total</b>	<b>875,521</b>
<b>G<sub>8</sub></b>	Venant de G <sub>7</sub>	875,521
	Poids du plancher étage courant	71,128
	PS (30x35)	09,713
	PP (30x45)	14,513
	Poteau (50x50)	20,625
	<b>Total</b>	<b>991,50</b>
<b>G<sub>9</sub></b>	Venant de G <sub>8</sub>	991,50
	Poids du plancher RDC	71,128
	PS (30x35)	09,713
	PP (30x45)	14,513
	Poteau (50x50)	16,50
	<b>Total</b>	<b>1103,354</b>

$$\text{A la base : } \begin{cases} G = 1103,354 \text{ KN} \\ \text{et} \\ Q = 196,223 \text{ KN} \end{cases} \text{ pour le poteau } \mathbf{P1}$$

$$N_{u1} = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (1103,354) + 1.5 (196,223) = 1783,862 \text{ KN}$$

$$N_{s1} = G + Q = 1103,354 + 196,223 = 1299,577 \text{ KN}$$

**Poteau 2 : (voir page 18 )**

- **Calcul de la surface afférente :**

$$S_{\text{aff2 cc}} = S_1 + S_2 + S_3$$

$$S_1 = 1,9 \times 1,55 = 2,945 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 2,5 \times 1,55 = 3,875 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1,45 \times 1,9 = 2,755 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{aff2 cc}} = S_1 + S_2 + S_3 = 9,575 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1,25 \times 2,5 = 3,125 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_{\text{aff2 DP}} = S_4 = 3,125 \text{ m}^2$$

- **La longueur des pp.**

$$L_{\text{pp2}} = 2,65 + 2,05 = 4,70 \text{ m}$$

- **La longueur de ps.**

$$L_{\text{ps2}} = 1,70 + 1,4 = 3,10 \text{ m.}$$

- **Poutres principales (30×45).**

- **Poutres secondaires (30×35).**

$$\checkmark \text{ Surface afférente : } S_{\text{afférente}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$\checkmark \text{ Surface des poutres : } S_{\text{poutres}} = S_{\text{pp}} + S_{\text{ps}}$$

$$\checkmark \text{ Surface totale : } S_{\text{totale}} = S_{\text{afférente}} + S_{\text{poutres}}$$

- **Terrasse inaccessible :**

- Pour les charges d'exploitations :

$$S_{\text{Q cc}} = (1,9 + 0,3 + 2,5) \times (1,55 + 0,15) + (1,60 \times 2,05) = 11,27 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_{\text{Q cc}} = 11,27 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{Q Dp}} = 1,40 \times 2,65 = 3,71 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_{\text{Q Dp}} = 3,71 \text{ m}^2$$

- Pour les charges permanentes :

$$S_{\text{G cc}} = (1,90 \times 1,55) + (2,50 \times 1,55) + (1,45 \times 1,9) = 9,575 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_{\text{G cc}} = 9,575 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{G Dp}} = 2,50 \times 1,25 = 3,125 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_{\text{G Dp}} = 3,125 \text{ m}^2$$



- **Plancher de l'étage courant :**

- Pour les charges d'exploitations :

$$S_{Q_{cc}} = (1,9+0,3+2,5) \times (1,55+0,15) + (1,6 \times 2,05) = 11,27 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_{Q_{cc}} = 11,27 \text{ m}^2$$

$$S_{Q_{Dp}} = 1,40 \times 2,65 = 3,71 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_{Q_{Dp}} = 3,71 \text{ m}^2$$

- Pour les charges permanentes :

$$S_{G_{cc}} = (1,90 \times 1,55) + (2,50 \times 1,55) + (1,45 \times 1,9) = 9,575 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_{G_{cc}} = 9,575 \text{ m}^2$$

$$S_{G_{Dp}} = 2,50 \times 1,2 = 3,125 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_{G_{Dp}} = 3,125 \text{ m}^2$$

- **Plancher du sous-sol:**

Pour les charges d'exploitations :

$$S_{Q_{cc}} = (1,9+0,3+2,5) \times (1,55+0,15) + (1,6 \times 2,05) = 11,27 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_{Q_{cc}} = 11,27 \text{ m}^2$$

- Pour les charges permanentes :

$$S_{G_{cc}} = (1,90 \times 1,55) + (2,50 \times 1,55) + (1,45 \times 1,9) = 9,575 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_{G_{cc}} = 9,575 \text{ m}^2$$

- **Calcul de poids propre :**

- Pour plancher terrasse inaccessible :  $G = 5,75 \text{ KN/m}^2$

$$*P_{cc} = G \times S_{cc} = 5,75 \times 9,575 = 55,056 \text{ KN}$$

$$G_{Dp} = 5,23 \text{ KN/m}^2$$

$$*P_{Dp} = G_{Dp} \times S_{Dp} = 5,23 \times 3,125 = 16,35 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow P = p_{cc} + p_{Dp} = 71,40 \text{ KN}$$

- Pour plancher EC:  $G = 5,23 \text{ KN/m}^2$

$$*P_{cc} = G \times S_{cc} = 5,23 \times 9,575 = 50,08 \text{ KN}$$

$$G_{Dp} = 5,23 \text{ KN/m}^2$$

$$*P_{Dp} = G_{Dp} \times S_{Dp} = 5,23 \times 3,125 = 16,35 \text{ KN}$$

$$P = P_{cc} + P_{Dp} = 66,43 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow P = 66,43 \text{ KN}$$

Pour plancher RDC

$$P_{cc} = G \times S_{cc} = 5,23 \times 9,575 = 50,08 \text{ KN}$$

- **Pour les poteaux :**

Les étage courant  $h=2.97m$ , RDC  $h=3,30$ , sous-sol  $h=2,64m$

- **P (35x35) :**  $P= S \times 25 \times h \Rightarrow P=9,095 \text{ KN}$  (8<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup> étage)
- **P (40x40) :**  $P= S \times 25 \times h \Rightarrow P=11,88 \text{ KN}$  (6<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage)
- **P (45x45) :**  $P= S \times 25 \times h \Rightarrow P=15,035 \text{ KN}$  (4<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup> et 2<sup>ème</sup> étage)
- **P (50x50) :**  $P= S \times 25 \times h \Rightarrow P= 18,562 \text{ KN}$  (1<sup>ème</sup> étage)
- **P (50x50) :**  $P= S \times 25 \times h \Rightarrow P=20,625 \text{ KN}$  (RDC)
- **P (50x50) :**  $P= S \times 25 \times h \Rightarrow P=16,5 \text{ KN}$  (sous-sol).

- **Pour les poutres :**

Poutres secondaires(PS) :  $PS= 25 \times (0.30 \times 0.35) \times 3,30 = 8,663\text{KN}$  (RDC et EC)

Poutres principales (PP) :  $PP=25 \times (0.3 \times 0.45) \times 4,70= 15,86 \text{ KN}$

**L'acrotère**

\* Poids propre :  $G_1 = 25 \times 0.0985 \times 1 = 2.46\text{KN}$ .

\* Poids d'enduit extérieur (ciment :  $e = 1.5\text{cm}$ ) :  $G_2 = 20 \times 0.015 \times 0.60 \times 1 = 0.18\text{KN}$ .

\* Poids d'enduit intérieur (ciment :  $e = 2\text{cm}$ ) :  $G_3 = 20 \times 0.02 \times 0.60 \times 1 = 0.24\text{KN}$ .

$$W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 2.88\text{KN}.$$

$$2,88 \times 4,70 = 13,536 \text{ KN}$$

Poids de l'acrotère 13,536

- **Evaluation des charges « Q » pour le poteau P<sub>2</sub> :**

Surcharge sur terrasse

$$Q_t = q_t \times S_{t \text{ totale}}$$

$$Q_t = q_{cc} \times S_{cc} + q_{DP} \times S_{DP} = 1 \times 11,27 + 3,5 \times 3,71 = 24,26\text{KN}$$

Surcharge sur les plancher d'habitation

$$Q_i = (q_i \times S_{i \text{ totale}})$$

$$Q_t = q_{cc} \times S_{cc} + q_{DP} \times S_{Dp} = 1,5 \times 11,27 + 3,5 \times 3,71 = 29,89 \text{ KN}$$

Surcharge sur les plancher commercial RDC

$$Q_i = (q_i \times S_{i \text{ totale}})$$

$$Q_t = q_{cc} \times S_{cc} = 5 \times 11,27 = 56,35\text{KN}$$

Les résultats de calcul des surcharges « Q » pour chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau .II.16.***Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P<sub>2</sub>*

Niveau	q (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN)
Terrasse inaccessible	1	24,26
1 <sup>er</sup> , 2, 3, 4, 5, 6, 7,8 <sup>ème</sup> étage	1,5	29,89
RDC et Sous-sol	5	56,35

L'application de la loi de dégression : les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau .II.17.***La loi de dégression pour le poteau P<sub>2</sub>*

Q <sub>i</sub>	Q (KN)
Q <sub>0</sub>	24,26
Q <sub>1</sub>	54,15
Q <sub>2</sub>	81,05
Q <sub>3</sub>	104,96
Q <sub>4</sub>	128,88
Q <sub>5</sub>	143,82
Q <sub>6</sub>	158,77
Q <sub>7</sub>	173,71
Q <sub>8</sub>	188,66
Q <sub>9</sub>	203,6

Fig.H.

- Evaluation des charges « G » pour le poteau P<sub>2</sub>

**Tableau .II.18.***Evaluation des charges « G » pour le poteau P<sub>2</sub>*

G <sub>i</sub>	Désignation	G total (KN)
G <sub>0</sub>	Terrasse inaccessible	71,40
	PS (30x35)	8,663
	PP (30x45)	15,86
	Poteaux (35x35)	09,095
	Poids de l'acrotère	13,536
	<b>Total</b>	<b>118,554</b>
G <sub>1</sub>	Venant de G <sub>0</sub>	118,554
	Poids du plancher étage courant	66,43
	PS (30x35)	8,663

	PP (30x45)	15,86
	Poteau (35x35)	09,095
	<b>Total</b>	<b>218,602</b>
<b>G<sub>2</sub></b>	Venant de G <sub>1</sub>	218,602
	Poids du plancher étage courant	66,43
	PS (30x35)	8,663
	PP (30x45)	15,86
	Poteau (40x40)	11,88
	<b>Total</b>	<b>321,435</b>
<b>G<sub>3</sub></b>	Venant de G <sub>2</sub>	321,435
	Poids du plancher étage courant	66,43
	PS (30x35)	8,663
	PP (30x45)	15,86
	Poteau (40x40)	11,88
	<b>Total</b>	<b>424,268</b>
<b>G<sub>4</sub></b>	Venant de G <sub>3</sub>	424,268
	Poids du plancher étage courant	66,43
	Ps (30x35)	8,663
	PP (30x45)	15,86
	Poteau (45x45)	15,035
	<b>Total</b>	<b>530,256</b>
<b>G<sub>5</sub></b>	Venant de G <sub>4</sub>	530,256
	Poids du plancher étage courant	66,43
	PS (30x35)	8,663
	PP (30x45)	15,86
	Poteau (45x45)	15,035
	<b>Total</b>	<b>636,244</b>
<b>G<sub>6</sub></b>	Venant de G <sub>5</sub>	636,244
	Poids du plancher étage courant	66,43
	PS (30x35)	8,663
	PP (30x45)	15,86
	Poteau (45x45)	15,035

	<b>Total</b>	<b>742,232</b>
<b>G<sub>7</sub></b>	Venant de G <sub>6</sub>	742,232
	Poids du plancher étage courant	66,43
	PS (30x35)	8,663
	PP (30x45)	15,86
	Poteau (50x50)	18,562
	<b>Total</b>	<b>851,747</b>
<b>G<sub>8</sub></b>	Venant de G <sub>7</sub>	851,747
	Poids du plancher étage courant	66,43
	PS (30x35)	8,663
	PP (30x45)	15,86
	Poteau (50x50)	20,625
	<b>Total</b>	<b>963,325</b>
<b>G<sub>9</sub></b>	Venant de G <sub>8</sub>	963,325
	Poids du plancher RDC	50,08
	PS (30x35)	8,663
	PP (30x45)	15,86
	Poteau (50x50)	16,50
	<b>Total</b>	<b>1054,428</b>

A la base :  $\begin{cases} G = 1054,428 \text{ KN} \\ \text{et} \\ Q = 203,6 \text{ KN} \end{cases}$  pour le poteau **P2**

$$N_{u2} = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 (1054,428) + 1,5 (203,6) = 1728,877 \text{ KN}$$

$$N_{s2} = G + Q = 1054,428 + 203,6 = 1258,028 \text{ KN}$$

On remarque que le poteau (p<sub>1</sub>) est le plus sollicité sous charges verticales.

$G_{\text{total}} = 1103,354 \text{ KN}$  et  $Q_{\text{total}} = 196,223 \text{ KN}$ .

- **Calcul de l'effort normal ultime N<sub>u</sub>** : N<sub>u</sub> est calculé comme suit :  $N_u = 1,35 G + 1,5 Q$ .

Tableau .II.19.L'effort normal ultime «  $N_u$  » dans chaque niveau

Niveau	Q (KN)	G(KN)	$N_u$ (KN)
$N_1$	15,91	111,521	174,418
$N_2$	39,775	215,97	351,222
$N_3$	61,253	323,204	528,205
$N_4$	80,345	430,438	701,609
$N_5$	99,437	540,827	879,272
$N_6$	111,370	651,216	1046,197
$N_7$	123,302	761,605	1213,120
$N_8$	135,235	875,521	1384,506
$N_9$	147,167	991,50	1559,276
$N_{10}$ (base)	196,223	1103,354	1783,862

#### II.4.1 Vérifications :

- L'effort normal ultime :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (1103,354) + 1.5 (196,223) = 1783,862 \text{ KN}$$

$$N_u = 1783,862 \text{ KN}$$

Selon le **CBA93** (article B.8.11) on doit majorer pour les poteaux intermédiaires l'effort de compression ultime  $N_U$  a 10%, telle que :  $N_U = 1.1 (1.35G + 1.5Q)$

L'effort normal à la base est de **1783,862KN**.

Donc l'effort normal maximal a la base est :  $N_u = 1.1 \times 1783,862 \text{ KN} = 1962,249 \text{ KN}$

- Vérification à la résistance (compression simple) du poteau le plus sollicité :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Avec :  $\overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$       B : section du béton

$$B \geq \frac{N_u}{\overline{\sigma}_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{2002,70 \times 10^{-3}}{14.2} = 0,1793 \text{ m}^2 \quad B \geq 0,1410 \text{ m}^2$$

Ce tableau résume les vérifications à la compression à tous les niveaux :

**Tableau. II.20. Vérification de la résistance (compression simple)**

Niveau	N <sub>U</sub> (MN)	B (m <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub>
Sous-sol ; RDC et 1 <sup>er</sup> étage	2002,70×10 <sup>-3</sup>	2500×10 <sup>-4</sup>	8,0108	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> ; 3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage	1362,657×10 <sup>-3</sup>	2025×10 <sup>-4</sup>	6,73	Vérifiée
5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	787,766×10 <sup>-3</sup>	1600×10 <sup>-4</sup>	4,923	Vérifiée
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	394,188×10 <sup>-3</sup>	1225×10 <sup>-4</sup>	3.217	Vérifiée

• **Vérification des conditions du RPA :**

$$\min(b_1, h_1) \geq 25cm \dots\dots\dots (1)$$

$$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{1}{4} \leq h_1 / b_1 \leq 4 \dots\dots\dots (3)$$

Les trois conditions sont vérifiées pour les différentes sections des poteaux.

• **Vérification au flambement :**

D’après le (CBA 93), on doit vérifier que l’effort normal ultime :

$$N_u \leq \overline{Nu} = \alpha \times \left[ \frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right] \text{CBA 93(Article B.8.2.1)}$$

α : Coefficient tenant compte de l’élancement.

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

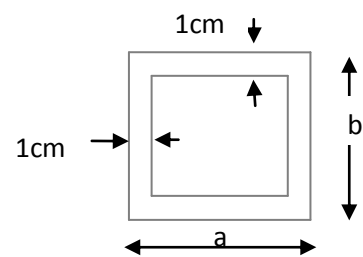
$$\alpha = 0.6 \left( \frac{\lambda}{50} \right)^2 \text{ Pour } 50 < \lambda \leq 70$$

γ<sub>b</sub> : Coefficient de sécurité du béton =1.5

γ<sub>s</sub> : Coefficient de sécurité de l’acier =1.15

λ =  $\frac{l_f}{i}$  Avec l<sub>f</sub>=0.7× l<sub>0</sub> : la longueur de flambement.

i : Rayon de giration  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$  I=  $\frac{b \times h^3}{12}$



**Figure .II.23. Section brute (B<sub>r</sub>).**

$$A_s \geq 0.8\% \times Br.$$

On prend  $A_s = 1\% \times Br$ .

$$B_{rcal} \geq \frac{Nu}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{fe}{100 \times \gamma_s} \right]} \quad \text{BAEL 91(7.4.2)}$$

$$Br = (a-2) \times (b-2).$$

Il faut vérifier que:  $Br \geq B_{rcal}$

Ce tableau résume les vérifications au flambement :

*Tableau. II.21. Vérification au flambement*

Type de poteau	B (cm <sup>2</sup> )	l <sub>0</sub> (cm)	l <sub>f</sub> (cm)	α	B <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sub>u</sub> (KN)	B <sub>rcal</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>50×50</b>	2500	264	184,8	0.827	<b>2304</b>	<b>1783,862</b>	<b>980,61</b>
<b>50×50</b>	2500	330	231	0,815	<b>2304</b>	<b>1783,862</b>	<b>995,05</b>
<b>50×50</b>	2500	297	207,9	0,822	<b>2304</b>	<b>1783,862</b>	<b>986,57</b>
<b>45×45</b>	2025	297	207,9	0.815	<b>1849</b>	<b>1213,120</b>	<b>676,69</b>
<b>40×40</b>	1600	297	207,9	0.807	<b>1444</b>	<b>701,609</b>	<b>395,24</b>
<b>35×35</b>	1225	297	207,9	0.795	<b>1089</b>	<b>351,222</b>	<b>200,84</b>

D'après le tableau précédent on voit bien que le critère de stabilité de forme est vérifié pour tous les poteaux.

## II.5. Conclusion :

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes :

- **Poutres principales** : 30 × 45 cm<sup>2</sup>.
- **Poutres secondaires** : 30 × 35 cm<sup>2</sup>.
- **Poteaux du RDC, sous-sol et 1<sup>er</sup> étage** : 50 × 50 cm<sup>2</sup>
- **Poteaux des étages 2,3 et 4** : 45 × 45 cm<sup>2</sup>
- **Poteaux des étages 5 et 6** : 40 × 40 cm<sup>2</sup>
- **Poteaux des étages 7 et 8** : 35 × 35 cm<sup>2</sup>



**III.1. Calcul des planchers :****III.1.1. Introduction :**

Les planchers utilisés sont de type dalle pleine et à corps creux avec une dalle de compression en béton armé, formant ainsi un diaphragme horizontal rigide, transmettant les charges horizontales et verticales aux éléments verticaux.

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :

- ✓ plancher à corps creux
- ✓ Plancher à dalle pleine
- ✓ Plancher champignons et /ou plancher dalle.

**III.1.2. Etude des poutrelles :**

Les poutrelles sont calculées comme des poutres sur plusieurs appuis, à la flexion simple.

**III.1.2.1. Poutrelles des planchers à corps creux (16+4) :**

Deux critères conditionnent le choix de la disposition des poutrelles :

- La plus petites portées : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petites portées.
- La continuité : les poutrelles sont disposées selon le sens où il y a le plus grand nombres d'appuis disponibles.

**III.1.2.2. Méthode de calcul :**

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

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

**a) Méthode Forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91) :****1. Condition d'application (B.6.210) :**

Pour appliquer la méthode forfaitaire il faut que les quatre conditions suivantes soient vérifiées :

- plancher est à surcharge modérée ( $Q \leq \text{Min} (2G, 5\text{KN/m}^2)$ ).
- le rapport entre deux travées successives :  $0.8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1.25$ .
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- fissuration peu nuisible (F.P.N).

**2. Application de la méthode :****• Valeurs des moments :**

Les valeurs des moments en travée  $M_t$  et aux appuis  $M_g$  et  $M_d$

Doivent vérifier :

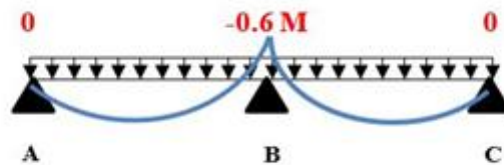
$$a. M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max} (1.05M_0, (1+0.3\alpha) M_0)$$

b.  $M_t \geq (1+0.3\alpha) M_0/2$  dans une travée intermédiaire.

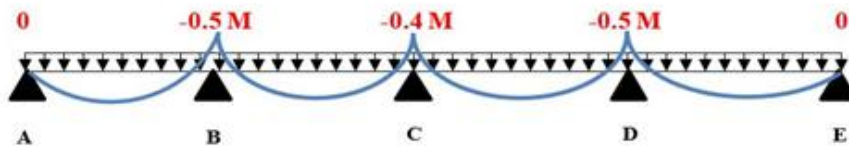
$M_t \geq (1.2+0.3\alpha) M_0/2$  dans une travée de rive.

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

- ✓  $0.6M_0$  pour une poutre à deux travées.
- ✓  $0.5M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- ✓  $0.4M_0$  pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées



**Fig.III.1.** Diagramme des moments des appuis pour une poutre à deux travées.



**Fig.III.2.** Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées.

Avec  $M_0$  la valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence (travée isostatique) à gauche et à droite de l'appui considéré, et

$$\alpha = Q / (G+Q)$$

Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérées.

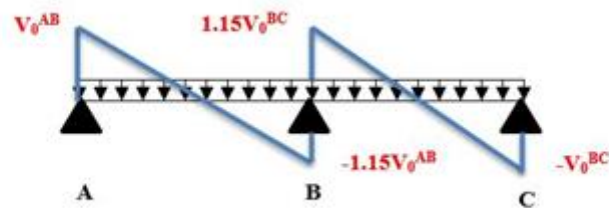
**Remarque :** Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à :

$$-0.15M_0. \text{ Tel que } M_0 = \text{Max}(M_0^1, M_0^n)$$

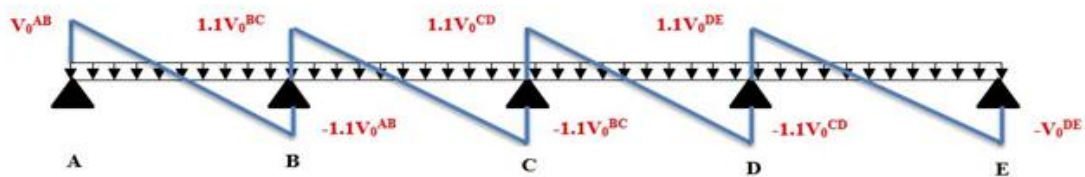
• **Evaluation de l'effort tranchant :**

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf sur le premier appui intermédiaire où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique  $V_0$  de :

- 15% si c'est une poutre à deux travées.
- 10% si c'est une poutre à plus de deux travées.



**Fig.III.3.** *Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à deux travées.*



**Fig.III.4.** *Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de deux travées.*

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

Elle est appliquée essentiellement aux planchers à surcharge élevée ( $Q \geq \text{Min}(2G, 5(\text{KN/m}^2))$ ).  
Le principe est basé sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- ✓ La variation de moment d'inerties d'une poutre à une autre dus à la variation de la largeur de la table de compression ( $b$ ) qui dépend de ( $L_y$ ) de chaque travée.
- ✓ L'amortissement des effets de chargement des travées sur les poutres.

- **Calcul des moments :**

- a). **Moment en travée :**

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l};$$

$$M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x);$$

$$x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}.$$

- b). **En appuis :**

$$M_a = -\frac{P_g \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')} \quad (\text{BAEL. Art. L.III,3})$$

Tel que :

✓  $L'_g$  et  $L'_d$  : longueurs fictives.

✓  $q_g$  et  $q_d$  : charge réparties sur les 2 travées encadrant l'appui considéré.

$$L' = \begin{cases} 0.8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

- **L'effort tranchant :**

$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots \dots \dots \quad \text{BAEL(ArtL.III.3)}$$

**NB :** Si l'une des 3 autres conditions n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée.

### III.1.2.3 : calcul des moments et des efforts tranchants dans les poutrelles

- **Calcul des charges revenant aux poutrelles :**

**A l'ELU :**  $q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$  et  $p_u = 0,65 \times q_u$

**A l'ELS :**  $q_s = G + Q$  et  $p_s = 0,65 \times q_s$

➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

$$G = 5,75 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 9,26 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,65 = (1,35 \times 5,75 + 1,5 \times 1) \times 0,65 = 6,02 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = (G + Q) = 6,75 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = (G + Q) \times 0,65 = (5,75 + 1) \times 0,65 = 4,39 \text{ KN/ml}.$$

➤ **Plancher étage courant :**

$$G = 5,23 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 9,31 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = (1,35 \times 5,23 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = 6,05 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = (G + Q) = 6,73 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = (5,23 + 1,5) \times 0,65 = 4,37 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Plancher à usage commercial :**

$$G = 5,23 \text{ KN/m}^2 ; Q = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 14,56 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = (1,35 \times 5,23 + 1,5 \times 5) \times 0,65 = 9,46 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = (G + Q) = 10,23 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = (5,23 + 5) \times 0,65 = 6,65 \text{ KN/ml.}$$

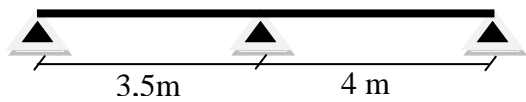
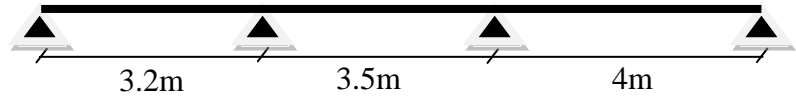
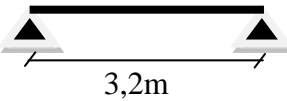
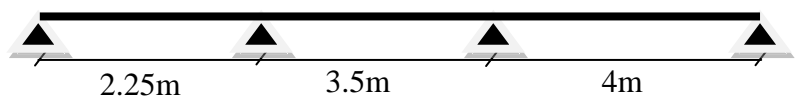
• **Combinaisons d'actions et calculs des charges :**

*Tableau .III.1: Combinaisons d'action*

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			q <sub>u</sub> (KN/m)	P <sub>u</sub> (KN/ml)	q <sub>s</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>s</sub> (KN/ml)
<b>Terrasse inaccessible</b>	5,75	1,0	<b>9,26</b>	<b>6,02</b>	<b>6,75</b>	<b>4,39</b>
<b>Plancher à usage d'habitation</b>	5,23	1,5	<b>9,31</b>	<b>6,05</b>	<b>6,73</b>	<b>4,37</b>
<b>Plancher à usage commercial</b>	5,23	5	<b>14,56</b>	<b>9,46</b>	<b>10,23</b>	<b>6,65</b>

Types de poutrelles :

Tableau.III.2. Les différents types de poutrelles.

Type	Schéma statique
1 <sup>er</sup> type	
2 <sup>eme</sup> type	
3 <sup>eme</sup> type	
4 <sup>eme</sup> type	

- Les conditions de la méthode forfaitaire sont satisfaites pour les types 1, 2.
- Le type 4 sera calculé par la méthode de Caquot.
- Le type 3 sera calculé par la méthode de RDM.

✱ **Type 1** : La méthode forfaitaire.

- **Application de la méthode forfaitaire pour la terrasse inaccessible :**

Etude d'une poutrelle à 2 travées en appliquant la méthode forfaitaire (poutrelle Type1).

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

- ✱  $Q \leq \text{Min} (2 \times 5,75, 5\text{KN/m}^2) = 5\text{KN/m}^2$  ..... vérifiée.
- ✱  $I = \text{constant}$  ..... vérifiée.
- ✱  $l_i / l_{i+1} = \frac{3,50}{4} = 0,875$  compris entre 0.8 et 1.25 ..... vérifiée.
- ✱ F.P.N ..... vérifiée.

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées ; nous l'appliquons pour le calcul.

**b. calcule des sollicitations :**

À l'ELU :

$$P_u = 6,02 \text{ KN /m}$$

À l'ELS :

$$P_s = 4,39 \text{ KN/m}$$

$P_u$  : la charge transmise à la poutrelle à l'ELU.

$P_s$  : la charge transmise à la poutrelle à l'ELS.

- **Calcul des moments en travée :**

À l'ELU :

$M_0$ : Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{P_u l^2}{8}$$

$$\text{Travée A-B: } M_0 = \frac{6,02 \times (3,50)^2}{8} = 9,218 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C: } M_0 = \frac{6,02 \times (4)^2}{8} = 12,04 \text{ KN.m}$$

À l'ELS :

$$\text{Travée A-B: } M_0 = \frac{4,39 \times (3,50)^2}{8} = 6,72 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C: } M_0 = \frac{4,39 \times (4)^2}{8} = 8,78 \text{ KN.m}$$

**Tableau .III.3.** Les moments isostatiques max en travées

Travée	$M_0$ (ELU) (KN.m)	$M_0$ (ELS) (KN .m)
A-B	<b>9,218</b>	<b>6,72</b>
B-C	<b>12,04</b>	<b>8,78</b>

- **Moments aux appuis :**

$$M_A = M_C = 0$$

Les moments sur les appuis de rives sont nuls, mais le BAEL exige de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à  $-0,15 \times M_0$ .

$$\text{ELU : } M_A = M_C = -0,15 \times M_0 = -0,15 \times 12,04 = -1,806 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_A = M_C = -0,15 \times M_0 = -0,15 \times 8,78 = -1,317 \text{ KN.m}$$

À P'LEU :

$$M_B = -0,6 \times \max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = -0,6 \times \max(9,218; 12,04) = -7,224 \text{ KN.m}$$

À P'LES :

$$M_B = -0,6 \times \max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = -0,6 \times \max(6,72; 8,78) = -5,268 \text{ KN.m}$$

• **Les moments en travées**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+5,75} = 0,148$$

•  $(1 + 0,3\alpha) = 1 + 0,3(0,148) = 1,044$

•  $\frac{1,2 + 0,3 \times \alpha}{2} = 0,622$

➤ Travée A-B :

a)  $M_t^{AB} + (M_A + M_B) / 2 \geq \text{Max}(1,05 M_0^{AB}; (1+0,3\alpha)M_0^{AB})$

$$M_t^{AB} \geq \text{Max}(1,05; 1+0,3\alpha)M_0^{AB} - (M_A + M_B) / 2$$

➤ **(ELU) :**  $M_t^{AB} \geq \text{Max}(1,05; 1,044)9,218 - (0+7,224) / 2 = 9,679 - 3,612$   
 $= 6,067 \text{ KN.m} \dots\dots(1)$

➤ **(ELS) :**  $M_t^{AB} \geq \text{Max}(1,05; 1,044)6,72 - (0+5,268) / 2$   
 $= 4,424 \text{ KN.m} \dots\dots(2)$

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

➤ **(ELU) :**  $M_t \geq 0,622 \times 9,12 = 5,672 \text{ KN.m} \dots\dots(3)$

➤ **(ELS) :**  $M_t \geq 0,622 \times 6,72 = 4,179 \text{ KN} \dots\dots(4)$

⇒ **(ELU) :**  $M_t^{AB} \geq \text{Max}[(1); (3)] = 6,067 \text{ KN.m}$

⇒ **(ELS) :**  $M_t^{AB} \geq \text{Max}[(2); (4)] = 4,424 \text{ KN.m}$

➤ Travée B-C :

c)  $M_t^{BC} + (M_B + M_C) / 2 \geq \text{Max}(1,05 M_0^{BC}; (1+0,3\alpha)M_0^{BC})$

$$M_t^{BC} \geq \text{Max}(1,05; 1+0,3\alpha)M_0^{BC} - (M_B + M_C) / 2$$

➤ **(ELU) :**  $M_t^{BC} \geq \text{Max}(1,05; 1,044)12,04 - (0+7,224) / 2 = 9,03 \text{ KN} \dots\dots(1)$

➤ **(ELS) :**  $M_t^{BC} \geq \text{Max}(1,05; 1,044)8,78 - (0+5,268) / 2 = 6,585 \text{ KN} \dots\dots(2)$

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

➤ **(ELU) :**  $M_t \geq 0,622 \times 12,04 = 7,488 \text{ KN.m} \dots\dots(3)$

➤ **(ELS) :**  $M_t \geq 0,622 \times 8,78 = 5,461 \text{ KN} \dots\dots(4)$



$$\Rightarrow (\text{ELU}): M_t^{BC} \geq \text{Max} [(1); (3)] = 9,03 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow (\text{ELS}): M_t^{BC} \geq \text{Max} [(2); (4)] = 6,585 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des efforts tranchants (ELU) :**

L'effort tranchant isostatique à l'ELU

$$V_0 = \frac{P_u \times l}{2}$$

➤ **Travée A-B :**

$$V_A = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{6,02 \times 3,5}{2} = 10,535 \text{ KN.m}$$

$$V_B = -1,15 \frac{P_u \times l}{2} = -1,15 \frac{6,02 \times 3,5}{2} = -12,115 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée B-C :**

$$V_B = 1,15 \frac{P_u \times l}{2} = 1,15 \frac{6,02 \times 4}{2} = 13,846 \text{ KN.m}$$

$$V_C = -\frac{P_u \times l}{2} = -\frac{6,02 \times 4}{2} = -12,04 \text{ KN.m}$$

Les résultats des calculs à l'ELU et à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

**Tableau .III.4.** Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type1) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
Plancher De la terrasse	AB	3,50	6,02	9,218	0	-7,224	6,067	<b>10,535</b>	<b>-12,12</b>
	BC	4	6,02	12,04	-7,224	0	9,03	<b>13,846</b>	<b>-12,04</b>

**Tableau .III.5.** Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type1) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
Plancher De la terrasse	AB	3,50	4,39	6,72	0	-5,268	4,424
	BC	4	4,39	8,78	-5,268	0	6,585

**Type 2** : la méthode forfaitaire :

**Tableau .III.6.** Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type2) :

	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
Plancher de la terrasse	A-B	3,2	6,02	7,707	0	-4,61	5,787	9,634	-10,597
	B-C	3,5	6,02	9,22	-4,61	-6,021	4,815	11,59	-12,749
	C-D	4	6,02	12,042	-6,021	0	9,634	13,246	-12,042

**Tableau .III.7** Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type2) :

	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
Plancher de la terrasse	A-B	3,2	4,39	5,617	0	-3,36	4,218
	B-C	3,5	4,39	6,719	-3,36	-4,388	3,509
	C-D	4	4,39	8,776	-4,388	0	7,021

- **Type 3** : La méthode de RDM

### 1. Terrasse inaccessible

\* **Moment aux appuis** :  $M_A = M_B = 0$

\* **Moment en travée** :

$$\text{ELU} \Rightarrow M_u = \frac{P_u \times l^2}{8} = \frac{6,02 \times (3,20)^2}{8} = 7,705 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} \Rightarrow M_s = \frac{P_s \times l^2}{8} = \frac{4,39 \times (3,20)^2}{8} = 5,619 \text{ KN.m}$$

\* **Effort tranchant** :  $V_A = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{6,02 \times 3,20}{2} = 9,632 \text{ KN}$

$$V_B = -\frac{P_u \times l}{2} = -\frac{6,02 \times 3,20}{2} = -9,632 \text{ KN}$$

### 2. Plancher d'habitation :

\* **Moment aux appuis** :  $M_A = M_B = 0$

\* **Moment en travée** :

$$\text{ELU} \Rightarrow M_u = \frac{P_u \times l^2}{8} = \frac{6,05 \times (3,20)^2}{8} = 7,744 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} \Rightarrow M_s = \frac{P_s \times l^2}{8} = \frac{4,37 \times (3,20)^2}{8} = 5,593 \text{ KN.m}$$

\* **Effort tranchant** :  $V_A = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{6,05 \times 3,20}{2} = 9,68 \text{ KN}$

$$V_B = -\frac{P_u \times l}{2} = -\frac{6,05 \times 3,20}{2} = -9,68 \text{ KN}$$

3. commerce

\* **Moment aux appuis :**  $M_A=M_B=0$

\* **Moment en travée :**

$$\text{ELU} \Rightarrow M_u = \frac{P_u \times l^2}{8} = \frac{9,46 \times (3,20)^2}{8} = 12,108 \text{ KN.m,}$$

$$\text{ELS} \Rightarrow M_s = \frac{P_s \times l^2}{8} = \frac{6,65 \times (3,20)^2}{8} = 8,512 \text{ KN.m}$$

\* **Effort tranchant :**  $V_A = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{9,46 \times 3,20}{2} = 15,136 \text{ KN}$

$$V_B = -\frac{P_u \times l}{2} = -\frac{9,46 \times 3,20}{2} = -15,136 \text{ KN}$$

*Tableau .III.8: Sollicitations à l'ELU (type 3)*

	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
<b>Terrasse inaccessible</b>	<b>A-B</b>	3,20	6,02	7,705	0	0	<b>7,705</b>	<b>9,632</b>	<b>-9,63</b>
<b>Plancher D'habitation</b>	<b>A-B</b>	3,20	6,05	7,744	0	0	<b>7,744</b>	<b>9,68</b>	<b>-9,68</b>
<b>Plancher Commercial</b>	<b>A-B</b>	3,20	9,46	12,108	0	0	<b>12,108</b>	<b>15,136</b>	<b>-15,14</b>

*Tableau .III.9: Sollicitations à l'ELS (type 3).*

	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
<b>Terrasse inaccessible</b>	<b>A-B</b>	3,20	4,39	5,619	0	0	5,619
<b>Plancher D'habitation</b>	<b>A-B</b>	3,20	4,37	5,593	0	0	5,593
<b>Plancher Commercial</b>	<b>A-B</b>	3,20	6,65	8,512	0	0	8,512

- **Type 4** : Application de la méthode de Caquot pour plancher terrasse :

Dans ce cas la méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 3<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée donc on applique la méthode de Caquot minorée, en remplaçant G par G' dans le calcul des moments aux appuis

$$G' = \frac{2}{3} G$$

$$G' = \frac{2}{3} \times 5,75 = 3,83 \text{ KN/m}^2$$

$$P_U = (1,35 G' + 1,5Q) \times 0,65 = 4,335 \text{ KN/m}$$

$$P_S = (G' + Q) \times 0,65 = 3,140 \text{ KN/m}$$

**A l'ELU :**

- **Moments aux appuis :**

$$M_A = M_D = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_B = - \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8,5 \times (l_g' + l_d')}$$

$$\text{(ELU): } P_g = P_d = 4,335 \text{ KN/m}$$

$$\text{(ELS): } P_g = P_d = 3,140 \text{ KN/m}$$

Longueurs fictives :

$$L_g' = L_g = 2,25 \text{ m}$$

$$L_d' = L_d = 0,8 \times 3,50 = 2,80 \text{ m}$$

$$\text{(ELU): } M_B = - \frac{(4,335)(2,25)^3 + (4,335)(2,80)^3}{8,5 \times (2,25 + 2,80)} = -3,37 \text{ KN.m}$$

$$\text{(ELS): } M_B = - \frac{(3,14)(2,25)^3 + (3,14)(2,80)^3}{8,5 \times (2,25 + 2,80)} = -2,44 \text{ KN.m}$$

$$M_C = - \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8,5 \times (l_g' + l_d')}$$

$$\text{(ELU): } P_g = P_d = 4,335 \text{ KN/m}$$

$$\text{(ELS): } P_g = P_d = 3,140 \text{ KN/m}$$

Longueurs fictives :

$$L_g' = L_g = 3,5 \times 0,8 = 2,80 \text{ m}$$

$$L_d' = L_d = 4 \text{ m}$$

$$\text{(ELU): } M_C = - \frac{(4,335)(2,80)^3 + (4,335)(4)^3}{8,5 \times (2,80 + 4)} = -6,45 \text{ KN.m}$$

$$(ELS): M_C = -\frac{(3,14)(2,80)^3 + (3,14)(4)^3}{8,5 \times (2,80 + 4)} = -4,67 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

• **Moments en travée :**

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l};$$

$$M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \text{ tel que } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

**Travée AB :**

$$X = \frac{2,25}{2} - \frac{0 - (-3,37)}{6,02 \times 2,25} = 0,876 \text{ m}$$

$$\text{➤ (ELU): } M_0(x) = \frac{6,02 \times 0,876}{2} \times (2,25 - 0,876) = 3,623 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M(x) = 3,623 + (-3,37 \times \frac{0,876}{2,25}) = 2,31 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\text{➤ (ELS): } X = \frac{2,25}{2} - \frac{0 - (-2,44)}{4,39 \times 2,25} = 0,876 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{4,39 \times 0,876}{2} \times (2,25 - 0,876) = 2,642 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M(x) = 2,642 + (-2,44 \times \frac{0,876}{2,25}) = 1,692 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

**Travée BC:**

$$X = \frac{3,5}{2} - \frac{-3,37 + 6,45}{6,02 \times 3,5} = 1,604 \text{ m}$$

$$\text{➤ (ELU): } M_0(x) = \frac{6,02 \times 1,604}{2} \times (3,5 - 1,604) = 9,15 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M(x) = 9,15 + (-3,37 \times (1 - \frac{1,604}{3,5})) + (-6,45 \times (\frac{1,604}{3,5})) = 4,37 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\text{➤ (ELS): } M_0(x) = \frac{4,39 \times 1,604}{2} \times (3,50 - 1,604) = 6,67 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M(x) = 6,67 + (-2,44 \times (1 - \frac{1,604}{3,5})) + (-4,67 \times (\frac{1,604}{3,5})) = 3,21 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

**Travée CD:**

$$X = \frac{4}{2} - \frac{-6,45 - 0}{6,02 \times 4} = 2,268 \text{ m}$$

$$\text{➤ (ELU): } M_0(x) = \frac{6,02 \times 2,268}{2} \times (4 - 2,268) = 11,823 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M(x) = 11,823 + (-6,45 \times (1 - \frac{2,268}{4})) = 9,03 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\text{➤ (ELS): } M_0(x) = \frac{4,39 \times 2,268}{2} \times (4 - 2,268) = 8,622 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M(x) = 8,622 + (-4,67 \times (1 - \frac{2,268}{4})) = 6,59 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

• **Effort tranchant :**

$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$$

**Travée AB :**

$$V_A = \frac{6,02 \times 2,25}{2} + \frac{(-3,37) - 0}{2,25} = 5,27 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{6,02 \times 2,25}{2} + \frac{-3,37 - 0}{2,25} = -8,27 \text{ KN}$$

**Travée BC :**

$$V_B = \frac{6,02 \times 3,5}{2} + \frac{(-6,45) - (-3,37)}{3,5} = 9,65 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{6,02 \times 3,5}{2} + \frac{(-6,45) - (-3,37)}{3,5} = -11,42 \text{ KN}$$

**Travée CD:**

$$V_C = \frac{6,02 \times 4}{2} + \frac{0 - (-6,45)}{4} = 13,65 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{6,02 \times 4}{2} + \frac{0 - (-6,45)}{4} = -10,42 \text{ KN}$$

**Tableau .III.10.** Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 4) .

	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	P <sub>u</sub> ' (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
Plancher Terrasse	A-B	2,25	6,02	4,33	3,623	0	-3,37	2,31	5,27	-8,27
	B-C	3,50	6,02	4,33	9,15	-3,37	-6,45	4,37	9,65	-11,42
	C-D	4	6,02	4,33	11,823	-6,45	0	9,03	13,65	-10,42

**Tableau .III.11.** Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 4) :

	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	P <sub>s</sub> ' (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
Plancher Terrasse	A-B	2,25	4,39	3,14	2,642	0	-2,44	1,692
	B-C	3,50	4,39	3,14	6,67	-2,44	-4,67	3,21
	C-D	4	4,39	3,14	8,622	-4,67	0	6,59

## 2. Plancher à usage d'habitation :

## Type 1 :

Tableau .III.12. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher à usage d'habitation

(type1) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
Plancher D'habitation	AB	3,50	6,05	9,26	0	-7,26	6,25	10,59	-12,17
	BC	4	6,05	12,04	-7,26	0	9,28	13,92	-12,10

Tableau .III.13. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher à usage d'habitation

(type1) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
Plancher D'habitation	AB	3,50	4,37	6,69	0	-5,25	4,52
	BC	4	4,37	8,75	-5,25	0	6,71

## Type 2 : la méthode forfaitaire :

Tableau .III.14. Sollicitations à l'ELU des poutrelles à usage d'habitation (type2) :

	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
Plancher D'habitation	A-B	3,2	6,05	7,74	0	-4,634	5,948	9,68	-10,65
	B-C	3,5	6,05	9,26	-4,634	-6,052	4,943	11,65	-11,65
	C-D	4	6,05	12,10	-6,052	0	9,888	13,31	-12,10

Tableau .III.15. Sollicitations à l'ELS des poutrelles à usage d'habitation (type2) :

	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
Plancher D'habitation	A-B	3,2	4,37	5,60	0	-3,35	4,3
	B-C	3,5	4,37	6,69	-3,35	-4,375	3,574
	C-D	4	4,37	8,75	-4,375	0	7,148

Tableau .III.16. Sollicitations à l'ELU (type 3)

	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
<b>Plancher D'habitation</b>	<b>A-B</b>	3,20	6,05	7,744	0	0	<b>7,744</b>	<b>9,68</b>	<b>-9,68</b>

Tableau .III.17. Sollicitations à l'ELS (type 3)

	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
<b>Plancher D'habitation</b>	<b>A-B</b>	3,20	4,37	5,593	0	0	5,593

**Type 4 : méthode de Caquot**

Tableau .III.18. Sollicitations à l'ELU des poutrelles à usage d'habitation (type 4) :

	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	P <sub>u</sub> ' (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
<b>Plancher D'habitation</b>	<b>A-B</b>	2,25	6,05	4,52	3,627	0	-3,51	2,28	5,24	-8,37
	<b>B-C</b>	3,50	6,05	4,52	9,194	-3,51	-6,72	4,22	9,67	-11,5
	<b>C-D</b>	4	6,05	4,52	11,866	-6,72	0	8,98	13,78	-10,4

Tableau .III.19. Sollicitations à l'ELS des poutrelles à usage d'habitation (type 4) :

	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	P <sub>s</sub> ' (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
<b>Plancher D'habitation</b>	<b>A-B</b>	2,25	4,37	3,24	2,619	0	-2,517	1,653
	<b>B-C</b>	3,50	4,37	3,24	6,641	-2,517	-4,82	3,08
	<b>C-D</b>	4	4,37	3,24	8,571	-4,82	0	6,506



## 3. plancher du RDC commerce :

*Tableau .III.20. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher à usage Commercial (type1) :*

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
Plancher Commercial	AB	3,50	9,46	14,49	0	-11,357	10,93	16,56	-19,04
	BC	4	9,46	18,92	-11,357	0	16,02	21,76	-18,92

*Tableau .III.21. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher à usage Commercial (type1):*

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
Plancher Commercial	AB	3,50	6,65	10,18	0	-7,98	7,68
	BC	4	6,65	13,3	-7,98	0	11,26

**Type 2** : la méthode forfaitaire :

*Tableau .III.22. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher à usage Commercial (type2) :*

	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
Plancher Commercial	A-B	3,2	9,46	12,11	0	-7,24	10,26	15,14	-16,65
	B-C	3,5	9,46	14,49	-7,24	-9,46	8,30	18,21	-18,21
	C-D	4	9,46	18,92	-9,46	0	16,97	20,82	-18,92

*Tableau .III.23. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher à usage Commercial (type2) :*

	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
Plancher Commercial	A-B	3,2	6,65	8,51	0	-5,09	7,21
	B-C	3,5	6,65	10,18	-5,09	-6,65	5,83
	C-D	4	6,65	13,30	-6,65	0	11,92

Tableau .III.24. Sollicitations à l'ELU (type 3)

	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
<b>Plancher Commercial</b>	<b>A-B</b>	3,20	9,46	12,108	0	0	12,108	15,14	-15,14

Tableau .III.25. Sollicitations à l'ELS (type 3)

	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
<b>Plancher Commercial</b>	<b>A-B</b>	3,20	6,65	8,512	0	0	8,512

## Type 4 : méthode de Caquot

Tableau .III.26. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher à usage Commercial (type4):

	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	P <sub>u</sub> ' (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
<b>Plancher Commercial</b>	<b>A-B</b>	2,25	9,46	7,93	5,591	0	-6,16	3,30	7,90	-13,38
	<b>B-C</b>	3,50	9,46	7,93	14,348	-6,16	-11,8	5,64	14,95	-18,17
	<b>C-D</b>	4	9,46	7,93	18,459	-11,8	0	13,48	21,87	-15,97

Tableau .III.27. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher à usage Commercial (type4) :

	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	P <sub>s</sub> ' (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
<b>Plancher Commercial</b>	<b>A-B</b>	2,25	6,65	5,51	3,93	0	-4,28	2,33
	<b>B-C</b>	3,50	6,65	5,51	10,086	-4,28	-8,20	4,03
	<b>C-D</b>	4	6,65	5,51	12,976	-8,20	0	9,51

Les Sollicitations maximales sur toutes les poutrelles :

Tableau .III.28. Les Sollicitations maximales sur toutes les poutrelles

Type d'étage	Type de poutrelle	ELU				ELS	
		$M_a^{\max}$ (KN.m)	$M_t^{\max}$ (KN.m)	$v^{\max}$ (KN)	$M_0^{\max}$ (KN.m)	$M_a^{\max}$ (KN.m)	$M_t^{\max}$ (KN.m)
Terrasse inaccessible	Type 1	-7,224	9,03	13,83	12,04	-5,27	6,58
	Type 2	-6,02	9,634	13,24	12,04	-4,39	7,02
	Type 3	-1,15	7,705	9,632	7,705	-0,84	5,619
	Type 4	-6,45	9,03	13,65	11,82	-4,67	6,59
Plancher D'habitation	Type 1	-7,26	9,28	13,92	12,04	-5,25	6,71
	Type 2	-6,05	9,88	13,31	12,10	-4,38	7,15
	Type 3	-1,16	7,74	9,68	7,74	-0,84	5,59
	Type 4	-6,72	8,97	13,78	11,86	-4,82	6,51
Plancher commercial	Type 1	-11,36	16,02	21,76	18,92	-7,98	11,26
	Type 2	-9,49	16,97	20,82	18,92	-6,65	11,92
	Type 3	-1,816	12,11	15,14	12,11	-1,276	8,51
	Type 4	-11,8	13,48	21,87	18,46	-8,20	9,51

Récapitulation des Sollicitations les plus défavorables :

Tableau .III.29. Les Sollicitations maximales.

Type d'étage	ELU				ELS	
	$M_a^{\max}$ (KN.m)	$M_t^{\max}$ (KN.m)	$v^{\max}$ (KN)	$M_0^{\max}$ (KN.m)	$M_a^{\max}$ (KN.m)	$M_t^{\max}$ (KN.m)
Terrasse inaccessible	7,22	9,63	13,83	12,04	5,27	7,02
Habitation	7,26	9,88	13,92	12,10	5,25	7,15
Commerce	11,80	16,97	21,87	18,92	8,20	11,92

**III.1.2.4 : Ferrailage de poutrelles**

Le ferrailage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales.

➤ **Calcul a l'ELU****1. Exemple de calcul Plancher terrasse inaccessible :**

Le calcul se fera pour une section en T.

**En travée**

On ferraille toutes les travées de la même manière avec :

$$M_{t_{\max}} = 9,63 \text{ KN.m}$$

**En appui**

$$M_{a_{riv}}^{max} = -0,15 \times M_0^{max} = -0,15 \times 12,04 = -1,81 \text{ KN.m}$$

$$M_{a_{int}}^{max} = 7,22 \text{ KN.m}$$

$$V_{\max} = 13,83 \text{ KN}$$

**-Ferrailage en travée :**

$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \times (d - h_0/2)$ .....Moment équilibré par la table de compression.

$$M_{tu} = 14,2 \times 0,65 \times 0,04 \times (0,18 - 0,04/2) \Rightarrow M_{tu} = 59,07 \times 10^{-3} \text{ MN.m} = 59,07 \text{ KN.m}$$

$M_t < M_{tu} \rightarrow$  La table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre passe dans la table de compression donc le calcul se fait en flexion simple pour une section rectangulaire ( $b \times h_t$ ) =  $(65 \times 20) \text{ cm}^2$ .

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \times f_{bu}} ; \quad d = 0,9 \times h = 0,9 \times 20 = 18 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{9,63 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14,2} = 0,0322 ; \mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0,0322 < \mu_l = 0,3916 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} = 0,041$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,1770 \text{ m}$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} \Rightarrow f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_t = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = \frac{9,63 \times 10^{-3}}{0,1770 \times 348} = 1,56 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 1,56 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times 2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_t = 1,56 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

$$\text{On opte pour : } A_t = 1\text{HA}12 + 2\text{HA}10 = 2,7 \text{ cm}^2$$

**-Ferrailage en appuis :**

**En appui intermédiaire :**

Au niveau des appuis, la table de compression est tendue donc le calcul se fait pour une section rectangulaire de  $b_0 \times h$ .

$$M_{ai} = 7,22 \text{ KN.m}; \quad \mu_{bu} = \frac{7,22 \times 10^{-3}}{0,1 \times (0,18)^2 \times 14,2} = 0,157;$$

$$\Rightarrow \mu_{bu} = 0,157, \mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0,157 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} = 0,2146$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,1645 \text{ m}$$

$$A_{ai} = \frac{M_{ai}}{z \times f_{st}} = \frac{7,22 \times 10^{-3}}{0,1645 \times 348} = 1,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{ai} = 1,26 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{400} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0,23 \times 0,1 \times 0,18 \times 2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,22 \text{ cm}^2 < A_{ai} = 1,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

$$\text{On opte pour: } A_{ai} = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

**En appui de rive**

$$M_{a \text{ riv}} = -1,81 \text{ KN.m}; \quad \mu_{bu} = \frac{1,81 \times 10^{-3}}{0,1 \times (0,18)^2 \times 14,2} = 0,039; \Rightarrow \mu_{bu} = 0,039$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0,039 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} = 0,049$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,1764m$$

$$A_{ai} = \frac{M_{a\text{rive}}}{z \times f_{st}} = \frac{1,81 \times 10^{-3}}{0,1764 \times 348} = 0,29 \text{ cm}^2$$

$$A_{a\text{rive}} = 0,29 \text{ cm}^2.$$

### Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{400} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0,23 \times 0,1 \times 0,18 \times 2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,22 \text{ cm}^2 < A_{ai} = 0,29 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

On opte pour : 1HA10 = 0,79 cm<sup>2</sup>.

### ➤ Vérification des poutrelles à l'ELU

#### • Cisaillement

$$V_u = 13,83 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \Rightarrow \tau_u = \frac{13,83 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,18} \Rightarrow \tau_u = 0,768 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min [(0,2/\gamma_b) * f_{c28}; 5 \text{ MPa}] = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{C'est vérifié}$$

Pas risque de cisaillement.

#### • Choix des armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}, \Phi_t^{\min}, \frac{b_0}{10} \right) \dots \dots \text{BAEL91 ( Article H .III.3)}$$

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{200}{35}, 8, \frac{100}{10} \right)$$

$\Phi_t \leq 5,7 \text{ mm} \Rightarrow$  on choisit un étrier  $\Phi_t = 6 \text{ mm}$ .

Donc la section d'armatures transversales sera :  $A_t = 2\Phi_6 = 0,57 \text{ cm}^2$ .

#### • L'espacement $St$ :

L'espacement des courts successifs d'armatures transversal doit satisfaire les conditions suivantes :

$$1) St \leq \text{Min} (0,9d, 40 \text{ cm}) = St \leq \text{Min} (0,9 * 18; 40 \text{ cm}) \\ \Rightarrow St \leq 16,2 \text{ cm}$$

$$2) St \leq A_t \frac{0,8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \text{ K})} \Rightarrow St \leq 132,17 \text{ cm} \quad (\text{article A.5.1.2.2})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right. \Rightarrow K=1$$

$$3) St \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \Rightarrow \frac{0,57 \times 400}{0,4 \times 10} \Rightarrow St \leq 57 \text{ cm}$$

$St = \min(1; 2; 3) \Rightarrow$  on opte pour  $St = 15 \text{ cm}$ .

• **Vérification de la jonction table nervure :**

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} \Rightarrow b_1 = 0,275 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0,9 \times d \times b \times h_0} \Rightarrow \tau_u = 0,902 \text{ MPa} \quad (\text{Art. A.5.3.2})$$

$$\bar{\tau}_u = \min [(0,2/\gamma_b) * f_{c28}; 5 \text{ MPa}] \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{C'est vérifié}$$

$\Rightarrow$  Pas risque de rupture à la jonction table-nervure.

• **Vérification à l'effort tranchant**

Vérification des armatures longitudinales ( $A_l$ ) à l'effort tranchant ( $V_u$ ) au niveau l'appui :

**En appuis de rive :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s V_u}{f_e}$$

$$A_l = A_{\text{travée}} + A_{\text{appui}} = 2\text{HA}10 + 1\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 1,57 + 1,13 + 0,79 = 3,49 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq \frac{1,15}{400} \times 13,83 \times 10^{-3} = 0,397 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{C'est vérifié.}$$

**En appuis intermédiaire :**

$$A_l = A_{\text{travée}} + A_{\text{appui}} = 2\text{HA}10 + 1\text{HA}12 + 1\text{HA}10 + 1\text{HA}10 = 4,28 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq [V_u + \frac{M_a}{0,9 \times d}] \times \frac{\gamma_s}{f_e} = 1,67 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C'est vérifié.}$$

• **Vérification de l'effort tranchant dans le béton :**

**Vérification de la bielle :**

$$V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \dots \dots \dots (\text{Art A.6.1.3 [1]}).$$

$$\text{Avec : } a_{\text{max}} = 0,9 \times d = 0,9 \times 0,18 = 16,20 \text{ cm}$$

$$V_u = 13,83 \text{ KN} < 0,267 \times 0,162 \times 0,10 \times 25 \times 10^3 = 108,135 \text{ KN} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification des poutrelles à l'ELS
- Etat limite de compression du béton

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$ .

–En travée

$$M_t = 7,02KN.m \quad A_t = 2,70 \text{ cm}^2$$

✓ Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{0,65 \times (0,04)^2}{2} - 15 \times 2,7 \times 10^{-4} (0,18 - 0,04)$$

⇒  $H = -4,7 \times 10^{-5} < 0$  donc l'axe neutre passe par la nervure

Vérification d'une section en T

$$\frac{b_0}{2} y^2 + [15 \times A + (b - b_0) \times h_0] y - 15 \times A \times d - (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} = 0$$

$$\frac{0,1}{2} y^2 + [15 \times 2,7 \times 10^{-4} + (0,65 - 0,1) \times 0,04] y - 15 \times 2,7 \times 10^{-4} \times 0,18 - (0,65 - 0,1) \times \frac{(0,04)^2}{2} = 0$$

$$0,05 y^2 + 0,02605 y - 0,001169 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 0,030$$

$$y = 3,95 \text{ cm}$$

$$I = \frac{0,65}{3} \times (0,0395)^3 - \frac{(0,65 - 0,1) \times (0,0395 - 0,04)^3}{3} + 15 \times 2,7 \times 10^{-4} \times (0,18 - 0,0395)^2 \Rightarrow I = 9330,1 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{7,02 \times 10^{-3}}{9330,1 \times 10^{-8}} \times 0,0395$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = 2,97 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \text{vérifié.}$$

–En appuis intermédiaire

$$M_{ser} = 5,27 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$A_{ai} = 1,57 \text{ cm}^2.$$

$$H = \frac{b_0 \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{0,65 \times (0,04)^2}{2} - 15 \times 1,57 \times 10^{-4} (0,18 - 0,04) \Rightarrow H = 1,90 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$H = 1,90 \times 10^{-3} > 0$  donc l'axe neutre passe par la table, vérification des contraintes pour une section rectangulaire (b×h)

⇒ Calcul d'une section rectangulaire (b×h)

$$\frac{b}{2} y^2 + (15 \times A) y - 15 \times A \times d = 0$$



$$\frac{0,65}{2}y^2 + (15 \times 1,57 \times 10^{-4})y - 15 \times 1,57 \times 10^{-4} \times 0,18 = 0$$

$$0,325y^2 + 0,002355y - 0,0004239 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 0,024$$

$$y = 3,33\text{cm}$$

Calcul de moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d-y)^2$$

$$I = \frac{65 \times 3,33^3}{3} + 15 \times 1,57 (18-3,33)^2$$

$$\Rightarrow I = 5308,42 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{5,27 \times 10^2}{5308,42} \times 33,3 \Rightarrow \sigma_{bc} = 3,30\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,30\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots \text{Vérifiée}$$

• **Etat limite de déformation :**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de limiter les déformations de service. L'article (B.6.5.1) de BAEL stipule que si les conditions suivantes sont remplies, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$$

$$\checkmark \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

h : Hauteur de la poutrelle

L : Longueur de la travée

M<sub>t</sub> : Moment en travée

M<sub>0</sub> : Moment isostatique de cette travée

A : Section des armatures choisies

On a :  $\frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0,05 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow$  condition non vérifiée donc on doit faire une **vérification de la flèche.**

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

Poutre inférieure à 5m, La flèche admissible pour est de :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{400}{500} \Rightarrow f_{adm} = 0,80 \text{ cm}$$

$f_{gv}$  Et  $f_{gi}$  : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

$f_{ji}$  : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$f_{pi}$  : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

- **Evaluation des moments en travée :**

-  $q_{jser} = 0,65 \times G'$  : La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$$q_{jser} = 0,65 \times 2,85 = 1,85 \text{ KN/m}$$

-  $q_{gser} = 0,65 \times G$  : La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$$q_{gser} = 0,65 \times 5,75 = 3,74 \text{ KN/m}$$

-  $q_{pser} = 0,65 \times (G + Q)$  : La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{pser} = 0,65 \times 6,75 = 4,39 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \cdot l^2}{8} = \frac{1,85(4)^2}{8} = 3,7 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \cdot l^2}{8} = \frac{3,74(4)^2}{8} = 7,48 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \cdot l^2}{8} = \frac{4,39(4)^2}{8} = 8,78 \text{ KN.m}$$

- **Propriété de la section :**

Position de l'axe neutre  $\Rightarrow y = 3,95 \text{ cm}$

**Position du centre de gravité de la section homogène :**

$$v = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times (A_{st} d + A_{sc} d')}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times (A_{st} + A_{sc})}$$

$$v = \frac{\frac{10 \times 20^2}{2} + (65 - 10) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times (2,7 \times 18)}{(10 \times 20) + (65 - 10) \times 4 + 15 \times (2,7)}$$

$$v = 6,88 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie de la section homogène  $I_0$  :**

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A \times \left(d - \frac{h}{2}\right)^2$$

$$I_0 = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15 \times 2,70 \times \left(18 - \frac{20}{2}\right)^2$$

$$I_0 = 45925,33 \text{ cm}^4 \dots\dots\dots (\text{Moment d'inertie de la section totale (acier + béton)}(\text{cm}^4))$$

$$A_s = 2,7 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \rho = \frac{2,7 \times 10^{-4}}{0,1 \times 0,18} \Rightarrow \rho = 0,015$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3b_0) \times \rho} = \frac{0,05 \times 65 \times 2,1}{(2 \times 65 + 3 \times 10) \times 0,015} = 2,84 \dots\dots\dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1,136 \dots\dots\dots \text{Déformation différée.}$$

- Calcul des déformations  $E_i$  et  $E_v$  :

$$E_i = 11000 \times (f_{c28})^{1/3} \dots\dots\dots \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton.}$$

$$E_i = 32164,20 \text{ MPa.}$$

$$E_v = 1/3 \times E_i \dots\dots \text{Module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

$$E_v = 10721,40 \text{ MPa.}$$

- **Contraintes :**

$\sigma_s$ : contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (MPa).

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{iser} \times (d - y)}{I} ; y = 3,95 \text{ cm}; I = 9330,1 \text{ cm}^4; I_0 = 45925,33 \text{ cm}^4; A_s = 2,7 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{3,7 \times (0,18 - 0,0395)}{9330,1 \times 10^{-8}} = 83,57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{7,48 \times (0,18 - 0,0395)}{9330,1 \times 10^{-8}} = 168,96 \text{MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{8,78 \times (0,18 - 0,0395)}{9330,1 \times 10^{-8}} = 198,32 \text{MPa}$$

• **Inerties fictives ( $I_f$ ) :**

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si  $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,015 \times 83,57 + 2,1} = 0,48 > 0$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,015 \times 168,96 + 2,1} = 0,70 > 0$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,015 \times 198,32 + 2,1} = 0,74 > 0$$

$$I_{fj} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1,1 \times 45925,33}{1 + 2,84 \times 0,48} = 21376,88 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 45925,33}{1 + 2,84 \times 0,70} = 16906,91 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 45925,33}{1 + 2,84 \times 0,74} = 16287,67 \text{ cm}^4$$

$$I_{vg} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 45925,33}{1 + (1,136 \times 0,70)} = 28140,52 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fj}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fg}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fp}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{gv}}$$

$$f_{ji} = \frac{3,70 \times 10^{-3} \times 4^2}{10 \times 32164,2 \times 21376,88 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{ji} = 0,86 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = \frac{7,48 \times 10^{-3} \times 4^2}{10 \times 32164,2 \times 16906,91 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gi} = 2,20 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{8,78 \times 10^{-3} \times 4^2}{10 \times 32164,2 \times 16287,67 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{pi} = 2,68 \text{ mm}$$

$$f_{gv} = \frac{7,48 \times 10^{-3} \times 4^2}{10 \times 10721,4 \times 28140,52 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gv} = 3,96 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 3,96 - 0,86 + 2,68 - 2,20 \Rightarrow \Delta f_t = 3,76 \text{ mm}$$

$$\Delta f = 3,76 \text{ mm} \leq f_{adm} = 8 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{la flèche est vérifiée.}$$

### III.1.2.5: Récapitulation de calcul de ferrailage des différentes poutrelles :

*Tableau .III.30. Calcul des sections d'armatures des poutrelles.*

		Ferrailage longitudinal						Ferrailage Transversale		
		$M_t$ (KN.m )	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{choisit}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm <sup>2</sup> )
<b>T. Inaccess sible</b>	<b>Travée</b>	9,63	0,032	0,049	0,176	1,89	1,41	1HA12+2 HA10=2.7	2HA6=0,57	15
	<b>Appui inter</b>	7,22	0,157	0,218	0,164	1,28	0,22	2HA10 =1.57	2HA6=0,57	15
	<b>Appui de rive</b>	1,81	0,039	0,049	0,175	0,29	0,22	1HA10= 0,79	2HA6=0,57	15
<b>Habita -tion</b>	<b>Travée</b>	9,88	0.033	0.042	0.177	1,60	1,41	1HA12+2 HA10=2.7	2HA6=0,57	15
	<b>Appui inter</b>	7,26	0.158	0.215	0.164	1,26	0,21	2HA10 =1.57	2HA6=0,57	15
	<b>Appui de rive</b>	1,82	0.04	0.05	0.176	0,29	0,21	1HA10= 0.79	2HA6=0,57	15
<b>Comm- erce</b>	<b>Travée</b>	16,97	0,057	0,073	0.175	2,79	1.41	3HA12= 3,39	2HA6=0,57	15
	<b>Appui inter</b>	11,80	0.256	0.377	0.153	2,22	0.22	1HA12+ 1HA14= 2.67	2HA6=0,57	15
	<b>Appui de rive</b>	2,84	0.062	0.079	0.174 2	0.47	0.22	1HA12= 1.13	2HA6=0,57	15

Tableau .III.31. Vérification des armatures longitudinale au cisaillement

Type de plancher	Influence sur le béton		Influence sur les aciers		Jonction table nervure
	Vérification de la contrainte	Vérification de la bielle	Appui inter	Appui de rive	
<b>T. Inaccessible</b>	0,768<3,33	13,83<108,135	4.28>1,67	3,49>0,397	0,902<3,33
<b>Habitation</b>	0,773<3,33	13,92<108,135	4.28>1,69	3,49>0,40	0,908<3,33
<b>Commerce</b>	1.22<3,33	21,87<108,135	6,06>2,72	4,18>0,63	1,43<3,33

Tableau .III.32. Vérification des états limite de compression du béton.

Type de plancher	Travée				Appui				Observation
	M <sub>t</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (Cm <sup>4</sup> )	σ (MPa)	M <sub>a</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (Cm <sup>4</sup> )	σ (MPa)	
<b>T. Inaccessible</b>	7,02	3,95	9330,1	2,97	5.27	3,33	5308,4 2	3,30	Vérifier
<b>Habitation</b>	7,15	3,95	9330,1	3,02	5,25	3,33	5308,4 2	3,29	Vérifier
<b>Commerce</b>	11,92	3,95	11373,23	4.14	8,20	3,92	9244,9 0	3,48	Vérifier

**Tableau .III.33.** Vérification des états limite de déformation.

Plancher	T. Inaccessible	Plancher d'habitation	Plancher commerce
$q_{jser}(\text{KN/m})$	1,85	1,85	1,85
$q_{gser}(\text{KN/m})$	3,74	3,39	3,39
$q_{pser}(\text{KN/m})$	4,39	4,37	6,65
$M_{jser}(\text{KN.m})$	3,70	3,70	3,70
$M_{gser}(\text{KN.m})$	7,48	6,78	6,78
$M_{pser}(\text{KN.m})$	8,78	8,74	13,30
$I (\text{cm}^4)$	9330.1	9330,1	11373,23
$I_0 (\text{cm}^4)$	45925,33	45925,33	46595,22
$\lambda_i$	2,84	2,84	2,26
$\lambda_v$	1,136	1,136	0,9
$\sigma_{sj}(\text{MPa})$	83,57	106,43	87,71
$\sigma_{sg}(\text{MPa})$	168,96	153,35	126,40
$\sigma_{sp}(\text{MPa})$	198,32	251,40	315,31
$\mu_j$	0,48	0,57	0,58
$\mu_g$	0,70	0,67	0,68
$\mu_p$	0,74	0,79	0,86
$I_{ji}(\text{cm}^4)$	21376,88	19340	22245,2
$I_{gi}(\text{cm}^4)$	16906,91	17310	20113,1
$I_{pi}(\text{cm}^4)$	16287,67	15610	17420,33
$I_{gv} (\text{cm}^4)$	28140,52	28580	31642,41
$f_{ji} (\text{mm})$	0,86	0,9	0,8
$f_{gi} (\text{mm})$	2,20	1,9	1,68
$f_{pi} (\text{mm})$	2,68	2,7	3,81
$f_{gv} (\text{mm})$	3,96	3,54	3,20
$\Delta f (\text{mm})$	3,76	3,42	4,53
$f_{adm} (\text{mm})$	8,0	8,0	8,0
Observations	Vérifier	Vérifier	Vérifier

Tableau.III.34. Schéma de ferrailage des poutrelles

Schéma de ferrailage des poutrelles		
	Appuis de rive	Appuis intermédiaire
<b>T. Inaccessible</b>		
<b>Etage d'habitation</b>		
<b>Etage commerce</b>		



**III.1.2.6 Ferrailage de la dalle de compression :**

On utilise des ronds lisses de nuance  $f_e = 400\text{MPa}$

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{400} = 0.65(\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

On choisit :

5TS6/ml = 1.41 cm<sup>2</sup> perpendiculaires aux poutrelles

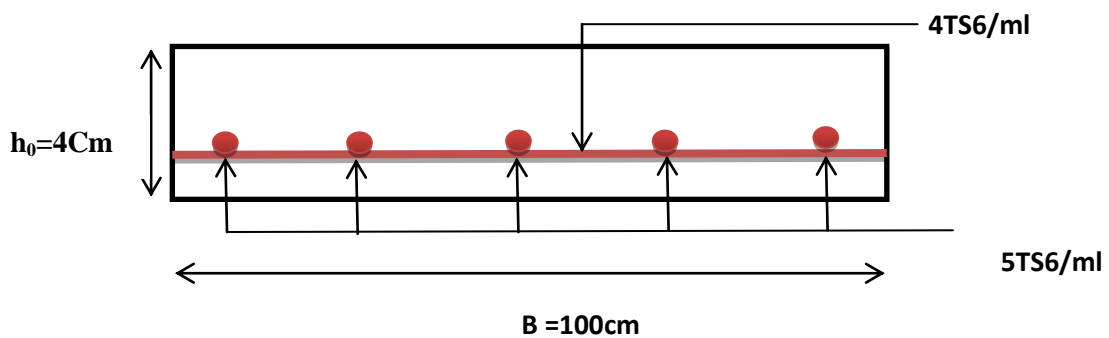
→ St = 25 cm ≤ 33 cm ..... condition vérifiée.

- **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit :

4TS6/ml = 1,13 cm<sup>2</sup> parallèles aux poutrelles → St = 25 cm < 44 cm ..... condition vérifiée



*Figure III.5: Schéma de ferrailage de la dalle de compression.*

**III.2. Etude de la poutre de chaînage :**

Dans notre structure la poutre de chaînage sert d'appui pour la cloison extérieure. Son calcul se fait à la flexion simple.

**Dimensionnement**

D'après le RPA99 version 2003 Art 9.3.3 la largeur de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 2/3 de l'épaisseur de l'élément supporté et la hauteur  $h \geq 15\text{cm}$ .

On opte pour une poutre de chaînage de  $(b \times h) = (30 \times 35)\text{cm}^2$ .

$G_0$  : poids de la poutre de chaînage.

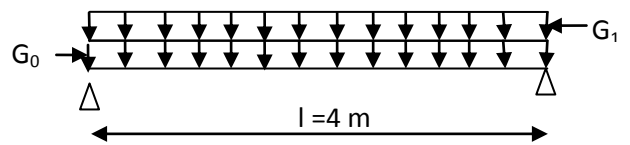
$G_1$  : poids de la cloison extérieure.

$G_0 = 25 \times 0,30 \times 0,35 = 2,625 \text{ KN/ml}$

$G_1 = 5,23 \times 2,30 / 2 = 6,015 \text{ KN/ml}$

A l'ELU :  $q_u = 1.35 (G_0 + G_1) \Rightarrow q_u = 11,66 \text{ KN/ml}$

A l'ELS :  $q_{ser} = G_0 + G_1 \Rightarrow q_{ser} = 8,64 \text{ KN/ml}$



**Fig.III.6.** Schéma statique de la Poutre de chaînage

**Calcul des sollicitations**

$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{11,66 \times 4^2}{8} = 23,32 \text{ KN.m}$       $V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{11,66 \times 4}{2} = 23,32 \text{ KN.m}$

$M_{s0} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{8,64 \times 4^2}{8} = 17,28 \text{ KN.m}$

En travée  $M'_u = 0.85 M_{0u} \Rightarrow M'_u = 19,82 \text{ KN.m}$

$M'_{ser} = 0.85 M_{0ser} \Rightarrow M'_{ser} = 14,67 \text{ KN.m}$

En appuis  $M^a_u = -0.5 M_{0u} \Rightarrow M^a_u = -11,66 \text{ KN.m}$

$M^a_{ser} = -0.5 M_{0ser} \Rightarrow M^a_{ser} = -8,64 \text{ KN.m}$

Le ferrailage de la poutre de chaînage est résumé dans le tableau suivant :

**Tableau.III.35.** Armatures de la poutre de chaînage

	$M_u(\text{KN})$	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{opt}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$
En travée	19,82	1,95	3HA10=2,36	1,14
En appuis	11,66	1,13	3HA10=2.36	1,14

**Vérification de l'effort tranchant**

Il faut vérifier que  $\tau_u \leq \tau_{adm}$  Avec :  $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.247 MPa$

Fissuration nuisible  $\Rightarrow \tau_{adm} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3 MPa) = 2.5 MPa$ .

$\tau_u = 0.247 MPa \leq \tau_{adm} = 2.5 MPa$  Vérifiée

**Calcul des armatures transversales**

$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l^{\min}\right) \Rightarrow \phi \leq 10 mm$  on adopte  $\phi = 6 mm$ .

On adopte un cadre et un épingle  $\phi 6$  ;

Donc  $A_t = 3 \phi 6 = 0.85 cm^2$

**Calcul des espacements**

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{0.85 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.30} = 28.33 cm$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 cm) = 24.3 cm$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{ij})} = -24.5 cm$$

$$S_t \leq \min(h; 25 cm) = 25 cm$$

On prend  $S_t = 20 cm$ .

**Vérification à l'ELS**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * y}{I}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$$

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

Avec :  $\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} * f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right)$

$\eta = 1.6$  Pour les barres de haute adhérence.

$$\overline{\sigma}_s = 201.63 MPa.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser} * 15}{I} * (d - y) = \frac{14,67 * 10^{-3} * 15}{42726 * 10^{-8}} (0,315 - 0,1005)$$

$$\sigma_s = 110,47 MPa < \overline{\sigma}_s = 201.63 MPa \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

On doit vérifier les contraintes de compression dans le béton et les contraintes de traction dans l'acier, les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau.III.36. Vérification des contraintes.**

$M_{ser}$ (KN)	y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
14,67	10,05	42726	3,63	15	vérifiée	110,47	201,63	vérifiée

### Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

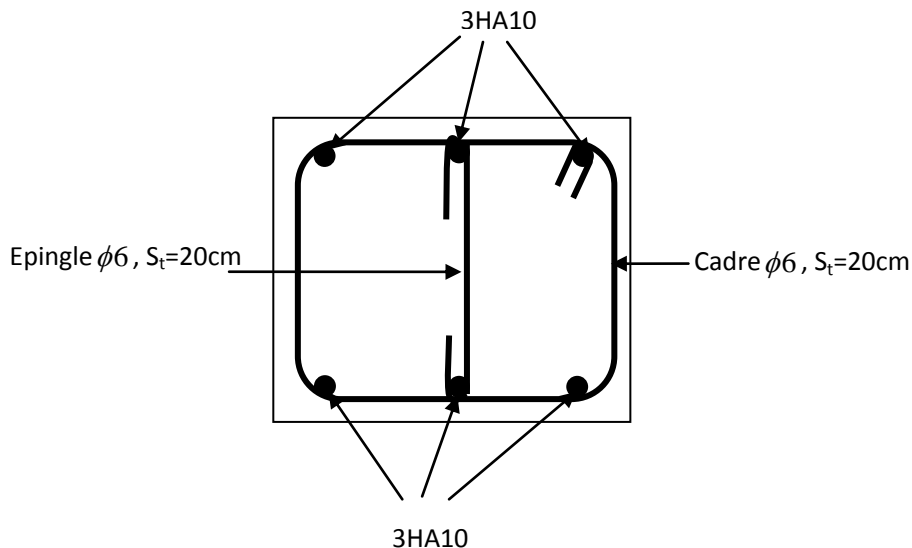
$$\frac{h}{L} = \frac{35}{400} = 0.085 \geq \frac{1}{16} \text{ La première condition est vérifiée.}$$

$$\frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.085 \leq \frac{h}{L} = 0.085 \text{ La deuxième condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = 0.005 \leq \frac{4}{f_e} = 0.01 \text{ La troisième condition est vérifiée}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

### Schémas de ferrailage



**Fig.III.7. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage**

**III.3. Dalles pleines :****III.3.1. Introduction :**

Une dalle pleine est une surface plane mince en béton armé dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être reposée sur 01 ou plusieurs appuis, et elle peut porter dans une ou deux directions.

Dans le cas de notre projet, les balcons sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 15 cm et qu'ils sont définis en trois type :

1. Dalle sur deux appuis.
2. Dalle sur trois appuis.
3. Dalle sur quatre appuis.

On appelle :

$L_x$  : la plus petite portée du panneau.

$L_y$  : la plus grande portée du panneau.

**a) Dalle sur trois appuis :****1. Premier type : Dalle pleine sur trois appuis.**

L'épaisseur de la dalle est  $e = 15$  cm.

$$G = 5,23 \text{ KN/m.}$$

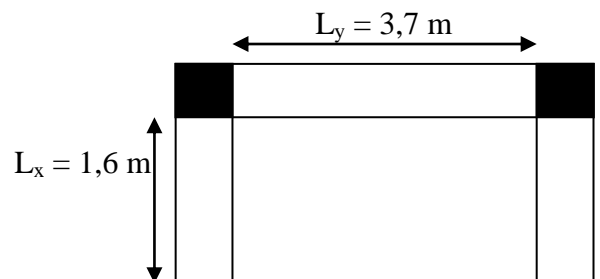
$$Q = 3.5 \text{ KN/m.}$$

$$P_U = 1.35 \times 5,23 + 1.5 \times 3.5 = 12,31 \text{ KN/m}$$

$$P_U = 12,31 \text{ KN/m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,6}{3,7} = 0.43 > 0.4$$

$\Rightarrow$  La dalle travaille suivant les deux sens.

**1- Calcul à l'ELU :****a) Evaluation des moments :**

√ **1<sup>er</sup> étape :**

$$I_x = 1,6 \left( \frac{l_y}{2} = 1,85 \right) \rightarrow M_y^0 = \frac{P * l_x^3}{6}$$

$$M_x^0 = \frac{P * l_x^2 * l_y}{2} - 2 * \frac{P * l_x^3}{3}$$

$$M_y^0 = \frac{12,31 \times 1,6^3}{6} = 8,41 \text{ KN.m}$$

$$M_x^0 = \frac{12,31 \times 1,6^2 \times 3,7}{2} - 2 \times \frac{12,31 \times 1,6^3}{3} = 24,68 \text{ KN.m}$$

√ 2<sup>ème</sup> étape :

$$M_x^t = 0,85 \times M_x^0 = 0,85 \times 24,68 = 20,98 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,75 \times M_y^0 = 0,75 \times 8,41 = 6,31 \text{ KN.m}$$

$$M_x^a = M_y^a = -0,5 \times 24,68 = -12,34 \text{ KN.m}$$

**b) Ferrailage :**

√ En travées :

$$M_x^t = 20,98 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,102 < 0,186 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot A.}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) = 0,135$$

$$\Rightarrow z = d_x \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,114$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{M_U}{d_x (1 - 0,4 \times \alpha) \times f_{st}} = 5,29 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A = 5T12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

**Tableau .III.37.** Calcul des armatures en travées.

Sens	M(KN.m)	$\alpha$	Z(m)	A calculé (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )
<b>X-X</b>	20,98	0,135	0,114	5,29	5HA12 = 5,65
<b>Y-Y</b>	6,30	0,04	0,118	1,54	4HA8 = 2,01

√ En appui :

$$M_x^a = M_y^a = -0,5 \times 24,68 = -12,34 \text{ KN.m}$$

$$20,98 \rightarrow 5,65$$

$$12,34 \rightarrow A_a$$

$$A_a = \frac{12,34 \times 5,65}{20,98} = 3,32 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On opte pour 5HA10=3,93cm<sup>2</sup>/ml

**c) Vérification de la condition de non fragilité :**

$$e > 12 \text{ cm} \quad \text{Et} \quad \rho > 0,4$$

$$A_x^{\min} = \rho_0 * \frac{(3-\rho)}{2} * b * e$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 * b * e$$

$$\rho_0 = \begin{cases} 0,00012 & RL \quad fe = 215 \text{ ou } fe = 235 \text{ Mpa.} \\ 0,0008 & HA \quad fe = 400 \text{ ou } T.S \phi \geq 6 \text{ mm.} \\ 0,0006 & HA \quad fe = 400 \text{ ou } TS \phi < 6 \text{ mm.} \end{cases}$$

dans notre cas  $fe = 400 \text{ Mpa} \rightarrow \rho_0 = 0,0008$ .

$$\rightarrow A_x^{\min} = 0,0008 * \frac{(3-0,43)}{2} * 100 * 15 = 1,54 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 * 100 * 15 = 1,20 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 5,65 \text{ cm}^2 > 1,54 \text{ cm}^2 \quad \text{c'est vérifié.}$$

$$A_y = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,20 \text{ cm}^2 \quad \text{c'est vérifié.}$$

#### d) Vérification de cisaillement :

Charge répartie et  $\rho > 0,4$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_x = \frac{12,31 \times 1,60}{2} \times \frac{3,7^4}{1,60^4 + 3,70^4}$$

$$V_x = 9,52 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d}$$

$$\tau_{ux} = \frac{9,52 \times 10^{-3}}{0,135 \times 1} = 0,07 < 1,25 \quad \text{c'est vérifié.}$$

#### e) Les espacements :

Parallèle à  $l_x$ :  $S_t \leq \min(3 * h_0, 33 \text{ cm})$ .

$$S_t \leq \min(3 * 15, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$$

Parallèle à  $l_y$ :  $S_t \leq \min(4 * h_0, 45 \text{ cm})$ .

$$S_t \leq \min(4 * 15, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.}$$

Parallèle à  $l_x$ : A = 5HA12  $\rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$ .

Parallèle à  $l_y$ : A = 4HA8  $\rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$ .

## 2- Calcul à l'ELS :

$$p_s = G + Q = 5,23 + 3,5 = 8,73 \text{ KN/m}$$

$$I_x = 1,6 \left( \frac{l_y}{2} \right)^2 = 1,85 \rightarrow M_y^0 = \frac{P * l_x^3}{6}$$

$$M_x^0 = \frac{P * l_x^2 * l_y}{2} - 2 * \frac{P * l_x^3}{3}$$

$$M_y^0 = \frac{8,73 * 1,6^3}{6} = 5,96 \text{ KN.m}$$

$$M_x^0 = \frac{8,73 * 1,6^2 * 3,7}{2} - 2 * \frac{8,73 * 1,6^3}{3} = 17,51 \text{ KN.m}$$

$$M_x^t = 0,85 * M_x^0 = 0,85 * 17,51 = 14,88 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,75 * M_y^0 = 0,75 * 5,96 = 4,47 \text{ KN.m}$$

$$M_x^a = M_y^a = -0,5 * 17,51 = -8,76 \text{ KN.m}$$

## ➤ Vérification des contraintes :

La dalle se situe à l'intérieur (à l'abri des intempéries).

➔ Fissuration peu préjudiciable, on vérifie uniquement les contraintes dans le béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * y}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}} \quad , \quad \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 * f_{c28} = 0,6 * 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$A^2 = 0, \frac{b}{2} * y^2 + 15 * A * y - 15 * A * d = 0 \quad , \quad I = \frac{b}{3} * y^3 + 15 * A * (d - y)^2$$

**Tableau .III.38.** Vérification des contraintes.

Sens	$M_{ser}$	A (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Observation
X-X	14,88	5,65	4,01	9781,97	6,10	15	vérifié
Y-Y	4,47	2,01	2,57	4167,69	2,76	15	vérifié



3- Schéma de ferrailage :

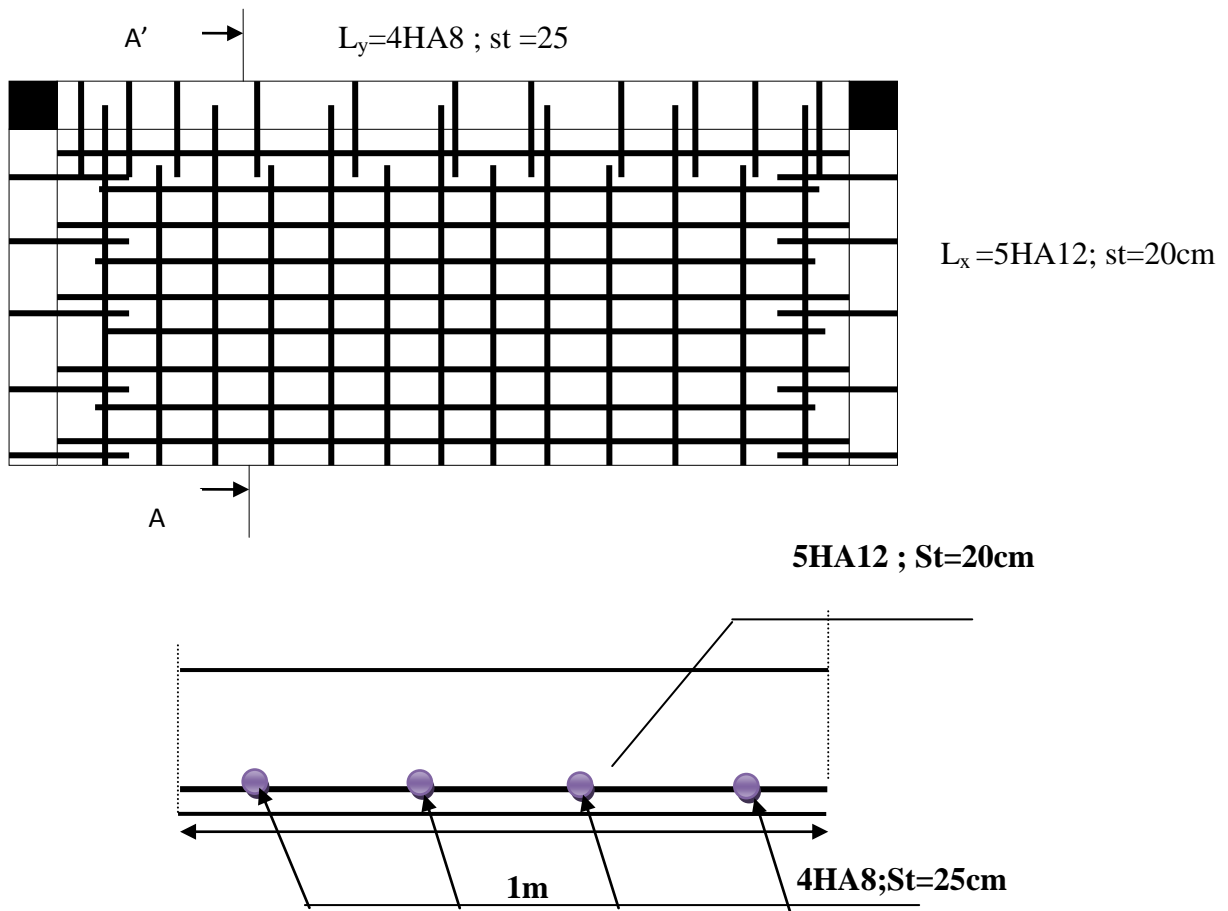


Figure.III.8.Schéma de ferrailage de la dalle D9.

2. Deuxième type : Dalle pleine sur trois appuis.

L'épaisseur de la dalle est  $e = 15 \text{ cm}$ .

$$G = 5,23 \text{ KN} / \text{m}.$$

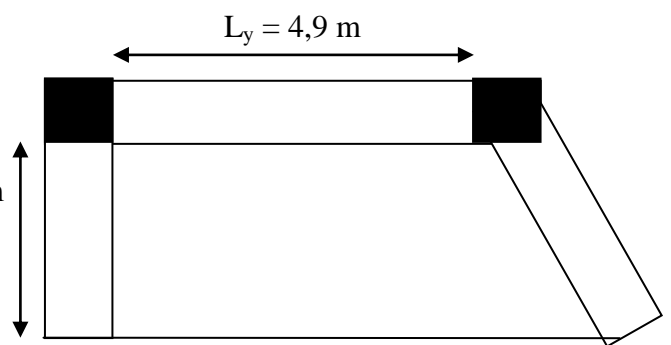
$$Q = 3.5 \text{ KN} / \text{m}.$$

$$P_U = 1.35 \times 5,23 + 1.5 \times 3.5 = 12,31 \text{ KN} / \text{m}$$

$$P_U = 12,31 \text{ KN} / \text{m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,20}{4,90} = 0,24 < 0,4$$

⇒ La dalle travaille suivant un seul sens.



## 4- Calcul à l'ELU :

## f) Evaluation des moments :

√ 1<sup>er</sup> étape :

$$I_x = 1,20 \left( \frac{l_y}{2} \right) = 2,45 \rightarrow M_y^0 = \frac{P * l_x^3}{6}$$

$$M_x^0 = \frac{P * l_x^2 * l_y}{2} - 2 * \frac{P * l_x^3}{3}$$

$$M_y^0 = \frac{12,31 * 1,20^3}{6} = 3,55 \text{ KN.m}$$

$$M_x^0 = \frac{12,31 * 1,20^2 * 4,90}{2} - 2 * \frac{12,31 * 1,20^3}{3} = 29,24 \text{ KN.m}$$

√ 2<sup>eme</sup> étape :

$$M_x^t = 0,85 * M_x^0 = 0,85 * 29,24 = 24,86 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 * M_y^0 = 0,85 * 3,55 = 3,02 \text{ KN.m}$$

$$M_x^a = M_y^a = -0,5 * 29,24 = -14,62 \text{ KN.m}$$

## g) Ferrailage :

√ En travées :

$$M_x^t = 24,86 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_x^t}{b * d^2 * f_{bu}} = 0,122 < 0,186 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot A.}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 * \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0,163$$

$$\Rightarrow z = d_x * (1 - 0,4 * \alpha) = 0,112$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{M_u}{d_x * (1 - 0,4 * \alpha) * f_{st}} = 6,36 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

Tableau .III.39. Calcul des armatures en travées.

Sens	M(KN.m)	A	Z(m)	A calculé (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )
X-X	24,86	0,163	0,112	6,36	6HA12 = 6,79
Y-Y	3,02	0,0186	0,119	0,73	4HA8 = 2,01

√ **En appui :**

$$M_x^a = M_y^a = -0,5 \times 29,24 = -14,62 \text{ KN.m}$$

$$24,86 \rightarrow 6,79$$

$$14,62 \rightarrow A_a$$

$$A_a = \frac{14,62 \times 6,79}{24,86} = 3,99 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On opte pour 4HA12=4,52cm<sup>2</sup>/ml

**h) Vérification de la condition de non fragilité :**

$$e > 12 \text{ cm} \quad \text{Et} \quad \rho > 0,4$$

$$A_x^{\min} = \rho_0 * \frac{(3 - \rho)}{2} * b * e$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 * b * e$$

$$\rho_0 = \begin{cases} 0,00012 & \text{RL } fe = 215 \text{ ou } fe = 235 \text{ Mpa.} \\ 0,0008 & \text{HA } fe = 400 \text{ ou } T.S \phi \geq 6 \text{ mm.} \\ 0,0006 & \text{HA } fe = 400 \text{ ou } TS \phi < 6 \text{ mm.} \end{cases}$$

dans notre cas  $fe = 400 \text{ Mpa} \rightarrow \rho_0 = 0,0008$ .

$$\rightarrow A_x^{\min} = 0,0008 * \frac{(3 - 0,43)}{2} * 100 * 15 = 1,54 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 * 100 * 15 = 1,20 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 6,79 \text{ cm}^2 > 1,54 \text{ cm}^2 \quad \text{c'est vérifié.}$$

$$A_y = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,20 \text{ cm}^2 \quad \text{c'est vérifié.}$$

**i) Vérification de cisaillement :**

Charge répartie et  $\rho > 0,4$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_x = \frac{12,31 \times 1,20}{2} \times \frac{4,9^4}{1,20^4 + 4,90^4}$$

$$V_x = 7,36 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d}$$

$$\tau_{ux} = \frac{7,36 \times 10^{-3}}{0,135 \times 1} = 0,055 < 1,25 \quad \text{c'est vérifié.}$$

**j) Les espacements :**

Parallèle à  $l_x$ :  $S_t \leq \min(3 * h_0, 33 \text{ cm})$ .

$S_t \leq \min(3 * 15, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ .

Parallèle à  $l_y$ :  $S_t \leq \min(4 * h_0, 45 \text{ cm})$ .

$S_t \leq \min(4 * 15, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ .

Parallèle à  $l_x$ : A = 6HA12  $\rightarrow S_t = 17 \text{ cm}$ .

Parallèle à  $l_y$ : A = 4HA8  $\rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$ .

**5- Calcul à l'ELS :**

$$p_s = G + Q = 5,23 + 3,5 = 8,73 \text{ KN/m}$$

$$I_x = 1,20 \left\langle \frac{l_y}{2} = 2,45 \rightarrow M_y^0 = \frac{P \times l_x^3}{6} \right.$$

$$M_x^0 = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - 2 \times \frac{P \times l_x^3}{3}$$

$$M_y^0 = \frac{8,73 \times 1,20^3}{6} = 2,51 \text{ KN.m}$$

$$M_x^0 = \frac{8,73 \times 1,20^2 \times 4,90}{2} - 2 \times \frac{8,73 \times 1,20^3}{3} = 20,74 \text{ KN.m}$$

$$M_x^t = 0,85 \times M_x^0 = 0,85 \times 20,74 = 17,63 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y^0 = 0,85 \times 2,51 = 2,13 \text{ KN.m}$$

$$M_x^a = M_y^a = -0,5 \times 20,74 = -10,37 \text{ KN.m}$$

**➤ Vérification des contraintes :**

La dalle se situe à l'intérieur (à l'abri des intempéries).

➔ Fissuration peu préjudiciable, on vérifie uniquement les contraintes dans le béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad , \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 0,6 * 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$A' = 0, \quad \frac{b}{2} * y^2 + 15 * A * y - 15 * A * d = 0 \quad , \quad I = \frac{b}{3} * y^3 + 15 * A * (d - y)^2$$

**Tableau .III.40. Vérification des contraintes.**

Sens	$M_{ser}$	A (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
<b>X-X</b>	17,63	6,79	4,32	11270,53	6,72	15	vérifié
<b>Y-Y</b>	2,13	2,01	2,57	4167,69	1,31	15	vérifié

6- Schéma de ferrailage :

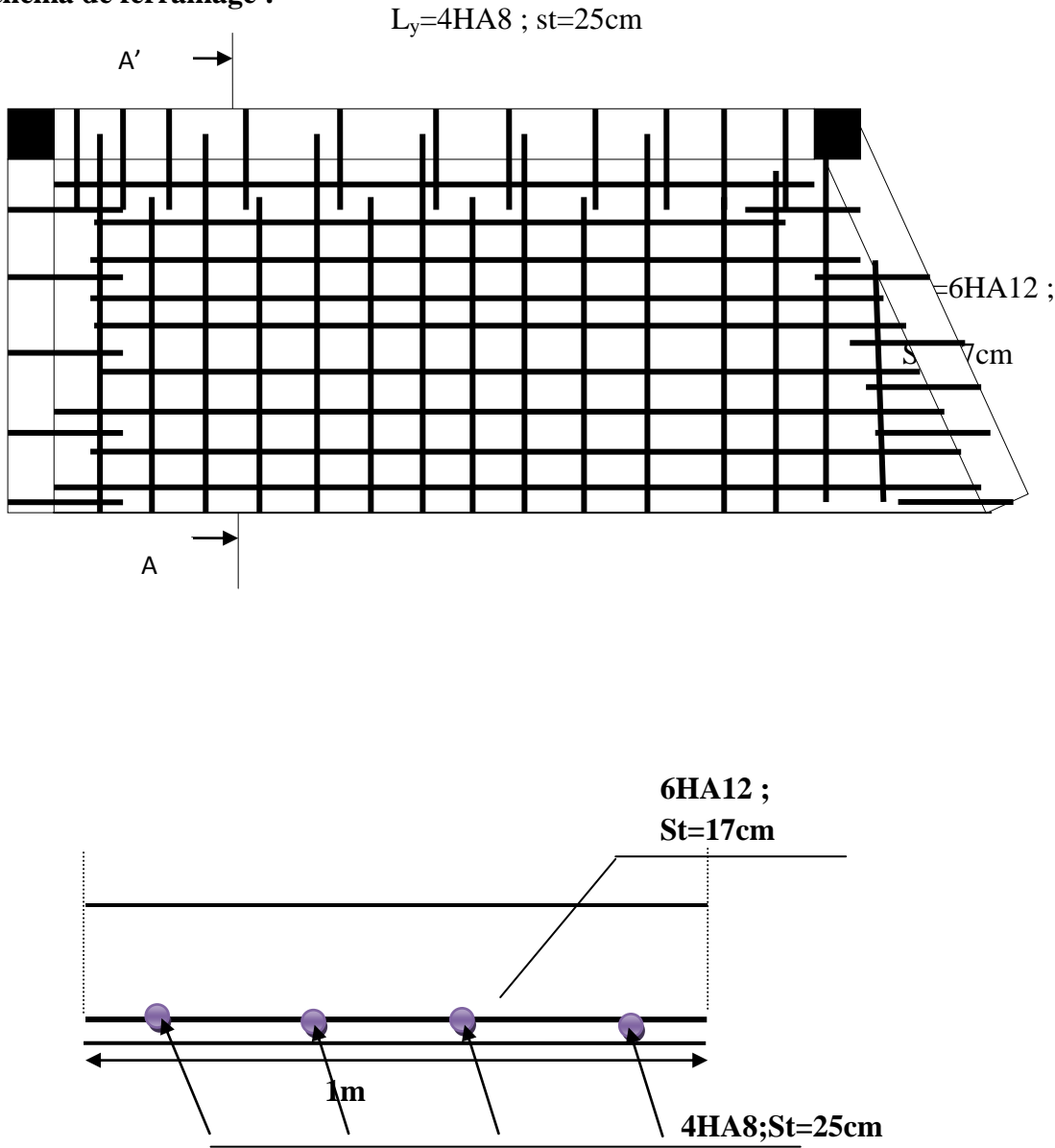


Figure.III.9. Schéma de ferrailage de la dalle .

b). Troisième type : Dalle sur 4 appuis :

Calcul des sollicitations :

$$G = 5,23 \text{ KN} / \text{m}^2$$

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

$$\text{à l'ELU : } q_u = 1,35 \times 5,23 + 1,5 \times 1,5 = 9,31 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{à l'ELS : } q_s = 5,23 + 1,5 = 8,73 \text{ KN} / \text{m}^2$$

On a :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{0,6}{3,7} = 0,195 < 0,4$$

⇒ La dalle travaille suivant un seul sens

Donc on la calcul comme une poutre sur deux appuis

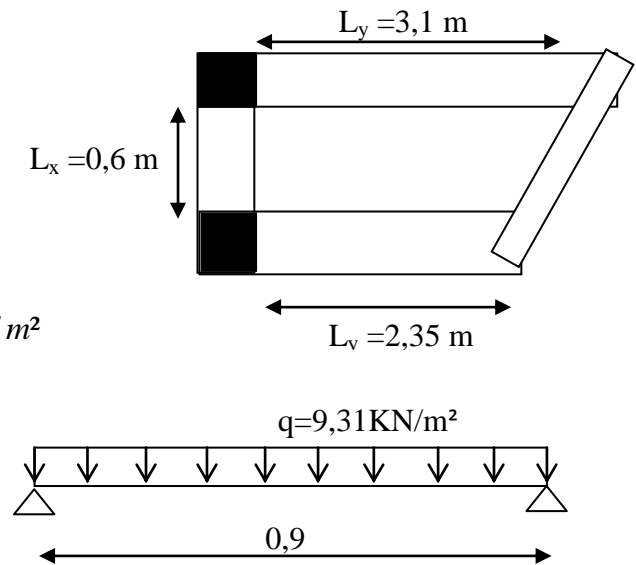


Figure. III.10. Schéma statique de la dalle

Calcul des sollicitations

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{9,31 \times 0,9^2}{8} = 0,94 \text{ KN.m} \quad V_u = \frac{q_u \times l}{2} = 4,19$$

$$M_{s0} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{8,73 \times 0,9^2}{8} = 0,88 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée } M_u^t = 0,85 M_{0u} \Rightarrow M_u^t = 0,799 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^t = 0,85 M_{0ser} \Rightarrow M_{ser}^t = 0,75 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis } M_u^a = -0,5 M_{0u} \Rightarrow M_u^a = -0,47 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^a = -0,5 M_{0ser} \Rightarrow M_{ser}^a = -0,38 \text{ KN.m}$$

$$M^0 = 0,94 \text{ KN.m}$$

$$M^t = 0,799 \text{ KN.m}$$

$$M^a = 0,47 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = 4,19 \text{ KN}$$

### III.2.1.1. Ferrailage :

**Tableau III.41. Résumé des résultats**

	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A (cm <sup>2</sup> /ml)	A (cm <sup>2</sup> /ml) adopté
En travée	0.003	0.0043	0.135	0.19	2,01=4T8
En appui	0.002	0.0025	0.135	0.11	2,01=4T8

### III.2.1.2. Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 1,20 \text{ cm}^2 > A_t$$

⇒ On prend  $A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$

b) Vérification à l'effort tranchant :

$$\tau = \frac{V^{\max}}{b \times d} = 0.044 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa}$$

c) Espacement des barres :

$$S_t \leq \min(3 \times h_0; 33) = 25 \text{ cm}$$

d) Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :

$$A_t \geq \frac{2,1 \times 1 \times 0,135 \times 0,23}{400}$$

$$A_t \geq 1,63$$

### III.2.1.3. Vérification à l'ELS :

$$M^0 = 0,88 \text{ KN.m}$$

$$M^t = 0,75 \text{ KN.m}$$

$$M^a = 0,38 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes :

$$A = 2.01 \text{ cm}^2, \quad Y = 2.5 \text{ cm}, \quad I = 3853.99 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{0.75 \times 10^{-3}}{3853.99} \times 0.025 = 0.49 < 15 \text{ MPa}$$

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

Vérification de la flèche :

$$\checkmark \frac{h}{l} = 0.38 \geq \frac{1}{16} \quad \text{vérifiée}$$

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.008 \quad \text{vérifiée}$$

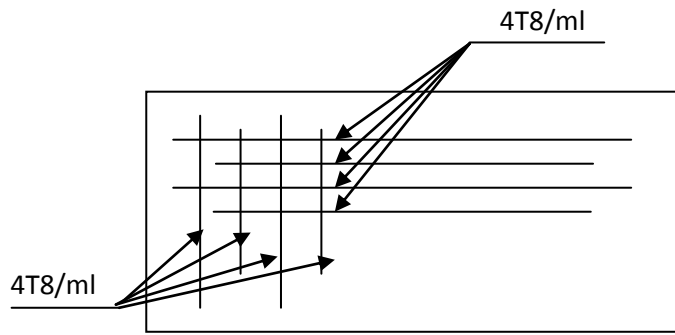
$$\checkmark \frac{A}{b_0 \times d} = 0.014 \geq \frac{4.2}{f_c} = 0.00225 \quad \text{vérifiée}$$

Les trois conditions sont satisfaites donc on n'a pas à vérifier la flèche.

**Les armatures transversales :**

$$A_t = \frac{A_t}{4} = 0.502 \text{ cm}^2 \text{ On choisit des 4T8} = 2,01 \text{ cm}^2$$

**III.3.1.4: Schéma de ferrailage :**



*Figure. III.11. Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis*

**III.3.2. Poutre noyée : L=1.20m**

$$G_0 = 25 \times 0,20 \times 0,20 = 1 \text{ KN/ml}$$

$$G_1 = 5,23 \times 2,30/2 = 6,015 \text{ KN/ml}$$

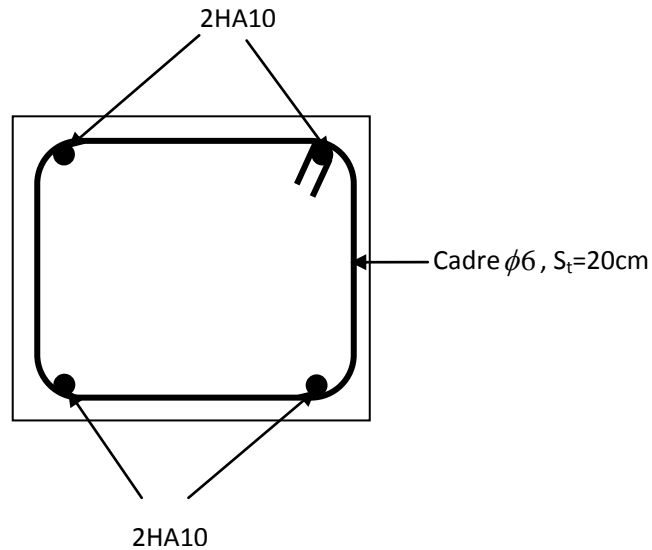
$$\text{A l'ELU : } q_u = 1.35 (G_0 + G_1) \Rightarrow q_u = 9,47 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_{ser} = G_0 + G_1 \Rightarrow q_{ser} = 7,01 \text{ KN/ml}$$

**Tableau.III.42. Armatures de la poutre noyée .**

	$M_u$ (KN)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{opt}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )
En travée	1,44	0,29	2HA10=1,57	0,43
En appuis	0,85	0,13	2HA10=1,57	1,14





**Fig.III.12** : Schéma de ferrailage de la poutre noyée

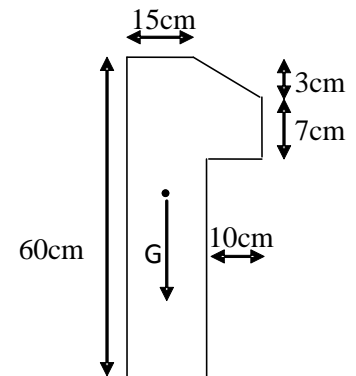
### III.4.Acrotère

#### III.4.1. Pour la terrasse inaccessible

C'est un élément en béton armé encastré au niveau du plancher terrasse inaccessible, ses dimensions sont adoptées d'après les plans architecturaux.

Hypothèse de calcul :

- Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.
- La fissuration est nuisible.
- Le calcul sera fait en flexion composée.



**Fig III.13** vue en plan d'un acrotère

#### III.4.2. Evaluation des charges :

- Poids propre :  $G_1 = 25 \times 0.0985 \times 1 = 2.46 \text{ KN}$ .
- Poids d'enduit extérieur (ciment:e = 1.5cm) :  $G_2 = 20 \times 0.015 \times 0.60 \times 1 = 0.18 \text{ KN}$ .
- Poids d'enduit intérieur (ciment:e = 2cm) :  $G_3 = 20 \times 0.02 \times 0.60 \times 1 = 0.24 \text{ KN}$ .

$$W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 2.88 \text{ KN}$$

$$Q = 1 \text{ KN}$$

La force sismique :

La force sismique horizontale  $F_p$  est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p. \quad [3]$$

$A$  : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa,  $A = 0,15$ ).

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

$W_p$  : Poids de l'acrotère.

Donc :

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,88 = 1,38 \text{ KN}.$$

Le centre de gravité de la section est  $G(X_g; Y_g)$  :

$$X_g = \frac{\sum x_i \times A_i}{\sum A_i} = 0,085 \text{ m}$$

$$Y_g = \frac{\sum y_i \times A_i}{\sum A_i} = 0,32 \text{ m}$$



#### III.4.3. Calcul des sollicitations :

L'acrotère est soumis à :

$$N_G = 2,88 \text{ KN} \quad M_G = 0.$$

$$N_Q = 0 \quad M_Q = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KNm}.$$

$$N_{F_p} = 0 \quad M_{F_p} = F_p \times Y_g = 1,38 \times 0,32 = 0,441 \text{ KNm}$$

L'acrotère travaille en flexion composée.

#### III.4.4. Combinaisons d'actions :

**Tableau III.43.** Combinaison d'action.

	RPA 99	E L U	E L S
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	2.88	3.88	2.88
M (KN.m)	1.04	0.90	0.60

#### III.4.5. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

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

$$N_u = 3,88 \text{ KN}$$

$$M_u = 0,90 \text{ KNm}$$

Ces sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression.

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0.23m \\ \frac{h}{6} = \frac{0,15}{6} = 0.025m \end{array} \right.$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$  le centre de pression se trouve à l'extrémité du noyau central donc la section est

partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter  $e_a$  et  $e_2$  telle que :

$e_a$  : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$e_2$  : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{h}{250}\right) = 2cm.$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

$\phi$  : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

$\alpha$  : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient  $\alpha$  est compris entre 0 et 1.

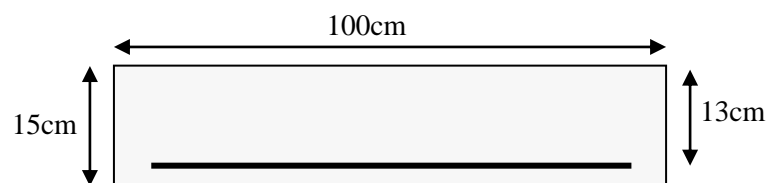
$l_f$  : Longueur de flambement ;  $l_f = 2 \times h = 1.2m$

$h_0$  : Hauteur de la section qui est égale à 15cm.

Donc :

$$e_2 = 0.58cm$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0.256m$$



**Fig. III.14.** Section à ferrailer.

**III.4.6. Ferrailage de la section**

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$N_u = 3.88 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u \times e = 3.88 \times 0.256 = 1 \text{ KNm}$$

Selon le **BAEL 91** :

$$M_{ua} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1.213 \text{ KNm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 5.05 \times 10^{-3}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0.$$

D'où :

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 6.33 \times 10^{-3}$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.129 \text{ m.}$$

$$A = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 0.27 \text{ cm}^2.$$

Donc, la section à la flexion composée sera :

$$A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.16 \text{ cm}^2.$$

➤ **Vérification à l'ELU**

a) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.56 \text{ cm}^2.$$

On remarque que  $A_s < A_{\min}$  donc on prend  $A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2$ .

Ce qui fait  $4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ .

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

Calcul des espacements :

Les armatures principales :  $S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$  soit  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

Les armatures de répartition :  $S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33cm$  soit  $S_t = 25 cm$ .

b) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad V_u = F_p + Q = 2.38KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.38 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.0183MPa .$$

$$\bar{\tau}_u < \min(0.1 \times f_{c28}; 3MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5MPa .$$

On a  $\tau_u = 0.0183MPa < \bar{\tau}_u$  c'est vérifiée.

### ➤ Vérfications à L'ELS

Vérification de la contrainte d'adhérence limite :

$$\tau_s = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} \leq \bar{\tau}_s \quad [2]$$

Avec  $\sum u_i$  : la somme des périmètres des barres.

$$\sum u_i = \pi \times n \times \phi = 3.14 \times 4 \times 8 = 100.48mm .$$

$$\tau_s = \frac{2.38 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 100.48 \times 10^{-3}} = 0.20 MPa .$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83MPa \quad \psi = 1.5 \text{ Pour les HA}$$

$\Rightarrow \tau_s < \bar{\tau}_s$  c'est vérifiée.

Etat limite de compression de béton :

$$\sigma_{bc} = K \times y_{ser}$$

$$\sigma_{sc} = n \times K \times (d - y_{ser})$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240MPa$$

Avec :

$$n = 15$$

$$K = \frac{N_{ser}}{I} \times y_c$$

$$I = \frac{b}{3} \times y_{ser}^3 + 15 \times \left[ A_s \times (d - y_{ser})^2 + A'_s \times (y_{ser} - d')^2 \right]$$

Détermination de  $y_{ser}$  :

$$e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \frac{0.6}{2.88} + \left(0.13 - \frac{0.15}{2}\right)$$

$$e_a = 0.263m$$

$$c = d - e_a = 0.13 - 0.263$$

$$c = -0.133m$$

Calcul de  $y_c$  telle que :  $y_c^3 + p \times y_c + q = 0$  (\*)

Avec :

$$p = -3 \times c^2 - 90 \times A' \times \frac{(c - d')}{b} + 90 \times A \times \frac{(d - c)}{b}$$

$$q = -2 \times c^3 - 90 \times A' \times \frac{(c - d')^2}{b} - 90 \times A \times \frac{(d - c)^2}{b}$$

On  $A' = 0$ ,  $A = 2.01 \times 10^{-4} m^2$ ,  $b = 1m$  et  $c = -0.133m$

Donc on trouve :

$$p = -4.83 \times 10^{-2}$$

$$q = 3.72 \times 10^{-4}$$

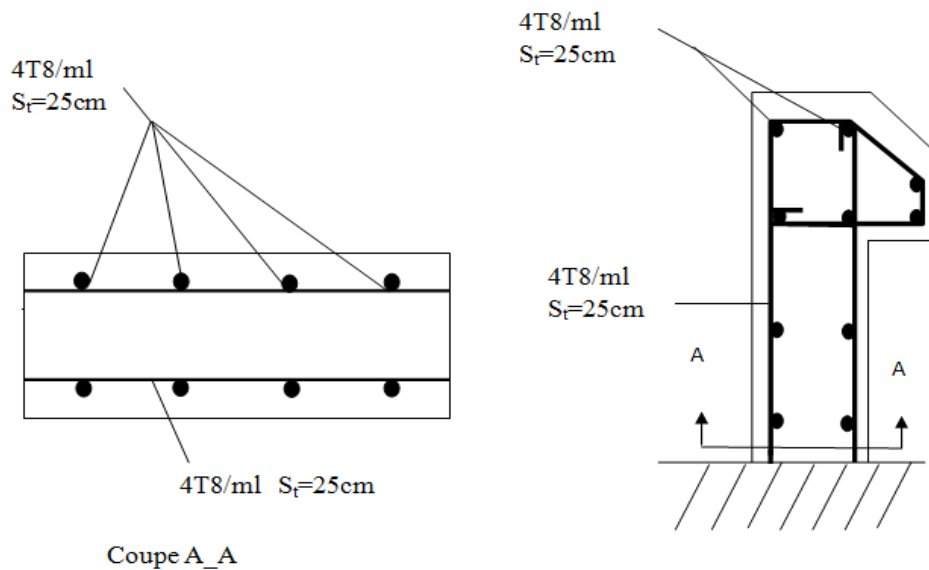
Après résolution de l'équation (\*) on trouve :  $y_c = 0.251m \Rightarrow y_{ser} = y_c + c = 0.118m$

Calcul de  $I$  :

$$I = 5.48 \times 10^{-4} m^4.$$

$$\sigma_{bc} = 0.15MPa < 15MPa \quad \text{Condition est vérifiée}$$

$$\sigma_{sc} = 0.237MPa < 240MPa$$



**Fig.III.15.** Schéma de ferrailage de l'acrotère

**III.5. Etude de l'ascenseur :****III.5.1 Définition :**

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

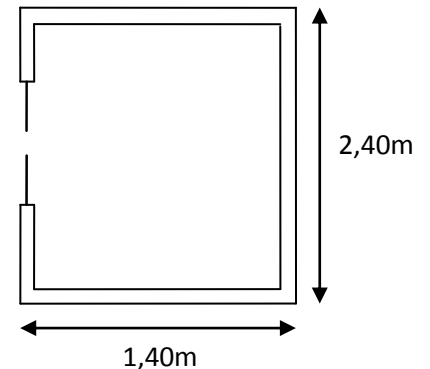
Elle se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

L'ascenseur qu'on étudie est pour 08 personnes.

**Les caractéristiques :**

- $V=1\text{m/s}$  → Vitesse de levage.
- $P_m=15\text{KN}$  : Charge due à la salle de machine.
- $D_m=82\text{KN}$  : Charge due au poids propre de l'ascenseur.
- $F_c=102\text{KN}$  : Charge due à la rupture des câbles.
- Course maximale = 37,36 m.
- $B_s * T_s = 380 * 210$  dimensions de la gaine.
- Poids de 08 personnes = 630 kg.

$$P = 15 + 82 + 6,3 = 103,3 \text{ KN.}$$



**Fig.III.16.** Cage de l'ascenseur

Selon les charges on définit deux types de dalles qui sont :

- 1)- Dalle de salle machine (locale).
- 2)- Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

**III.5.2 Calcul de la dalle :**

Elle supporte une grande charge donc on adopte une épaisseur  $h_0=15\text{cm}$ .

On a  $P=103,3\text{KN}$ .

$h_0=20\text{cm}$  : épaisseur de la dalle.

$h_1=5\text{cm}$  : revêtement en béton.

$a_0$  et  $U$  dimensions //  $l_x=1,40$ .

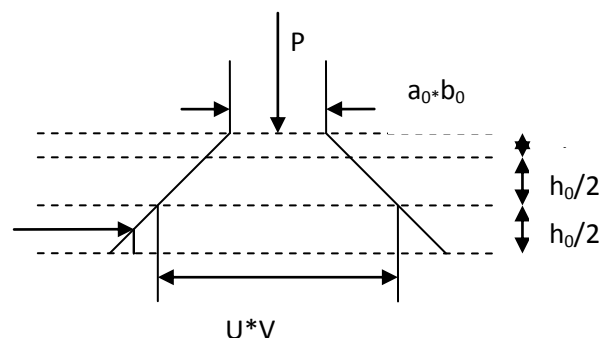
$b_0$  et  $V$  dimensions //  $l_y=2,40$ .

$U$  et  $V$  les côtés de rectangle

d'impact.

$a_0$  et  $b_0$  : surface de chargement.

$l_x$  et  $l_y$  les dimensions du panneau dalle.



**Fig.III.17.** Schéma du 1<sup>er</sup> type de dalle

$$\text{Avec : } U = a_0 + h_0 + 2 \xi h_1 ; \quad V = b_0 + h_0 + 2 \xi h_1$$

$$\text{Et : } \xi = 1 \quad (\text{revêtement en béton}) \quad v = 1 \text{ m/s} \quad (a_0 = b_0 = 80 \text{ cm})$$

$$U = 80 + 20 + 2 * 5 = 110 \text{ cm.}$$

$$V = 80 + 20 + 2 * 5 = 110 \text{ cm.}$$

### III.5. 2. 1 Calcul à l'ELU :

#### 1. Evaluation des moments $M_{x1}$ et $M_{y1}$ du système de levage :

$$M_{x1} = P_u (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = P_u (M_2 + \nu M_1)$$

**Avec :**

$\nu$  : Coefficient de poisson. (0 à l'ELU et 0,2 à l'ELS).

Les moments  $M_1$  et  $M_2$  sont donnés en fonction de :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \quad , \quad \frac{U}{l_x} \quad , \quad \frac{V}{l_y} .$$

$$\text{On } \rho = \frac{140}{240} = 0,58 \quad , \quad \frac{U}{l_x} = \frac{110}{140} = 0,785 \quad , \quad \frac{V}{l_y} = \frac{110}{240} = 0,458$$

En utilisant l'abaque de pigeaut on obtient :

$$M_1 = 0,087$$

$$M_2 = 0,042$$

$$P_u = 1,35 * 103,3 = 139,45 \text{ KN.}$$

$$M_{x1} = 139,45 * 0,087 = 12,13 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 139,45 * 0,042 = 5,86 \text{ KN.m}$$

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

$\rho > 0,4 \rightarrow$  La dalle dans les deux sens.

$$M_{x2} = \mu_x * q_u * l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y * M_{x2}$$

$\mu_x$  Et  $\mu_y$  sont des coefficients en fonction de  $\rho$  et de  $\nu$

$$\mu_x = 0,0851 \quad , \quad \mu_y = 0,2703$$

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

$$G = 25 (0,20 + 0,05) = 6,25 \text{ KN/ml}$$

$$q = 1 \text{ KN/ml} \quad \rightarrow \quad q_u = 9,94 \text{ KN/ml}$$



$$M_{x2}=0,0851 * 9,94 * (1,40)^2 = 1,66 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2}=0,2703 * 1,66 = 0,45 \text{ KN.m}$$

### 3. Superposition des moments:

Les moments max agissant au centre de la dalle.

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 13,79 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,31 \text{ KN.m}$$

**N.B** : pour le ferrailage on doit tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des murs.

Les moments en travée et en appui sont :

$$M'_y = 0,85 * M_y = 0,85 * 6,31 = 5,36 \text{ KN.m}$$

$$M'_x = 0,85 * M_x = 0,85 * 13,79 = 11,72 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,4 * M_x = 0,4 * 13,79 = 5,52 \text{ KN.m}$$

➤ **En travée :**

**Tableau.III.44.** Armatures de la dalle de l'ascenseur

Sens		$M_u(\text{KN.m})$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{cal} \geq A_{min}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )
Travée	x-x	11,72	0,025	0,032	0,177	1,89	2,17	4 T10=3,14
	y-y	5,36	0,012	0,014	0,178	0,86	2,17	4 T10=3,14
Appui	x-x	5,52	0,012	0,015	0,178	0,89	2,17	4 T10=3,14

### 4. Vérification de la condition de non fragilité :

$$h_0 = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$$

$$\rho = 0,58 > 0,4 \rightarrow A_x^{\min} = \rho_0 \left( \frac{3 - \rho}{2} \right) * b * h_0$$

$$\rightarrow \rho_0 = 0,8 \text{ ‰}, \text{ HA fe E400}$$

$$A_x^{\min} = 0,0008 * \left( \frac{3 - 0,58}{2} \right) * 1 * 0,2 = 1,94 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 * b * h = 0,0008 * 1 * 0,2 = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A'_x = 3,14 \text{ cm}^2 > 1,94 \text{ cm}^2$$

$$A'_y = 3,14 \text{ cm}^2 > 1,60 \text{ cm}^2$$

**5. Vérification au poinçonnement:**

On doit vérifier :  $P_u \leq 0,045 * U_c * h * f_{c28} / \gamma_b$

Avec :  $U_c$  : périmètre du rectangle d'impact.

$$U_c = 2 (U + V) = 2 (2 * 110) = 440 \text{ cm}$$

$$0,045 * 4,40 * 0,20 * 25 * 10^3 / 1,5 = 660 \text{ KN}$$

Or :  $P_u = 1,35 * P = 1,35 * 103,3 = 139,45 \text{ KN} < 660 \text{ KN}$  c'est vérifié.

❖ **Le diamètre des barres :**

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

$$\phi_{\max} = 10 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \quad \text{c'est vérifié.}$$

❖ **les espacements :**

On doit vérifier :

$$S'_x \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S'_x = 25 \text{ cm}$$

$$S'_y \leq \min (4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S'_y = 25 \text{ cm}$$

**6. Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$\text{On vérifie que : } T_u = T_v = \frac{P_u}{3 \times U} = 10,56 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{T_u}{b \times d}, \quad \tau = \frac{10,56 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,078 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0,125 \text{ MPa} \quad \text{c'est vérifié.}$$

**III. 5. 2. 2 Vérification à l'ELS :**• **Evaluation des moments dus au système de levage :**

$$M_{x1} = P_s (M_1 + \nu M_2) \quad ; \quad M_1 = 0,087$$

$$M_{y1} = P_s (M_2 + \nu M_1) \quad ; \quad M_2 = 0,042$$

$$M_{x1} = 103,3 \times (0,087 + 0,2 \times 0,042) = 9,85 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 103,3 \times (0,042 + 0,2 \times 0,087) = 6,14 \text{ KN.m}$$

• **Evaluation des moments  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle.**

$$\text{On a : } q_s = q + G = 1 + 6,25 = 7,25 \text{ KN/m.}$$

$$\rho = 0,58 \quad \rightarrow \quad \mu_x = 0,0897 \quad , \quad \mu_y = 0,4456.$$

$$M_{x2} = 0,0897 \times 7,25 \times (1,40)^2 = 1,28 \text{ KN.m} \quad , \quad M_{y2} = 0,4456 \times 1,28 = 0,58 \text{ KN.m}$$

✓ **Les moments en travées et en appuis:**

$$M_x^t = 0,85 (9,85 + 1,28) = 9,46 \text{KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 (6,14 + 0,58) = 5,71 \text{KN.m}$$

$$M_a = 0,4 M_x = 4,45 \text{KN.m}$$

✓ **Etat limite de la contrainte dans le béton :**

On a une fissuration peu nuisible → vérification de la contrainte du béton comprimé.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

**Sens X-X :**

**En travée :**

$$M_x^t = 9,46 \text{KN.m}$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad , \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 0,6 * 25 = 15 \text{ MPa.}$$

**Tableau.III.45. Vérification de la contrainte**

Sens	$M_{ser}$	A (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
<b>X-X</b>	9,46	3,14	3,67	9794,39	3,54	15	vérifié
<b>Y-Y</b>	5,71	3,14	3,67	9794,39	2,14	15	vérifié

**En appui :**

$$M_a = 4,45 \text{KN.m} \quad , \quad y = 3,67 \text{ cm} \quad , \quad I = 9794,39 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1,66 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

✓ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Puisque la condition de non fragilité est satisfaite donc aucune vérification à effectuer.

✓ **Etat limite de déformation :**

$$1. \quad \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$$

$$2. \quad \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 * M_0}$$

$$3. \quad \frac{A_s}{b*d} \leq \frac{2,4}{f_e}$$

Ces conditions sont vérifiées donc il n'a pas lieu de vérifier la flèche.

### III. 4. 3 Calcul de deuxième type de dalle :

On a  $P = F_c = 102 \text{ KN}$ .

$$M_1 = 0,087$$

$$M_2 = 0,042$$

$$\mu_x = 0,0851 \quad , \quad \mu_y = 0,2703$$

Même procédure que la précédente on a :

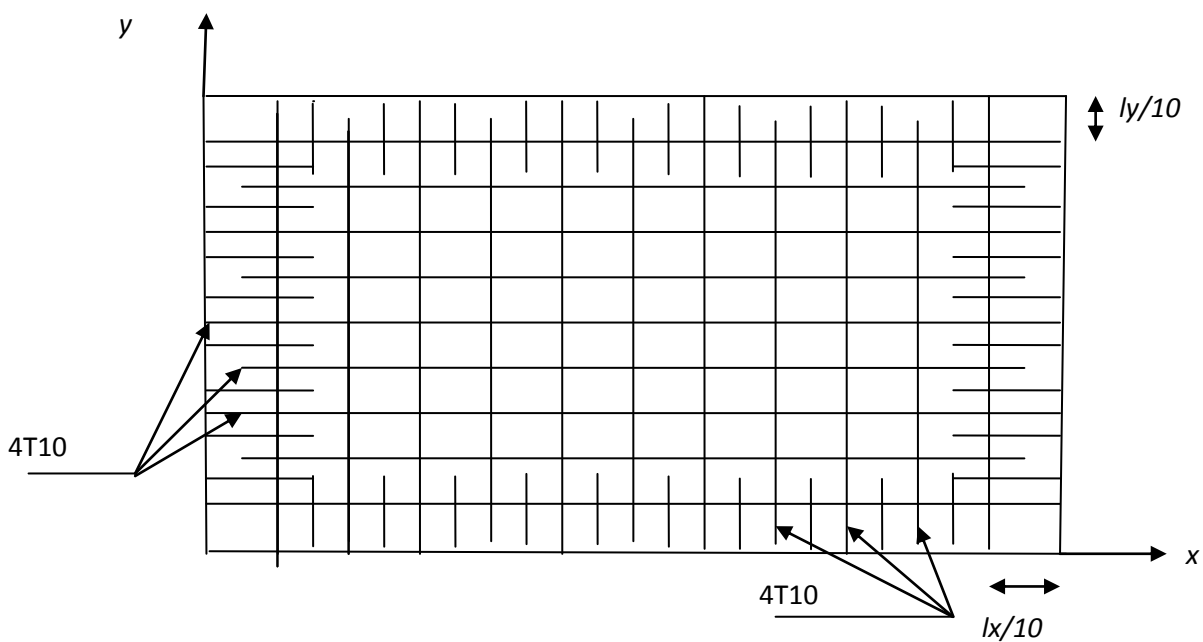
$$P_u = 1,35 * 102 = 137,7 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = 137,7 (0,087) = 11,98 \text{ KN.m}, \quad M_{x2} = 1,66 \text{ KN.M}, \quad M_x = 13,64 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 137,7 (0,042) = 5,78 \text{ KN.m} \quad , \quad M_{y2} = 0,45 \text{ KN.m}, \quad M_y = 6,23 \text{ KN.m};$$

$$M_a = 5,46 \text{ KN.m}$$

**Schéma de ferrailage :**



**Fig.III.18 :** Vue en plan la dalle de l'ascenseur

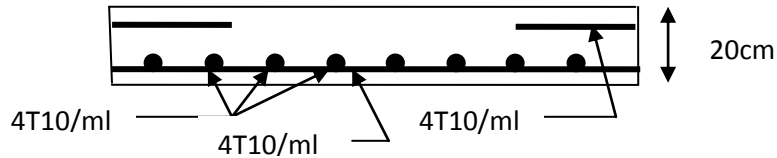


Fig.III.19. Coupe transversale la dalle de l'ascenseur

**III.6. Etude d'escalier :**

L'étude consiste à déterminer les sollicitations dans l'escalier et le ferrailage nécessaire pour reprendre ces charges. Les escaliers de notre structure sont identiques à tous les étages. Ce sont des escaliers à trois volées. Leurs calcul se fait comme suit ;

**à Calcul de la volées (1), (3)**

$$G_p = 5,23 \text{ KN/m}^2$$

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

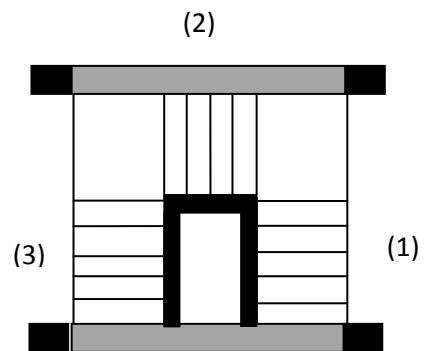
$$G_v = 7,49 \text{ KN/m}^2$$

$$e = 13 \text{ cm}$$

**à l'ELU**

$$P_{uv} = 1,35 \cdot G_v + 1,5 \cdot Q = 13,86 \text{ KN/ml}$$

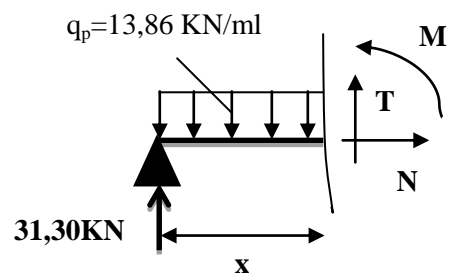
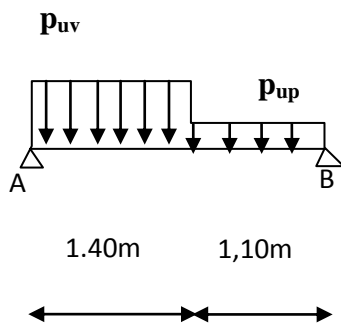
$$P_{up} = 1,35 \cdot G_p + 1,5 \cdot Q = 10,81 \text{ KN/m}$$



**Calcul des sollicitations**

**Les réactions d'appuis**

$$\sum M_B = 0 \Rightarrow R_A = \frac{(P_{uv} \times 1,40)(1,1 + 0,70) + P_{up} \times 1,10 \times (1,1/2)}{2,50} = 16,59 \text{ KN}$$



D'autre part ;

$$R_A + R_B = 31,30 \text{ KN} \Rightarrow R_B = 14,71 \text{ KN}$$

### Calcul des moments fléchissant

Pour le calcul on utilise la méthode de la RDM

$$0 \leq x \leq 1,40 \text{ m} ;$$

$$M_z = R_A \times x - P_{uv} \times x^2 / 2 \Rightarrow \begin{cases} x = 0; M_z = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1,40; M_z = 9,64 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$0 \leq x \leq 1,1 \text{ m} ;$$

$$M_z = R_B \times x - P_{up} \times x^2 / 2 \Rightarrow \begin{cases} x = 0; M_z = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1,10; M_z = 9,64 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### Calcul du moment max en travée

$$dM_z/dx = 0 \Rightarrow x = 1,20 \text{ m} \Rightarrow M_{0\max} = 9,93 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_a = -0,5M_{0\max} = -4,96 \text{ KN.m} \\ M_t = 0,85M_{0\max} = 8,44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### L'effort tranchant max

$$T_{\max} = 16,59 \text{ KN}$$

### à l'ELS

$$P_{sp} = G_p + Q = 7,73 \text{ KN/m}$$

$$P_{sv} = G_v + Q = 9,99 \text{ KN/m}$$

$$M_{0\max} = 7,13 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_a = -0,5M_{0\max} = -3,57 \text{ KN.m} \\ M_t = 0,75M_{0\max} = 5,35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### Le ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de un mètre. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III.46. Résultats de ferrailage des volées (1) et (3).

Zone	$M_u$ (KNm)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Bras de levier z(m)	$A_{calculée}$ ( $cm^2/ml$ )	Section choisis $A_s(cm^2/ml)$	espacement $S_t$ (cm)
Appui	4,64	0,025	0,032	0,115	1,23	5HA8=2,51	20
Travée	8,44	0,043	0,055	0,114	2,12	4HA12=4,52	25

**Armatures de répartition:**

$$\text{En travée : } A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 cm^2/ml$$

$$\text{Soit : } A_r = 5HA8/ml = 2.51 cm^2/ml \quad S_t = 20 cm$$

**En appuis:**

$$A_r^t = \frac{A_r}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.62 cm^2$$

$$\text{Soit } A_r^a = 5HA8/ml = 2.51 cm^2 \rightarrow S_t = 20 cm$$

**Vérifications à l'Etat Limite Ultime**

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0,117 \times \frac{2.1}{400} = 1,41 cm^2$$

$$\text{En travée : } A^t = 4,52 cm^2 > A_{\min} = 1.45 cm^2 \quad \text{vérifiée}$$

$$\text{En appuis : } A_a = 2.51 cm^2 > A_{\min} = 1.45 cm^2 \quad \text{vérifiée}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\tau_u \leq \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{16,59 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.141 < \frac{0,2}{1.5} \times 25 = 3,325 MPa$$

Donc on ne met pas d'armature transversale.

- **Vérification des espacements**

D'après Le BAEL91 les espacements sont :

- Armatures principales :  $S_t = 20 cm < \min(3.e, 33 cm) = 33 cm$

- Armatures secondaires :  $S_t=25\text{cm} < \min(4.e, 45\text{cm})=45\text{cm}$
- **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant**

$$A_t \geq \frac{1.15V_u}{f_e}$$

$$A_l = A_t + A_a = 4,52 + 2,51 = 7,03 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 7,03 \text{ cm}^2 > \frac{1.15 \times 16,59 \times 10^{-3}}{400} = 0,48 \text{ cm}^2$$

**Vérifications à l'ELS:** La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

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

La fissuration étant peu nuisible la seule vérification à faire est de vérifier que la contrainte de compression du béton ne dépasse pas la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$R_A = 11,94 \text{ KN}$$

$$R_B = 10,54 \text{ KN}$$

$$M^{\max} = 7,14 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times 7,14 = 6,07 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,5 \times 7,14 = -3,57 \text{ KN.m}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau. III.47. Vérification des contraintes de compression dans le béton.**

Localisation	Mser (KN.m)	I (m <sup>4</sup> )	Y (m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées	6,07	5,98 10 <sup>-5</sup>	0,034	3,41	15
Appuis	3,57	3,7 10 <sup>-5</sup>	0,026	2,52	15



- **État limite de déformation**
- **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \quad \text{BAEL91}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{13}{250} = 0,052 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\text{condition non vérifié}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc il faut vérifier la flèche.

La flèche totale est définie par le BAEL91 comme suit :

Pour une poutre simplement appuyée de portée inférieure à 5m, la flèche admissible est

$$\text{prise égale à : } f_{adm} = \frac{L}{500}, \text{ ce qui donne pour notre cas : } f_{adm} = 0,50\text{cm}$$

q <sub>j</sub> (KN/ml)	M <sub>jser</sub> (KN.m)	I <sub>f<sub>j</sub></sub> (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>j</sub> (MPa)	μ <sub>j</sub>	f <sub>ji</sub> (mm)
3,50	2,58	156933	54,04	0	0,0317
q <sub>g</sub> (KN/ml)	M <sub>gser</sub> (KN.m)	I <sub>f<sub>g</sub></sub> (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>g</sub> (MPa)	μ <sub>g</sub>	f <sub>gi</sub> (mm)
5,00	4,40	156933	91,96	0	0,0539
q <sub>p</sub> (KN/ml)	M <sub>pser</sub> (KN.m)	I <sub>f<sub>p</sub></sub> (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>p</sub> (MPa)	μ <sub>p</sub>	f <sub>pi</sub> (mm)
9,55	6,07	103540	126,85	0,095	0,113
q <sub>p</sub> (KN/ml)	M <sub>pser</sub> (KN.m)	I <sub>f<sub>gv</sub></sub> (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>gv</sub> (MPa)	μ <sub>g</sub>	f <sub>gv</sub> (mm)
9,55	6,07	156933	91,96	0	0,0539

Calcul de Y et I			
Y(m)	0,033624064	I (m <sup>4</sup> )	5,9803*10 <sup>-5</sup>

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0,189 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{250}{500} = 0.5 \text{ cm}$$

Donc la flèche est vérifiée

## 2. Calcul de la volée n°2

Ce calcul se fait comme pour une poutre continue sur deux appuis. Les deux appuis étant la poutre brisée et le voile de la cage d'ascenseur.

### Calcul à l'ÉLU

$$G_v = 7,73 \text{ KN/m}$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}$$

$$Q_u = 14,19 \text{ KN/m}$$

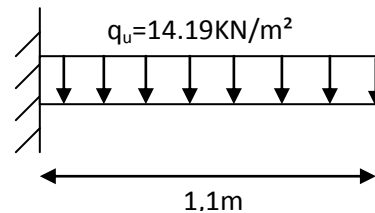


Fig.III.20. Schéma statique de la volée (II)

- Calcul des sollicitations :
- A l'ÉLU :

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 14,19 \text{ KN/m}^2$$

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 8,58 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u l = 15,61 \text{ KN.m}$$

$$\text{A l'ÉLS : } q_{ser} = G + Q = 7,73 + 2,5 = 10,23 \text{ KN/m}^2$$

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} = 6,19 \text{ KN.m}$$

- Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fait pour une bande de 1m.

Tableau.III.48. Armatures de la volée N°2

Zone	$M_u$ (KNm)	$\mu_{bu}$	A	Bras de levier z(m)	$A_{calculée}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	Section choisis $A_s$ (cm <sup>2</sup> /ml)	espacement $S_t$ (cm)
travée	14,19	0,044	0,056	0,114	2,15	4HA12=4,52	25

Les armatures transversales :

$$A_t = \frac{A}{4} = 1,13 \text{ cm}^2. \text{ On choisit des 4HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité :

On calcule  $A_{min}$  :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \times 1 \times 0,13 \times 0,9 \times 2,1 / 400 = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

On a :  $A > A_{min}$  Condition vérifiée.

b) Calcul des espacements :

$$S_t \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm} \quad \text{on adopte } S_t = 25 \text{ cm}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{15,61 \times 10^{-3}}{1 \times 0,9 \times 0,13} = 0,133 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa} \quad \text{C'est vérifié.}$$

❖ Vérification à l'ELS :

a) Vérification des contraintes :

Tableau.III.47: Vérification de la contrainte

$M_{ser}$	A (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
6,19	4,52	3,36	5980,3	3,48	15	vérifié

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

b) Vérification de la flèche :

- $\frac{h}{l} = 0.118 \geq \frac{1}{16}$  vérifiée.
- $\frac{A}{b \times d} = 0.0038 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105$  vérifiée.

Donc la vérification à la flèche n'est pas nécessaire.

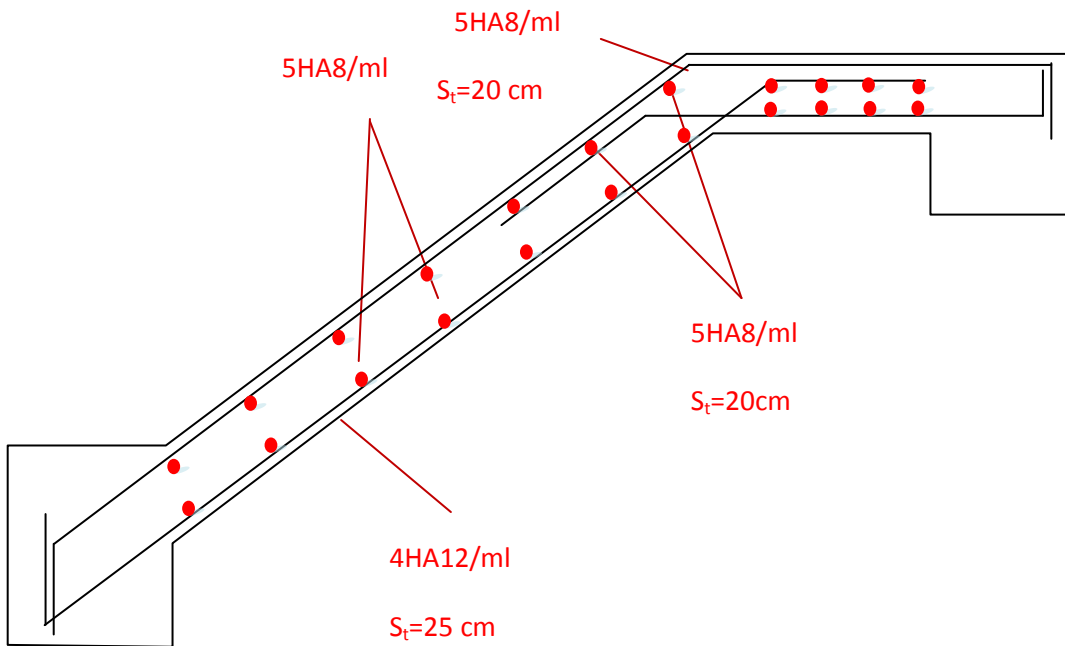


Fig.III.21. Schémas de ferrailage des volées(1),(3)

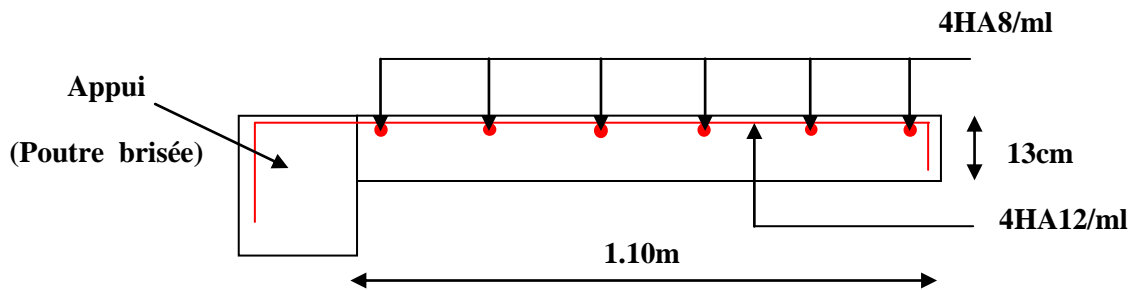


Fig. III.22.Schéma de ferrailage de la partie 2 de l'escalier.

### 3. Calcul de la poutre brisée

Notre poutre palière est une poutre brisée. Elle est soumise à son poids propre, aux charges transmises par les escaliers sous forme de réaction d'appui ainsi qu'aux moments de torsions.

Son calcul se fait comme suit ;

#### -Dimensionnement

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$L=1+(0,81/\cos 39,17^\circ)+1=3,05\text{m}$$

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

La poutre brisée est soumise

à la flexion simple, en outre elle est soumise à la torsion.

#### -Calcul à la flexion simple

La poutre est soumise à son poids propre

$$g_0 = 25 * 0,30 * 0,30 = 2,25 \text{KN/ml}$$

$$g_1 = 25 * 0,30 * 0,30 / \cos 39,17 = 2,90 \text{KN/ml}$$

$g_0$  : étant le poids propre de la partie horizontale.

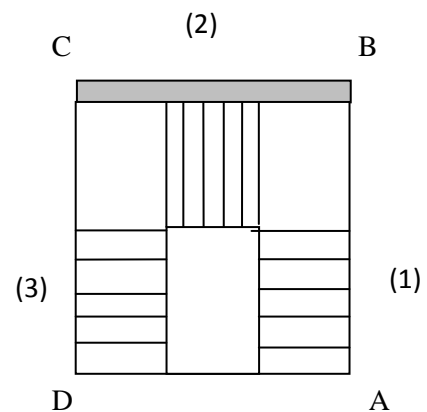
$g_1$  : étant le poids propre de la partie inclinée.

En plus de son poids propre elle est soumise aux charges transmises par l'escalier.

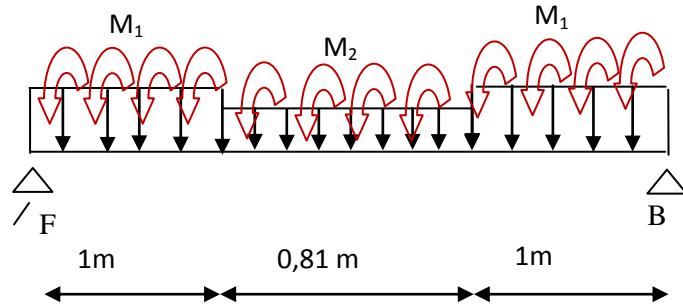
$$R_c = 14,71 \text{KN/ml} \quad \text{et} \quad R_p = 15,61 \text{KN/ml}$$

Avec :

- $R_c$  : charge ramenée par la partie AB et DC.
- $R_p$  : charge ramenée par la volée (2)



**-Calcul des sollicitations**



$0 \leq x \leq 1.4m ;$

$\sum M_{/F} = 0 \Rightarrow$

$$R_A = \frac{(R_c + 1.35g_0) \times 1 \times 2,31 + (R_p + 1.35g_1) \times 0,81 \times 1,405 + (R_c + 1.35g_0) \times 1^2 / 2}{2,81}$$

$R_A = 25,66 \text{ KN}$

Par raison de symétrie;  $R_A = R_B = 25,66 \text{ KN}$

et  $M_0$  se trouve à mi-travée de la poutre

**Tableau.III.49.** Sollicitation sur la poutre brisée

$R_A(\text{KN})$	$R_B(\text{KN})$	$X(\text{m})$	$M_0(\text{KN.m})$	$M_a(\text{KN.m})$	$M_t(\text{KN.m})$	$V_u(\text{KN})$
25,66	25,66	1,405	18,39	9,19	15,63	<b>25,66</b>

Le tableau suivant résume les résultats de calcul des moments et leurs ferrailages correspondant ainsi que la contrainte de cisaillement.

**Tableau III.50.** Armatures de la poutre brisée

	Moment (kN.m)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$\tau_{Fs}$ (MPa)
En travée	$0,85M_0 = 15,63$	1,71	0,316
En appui	$0,5M_0 = 9,19$	0,99	0,316

▪ **Vérifications**

**Vérifications à L'ELU**

**Condition de non fragilité**

$$A_t = 3,39 > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.27 \times \frac{2.1}{400} = 0,978 \text{ cm}^2 \text{ Vérifiée}$$

$$A_a = 3,39 > A_{\min} = 0,978 \text{ cm}^2$$

**Contrainte de cisaillement**

Il faut vérifier que  $\tau_u \leq \tau_{adm}$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,316 \text{ MPa}$$

$$\text{Et } \tau_{adm} = \min\left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,316 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

▪ **Calcul des armatures transversales à la flexion simple**

- Soit  $S_t = 20 \text{ cm}$
- $S_t = 20 \text{ cm} < \min(0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 27 \text{ cm} \dots\dots\dots$  *Condition vérifiée.*

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0,3 \times f_{ij})}{0,8 \times 400} = -0,58 \text{ cm}^2 \quad A_t \leq 0$$

$$A_t \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{400} = 0,60$$

$$A_t \geq 0,60 \text{ cm}^2$$

**-Calcul à la Torsion**

La poutre est soumise à trois moments de torsion uniformément réparties dues aux différentes parties de l'escalier.

$$M_{Tu} \equiv T_{orsions} \equiv M_a^{\max} = 4,69 \text{ KN.m}$$

**-Ferrailage****Armatures longitudinales en torsion**

Le moment de torsion  $M_T = 4,49 \text{ KN.m}$  est le moment statique au niveau de l'appui B

D'après le BAEL 91, dans le cas de la torsion la section réelle est remplacée par une section fictive  $\Omega$  (section creuse d'épaisseur  $e$ )

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (30 - 5) \times (30 - 5) = 625 \text{ cm}^2$$

$U$  : est le périmètre de la section creuse

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)]$$

$$U = 2 \times [(30 - 5) + (30 - 5)] = 100 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_T \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} \quad \text{BAEL91 (article I.II)}$$

$$A_t = \frac{4,96 \times 1}{2 \times 0.0625 \times 348 \times 10^3} = 1,14 \text{ cm}^2$$

### Calcul des contraintes de cisaillement dû à la torsion

$$\tau_{utor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{4,96 \times 10^{-3}}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 0.05} = 0,79 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min(0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} \quad \text{vérifier}$$

$$\Rightarrow \tau_{utor} = 0,79 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3.25 \text{ MPa} \quad \text{vérifier}$$

### Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

$$\tau = \sqrt{\tau_{FS}^2 + \tau_T^2} = 1,11 \text{ MPa} < 3.25 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée BAEL91 (article I.III)}$$

### Calcul des armatures transversales à la torsion

On fixe l'espacement comme suit :

En travée ;  $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_T = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{4,96 \times 10^{-3} \times 0.20}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 348} = 0,228 \text{ cm}^2$$

En appuis ;  $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_T = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{4,96 \times 10^{-3} \times 0.10}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 348} = 0,114 \text{ cm}^2$$

### Choix d'armature

La section totale des armatures à adoptée est :

$$\text{En travée : } A_t = \frac{1}{2} A_L(\text{tor}) + A_L(\text{flexion}) = \frac{1}{2} \times 1,14 + 3,39 = 3,96 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 3HA16=6.03cm<sup>2</sup>

$$\text{En appuis : } A_a = \frac{1}{2} A_L(\text{tor}) + A_L(\text{flexion}) = \frac{1}{2} \times 1,14 + 3,39 = 3,96 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 3HA14=4,62cm<sup>2</sup>

Donc la section d'armature transversale totale à prendre en travée et en appuis est :

$$A_T = 0,6 + 0,228 = 0,828 \text{ cm}^2 \quad \text{.On opte pour un cadre } \Phi 6 \text{ et un Etrier } \Phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2$$



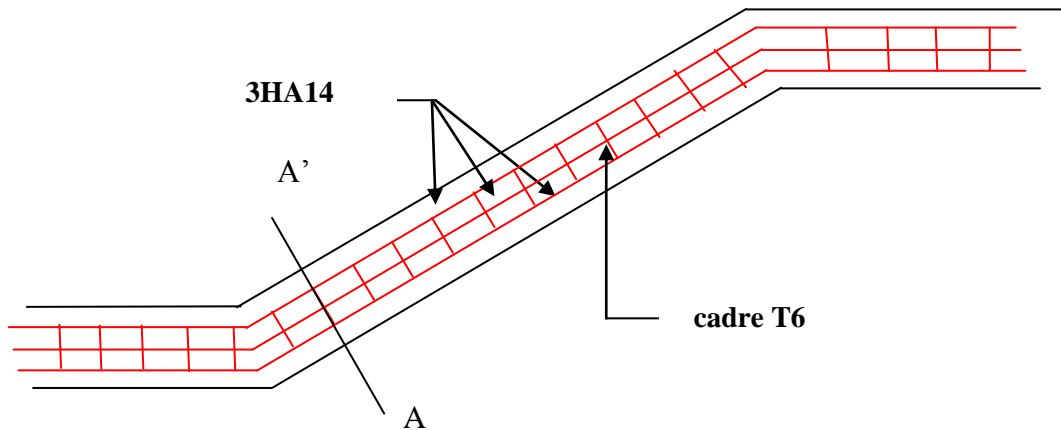


Fig. III.23. Schémas de ferrailage de la poutre brisée.

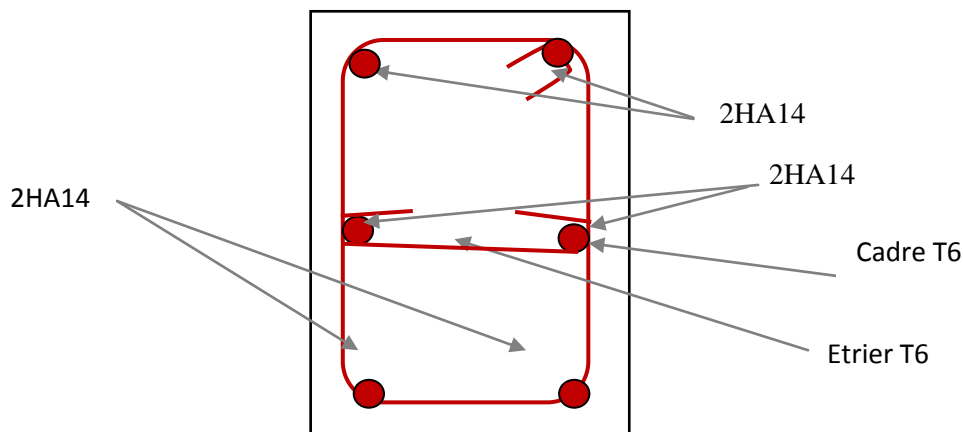


Fig. III.24. la coupe de ferrailage de la poutre brisée.

### Escalier du RDC :

#### a) Volée 1 :

$e = 18 \text{ cm.}$ (épaisseur de la paillasse)

$G_v = 9,17 \text{ KN/m}^2$  (charge permanente sur la volée)

$Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2$  (Charge d'exploitation)

#### a.1) Calcul à l'ELU :

$$q_{vu} = 1,35G_v + 1,5Q_v = 1,35 \times 9,17 + 1,5 \times 2,5 = 15,85 \text{ KN/ml}$$

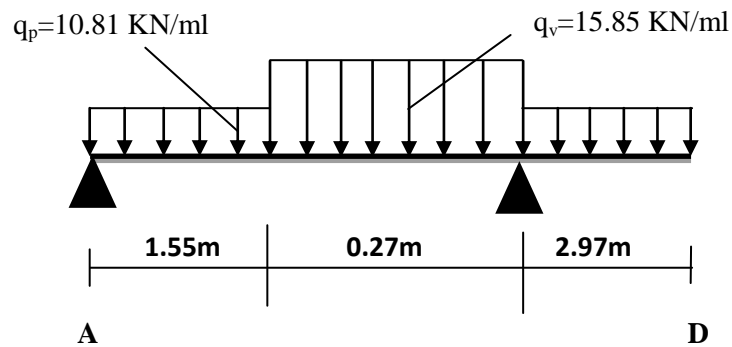
$$q_{vs} = G_v + Q_v = 9,17 + 2,5 = 11,46 \text{ KN/ml}$$

#### b) Palier :

$$q_{pu} = 1,35G_p + 1,5Q_p = 1,35 \times 5,23 + 1,5 \times 2,5 = 10,81 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ps} = G_p + Q_p = 5,23 + 2,5 = 7,73 \text{ KN/ml}$$

- **Schema statique:**



$$R_a = 52,68 \text{ KN}$$

$$R_b = 18,85 \text{ KN}$$

$$V^{\max} = 40,93 \text{ KN}$$

$$M^t = 12,56 \text{ KN.m}$$

$$M^A = 19,11 \text{ KN}$$

**Ferraillage:**
**-Armatures principales:**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 m<sub>l</sub>

Les résultats sont groupés dans le tableau (Tab.3.20)

*Tableau.III.51. Ferraillage de la 1<sup>ère</sup> volée de l'escalier type 1*

Localisation	M ( KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	z (m)	A calculée (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
En travée	12,56	0.053	0.044	0.157	2,3	4T12 = 4.52
En appui	19,11	0.053	0.068	0.155	3,53	4T10 = 3.14

**-Les armatures de répartition :**

**En appuis :**  $A_r^a = A / 4 = 0,785 \text{ cm}^2$

**En travée :**  $A_r^t = A / 4 = 1.13 \text{ cm}^2$

$$\text{Soit : } \begin{cases} A_r^a = 4T8/ml = 2.01 \text{ cm}^2 \\ A_r^t = 4T8/ml = 2.01 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Vérifications diverse :

• **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,162 \times \frac{2,1}{400} = 1,95 \text{ cm}^2$$

**En travée :**  $A_t = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,95 \text{ cm}^2$  vérifiée

**En appuis :**  $A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,95 \text{ cm}^2$  vérifiée

**a) Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{40,93 \times 10^{-3}}{1 \times 0,162} = 0,252 \text{ MPa}$$

La Fissuration est peu nuisible donc :

$$\bar{\tau}_{bu} = \min(0,13 \times f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bu} = 0,252 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{bu} = 3,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

**Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant:**

$$A_l \geq \frac{1,15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = (4,52 + 3,14) \text{ cm}^2$$

$$A_l = 7,66 \text{ cm}^2 \geq 1,15 \times 40,93 \times 10^{-3} / 400 = 1,176 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

**b) Espacement des armatures :**

- Armatures longitudinales :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3 e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

- Armatures transversales:

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4 e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

**a) Vérification des contraintes dans le béton :**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$q_v = G_v + Q_v = 11,67 \text{ KN/m}$$

$$q_p = G_p + Q_p = 7,73 \text{ KN/ml}$$

Après calcul, on trouve:

$$R_A = 38,04 \text{ KN}$$

$$R_B = 13,61 \text{ KN}$$

$$M^{\max} = 15,24 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = 29,62 \text{ KN}$$

$$M_{ser}^t = 9,09 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^a = 13,82 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau.III.52. Vérification des contraintes**

Localisation	M <sub>ser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)
Appuis	13,82	12223,1	4,05	4,59	15
Travées	9,09	9025,4	3,46	3,49	15

**Vérification de la flèche : (CBA93.art(B.6.5.3))**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

la première condition n'est pas vérifiée :  $\frac{18}{324} = 0,055 < 0,062$

alors on doit vérifier la flèche

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible :  $f_{adm} = \frac{324}{500} = 0,65 \text{ cm}$

**Tableau.III.53. Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier :**

<b>L (m)</b>	<b>A<sub>s</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>M<sub>jser</sub> (KN.m)</b>	<b>M<sub>gser</sub> (KN.m)</b>	<b>M<sub>pser</sub> (KN.m)</b>	<b>I (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>I<sub>0</sub> (cm<sup>4</sup>)</b>
3,24	4,52	6,13	10,16	2,78	11896	273322
<b>Y (cm)</b>	<b>I<sub>fji</sub> (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>I<sub>fgi</sub> (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>I<sub>fpi</sub> (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>I<sub>fgv</sub> (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>Δf (cm)</b>	<b>f<sub>adm</sub> (cm)</b>
4.028	300654	229759	300654	267623	<b>0.019</b>	<b>0,648</b>

- Schéma de ferrailage :

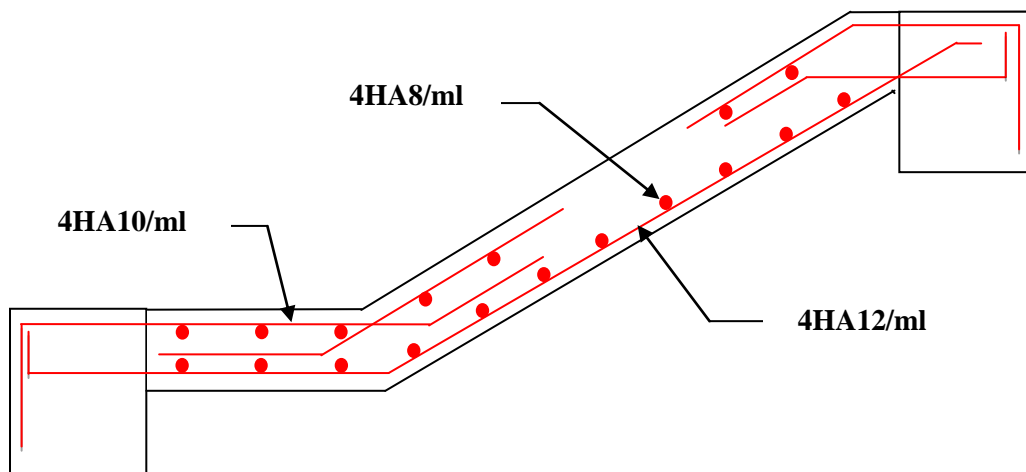


Fig. III.25. Schéma de ferrailage de la partie 1 de l'escalier.

b) **Volée 2 :**

$e = 18 \text{ cm.}$  (épaisseur de la paillasse)

$G_v = 9,01 \text{ KN/m}^2$  (charge permanente sur la volée)

$Q_v = 2.5 \text{ KN/m}^2$  (Charge d'exploitation)

Tableau.III.54. Ferrailage de la 2<sup>ème</sup> volée de l'escalier type 1

Localisation	M ( KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	z (m)	A calculée (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
En travée	15,7	0.038	0.048	0.157	3,7	4T12 = 4.52
En appui	-9,24	0.025	0.032	0.158	2.15	4T10 = 3.14

**-Les armatures de répartition :**

**En appuis :**  $A_r^a = A / 4 = 0,785 \text{ cm}^2$

**En travée :**  $A_r^t = A / 4 = 1.13 \text{ cm}^2$

$$\text{Soit : } \begin{cases} A_r^a = 4T8/ml = 2.01 \text{ cm}^2 \\ A_r^t = 4T8/ml = 2.01 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

**Rq :** On opte le même ferrailage pour toute la cage d'escalier.

**La rampe :**

a) **Volée :**

$e = 15 \text{ cm.}$ (épaisseur de la paillasse)

$G_v = 6,65 \text{ KN/m}^2$  (charge permanente sur la volée)

$Q_v = 2.5 \text{ KN/m}^2$  (Charge d'exploitation)

**a.1) Calcul à l'ELU :**

$$q_{vu} = 1.35G_v + 1.5Q_v = 1.35 \times 6,65 + 1.5 \times 2.5 = 12,73 \text{ KN/ml}$$

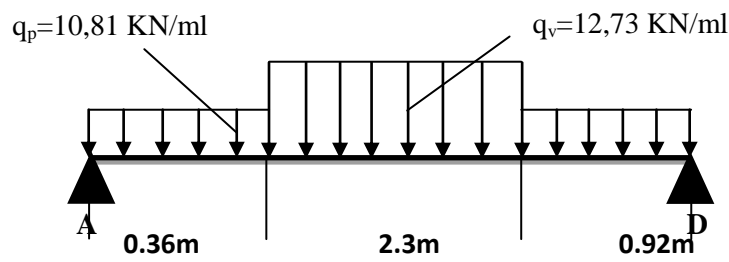
$$q_{vs} = G_v + Q_v = 6,65 + 2,5 = 9,15 \text{ KN/ml}$$

b) **Palier :**

$$q_{pu} = 1.35G_p + 1.5Q_p = 1,35 \times 5,23 + 1,5 \times 2,5 = 10,81 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ps} = G_p + Q_p = 5,23 + 2,5 = 7,73 \text{ KN/ml}$$

• **Schema statique:**



$$R_a = 21,21 \text{ KN}$$

$$R_b = 21,9 \text{ KN}$$

$$M_t^{\max} = 19,92 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = 21,9 \text{ KN}$$

D'où le moment en travée et en appui suivant :

$$M^t = 0,85 M_t^{\max} = 0,85 \times 19,92 = 16,93 \text{ KN.m}$$

$$M^A = -0,5 M_t^{\max} = -0,5 \times 19,92 = -9,96 \text{ KN}$$

• **Ferraillage:**

**-Armatures principales:**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 m<sub>l</sub>

Les résultats sont groupés dans le tableau suivant:

**Tableau.III.55: Ferrailage de la rampe .**

Localisation	M ( KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	z (m)	A calculée (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
En travée	16,93	0.065	0.085	0.13	3,73	4T12 = 4.52
En appui	9,96	0.038	0.049	0.132	2.16	4T10 = 3.14

**- Les armatures de répartition :**

**En appuis :**  $A_r^a = A / 4 = 0,785 \text{ cm}^2$

**En travée :**  $A_r^t = A / 4 = 1.13 \text{ cm}^2$

$$\text{Soit : } \begin{cases} A_r^a = 4T8/ml = 2.01 \text{ cm}^2 \\ A_r^t = 4T8/ml = 2.01 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- **Vérifications diverse :**
- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,135 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

**En travée :**  $A_t = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$  vérifiée

**En appuis :**  $A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$  vérifiée

**c) Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{21,9 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,162 \text{ MPa}$$

La Fissuration est peu nuisible donc :

$$\bar{\tau}_{bu} = \min(0,13 \times f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$\tau_{bu} = 0,162 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{bu} = 3.25 \text{ MPa} \rightarrow$  Pas de risque de cisaillement

**a) Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant:**

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = (4.52 + 3.14) \text{ cm}^2$$

$A_l = 7.66 \text{ cm}^2 \geq 1.15 \times 21,9 \times 10^{-3} / 400 = 0.63 \text{ cm}^2$  vérifiée

**d) Espacement des armatures :**

- Armatures longitudinales :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3 e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

- Armatures transversales:

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4 e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

**c) Vérification des contraintes dans le béton :**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$q_v = G_v + Q_v = 9,15 \text{ KN/m}$$

$$q_p = G_p + Q_p = 7,73 \text{ KN/ml}$$

Après calcul, on trouve:

$$R_A = 15,21 \text{ KN}$$

$$R_B = 15,72 \text{ KN}$$

$$M^{\max} = 14,31 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = 20,34 \text{ KN}$$

$$M_{ser}^t = 12,16 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^a = 5,72 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau.III.55. Vérification des contraintes**

Localisation	M <sub>ser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)
Appuis	5,72	6087	3,12	2,94	15
Travées	12,16	8199	3,65	5,42	15

**a) Vérification de la flèche : (CBA93.art(B.6.5.3))**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$



la première condition n'est pas vérifiée :  $\frac{15}{358} = 0,042 < 0,062$

alors on doit vérifier la flèche

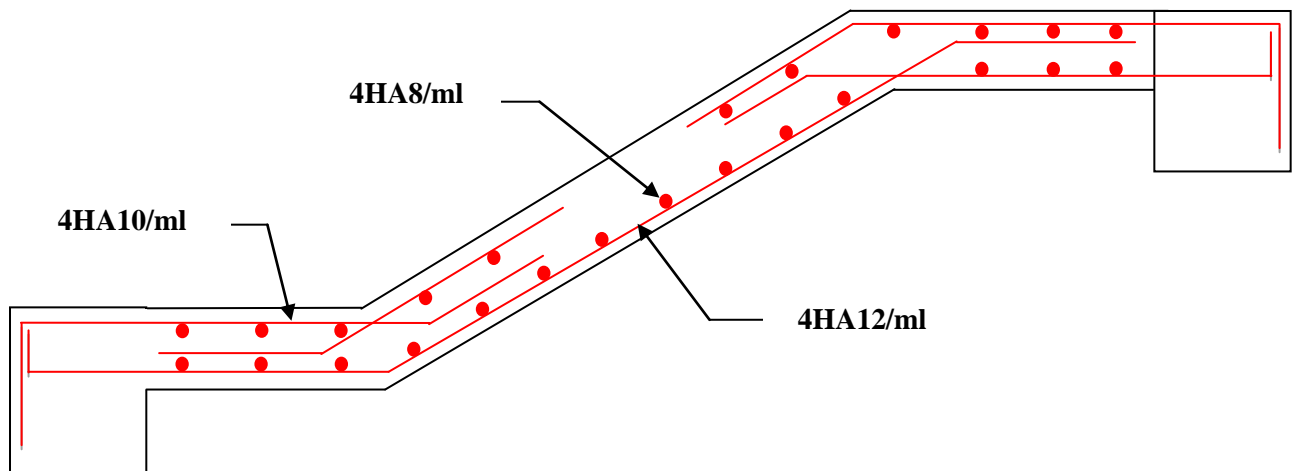
La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible :  $f_{adm} = \frac{358}{500} = 0,72 \text{ cm}$

**Tableau.III.57:** Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier :

L (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>jser</sub> (KN.m)	M <sub>gser</sub> (KN.m)	M <sub>pser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )
3,58	4,52	5,16	8,06	3,4	11896	273322
Y (cm)	I <sub>fji</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fpi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgv</sub> (cm <sup>4</sup> )	Δf (cm)	f <sub>adm</sub> (cm)
3,65	208935	132577	208935	232011	<b>0.029</b>	<b>0,72</b>

- Schéma de ferrailage :



**Fig.III.26.** Schéma de ferrailage de la rampe.

**III.7. Calcul de la poutre palière :****III.7.1. Calcul de la poutre palière à la flexion :**

- **Pré dimensionnement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{270}{15} \leq h \leq \frac{270}{10} \Rightarrow 18 \leq h \leq 27 \Rightarrow \text{on adopte } h = 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

- **Charges revenant à la poutre palière :**

La poutre est soumise à son poids propre et à la charge transmise par l'escalier ;

Poids propre de la poutre :  $G_0 = 0,30 \times 0,30 \times 25 = 2,25 \text{ KN/ml}$ .

Poids de palier :  $G_{\text{palier1}} = G_{\text{palier}} + G_{\text{maç}} = 5,23 + 2,76 = 7,99 \text{ KN/m}^2$ .

Poids de volée :  $G_{\text{volée}} = 9,17 \text{ KN}$

On prend une largeur d'escalier qui est :  $b = 1 \text{ m}$  donc les charges sont :

$$G_{\text{palier}} = 7,99 \times 1,00 = 7,99 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{volee}} = 9,17 \times 1 = 9,17 \text{ KN/ml}$$

$$\text{-Charge permanente } G = \frac{7,99 \times 1,55 + 9,17 \times 2,97}{2,80} + 2,25 = 16,92 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{-Charge d'exploitation : } Q = 2,5 \text{ KN/m}^2.$$

- **Combinaison d'action**

$$\text{- À l'ELU : } q_u = 1,35 \times 16,92 + 1,5 \times 2,50 = 25,6$$

$$\text{- À l'ELS : } q_s = 16,92 + 2,50 = 19,42$$

- **Sollicitations**

$$\text{À l'ELU : } V_u = \frac{25,6 \times 2,70}{2} = 34,56 \text{ KN}$$

$$M_u = \frac{25,6 \times 2,70^2}{8} = 23,33 \text{ KN.m}$$

D'après le BAEL 91 :

$$M_u^t = 0,85 \times M_u = 0,85 \times 23,33 = 19,83 \text{KN.m}$$

$$M_u^a = 0,5 \times M_u = 0,5 \times 23,33 = 11,67 \text{KN.m}$$

$$\text{À l'ELS : } V_s = \frac{19,42 \times 2,70}{2} = 26,22 \text{KN}$$

$$M_s = \frac{19,42 \times 2,7^2}{8} = 17,69 \text{KN.m}$$

$$\text{Donc : } - M_s^t = 0,85 \times M_s = 0,85 \times 19,42 = 16,5 \text{KN.m}$$

$$M_s^a = 0,5 \times M_s = 0,5 \times 19,42 = 9,71 \text{KN.m}$$

**Ferraillage :**

**Tableau.III.58.** Armatures de la poutre palière

	$M_u(\text{KN.m})$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z(\text{m})$	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{cal} \geq A_{min}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )
<b>Travée</b>	19,83	0,069	0,09	0,26	2,38	0,978	3T12=3,39
<b>Appui</b>	11,67	0,041	0,052	0,264	1,38	0,978	3T12=3,39

#### -Armatures transversales

Selon RPA99 (version 2003), la section des aciers transversales donne par :

$$A_t = 0,003 \cdot S \cdot b$$

$$S = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_L\right) = \min\left(\frac{30}{4}, 12 \times 1,2\right) \Rightarrow S = 7,5 \text{cm, (Dans la zone nodale).}$$

$$\Rightarrow A_t = 0,003 \times 7,5 \times 30 = 0,675 \text{cm}^2, \text{ on adopte } \mathbf{2T8} \text{ avec } A_t = 1,01 \text{cm}^2.$$

$$S \leq \frac{h}{2} = 15 \text{cm, On prend } S = 12 \text{cm (dans la zone courante).}$$

$$\Rightarrow A_t = 0,003 \times 12 \times 30 = 1,08 \text{cm}^2, \text{ donc on adopte } \mathbf{3T8} \text{ avec } A_t = 1,51 \text{cm}^2.$$

#### • Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_v \leq \bar{\tau}_v = \min(0,2 \times f_{c28} / 1,5; 4 \text{MPa}) = 3,33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{34,56 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,27} = 0,426 \text{ MPa}$$

- **Vérification à l'ELS**

On a :  $q_s = 19,42 \text{ KN/ml}$

$$M_s^t = 16,5 \text{ KN.m}$$

$$M_s^a = 9,71 \text{ KN.m}$$

- **Etat limite de compression du béton**

On vérifie la contrainte de compression de béton en appui seulement puisque le moment en appui est le plus défavorable avec A, b et d sont constants.

**En appuis :**

$$M_{ser} = 19,42 \text{ KN.m}, d = 27 \text{ cm}, b = 0,3 \text{ cm}, A_a = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Tel que } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$\frac{b}{2} * y^2 + 15 * A * y - 15 * A * d = 0 \quad , \quad I = \frac{b}{3} * y^3 + 15 * A * (d - y)^2$$

**Tableau.III.59. Vérification de la contrainte**

$M_{ser}$	A (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
16,5	3,39	8,02	23478,88	5,63	15	vérifié

- **Etat limite de déformation du béton :** On doit vérifier les conditions suivantes :

1.  $\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$

2.  $\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 * M_0}$

3.  $\frac{A_s}{b * d} \leq \frac{2,8}{f_e}$

Les trois conditions sont vérifiées

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**III.7.2 Calcul de la poutre palière à la torsion**

$$T_u = 11,67 \text{ KN.m}$$

Le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite de torsion d'après les expériences, pour cela on va considérer une section creuse équivalente d'épaisseur :

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CBA93(Article.5.4.3.)}$$

• **Contraintes de cisaillement ultime de torsion :**

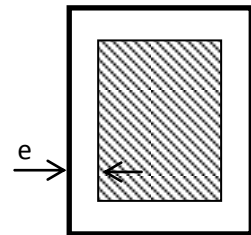
Selon le BAEL91, la contrainte tangente de torsion est donnée par la formule :

$$\tau_u = \frac{T_u}{2 \times \Omega \times e} \dots \dots \dots \text{CBA(Article.5.4.2.1.)}$$

$\Omega$  : Air de contour du tracé à mi- épaisseur de la paroi.

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$\Omega = (0.30 - 0.05) \times (0.30 - 0.05) = 0.0625 \text{ m}^2$$



**Tel que :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{2 \times \Omega \times e} = \frac{11,67 \times 10^{-3}}{2 \times 0,0625 \times 0,05} = 1,86 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_v = \min(0.2 \times f_{c28} / 1.5; 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

• **Ferraillage :**

**a) Les armatures longitudinales**

$$A_l = \frac{U \times T_u}{2 \times \Omega \times \sigma_s} ; \quad \text{Avec} \quad U : \text{périmètre de } \Omega.$$

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(30 - 5) + (30 - 5)] = 100 \text{ cm.}$$

$$A_l = \frac{1 \times 11,67}{2 \times 0,0625 \times 348 \times 10^3} = 2,69 \text{ cm}^2$$

Tenant compte des aciers de flexion :  $A_{\text{Tot}} = \frac{1}{2} A_{\text{torsion}} + A_s$

Tableau.III.60. ferrailage longitudinal de la poutre palière.

Section	Flexion	Torsion	$A_{Tot}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	Barres
Appuis	3,39	1,35	4,74	6,88	<b>2T12+3T14</b>
travée	3,39	1,35	4,74	6,88	<b>2T12+3T14</b>

## b) Armatures transversales

Tenant compte des aciers de l'effort tranchant :

## - En travée

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{U \times T_u}{2 \times \Omega \times \sigma_s} \Rightarrow \frac{1 \times 11,67 \times 0,12}{2 \times 0,0625 \times 348 \times 10^3} = 0,32$$

$$A_{Tot} = A_{torsion} + A_t = 0,32 + 1,51 = 1,83 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte **4T8** avec  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ .

L'espacement  $S_t = 12 \text{ cm}$

## - En appui :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{U \times T_u}{2 \times \Omega \times \sigma_s} \Rightarrow \frac{1 \times 11,67 \times 0,075}{2 \times 0,0625 \times 348 \times 10^3} = 0,20$$

$$A_{Tot} = A_{torsion} + A_t = 0,20 + 1,01 = 1,21 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte **3T8** avec  $A_t = 1,51 \text{ cm}^2$ .

L'espacement  $S_t = 7,5 \text{ cm}$

Pour  $A_t$  on choisit 1 cadre de  $\Phi 8$ +étrier  $\Phi 8 = 2,02 \text{ cm}^2$ .

- Schéma de ferrailage :

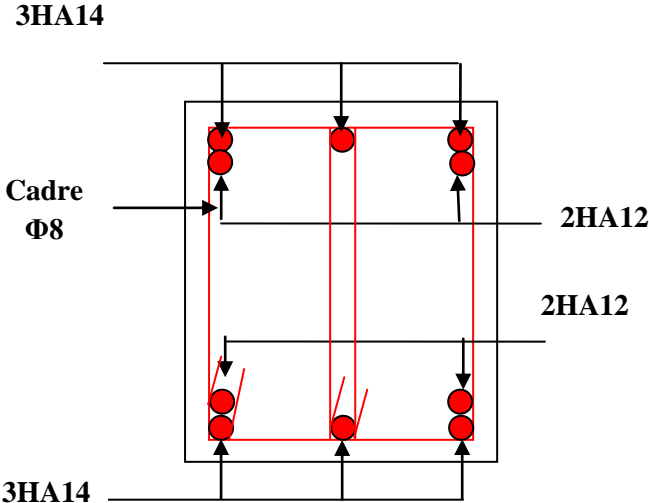


Fig.III.27. Schéma de ferrailage de la poutre palière.

**IV.1. Introduction :**

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme.

**IV.2. Objectifs et exigences :**

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

**IV.3. Méthodes de calcul :**

Selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ la méthode statique équivalente.
- ✓ la méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

**IV.3.1. Méthode statique équivalente :**

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (**4.2 du RPA 99/2003**) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

- ✓ **Vérification de la résultante des forces sismique de calcul totale : RPA99 (Article 4.2.3)**

L'effort sismique  $V$  ; appliqué à la base de la structure, doit être calculé successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

- $A$  : Coefficient d'accélération de la zone.      **RPA99 (Tableau4.1)**



Le coefficient 'A' représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Le facteur dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone IIa  $\Rightarrow A = 0.15$

✓ **R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **RPA99 (Tableau 4.3)**

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec interaction, donc :  $R = 5$

✓ **Q** : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante : **RPA99 (Formule 4.4)**

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \text{ avec :}$$

$Pq$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  est satisfait ou non.

**Tableau IV.1. Valeurs des pénalités  $Pq$ :**

" Critère q "	Observé	$P_q/xx$	Observé	$P_q/yy$
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	<b>0.05</b>	Non	<b>0.05</b>
2- Redondance en plan	Non	<b>0.05</b>	Non	<b>0.05</b>
3- Régularité en plan	Non	<b>0.05</b>	Non	<b>0.05</b>
4- Régularité en élévation	Non	<b>0.05</b>	Non	<b>0.05</b>
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	<b>0</b>	Oui	<b>0</b>
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	<b>0</b>	Oui	<b>0</b>

Donc :  $Q_x = Q_y = 1.20$

**W**: poids total de la structure.

Il est égal à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau (i)

$W_x = W_y$  Avec :  $W_i = \sum_{i=1}^n (W G_i + \beta W Q_i)$ .

$W G_i$ : poids dû aux charges permanentes totales.

$W Qi$  : charge d'exploitation.

$b$  : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5 du RPA99).

✓  $b = 0.2$  pour usage d'habitation.

✓  $b = 0.6$  pour usage Commercial.

$W = 22041,795 \text{ KN}$ .

✓  $D$  : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient  $D$  est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure ( $T$ ), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement

( $\eta$ ). On comprendra aisément qu'il devrait y avoir une infinité, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure  $T$  (ceci pour tenir compte des formules forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de  $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

$T_2$  : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. **RPA 99 (Tableau 4.7)**

Le sol en place est de moyenne qualité sensible à l'eau (saturé), plastique et de compacité moyenne, donc du **RPA 99 (Tableau 3-2)** de classification des sites on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie  $S_3$ , donc on aura :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.5s \end{cases}$$

### Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement  $\eta$  est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7$$

Où  $\zeta(\%)$  est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

On prend :  $\zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$

Donc  $\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.816 > 0.7$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \dots \dots \dots \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

$h_N$ : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 30,2 \text{ m}$$

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le type de système de contreventement :

Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas :  $C_T = 0.050$

$$T_c = 0.050 \times (30,2)^{3/4} = 0,644 \text{ s.}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T = 0.09H/\sqrt{L} \dots \dots \dots \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

L: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 19,9 \text{ m, } L_y = 10,7 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_2^x = 0,609 \text{ s} \\ T_2^y = 0,644 \text{ s} \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30% :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 1,3 \times \min(0,609; 0,609) = 0,792 \text{ s} \\ T_y = 1,3 \times \min(0,831; 0,644) = 0,837 \text{ s} \end{cases}$$

Donc on a :

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

Car  $T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$

$$\Rightarrow \begin{cases} D_x = 2,5 \times 0,816 \times \left( \frac{0,5}{0,609} \right)^{2/3} = 1,789 \text{ m} \\ D_y = 2,5 \times 0,816 \times \left( \frac{0,5}{0,644} \right)^{2/3} = 1,723 \text{ m} \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{stx} = \frac{0,15 \times 1,789 \times 1,2}{5} \times 22041,795 = 1419,58 \text{ KN}$$

$$V_{sty} = \frac{0,15 \times 1,723 \times 1,2}{5} \times 22041,795 = 1367,21 \text{ KN}$$

**IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :**

L'analyse dynamique s'approche probablement mieux d'une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

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 suivant: RPA99/2003 Art (4. 3.3) [1]

**IV.4. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes :**

1. D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

2. D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

3. D'après l'article 4.3.4, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

– la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

– ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

**IV.5 Modélisation et résultats :**

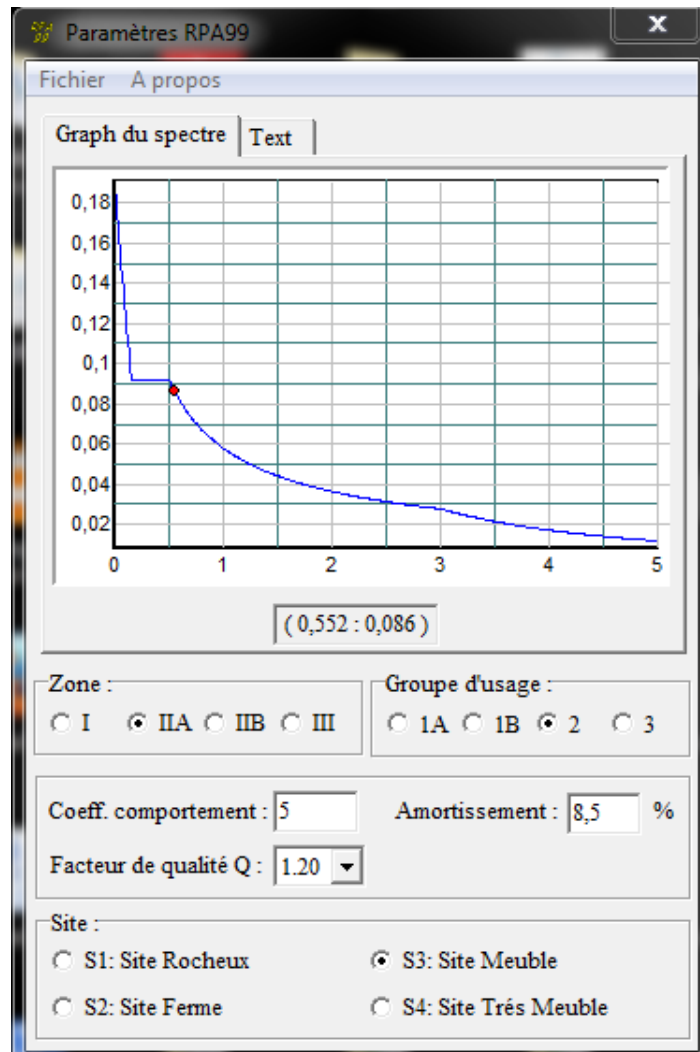
Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le SAP2000 version 14.

✓ **Spectre de calcul :**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

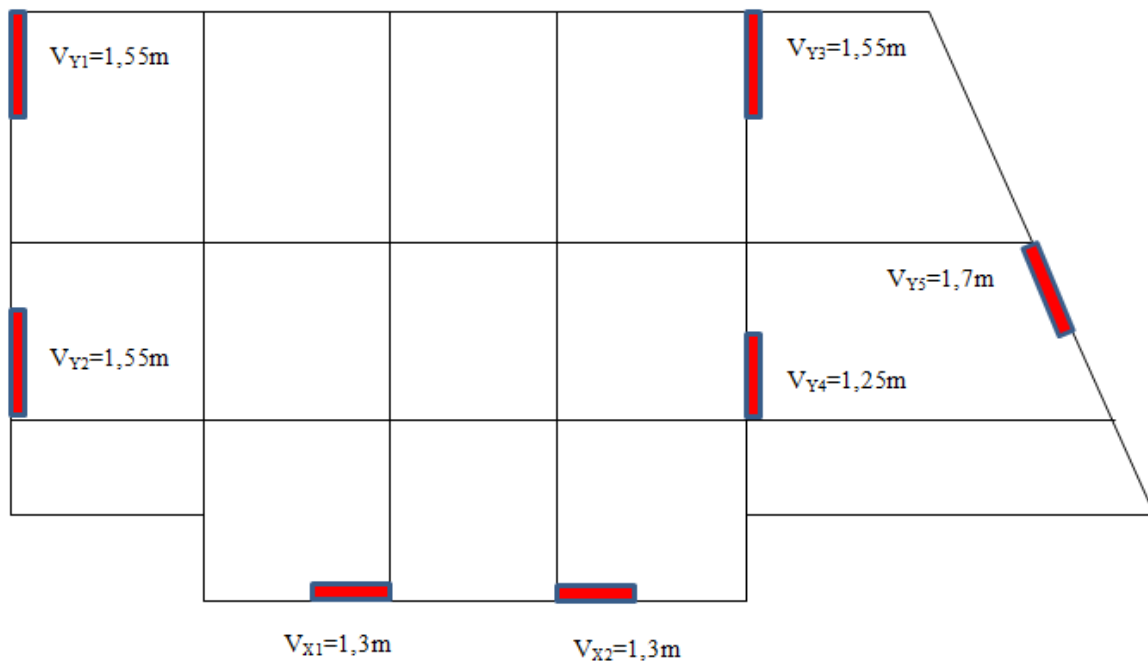
**-Schéma du spectre de calcul :**



**Figure IV.1 : Spectre de réponse**

### IV.5.1 Disposition des voiles de contreventement :

La forme irrégulière dans notre bâtiment a compliqué le choix de la disposition des voiles. Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure soit à la non vérification de l'interaction voiles-portiques .la disposition retenue est la suivante :



**Fig. IV.2:** Disposition des voiles

### Résultats obtenus :

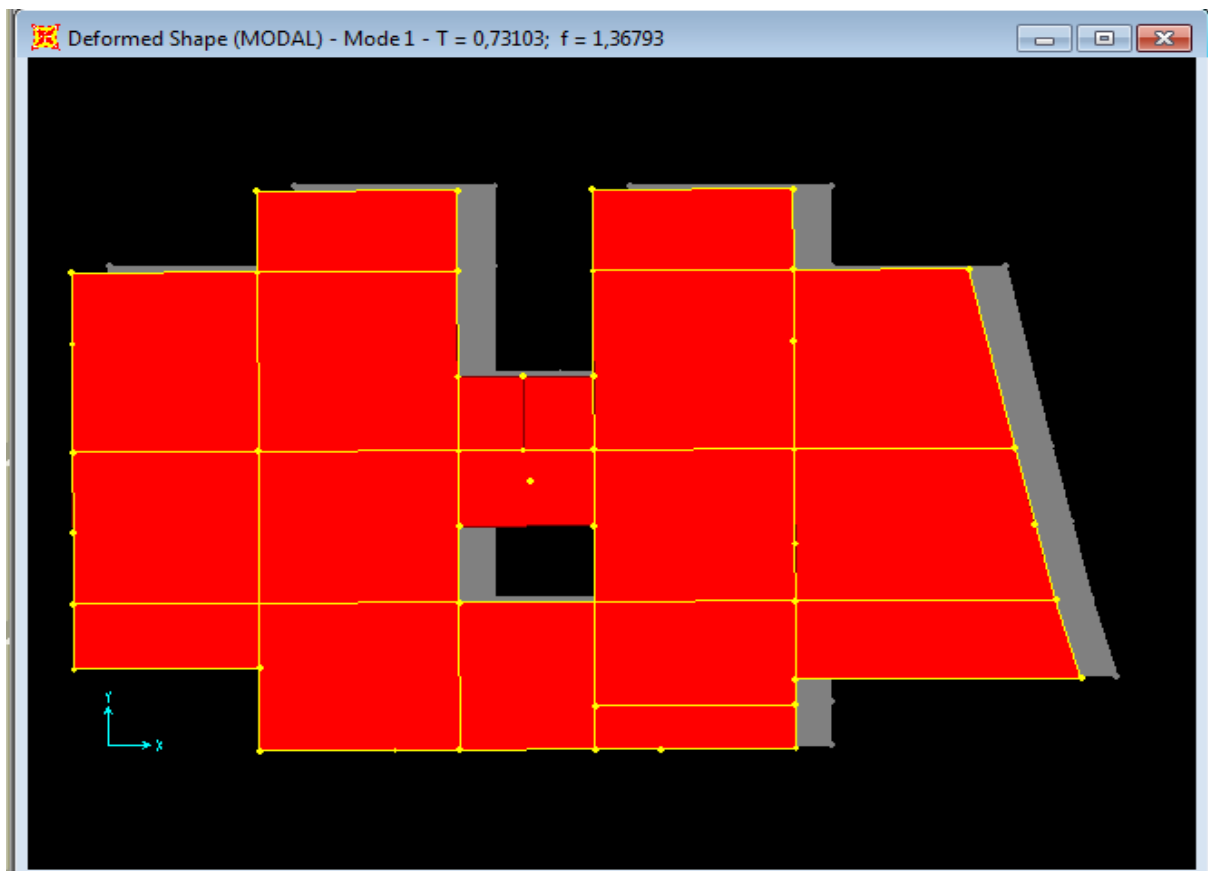
#### a) Périodes des vibrations et participation massique

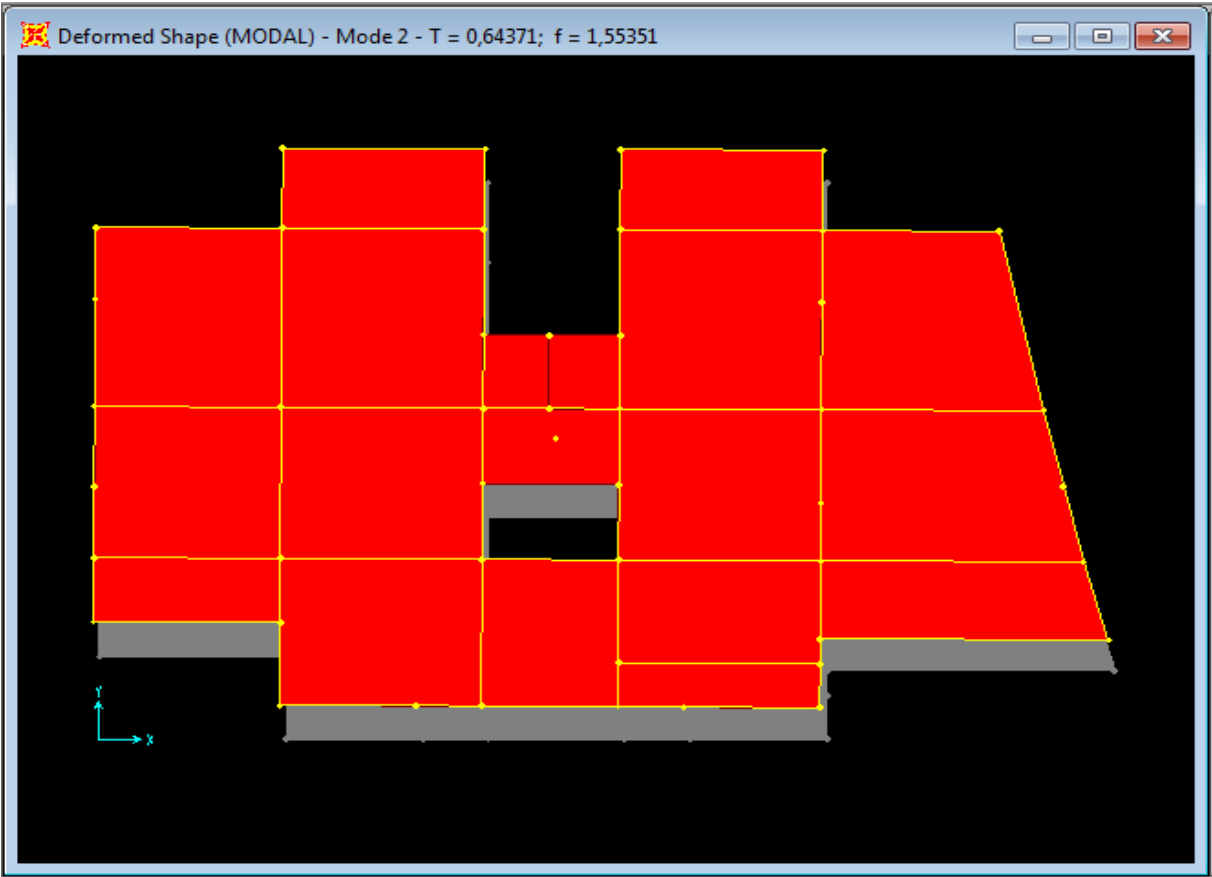
Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90%. Le tableau ci-dessous donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau IV.2. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses

Modes	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,73103	0,80504	0,01597	0,80504	0,01597
2	0,643705	0,01652	0,7963	0,82156	0,81227
3	0,594114	0,00084	0,00265	0,8224	0,81492
4	0,191779	0,09932	0,00115	0,92172	0,81608
5	0,159095	0,00126	0,09475	0,92297	0,91082
6	0,141444	0,00107	0,000007787	0,92405	0,91083
7	0,126667	0,01762	0,00043	0,94166	0,91127
8	0,110608	0,00053	0,02057	0,94219	0,93183
9	0,09927	0,00001878	0,00004542	0,94221	0,93188
10	0,082188	0,03008	0,00061	0,9723	0,93248
11	0,079477	0,000002057	0,0002	0,9723	0,93268
12	0,074061	0,000003974	0,000000254	0,9723	0,93268
13	0,071193	0,00002474	0,00012	0,97233	0,9328
14	0,069442	0,00001707	0,00097	0,97234	0,93378
15	0,068447	0,00001062	0,00191	0,97235	0,93569

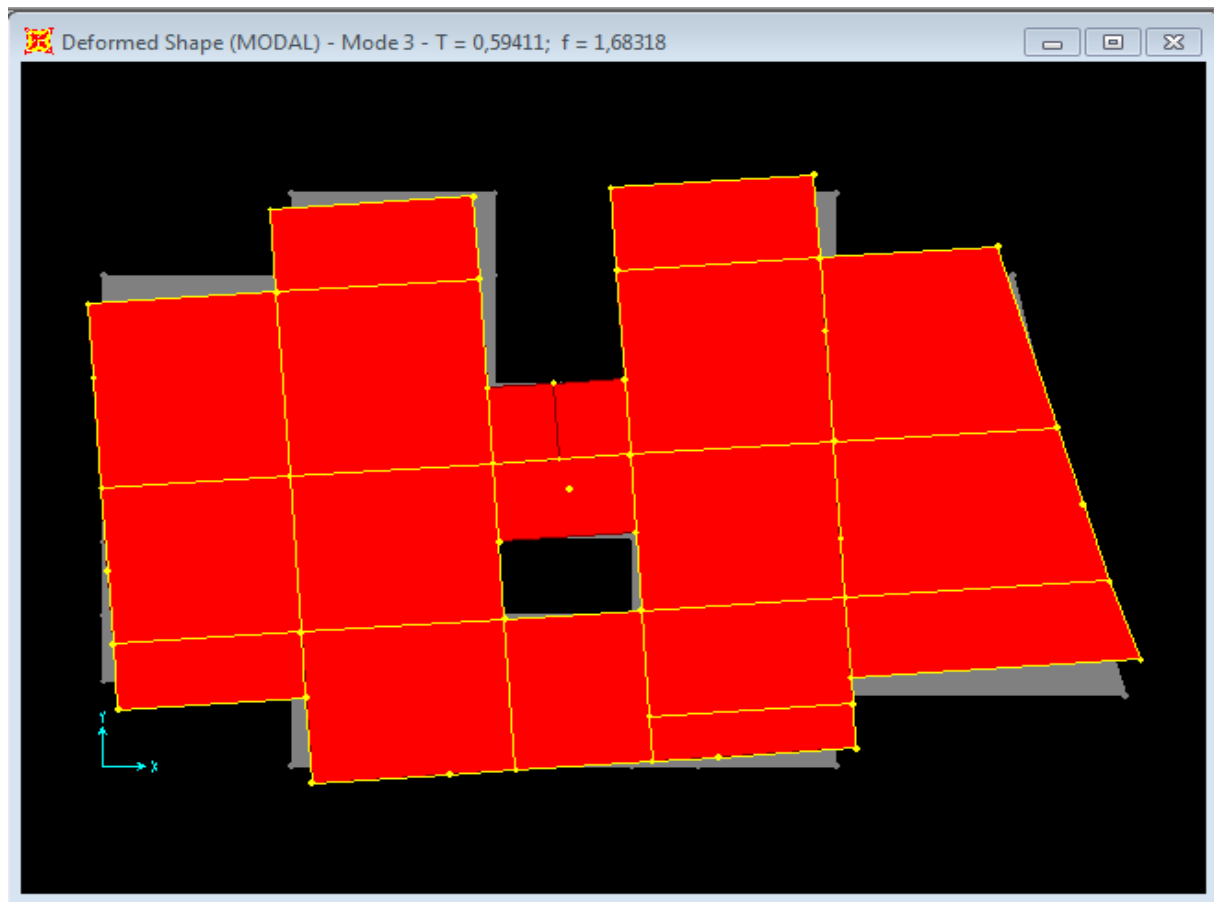
- Les modes de vibration sont montrés sur les Fig. IV.3, IV.4 et IV.5

Fig. IV.3. 1<sup>er</sup> mode  $T= 0,73$  (translation suivant X)



**Fig. IV.4:** 2<sup>ème</sup> mode  $T=0,64$  (translation suivant  $Y$ )





**Fig. IV.5:** 3<sup>ème</sup> mode  $T=0,59$  (torsion autour de Z)

#### Analyse des résultats :

La participation modale du premier et deuxième mode suivant la direction y est atteinte les 90% a partir du 5eme mode ce qui nous donne une translation selon X et Y comme le montre les figures précédentes. On constate aussi que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA 99/V2003 majorée de 30%

( $T_x=0,73s < 0,792s$  ;  $T_y=0,643s < 0,837s$ ).

#### IV.5.3. Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon l'article 4.3.6 de l'RPA99, la résultante des forces sismiques à la base  $V_{dyn}$  obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente  $V_{st}$ .

**Tableau IV.3:** Vérification de la résultante des forces sismiques

	Vst(KN)	Vdy(KN)	Vdy/Vst	Observation
sens x-x	1419,58	1866,601	1,31	vérifier
sens y-y	1367,21	2006,411	1,46	vérifier

**Analyse des résultats :**

La condition est vérifiée, donc les paramètres de réponse (force, déplacement, moment.) ne seront pas majorés

**IV.5.4 Justification vis à vis des déformations :**

Selon le **RPA99 (Art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec :

$$\delta_k = R \times \delta e_k$$

$\delta_k$ : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA (Art4.43)**

$\delta e_k$ : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=5).

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau IV.7.

**Tableau IV.4:** Vérification des déplacements selon X-X:

Niveaux	Sens X-X						Observation
	$\delta e_k$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta k$ (m)	hk (m)	$\Delta k / hk$ (%)	
<b>NIV 01</b>	0,0013	0,0065	0	0,0065	3,3	0,0019697	Vérifiée
<b>NIV 02</b>	0,0034	0,017	0,0065	0,0105	2,97	0,00353535	Vérifiée
<b>NIV 03</b>	0,0057	0,0285	0,017	0,0115	2,97	0,00387205	Vérifiée
<b>NIV 04</b>	0,0078	0,039	0,0285	0,0105	2,97	0,00353535	Vérifiée
<b>NIV 05</b>	0,0097	0,0485	0,039	0,0095	2,97	0,00319865	Vérifiée
<b>NIV 06</b>	0,011	0,055	0,0485	0,0065	2,97	0,00218855	Vérifiée
<b>NIV 07</b>	0,011	0,055	0,055	0,0045	2,97	0,0015606	Vérifiée
<b>NIV 08</b>	0,0115	0,0575	0,055	0,0025	2,97	0,00084175	Vérifiée
<b>NIV 09</b>	0,0121	0,0605	0,0575	0,003	2,97	0,0010101	Vérifiée

**Tableau IV.5:** Vérification des déplacements selon Y-Y:

Sens Y-Y							
Niveaux	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta_k$ (m)	$h_k$ (m)	$\Delta_k / h_k$ (%)	Observation
NIV 01	0,001	0,005	0	0,005	3,3	0,00151515	Vérifiée
NIV 02	0,0027	0,0135	0,005	0,0085	2,97	0,00286195	Vérifiée
NIV 03	0,0047	0,0235	0,0135	0,01	2,97	0,003367	Vérifiée
NIV 04	0,0066	0,033	0,0235	0,0095	2,97	0,00319865	Vérifiée
NIV 05	0,0082	0,041	0,033	0,008	2,97	0,0026936	Vérifiée
NIV 06	0,0092	0,046	0,041	0,005	2,97	0,0016835	Vérifiée
NIV 07	0,0092	0,046	0,046	0,0035	2,97	0,0011784	Vérifiée
NIV 08	0,0095	0,0475	0,046	0,0015	2,97	0,00050505	Vérifiée
NIV 09	0,01	0,05	0,0475	0,0025	2,97	0,00084175	Vérifiée

**Analyse des résultats :**

D'après les tableaux ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

**IV.5.5 Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$ : [RPA (5.9)]**

Les effets du 2<sup>ème</sup> ordre (ou effet P- $\Delta$ ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

$P_K$ : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{gi} + \beta \cdot W_{qi})$$

$V_K$ : effort tranchant d'étage au niveau "k"

$\Delta_K$  : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

$h_K$ : hauteur de l'étage "k".

- ✓ Si  $0.1 \leq \Theta_K \leq 0.2$ , les effets P- $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur  $1/(1-q_K)$ .
- ✓ Si  $\Theta_K > 0.2$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau IV.8.

Tableau IV.6: Vérification de l'effet P-Δ :

Niveau	h <sub>k</sub> (m)	P <sub>k</sub> (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ <sub>k</sub>	V <sub>k</sub> (KN)	Θ <sub>k</sub>	Δ <sub>k</sub>	V <sub>k</sub> (KN)	Θ <sub>k</sub>
NIV 01	3,3	18948,9	0,0065	1625,1	0,02296695	0,005	1331,57	0,02156136
NIV 02	2,97	16471,49	0,0105	1482,27	0,03928605	0,0085	1533,68	0,03073694
NIV 03	2,97	14037	0,0115	1339,85	0,04056575	0,01	1461,83	0,03233114
NIV 04	2,97	11624,97	0,0105	1260,197	0,03261266	0,0095	1403,44	0,02649507
NIV 05	2,97	9189,81	0,0095	1120,012	0,02624527	0,008	1265,62	0,01955855
NIV 06	2,97	6418,5	0,0065	997,18	0,01408695	0,005	1126,387	0,00959311
NIV 07	2,97	4560,8	0,0045	1187,59	0,0058187	0,0035	1533,658	0,00350448
NIV 08	2,97	2211	0,0025	629,712	0,0029555	0,0015	459,179	0,00243188
NIV 09	2,97	0	0,003	280,59	0	0,0025	249,887	0

D'après les résultats obtenus dans le tableau IV.8, les effets P-Δ peuvent être négligés

#### b) Justification de l'interaction "Voiles-portiques"

Selon le RPA (art 3.4.4.a), l'interaction est vérifiée si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

- Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical

#### a) Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau IV.3 :

Tableau IV.7: Vérification sous charges verticales :

NIVEAU	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris (%)	
	PORTIQUE	VOILE	PORTIQUE	VOILE
NIV 01	21491,358	2933,762	87,988	12,011
NIV 02	18977,222	2592,537	87,980	12,019
NIV 03	16380,608	2375,739	87,333	12,666
NIV 04	13941,248	2046,422	87,199	12,800
NIV 05	11527,751	1714,045	87,055	12,944
NIV 06	9049,505	1417,701	86,4557	13,544
NIV 07	6307,043	975,541	86,604	13,395
NIV 08	4429,76	772,155	85,156	14,843
NIV 09	2135,229	375,432	85,046	14,953

**Analyse des résultats :**

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge verticale est vérifiée dans tous les niveaux

**b) Sous charges horizontales (Ex et Ey)**

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus

Tableau IV.8: Vérification sous charges horizontales :

NIVEAU	Charges reprises (KN)				Pourcentage repris (%)			
	PORTIQUE		VOILE		PORTIQUE		VOILE	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
NIV 01	1061,103	604,327	563,999	727,245	65,294	45,384	34,705	54,615
NIV 02	1156,602	890,71	325,669	642,972	78,029	58,076	21,970	41,923
NIV 03	1062,116	814,044	277,737	647,79	79,271	55,686	20,728	44,313
NIV 04	981,179	799,23	279,018	604,212	77,859	56,947	22,140	43,052
NIV 05	866,456	671,718	253,556	593,904	77,361	53,074	22,638	46,925
NIV 06	643,643	479,515	353,533	646,872	64,546	42,570	35,453	57,428
NIV 07	624,449	502,927	563,136	1030,731	52,581	32,792	47,418	67,207
NIV 08	397,01	196,91	232,709	262,269	63,045	42,883	36,954	57,116
NIV 09	234,173	134,838	46,421	115,049	83,456	53,959	16,543	46,040

### Analyse des résultats

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge horizontales est vérifiée dans tous les niveaux.

#### IV.5.2. Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où B est l'aire de la section transversale du poteau considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau IV.5.

**Tableau IV.9: Vérification de l'effort normal réduit :**

Niveaux	section	Nd (KN)	Bc(cm <sup>2</sup> )	Fc28	v	Observation
<b>NIV 01</b>	60*60	1929,046	3600	25	0,214	Vérifier
<b>NIV 02</b>	60*60	1689,799	3600	25	0,187	Vérifier
<b>NIV 03</b>	60*55	1457,877	3300	25	0,176	Vérifier
<b>NIV 04</b>	60*55	1229,488	3300	25	0,149	Vérifier
<b>NIV 05</b>	60*55	1004,996	3300	25	0,121	Vérifier
<b>NIV 06</b>	55*55	786,607	3025	25	0,104	Vérifier
<b>NIV 07</b>	55*55	573,473	3025	25	0,075	Vérifier
<b>NIV 08</b>	55*50	364,655	2750	25	0,053	Vérifier
<b>NIV 09</b>	55*50	154,698	2750	25	0,022	Vérifier

### Conclusion :

Lors de la modélisation l'exigence qui a conditionnée les dimensions des poteaux, poutres et même la disposition des voiles a été la condition de l'interaction voile-portique.

En vérifiant cette interaction, les autres conditions du RPA99/V2003 se retrouvent vérifiées d'elles même (période de vibrations, taux de participation massique ; effet P-Δ. Et effort normale réduit).

Les sections des poteaux et des poutres déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées.

## V.1. Etude des poteaux

### 1) Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Les poteaux seront ferrailés à la flexion composée suivant les combinaisons de sollicitations les plus défavorables, parmi celles introduites dans le logiciel SAP2000 dans l'ordre suivant :

- |                 |               |
|-----------------|---------------|
| 1) 1.35G + 1.5Q | 4) G + Q + Ey |
| 2) G + Q        | 5) 0.8 G + Ex |
| 3) G + Q + Ex   | 6) 0.8 G + Ey |

Le calcul des armatures se fait en suivant les couples de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant ( $N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$ )
- Effort normal minimal et le moment correspondant ( $N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$ )
- Le moment maximal et l'effort normal correspondant ( $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$ )

Les résultats obtenus pour les sollicitations maximales des poteaux sont résumés dans le tableau qui suit :

**Tableau.V.1 : Valeurs des sollicitations dans les poteaux**

Poteaux	Nmax (KN)	M corr (KN.m)	Comb	Nmin (KN)	M corr (KN.m)	Comb	Mmax (KN.m)	Ncorr (KN)	Comb	V (KN)
60×60	-1929,046	-40,8353	1	-27,76	114,1544	5	161,1182	-771,284	6	123,385
60×55	-1457,877	-47,297	1	-0,84	11,42	2	170,723	153,339	3	113,426
55×55	-786,607	-40,2459	1	-5,713	35,7745	5	102,8417	-18,247	3	66,048
55×50	-393,633	-4,6712	1	-3,401	33,4825	5	73,047	-112,395	1	43,373

### 2) Ferrailage des poteaux :

#### 2.1) Armatures longitudinales :

##### a) Démarche à suivre :

La démarche à suivre pour le ferrailage des poteaux est simple. On tire d'abord les sections d'armatures des poteaux directement du logiciel SAP 2000 en utilisant la commande (startdesign /check of structure) si ce dernier est inférieure au minimum donné par le RPA99, dans ce cas on sera ramener à déterminer la section d'armature en utilisant le logiciel SOCOTEC (voir Annexe 03) si les résultats de ce dernier sont supérieures à ceux du RPA dans ce cas on ferraille avec, si non on ferraille avec le minimum du RPA99.

b) Le calcul du ferrailage des poteaux se fait suivant les deux plans (1-2 et 1-3) et selon la combinaison la plus défavorable, les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau.V.2 : Résultats des Armatures longitudinale dans les poteaux**

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>SOCOTEC</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>RPA</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
RDC, Etage 1	60×60	29,9	28,8	8T20+ 4T16= 33,17
Etage 2, 3 et 4	60×55	23,48	26,4	4T20+8T16= 28,65
Etage 5 et 6	55×55	13,67	24,2	8T16+4T20= 28.65
Etage 7 et 8	55×50	5,93	22	4T20+6T16= 24.62

**c) Recommandations du RPA 99 :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de :  $A_{\min} = 0.8 \% b_1 \times h_1$  en zone IIa
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm en zone IIa.
- Leur pourcentage maximale sera de :  
4 % en zone courante  
6 % en zone de recouvrement
- La longueur minimale des recouvrements est de  $40\phi$  En zoneIIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (01) :

$$h' = \text{Max} \left( \frac{h_c}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$



$h_e$  : est la hauteur de l'étage

$b_1, h_1$  : Dimensions de la section transversale du poteau

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99 sont apportées dans le tableau suivant :

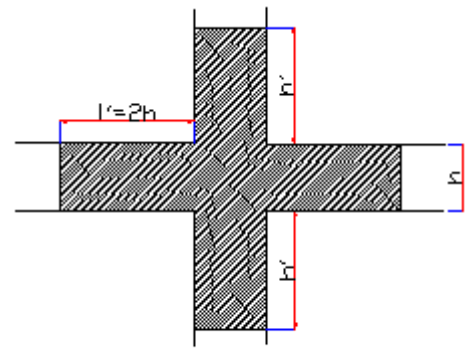


Figure (01) : zone nodale

**Tableau.V.3** : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	Section du poteau	Amin RPA (cm <sup>2</sup> )	AmaxRPA (cm <sup>2</sup> )	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	60×60	28,8	144	216
Etage 2,3 et 4	60×55	26,4	132	198
Etage 5 et 6	55×55	24,2	121	181,5
Etage 7 et 8	55×50	22	110	165

## 2.2) Armatures transversales :

D'après le RPA 99 (Art : 7.4.2.2), les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule suivante:

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

$V_u$  : L'effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant :

$$\rho_a = \begin{cases} 2.50 & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 3.75 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases}$$

$t$  : Espacement des armatures transversales ;

$S_t \leq \text{Min} (10 \phi_{\min}, 15 \text{ cm})$ .....Zone nodale(en zone IIa).

$S_t \leq 15\Phi_{\min}$  .....zone courante(en zone IIa).

$\phi_{\min}$  : Le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

- La quantité minimale des armatures transversales  $A_t$  en % est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0.003 * t * b_1 \dots \dots \dots \text{ Si } \lambda_g \geq 5.$$

$$A_t^{\min} = 0.008 * t * b_1 \dots \dots \dots \text{ Si } \lambda_g < 5.$$

→ Si  $3 < \lambda_g < 5$  → Interpoler entre les valeurs limites précédentes, on obtient la

formule suivante :  $A_t^{\min} = 0.0025 * t * b_1 * (6.2 - \lambda_g)$

- $\lambda_g$  : est l'elencement géométrique du poteau égal à :

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec :

a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée

$l_f$  : Longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\phi_t$  minimum .

Les résultats obtenus pour le calcul des armatures transversales sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau.V.4 : Armatures transversale dans les poteaux ( $\phi$ )**

Niveau	RDC	1 <sup>er</sup> étage	Etage 2,3 et 4	Etage 5 et 6	Etage 7 et 8
Section (cm <sup>2</sup> )	60×60	60×60	60×55	55×55	55×50
$\phi_t^{\max}$ (cm)	2	2	2	2	2
$\phi_t^{\min}$ (cm)	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6
$l_f$ (cm)	231	207.9	207.9	207.9	207.9
$\Lambda_g$	3.85	3.46	3.78	3.78	4.16
Vu (KN)	123.385	123.385	113.426	66.048	43.373
$S_t$ zone nodale (cm)	10	10	10	10	10
$S_t$ zone courante (cm)	15	15	15	15	15
$A_t$ zone nodale (cm <sup>2</sup> )	1.93	1.93	1.77	1.12	0.74
$A_t$ zone courante (cm <sup>2</sup> )	2.89	2.89	2.65	1.69	1.1
$A_t^{\min}$ zone nodale (cm <sup>2</sup> )	3.52	4.11	3.33	3.33	2.8
$A_t^{\min}$ zone courante (cm <sup>2</sup> )	5.29	6.16	5	5	3.82
$A_t$ adopté (cm <sup>2</sup> )	6HA10+ 2HA8 =5.72	8HA10 =6.32	6HA10+2HA8 =5.72	6HA10+2HA8 =5.72	4HA10+ 2HA8 = 4.16

→ Conformément au RPA et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_t^{\max}}{3} \Rightarrow \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

### 2.3) Vérifications à faire :

#### a) Vérification au flambement :

Selon BAEL91, (Art 4.4.1) : les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité et le plus élancé à chaque niveau.

→ Le poteau le plus élancé : ( $l_0=3.3\text{m}$ )

D'après le CBA93 on doit vérifier que :

$$N_u = \alpha \times \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \text{ (Art : B.8.2.1)}$$

Avec :

$B_r$  : Section réduite du béton

$\gamma_b = 1.5$  : Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1.15$  coefficient de sécurité de l'acier.

$\alpha$  : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élancement  $\lambda$ .

$A_s$  : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si: } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right) & \text{si: } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Tel que :  $\lambda = \frac{l_f}{i}$  avec  $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$

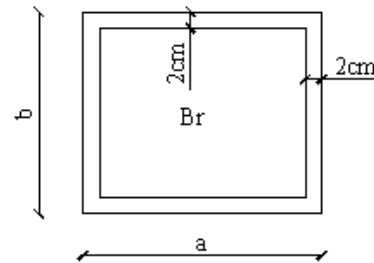


Figure (02) : La section réduite.

→ Cas d'une section rectangulaire :  $I = \frac{b \times h^3}{12}$

D'où :  $\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{b}$  avec  $l_f$  : Longueur de flambement

Avec :  $l_f = 0.7 \times l_0$

$B_r = (a-2) \times (b-2)$  avec :  $\begin{cases} a : \text{Largeur de la section nette} \\ b : \text{Hauteur de la section nette.} \end{cases}$

$A_s$  : Section d'armature.

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.V.5 : Vérification de l'effort normale ultime

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	L <sub>0</sub> (m)	l <sub>f</sub> (m)	I (m)	Λ	A	As (cm <sup>2</sup> )	B <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sub>max</sub> (KN)	N <sub>u</sub> (KN)
RDC	60*60	3.3	2.31	0.1732	13.32	0.826	33.17	3364	1929.046	6098.662
Etage1	60*60	2.97	2.08	0.1732	12	0.83	33.17	3364	1929.046	6128.196
Etage2	60*55	2.97	2.08	0.1732	13.085	0.8268	28.65	3074	1457.877	5530.559
Etage3	60*55	2.97	2.08	0.1732	13.085	0.8268	28.65	3074	1457.877	5530.559
Etage4	60*55	2.97	2.08	0.1732	13.085	0.8268	28.65	3074	1457.877	5530.559
Etage5	55*55	2.97	2.08	0.1587	13.085	0.8268	28.65	2809	786.607	5124.815
Etage6	55*55	2.97	2.08	0.1587	13.085	0.8268	28.65	2809	786.607	5124.815
Etage7	55*50	2.97	2.08	0.1587	14.393	0.822	24.62	2544	393.633	4576.451
Etage8	55*50	2.97	2.08	0.1587	14.393	0.822	24.62	2544	393.633	4576.451

→ N<sub>max</sub> < Nu ⇒ Pas de risque de flambement.

**b) Vérification des contraintes :**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{S} + \frac{M_{ser} \times v}{I_{gg}} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

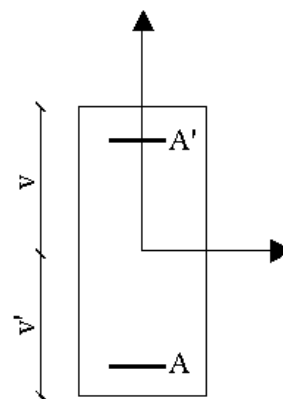
$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A'_s \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{1}{B} \times \left( \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$v' = h - v \text{ et } d = 0.9h$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s$$



Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau .V.6 :Vérification des contraintes dans le béton

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	D (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	v (cm)	v' (cm)	I <sub>gg</sub> (m <sup>4</sup> )	N <sub>ser</sub> (KN)	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
RDC	60*60	54	33.17	32.914	27.086	0.013	1398.142	56.1279	5.308	15
Etage1	60*60	54	33.17	32.914	27.086	0.013	1398.142	56.1279	5.308	15
Etage2	60*55	54	28.65	32.765	27.235	0.012	1056.716	43.7546	4.394	15
Etage3	60*55	54	28.65	32.765	27.235	0.012	1056.716	43.7546	4.394	15
Etage4	60*55	54	28.65	32.765	27.235	0.012	1056.716	43.7546	4.394	15
Etage5	55*55	49.5	28.65	30.236	24.764	0.0094	570.237	44.5664	3.316	15
Etage6	55*55	49.5	28.65	30.236	24.764	0.0094	570.237	44.5664	3.316	15
Etage7	55*50	49.5	24.62	30.104	24.896	0.0085	284.86	52.5893	2.898	15
Etage8	55*50	49.5	24.62	30.104	24.896	0.0085	284.86	52.5893	2.898	15

Donc les contraintes sont vérifiées vis-à-vis de la compression du béton.

### C) Vérification aux sollicitations tangentes :

Selon le RPA 99 (Art : 7.4.3.2), on doit vérifier que la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique ( $\tau_{bu}$ ) est inférieure

à la contrainte admissible :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

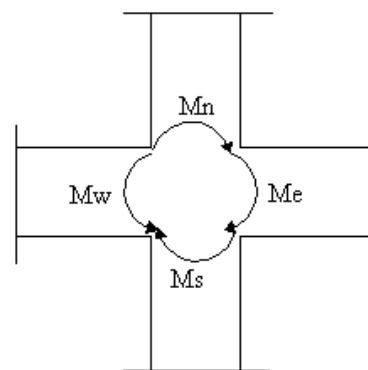
**Tableau .V.7: Résultats des vérifications des sollicitations tangentes**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	l <sub>f</sub> (m)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	d (cm)	V <sub>u</sub> (KN)	τ (MPa)	τ <sub>adm</sub> (MPa)
RDC	60*60	2.31	3.85	0.04	54	123.385	0.38	1
Etage1	60*60	2.079	3.46	0.04	54	123.385	0.38	1
Etage2	60*55	2.079	3.78	0.04	54	113.426	0.382	1
Etage3	60*55	2.079	3.78	0.04	54	113.426	0.382	1
Etage4	60*55	2.079	3.78	0.04	54	113.426	0.382	1
Etage5	55*55	2.079	3.78	0.04	49.5	66.048	0.242	1
Etage6	55*55	2.079	3.78	0.04	49.5	66.048	0.242	1
Etage7	55*50	2.079	4.16	0.04	49.5	43.373	0.175	1
Etage8	55*50	2.079	4.16	0.04	49.5	43.373	0.175	1

**d) Vérification des zones nodales :**

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA99 (Art.7.6.2) exige de vérifier que :  $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).

**Figure (03) : La zone nodale**

Avec :

$$M_n = A_n \cdot z \cdot \sigma_s ; M_s = A_s \cdot z \cdot \sigma_s$$

$$M_e = A_e \cdot z \cdot \sigma_s ; M_w = A_w \cdot z \cdot \sigma_s$$

Tel que :

M<sub>s</sub>, M<sub>n</sub> : moments résistants dans les poteaux Sud (bas), et Nord (haut) du nœud considérer respectivement.

M<sub>w</sub>, M<sub>e</sub> : moments résistants dans les poutres WEST (gauches) et EST (droites) du nœud considérer respectivement

- **Détermination du moment résistant dans les poteaux :**

Le moment résistant (M<sub>R</sub>) d'une section de béton dépend essentiellement

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton

- De la contrainte limite élastique des aciers

$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s$  Avec :  $Z = 0.85 \times h$  ( $h$  : La hauteur totale de la section du béton).

$$\text{et } \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau.V.8 : Résultats des moments résistant dans les poteaux.**

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Plans	Z (m)	As (m <sup>2</sup> )	M <sub>R</sub> (KN.m)
RDC	60*60	1-2	0.54	0.003317	623.33
		1-3	0.54		623.33
Etage 1	60*60	1-2	0.54	0.003317	623.33
		1-3	0.54		623.33
Etage 2	60*55	1-2	0.54	0.002865	538.39
		1-3	0.495		493.525
Etage 3	60*55	1-2	0.54	0.002865	538.39
		1-3	0.495		493.525
Etage 4	60*55	1-2	0.54	0.002865	538.39
		1-3	0.495		493.525
Etage 5	55*55	1-2	0.495	0.002865	493.525
		1-3	0.495		493.525
Etage 6	55*55	1-2	0.495	0.002865	493.525
		1-3	0.495		493.525
Etage 7	55*50	1-2	0.495	0.002462	424.104
		1-3	0.45		385.55
Etage 8	55*50	1-2	0.495	0.002462	424.104
		1-3	0.45		385.55

### 3) Dispositions constructives :

- Longueur des crochets est de :  $L = 10\phi_t = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}$

- La longueur minimale des recouvrements est de  $L_r = 40\phi = 40 \times 2.0 = 80 \text{ cm}$

Soit :  $L_r = 80 \text{ cm}$

-La zone nodale : les dimensions de la zone nodale sont :



Pour le RDC :  $h' = \text{Max} \left( \frac{h_c}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right) \Rightarrow h' = \text{Max} ( 47.5; 60; 60; 60 )$

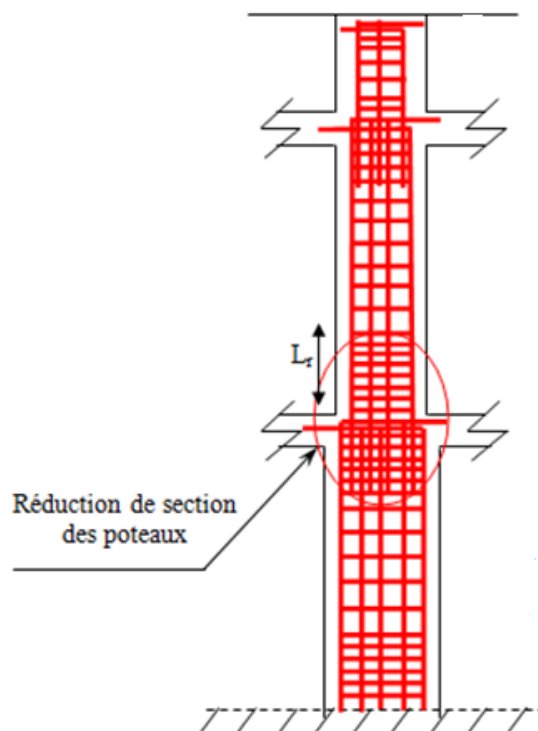
soit :  $h' = 70 \text{ cm}$

$l' = 2h \iff l' = 2 \times 60 = 120 \text{ cm}$

Pour 1<sup>er</sup> et le 2<sup>eme</sup> étage :  $h' = 70 \text{ cm}$  et  $l' = 120 \text{ cm}$

Pour le 3<sup>eme</sup>, 4<sup>eme</sup> étage :  $h' = 70 \text{ cm}$  et  $l' = 120 \text{ cm}$

Pour le 5<sup>eme</sup>, 6<sup>eme</sup>, 7<sup>eme</sup> et 8<sup>eme</sup> étage :  $h' = 70 \text{ cm}$  et  $l' = 110 \text{ cm}$



**Figure (04):** Coupe longitudinale

4) Schéma de ferrailage des poteaux :

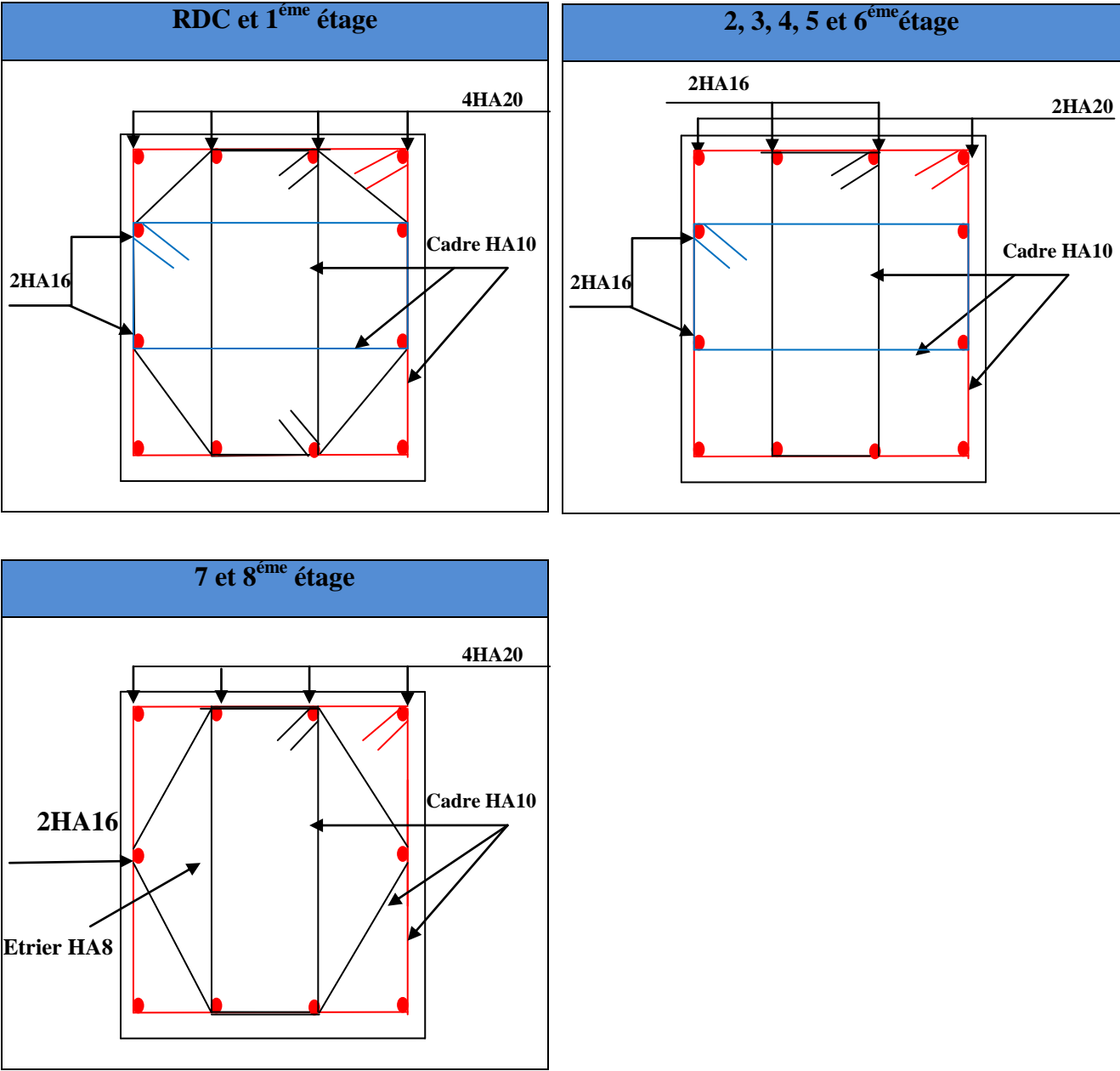


Figure (05): Schéma de ferrailage

**V.2. Etude des poutres :****V.2.1 Introduction :**

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations ( $M$ ,  $N$ ,  $T$ ) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le **BAEL91**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** suivantes :

- 1).  $1.35G+1.5Q$
- 2).  $G+Q$
- 3).  $G+Q+E$
- 4).  $G+Q-E$
- 5).  $0.8G+E$
- 6).  $0.8G-E$

**V.2.2.2. Ferrailage :****a). Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)**

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de

0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante,
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi$  en zone IIa.

Avec :  $\Phi_{\max}$  : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la **figure (05)**, avec des crochets à  $90^\circ$ . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.

- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

### b). Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

$S_t$  : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

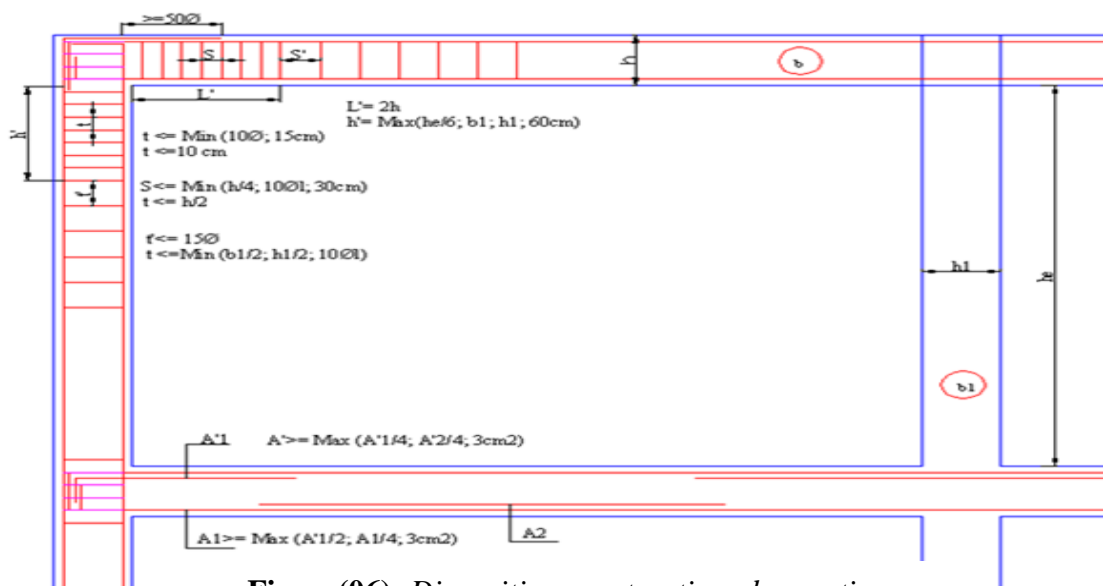
- $S_t \leq \min(h/4; 12\Phi_1)$  en zone nodale,
- $S_t \leq h/2$  en dehors de la zone nodale.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

La valeur du diamètre  $\phi$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement

### V.2.3. Dispositions constructives des portiques : RPA 99 (Figure 7.5)



Figure(06): Disposition constructive des portiques.

**V.2.4.Recommandation de BAEL :**

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition de non fragilité}) \text{BAEL91 (Art F.IV.2)}$$

**V.2.5. Calcul du ferrailage :****A). Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple) :**

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel SAP2000

**Calcul du moment réduit ultime :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2 \text{MPa} & \text{situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48 \text{MPa} & \text{situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

→ Si  $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.3916$  alors :

$$A_s' = 0 \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\text{avec : } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{pour les situations courantes.} \\ 1 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \rightarrow z = d(1 - 0.4\alpha)$$

→ Si  $\mu_{bu} > \mu_l = 0.3916$  alors

$$A_s' = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_l}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A_s'$$

$$\text{Avec : } M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

**B).Exemple de calcul :**

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30×45) la plus sollicitée

Avec les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} M_t = 78,09 \text{ KN.m} \dots (G+Q+E_x) \\ M_a = 137,5 \text{ KN.m} \dots (G+Q+E_x) \end{cases}$$

**Armatures en travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{78,09 \times 10^6}{300 \times 420^2 \times 18,48} = 0,08$$

$$\mu_{bu} = 0,08 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,104$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,403m$$

$$A_{st} = \frac{M_A}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{31,61 \times 10^{-3}}{0,411 \times 348} = 4,85cm^2$$

**Armatures en appui :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{137,5 \times 10^6}{300 \times 420^2 \times 18,48} = 0,141$$

$$\mu_{bu} = 0,141 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,190$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,388m$$

$$A_{st} = \frac{M_A}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{104,59 \times 10^{-3}}{0,396 \times 400} = 8,86cm^2$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres

**Tableau .V.9: Ferrailage des poutres principales et secondaires :**

Niveau	Type de poutre	Section	Localis	M (KN.m)	V (KN)	A calcul (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barres
Etage courant	Poutre principale	30×45	Appuis	137,5	187,66	10,47	6,75	10,65	3T14+3T16
			Travée	78,09		5,65		10,65	3T14+3T16
	Poutre secondaire	30×40	Appuis	132,8	158,42	9,94	6	10,65	3T14+3T16
			Travée	40,8		2,84		10,65	3T14+3T16
Terrasse	Poutre principale	30×45	Appuis	65,65	79,68	4,71	6,75	8,01	3T14+3T12
			Travée	33,03		2,31		8,01	3T14+3T12
	Poutre secondaire	30×40	Appuis	33,57	32,91	2,32	6	8,01	3T14+3T12
			Travée	13,59		0,93		8,01	3T14+3T12

### V.2.6. Vérification des armatures selon le RPA 99 :

- Pourcentage maximum des armatures longitudinales :

En zone courante :  $A_{max} = 4\%b \times h = 0,04 \times 45 \times 30 = 54 cm^2 > A_{adopté}$

**En zone de recouvrement:**  $A_{\max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

• **Les longueurs de recouvrement :**

$$L_r > 40 \times \phi \text{ en zone II } L_r > 40$$

$$\phi = 16 \text{ mm } L_r > 40 \times 16 = 64 \text{ cm on adopte } L_r = 65 \text{ cm}$$

$$\phi = 14 \text{ mm } L_r > 40 \times 14 = 56 \text{ cm on adopte } L_r = 60 \text{ cm}$$

$$\phi = 12 \text{ mm } L_r > 40 \times 12 = 48 \text{ cm on adopte } L_r = 50 \text{ cm}$$

**V.1.7. Les armatures transversales :**

**a). Calcul de  $\Phi_t$  :**

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{45}{35}; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1.2; 1.28; 3 \text{ cm})$$

$$\phi_t \leq 1.2 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

Donc on opte pour  $A_t = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de T10 pour toutes les poutres

**b). Calcul des espacements des armatures transversales :**

**1.  $S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$  avec:**

$$1) S_{t1} = \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 37.8 \text{ cm}$$

$$2) S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_{t2} \leq 51.53 \text{ cm}$$

$$3) S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \leq 86.68 \text{ cm}$$

**2. Selon RPA99 Art (7.5.2.2) :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_t\right)$$

✓ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min(11.25; 14.4) = 11.25 \text{ cm}$$

Soit:  $S_t=10$  cm

✓ **Zone courante** :  $S_t \leq h/2 = 45/2=22.5$ cm.

Soit  $S_t = 15$ cm

**c).Vérification des sections d’armatures transversales :**

$$A_t^{\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot h = 0,003 \cdot 15 \cdot 45 = 2,025 \text{cm}^2$$

$$A_t = 3.14 > A_{\min} = 2.02 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**V.1.8. Vérification à l’ELU :**

**a).Condition de non fragilité : BAEL91(Art F.IV.2)**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1,52 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

**b).Contrainte tangentielle maximale :**

**Vérification de l’effort tranchant :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Tel que :  $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$  ..... **BAEL91 (Art H.III.2)**

Fissuration peu nuisible  $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5 \text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} .$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau .V.10 : Vérification des contraintes tangentielles :**

Poutres	Vu (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Principales	187,66	1,49	3.33	Vérifiée
Secondaires	158,42	1,26	3.33	Vérifiée

Donc Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

**c).Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

✓ Appuis de rives  $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots (1) .$  **BAEL91 (Art H.IV.2)**

✓ Appuis intermédiaires  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}) \dots\dots\dots (2)$   $\gamma_s = 1.15,$

$f_e = 400 \text{MPa}$



Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

**Tableau .V.11: Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

Poutres	A <sub>l</sub> (cm <sup>2</sup> )	V <sub>u</sub> (KN)	M <sub>a</sub> (KN.m)	A <sub>l</sub> <sup>rive</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>l</sub> <sup>int</sup> (cm <sup>2</sup> )	Observation
Principales	10.65	187,66	137,5	5,40	-5,06	Vérifiée
Secondaires	10,65	158,42	132,8	4,55	-6,91	Vérifiée

**V.9. Vérification à l’ELS :**

**a). Etat limite de compression du béton :**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa \quad \text{BAEL91 (Art E.III.1)}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

**Tableau .V.12: Vérification de l’état limite de compression du béton :**

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	52,23	177826,78	16,48	<b>4,84</b>	<b>15</b>	vérifiée
	Travées	23,95	177826,78	16,48	<b>2,22</b>	<b>15</b>	vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	28	134931,48	15,23	<b>3,16</b>	<b>15</b>	vérifiée
	Travées	8,28	134931,48	15,23	<b>0,35</b>	<b>15</b>	vérifiée

**b). Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) :**

D’après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

**Tableau .V.13: Vérification de la flèche pour les poutres :**

	h <sub>t</sub> cm	b cm	L (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	45	30	5,2	10.65	0,087	0,075	0,0085	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	40	30	4	10.65	0,10	0.075	0,0096	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

**V.1.10. Schéma de ferrailage des Poutres :**

Le ferrailage des poutres est donné dans le tableau ci-dessous:

*Tableau .V.14: Le ferrailage des poutres:*

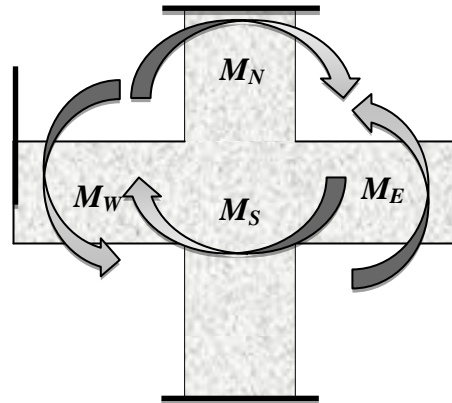
<b>Étage courant</b>		
	En travée	En appui
PP	<p style="text-align: center;"><b>En travée</b></p>	<p style="text-align: center;"><b>En appui</b></p>
PS	<p style="text-align: center;"><b>En travée</b></p>	<p style="text-align: center;"><b>En appui</b></p>

Terrasse		
	En travée	En appui
PP		
PS		

➤ **Vérification des zones nodales**

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$



**Figure (07):** La zone nodale

**Détermination du moment résistant dans les poteaux :**

Le moment résistant ( $M_R$ ) d'une section de béton dépend essentiellement :

- des dimensions de la section du béton,
- de la quantité d'armatures dans la section,
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

$$\text{avec : } z = 0.9 \times h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

**Tableau .V.15:** Les moments résistants dans les poteaux

Niveau	Section( $\text{cm}^2$ )	Z(cm)	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$M_R$ (KN.m)
Entre sol, RDC et 1 <sup>er</sup> étage	60×60	54	33,17	623,33
2, 3, 4 <sup>ème</sup> étage	60×55	54	28,65	538,39
5 et 6 <sup>ème</sup> étage	55×55	49,5	28,65	493,53
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	55×50	49,5	24,62	424,1

Tableau .V.16: Les moments résistants dans les poutres

Niveau	Type	Section (cm)	Z(cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_R$ (KN.m)
Étage courant	PP	30×45	40.5	10,65	150,1
	PS	30×40	36	10,65	133,42
Terrasse	PP	30×45	40.5	8,01	112,9
	PS	30×40	36	8,01	100,35

Tableau .V.17: Vérification de la zone nodale

Niveau		$M_N$	$M_S$	$M_N+M_S$	$M_W$	$M_E$	$1.25 (M_W+M_E)$	Observation
Entre sol, RDCet 1 <sup>er</sup> étage	x-x	623,33	623,33	1246,66	150,1	150,1	375,25	vérifiée
	y-y				133,42	133,42	333,55	vérifiée
2, 3, 4 <sup>ème</sup> étage	x-x	538,39	538,39	1076,78	150,1	150,1	375,25	vérifiée
	y-y				133,42	133,42	333,55	vérifiée
5 et 6 <sup>ème</sup> étage	x-x	493,53	493,53	987,06	150,1	150,1	375,25	vérifiée
	y-y				133,42	133,42	333,55	vérifiée
7 <sup>ème</sup> étage	x-x	424,1	424,1	848,2	150,1	150,1	375,25	vérifiée
	y-y				133,42	133,42	333,55	vérifiée
8 <sup>ème</sup> étage	x-x	424,1	424,1	848,2	112,9	112,9	282,25	vérifiée
	y-y				100,35	100,35	250,88	vérifiée

- **Conclusion :** La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

**V.3. Étude des voiles :****V.3.1. Introduction :**

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- 1).  $1.35G+1.5Q$
- 2).  $G+Q\pm E$
- 3).  $0.8G\pm E$

**V.3.2. Recommandations du RPA99 :**

Les voiles comportent des :

**a). Aciers verticaux : [7.7.4.1]**

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

Avec :  $l_t$ : longueur de la zone tendue,  
 $e$ : épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement  $S_t < e$ .

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

**b). Aciers horizontaux : [7.7.4.2]**

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc il doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de  $10\Phi$ .

**c). Règles communes :**

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

– Globalement dans la section du voile 0.15%.

– En zone courante (non tendue) 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales est :  $S \leq \min(1.5e, 30\text{cm})$ .

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré.

Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

–  $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

–  $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec: } V = 1.4Vu$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

**V.3.3. Sollicitations de calcul :**

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

*Tableau .V.18: Sollicitations max de calcul dans le voile  $V_{x1}$ // à  $x-x'$ .*

Niveau	Voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous-sol, RDC et 1 <sup>er</sup> étage	$V_{x1, (1,2,3)}$	464,26	447,16	553,16	213,95	121,82	537,28	166,26
2,3 et 4 <sup>ème</sup> étage	$V_{x1, (4,5,6)}$	353,29	440,98	546,5	131,30	66,23	530,22	131,42
5 et 6 <sup>ème</sup> étage	$V_{x1, (7,8)}$	241,925	755,75	802,32	57,7	16,92	796	258,91
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	$V_{x1, (9,10)}$	87,76	49,53	100,44	54,7	53,24	15,43	36,13

*Tableau .V.19: Sollicitations max de calcul dans le voile  $V_{y1}$ // à  $y-y'$ .*

Niveau	Voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous-sol, RDC et 1 <sup>er</sup> étage	$V_{y1, (1,2,3)}$	639,4	20,45	562,78	523,61	270,86	535,98	152,43
2,3 et 4 <sup>ème</sup> étage	$V_{y1, (4,5,6)}$	463,57	445	445	463,57	280,62	102,84	109,84
5 et 6 <sup>ème</sup> étage	$V_{y1, (7,8)}$	295	715,87	778,5	242,5	154,13	122,47	327,54
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	$V_{y1, (9,10)}$	105,35	131,74	184,75	88,65	66,84	69,38	43,24

*Tableau .V.20: Sollicitations max de calcul dans le voile  $V_{y3}$ // à  $y-y'$ .*

Niveau	Voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous-sol, RDC et 1 <sup>er</sup> étage	$V_{y3, (1,2,3)}$	879,87	62,86	500,18	477,09	432,95	48,97	159,70
2,3 et 4 <sup>ème</sup> étage	$V_{y3, (4,5,6)}$	666,32	360,68	383,87	516,88	344,74	22,72	117,68
5 et 6 <sup>ème</sup> étage	$V_{y3, (7,8)}$	125,98	65,85	65,85	125,98	66,25	17,56	43,26
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	$V_{y3, (9,10)}$	125,98	65,85	65,85	125,98	66,25	17,56	43,26



Tableau .V.21: Sollicitations max de calcul dans le voile  $V_{y4}$ // à y-y :

Niveau	Voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous-sol, RDC et 1 <sup>er</sup> étage	$V_{y4, (1,2,3)}$	670,47	11,14	474,47	584,72	376,91	65,11	138,27
2,3 et 4 <sup>ème</sup> étage	$V_{y4, (4,5,6)}$	459,81	524	524	459,81	240,53	80,65	115,93
5 et 6 <sup>ème</sup> étage	$V_{y4, (7,8)}$	296,98	552,08	555,93	229,5	155,48	10,6	225,84
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	$V_{y4, (9,10)}$	114,63	58,67	131,96	92,10	61,4	47,49	23,74

Tableau .V.22: Sollicitations max de calcul dans le voile  $V_{y5}$ // à y-y :

Niveau	Voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous-sol, RDC et 1 <sup>er</sup> étage	$V_{y5, (1,2,3)}$	707,5	62,52	768,06	596,01	418,81	191,7	193,34
2,3 et 4 <sup>ème</sup> étage	$V_{y5, (4,5,6)}$	566,48	650,06	650,06	566,48	289,69	230,07	137,05
5 et 6 <sup>ème</sup> étage	$V_{y5, (7,8)}$	323	924,36	1061,25	133,1	66,53	1034,07	338,56
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	$V_{y5, (9,10)}$	117,74	95,71	159,22	105,82	64,96	67,35	31,25

### V.3.4 Calcul du ferrailage :

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales de voile

$V_{x1}$  dans les autres niveaux :

Tableau .V.23: Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{x1}$  dans tous les niveaux :

Niveau	Sous-sol, RDC et 1 <sup>ème</sup> étage	2,3 et 4 <sup>ème</sup> étage	5 et 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0,15×1,3	0,15×1,3	0,15×1,3	0,15×1,3
M(KN)	447,2	546,5	755,7	100,4
N(KN)	446,2	131,3	241,9	54,7
section	SPC	SPC	SPC	SPC
V (KN)	166,3	131,4	258,9	36,1
$\tau$ (MPa)	1,32	1,048	2,065	0,29
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	15,14	13,68	13,97	3,3
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	3,93	2,93	2,93	2,93
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>16,08</b>	<b>14,32</b>	<b>14,32</b>	<b>6,32</b>
$N^{bre}$ /par face	8HA16	6HA14+2HA12	6HA14+2HA12	8HA10
$S_t$ (cm)	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1,24	0,98	01,94	0,27
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0,45	0,45	0.45	0.45
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>2,26</b>	<b>2,26</b>	<b>2,26</b>	<b>1.01</b>
$N^{bre}$ /par Plan	2HA12	2HA12	2HA12	2HA8
$S_t$ (cm)	20	20	20	20

Tableau .V.24: Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{y1}$  dans tous les niveaux :

Niveau	Sous-sol, RDC et 1 <sup>ème</sup> étage	2,3 et 4 <sup>ème</sup> étage	5 et 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0,15×1,55	0,15×1,55	0,15×1,55	0,15×1,55
M(KN)	562,27	445	778,85	131,7
N(KN)	523,36	463,57	242,5	105,3
section	SPC	SPC	SPC	SPC
V (KN)	152,4	109,8	327	43,24
$\tau$ (MPa)	1,02	1,02	2,18	0,28
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	16,48	13,6	11,61	3,65
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	3,48	3,48	3,48	3,48
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>16,68</b>	<b>13,86</b>	<b>11,81</b>	<b>7,11</b>
$N^{bre}$ /par face	6HA16+3HA14	9HA14	4HA14+5HA12	9HA10
$S_t$ (cm)	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	0,96	0,69	2,05	0,27
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>2,26</b>	<b>2,26</b>	<b>2,26</b>	<b>1,01</b>
$N^{bre}$ /par plan	2HA12	2HA12	2HA12	2HA8
$S_t$ (cm)	20	20	20	20

Tableau .V.25: Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{y3}$  dans tous les niveaux.

Niveau	Sous-sol, RDC et 1 <sup>ème</sup> étage	2,3 et 4 <sup>ème</sup> étage	5 et 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0,15 × 1,55	0,15 × 1,55	0,15 × 1,55	0,15 × 1,55
M(KN)	62,86	360,68	65,58	65,58
N(KN)	879,87	666,3	125,98	125,98
Section	SEC	SPC	SPC	SPC
V (KN)	159,7	117,68	43,36	43,36
$\tau$ (MPa)	1,068	0,787	0,29	0,29
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	14,40	14,40	3,079	3,079
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	3,48	3,48	3,48	3,48
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>14,8</b>	<b>14,8</b>	<b>7,11</b>	<b>7,11</b>
$N^{bre}$ /par face	2HA16+7HA14	2HA16+7HA14	9HA10	9HA10
$S_t$ (cm)	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1	0,74	0,27	0,27
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>1,01</b>	<b>1,01</b>	<b>1,01</b>	<b>1,01</b>
$N^{bre}$ /par plan	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t$ (cm)	20	20	20	20

Tableau .V.26: Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{y4}$  dans tous les niveaux

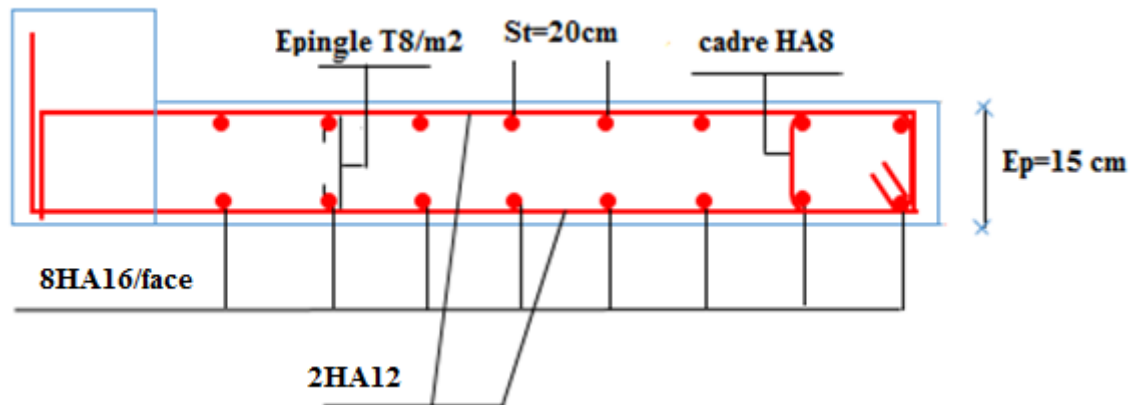
Niveau	Sous-sol, RDC et 1 <sup>ème</sup> étage	2,3 et 4 <sup>ème</sup> étage	5 et 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage
Section ( $m^2$ )	0,15×1,25	0,15×1,25	0,15×1,25	0,15×1,25
M(KN)	47,447	524	552	131,9
N(KN)	584,7	459,81	296,98	92
section	SPC	SPC	SPC	SPC
V (KN)	138,27	115,9	225,8	23,74
$\tau$ (MPa)	0,29	0,96	1,87	0,197
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ ( $cm^2$ )	17,82	17,50	16,25	4,129
$A_v^{min}$ ( $cm^2$ )	2,81	2,81	2,81	2,81
$A_v^{adop}$ ( $cm^2$ )	<b>18,59</b>	<b>18,59</b>	<b>16,33</b>	<b>5,53</b>
$N^{bre}$ /par face	4HA20+3HA16	4HA20+3HA16	2HA20+5HA16	7HA10
$S_t$ (cm)	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ ( $cm^2$ )	1,08	1,08	1,76	0,18
$A_h^{min}$ ( $cm^2$ )	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adop}$ ( $cm^2$ )	<b>2,26</b>	<b>2,26</b>	<b>2,26</b>	<b>1,01</b>
$N^{bre}$ /par plan	2HA12	2HA12	2HA12	2HA8
$S_t$ (cm)	20	20	20	20

Tableau .V.27: Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{y5}$  dans tous les niveaux

Niveau	Sous-sol, RDC et 1 <sup>ème</sup> étage	2,3 et 4 <sup>ème</sup> étage	5 et 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0,15×1,7	0,15×1,7	0,15×1,7	0,15×1,7
M(KN)	768	650	1061,25	159,2
N(KN)	596	566,4	133,1	105,8
section	SPC	SPC	SPC	SPC
V (KN)	193,3	137	338,5	31,25
$\tau$ (MPa)	1,78	0,836	2,06	1,068
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	19,8	17,47	16,33	4,5
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	3,82	3,82	3,82	3,82
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>20,35</b>	<b>18,09</b>	<b>17,15</b>	<b>7,11</b>
$N^{bre}$ /par face	2HA20+7HA16	9HA16	7HA16+2HA14	9HA10
$S_t$ (cm)	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1,11	0,78	1,94	0,18
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>2,26</b>	<b>2,26</b>	<b>2,26</b>	<b>1.01</b>
$N^{bre}$ /par plan	2HA12	2HA12	2HA12	2HA8
$S_t$ (cm)	20	20	20	20

**V. Schéma de ferrailage :**

Pour le schéma de ferrailage, on fera celui du RDC ( $V_{x1}$ ) comme exemple



*Figure (08) : Schéma de ferrailage de voile ( $V_{x1}$ )*

**Conclusion :**

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations, ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

Les poteaux ont été calculés et ferrillés. Le ferrillage adopté est le maximum donné par le RPA. Il est noté que le ferrillage minimum de RPA est souvent plus important que celui calculé par le BAEL. Et les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel de SAP 2000. Et enfin les voiles de contreventement ont été calculées à la flexion composée, les sollicitations données par le SAP.

Les ferrillages adoptés respectent les recommandations de RPA 99 et le BAEL 91.

**1) Introduction :**

L'infrastructure est l'une des parties essentielles de l'ouvrage, car elle doit reprendre les charges de la superstructure et les transmettre au sol de façon à assurer la stabilité et la résistance de l'ouvrage et de limiter les tassements différentiels.

**2) Choix de type des fondations :**

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- Les charges et surcharges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.

Selon le rapport du sol, le terrain présente une capacité moyenne dans les cinq premiers mètres. Le type de fondations suggéré est superficiel, ancrées à 1,6m, du niveau de base, et un taux de travail de 2 bars.

D'après le RPA 99/V2003 (art 10.1.4.1), les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes:

$$\rightarrow G + Q + E$$

$$\rightarrow 0.8 * G \pm E$$

**3) Vérification des semelles isolées:**

Les poteaux de notre structures ont des sections rectangulaires (a x b) donc, on opte pour des semelles rectangulaires (A x B).

La vérification à faire est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{N}{A \times B} \leq \overline{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{a}{b} = \frac{A}{B} \dots \dots \dots (2) \end{array} \right.$$

Avec :

N : L'effort normal agissant sur la semelle. Tel que :

$$N = N_{cal} + P_s + P_a$$

$N_{cal}$  : Effort normal à la base du poteau le plus sollicité, calculé selon les combinaisons (Obtenu par le SAP 2000).

$P_s$  = Poids de la semelle estimé à 20 KN.

$P_a$  = poids de l'avant poteau ;  $P_a = 0.6 * 0.6 * 1.5 * 25 = 18.28 \text{KN}$ .

$\overline{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

a et b : dimensions des poteaux.



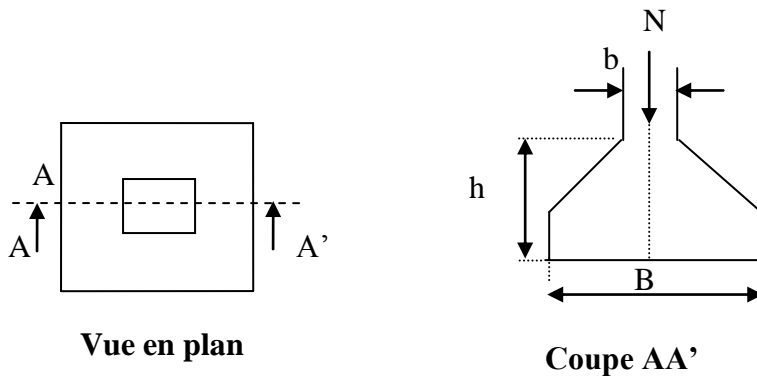


Figure .VI.1 : semelle isolée

$$(1) \text{ et } (2) \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{b \times N}{a \times \bar{\sigma}_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0.6 \times 1962.546}{0.6 \times 200}} \Rightarrow B \geq 3.132m$$

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

**4) Vérification des semelles filantes :**

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 6 poteaux.

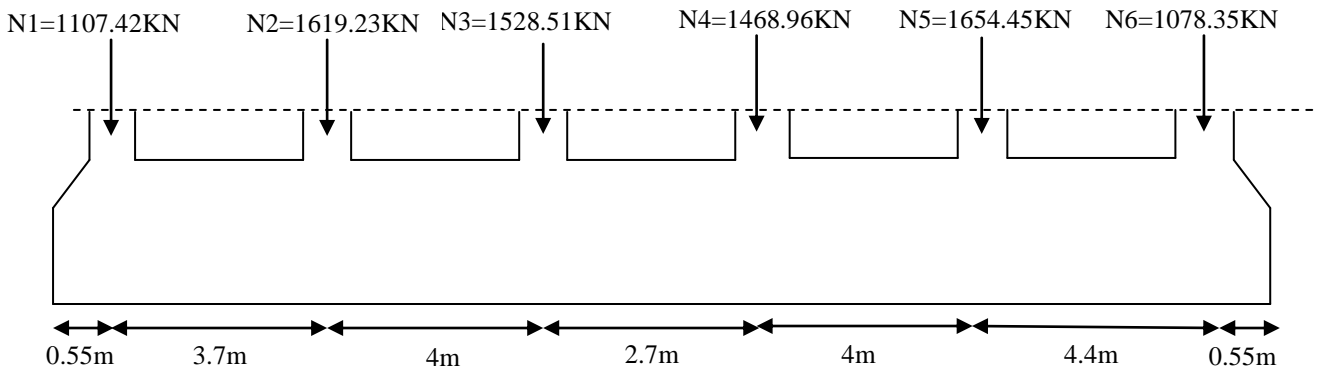


Figure .VI.2: Schéma d'une semelle filante

Avec :

$N_i$  : l'effort normal provenant de chaque poteau « i » (obtenu par le SAP2000).

$N_1 = 1107.419 \text{ KN}$ ,  $N_2 = 1619.23 \text{ KN}$ ,  $N_3 = 1528.509 \text{ KN}$ ,  $N_4 = 1468.959 \text{ KN}$

$N_5 = 1654.452 \text{ KN}$ ,  $N_6 = 1078.347 \text{ KN}$ .

$N = 8456.916 \text{ KN}$ .

$$\frac{N}{B * L} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}} * L} \Rightarrow B \geq \frac{8456.916}{200 * 18.8} = 2.25m$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles.

Donc on doit passer à la vérification du radier général.

**5) Vérification du radier général :** cette solution permet une bonne répartition des charges transmises par la superstructure au sol d'assise et d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels.

### 5.1) Pré dimensionnement :

**a) Le radier :** on doit vérifier la condition de coffrage suivante ;

$$h_{rad} \geq \frac{L_{max}}{10} \dots\dots(a)$$

$L_{max}$  : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$L_{max} = 440 - 60 = 380cm$$

De (a) on aura :  $h_{rad} \geq 38.5cm$

→ On opte pour une hauteur  $h_{rad}=45cm$ .

**b) Les nervures :** on doit vérifier la condition de rigidité suivante :

$$\frac{\pi}{2} \times L_e \geq L_{max} \dots\dots(b)$$

$L_e$  : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

E : Module d'élasticité du béton,  $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$ .

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen  $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

$$\text{On a: } I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h_{ner} \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} \quad \text{AN: } h_{ner} \geq \left( \frac{48 \times 3.8^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 3.216 \times 10^7} \right)^{1/3} = 0.5m$$

$h_{ner} \geq 0.5m$ .

A partir des deux conditions (a) et (b) on prend :

La hauteur de la nervure  $h_t = 55cm$

La hauteur du radier  $h_r = 45\text{cm}$

**c) Calcul du Poids :**

$N_{ser} = 22041.795\text{KN}$  (Poids total transmis par la superstructure obtenu par le SAP2000).

$P_{radier} = 0.45 \times 176.77 \times 25 = 1988.66\text{ KN}$  (Poids du radier)

$N = 22041.795 + 1988.66 = 24030.457\text{KN}$

$$\frac{N}{S_{rad}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{24030.457 * 10^{-3}}{0.2} = 120.152\text{m}^2$$

$$\Rightarrow S_{rad} \geq 120.152\text{m}^2$$

La surface du bâtiment est :  $S_{bat} = 224.205\text{m}^2$

$$S_{rad} \leq S_{bat}$$

**6) les Vérifications à faire :**

**a) Vérification de la poussée hydrostatique :**

Il faut vérifier que :  $P = F \times H \times S \times \gamma \leq N_{ser}$

Avec :

P : est la poussée hydrostatique

F : coefficient de sécurité = 3

H : la hauteur d'ancrage du bâtiment = 1.6m

S : surface totale du bâtiment = 224.205m<sup>2</sup>

$\gamma = 10\text{ KN/m}^3$  (Poids volumique)

$P = 3 \times 1.6 \times 224.205 \times 10 = 10761.85 < N = 24030.457\text{ KN}$  .....condition vérifiée.

**b) Vérification au poinçonnement :**

Il faut vérifier que :  $N_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$N_u$  : L'effort normal sur le poteau.

$U_c$  : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$A = a+h = 0.6 + 0.45 = 1.05\text{m}$

$B = b+h = 0.6 + 0.45 = 1.05\text{m}$

On trouve  $U_c = 4.2\text{m}$

$N_u = 1.929\text{MN} \leq 0.045 \times 4.2 \times 0.65 \times \frac{25}{1.5} = 2.05\text{ MN}$ .....condition vérifiée.

## c) Vérification au cisaillement au niveau des nervures:

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

On considère une bande de largeur  $b=1 \text{ m}$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max} \times b}{2S}$$

$$V_u = \frac{1929.046 \times 3.8 \times 1}{2 \times 120.152} = 30.5 \text{ KN}$$

$$d = 0.9 \times h_r = 0.9 \times 0.45 = 0.405 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{30.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.405} = 0.075 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**Vérification de la contrainte dans le sol :**

Calcul des contraintes sous le radier :

- Sens xx :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x Y_G}{I_x}$$

$N$ : L'effort normal du aux charges verticales.

$M_y, M_x$  : Moments sismique à la base.

D'après le programme **SOCOTEC** on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 3014.61 \text{ m}^4 \text{ et } X_G = 8.56 \text{ m.}$$

$$I_y = 4909.66 \text{ m}^4 \text{ et } Y_G = 5.22 \text{ m.}$$

$$M_x = 27584.65 \text{ KN.m, } M_y = 26650.12 \text{ KN.m.}$$

$$N = 25051.93 \text{ KN.}$$

$$\sigma_1 = \frac{25051.93}{120.152} + \frac{27584.65 \times 5.22}{3014.61} = 0.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{25051.93}{120.152} - \frac{27584.65 \times 5.22}{3014.61} = 0.16 \text{ MPa}$$

$\sigma_1$  et  $\sigma_2$  sont supérieurs de zéro donc répartition trapézoïdale des contraintes, il faut vérifier que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.25 + 0.16}{4} = 0.227 \text{ MPa} > 0.2 \text{ MPa}$$

Donc : La contrainte n'est pas vérifiée dans le sens xx.

Sens yy:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_y \cdot X_G}{I_y}$$

$$\sigma_2 = \frac{25051.93}{120.152} - \frac{26650.12 \times 8.56}{4909.66} = 0.162 \text{MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.255 + 0.162}{4} = 0.23 \text{MPa} > 0.2 \text{MPa}$$

Donc : La contrainte n'est pas vérifiée dans le sens xx.

On voit que la contrainte moyenne selon l'axe x-x' est supérieure à la contrainte de sol, donc il faut augmenter la section de radier.

Soit  $S_{radier} = 145 \text{m}^2$ .

Sens X-X :  $\sigma_{moy} = 0.196 \text{MPa} < 0.2 \text{MPa}$ .

Sens Y-Y :  $\sigma_{moy} = 0.196 \text{MPa} < 0.2 \text{MPa}$ .

#### Vérification de la poussée hydrostatique :

On doit vérifier que :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

$f_s = 3$  (coefficient de sécurité).

$\gamma_w = 10 \text{KN/m}^3$  (poids volumique de l'eau).

$S_{rad} = 145 \text{m}^2$  (surface du radier).

$H = 3.14 \text{m}$  (hauteur de la partie enterrée du bâtiment).

$N = 25051.93 \text{KN} > 3 \times 10 \times 3.14 \times 145 = 13659 \text{KN} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$

#### C - Ferrailage du radier :

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable soit le panneau A (**figure VI.1**) et on optera le même ferrailage pour tous le radier. On fait le calcul pour une bande de 1 m.

##### a - Calcul des sollicitations :

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{totale}}$$

Avec :  $N_u$  est l'effort normal ramené par la superstructure.

$$Q_u = \frac{25051.93}{145} = 172.77 \text{KN} / \text{ml}$$

$$L_x = 5.2\text{m}, L_y = 4.4\text{m}.$$

$$\rho = \frac{L_y}{L_x} = 0.85 \Rightarrow ELU : \begin{cases} u_x = 0.0506 \\ u_y = 0.6864 \end{cases} \dots\dots\dots[\text{Annexe II}]$$

$$M_x = \mu_x \times Q_u \times L_y^2 \Rightarrow 0.0506 \times 172.77 \times 4.4^2 = 169.25 \text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0.6864 \times 169.25 = 116.17 \text{KN.m}$$

**b - Calcul du ferrailage :**

En tenant compte de la continuité des panneaux, les moments seront réduits ainsi :

- ✓ **En travée :**  $M_{tx} = 0.75M_x, M_{ty} = 0.75M_y$
- ✓ **En appui :**  $M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x$

La section à ferrailer est  $1 \times 0.45\text{m}^2$ . Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.1: Section des armatures du radier.**

		M (KN.m)	Acal(cm <sup>2</sup> /m)	Amin(cm <sup>2</sup> )	Aopt(cm <sup>2</sup> /m)	Choix par (m)	St(cm)
<b>Sens X-X</b>	<b>travée</b>	126.94	10.42	3.87	<b>10.78</b>	<b>7HA14</b>	<b>15</b>
	<b>appui</b>	84.62	5.53	5.43	<b>6.79</b>	<b>6HA12</b>	<b>15</b>
<b>Sens Y-Y</b>	<b>travée</b>	87.13	5.69	3.6	<b>6.79</b>	<b>6HA12</b>	<b>15</b>
	<b>appui</b>	84.62	5.53	5.43	<b>6.79</b>	<b>6HA12</b>	<b>15</b>

Pour une dalle d'épaisseur  $e > 12 \text{ cm}$  ; et  $\rho > 0.4$ , la section minimale d'armatures est :

- En appui :  $A_x^{\min} = A_y^{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 5.43 \text{cm}^2$

- En travée :  $\begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times d \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times d \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = 3.87 \text{cm}^2 \\ A_y^{\min} = 3.6 \text{cm}^2 \end{cases}$

Pour des HAFeE400  $\rho_0 = 0.0008$ .

• **Espacement des armatures :**

- { Armatures //  $L_x$ :  $St = 14\text{cm} \leq \min(2h, 25\text{cm}) = 25\text{cm}$ .
- { Armatures //  $L_y$ :  $St = 25\text{cm} \leq \min(2h, 25\text{cm}) = 25\text{cm}$ .

**A l'ELU :**

- **Vérification au cisaillement :**

$$V_{ux} = \frac{Q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 152.23 \text{KN}$$

$$V_{uy} = \frac{Q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 251.28 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{251.28}{1 \times 0.45} = 0.56 \text{MPa} < \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{MPa}$$

La condition est vérifiée, on n'a pas besoin d'armatures transversales.

**A l'ELS :**

$$\mu_x = 0.0506$$

$$\mu_y = 0.6864$$

$$N = 22041.795 \text{KN}$$

$$Q_s = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{22041.795}{145} = 152.012 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$M_x = \mu_x \times Q_s \times (L_x)^2 = 0.0506 \times 152.012 \times 5.2^2 = 207.98 \text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 142.75 \text{KN.m}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.75 M_x = 155.98 \text{KN.m.}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_y = 107.062 \text{KN.m.}$$

- **Moment en appui :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = 103.99 \text{KN.m}$$

✓ **Etat limite de compression du béton :**

**En travée :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$50y^2 + 15 \times 10.78 \times y - 15 \times 10.78 \times 45 = 0 \Rightarrow y = 10.55 \text{cm}$$

$$I = \frac{b \times y^2}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 195616.04 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 8.41 \text{MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{MPa.}$$

**Les contraintes dans l'acier :**

La fissuration est préjudiciable donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.2:** Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.

Localisation		M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)
Travée	xx	155.98	10.55	195616.04	<b>8.41</b>	<b>412.045</b>
	yy	107.062	8.6	137412.5	<b>6.7</b>	<b>425.4</b>
Appui		103.99	8.6	137412.5	<b>6.5</b>	<b>413.2</b>

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Localisation		Choix par (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	S <sub>t</sub> (cm)
Travée	xx	<b>7HA20</b>	<b>21.98</b>	13.66	349763.5	<b>6.09</b>	<b>189.54</b>	<b>15</b>
	yy	<b>7HA16</b>	<b>14.07</b>	11.37	247002.4	<b>4.92</b>	<b>199.02</b>	<b>15</b>
Appui		<b>7HA16</b>	<b>14.07</b>	11.37	247002.4	<b>4.78</b>	<b>193.44</b>	<b>15</b>



- Schéma de ferrailage.

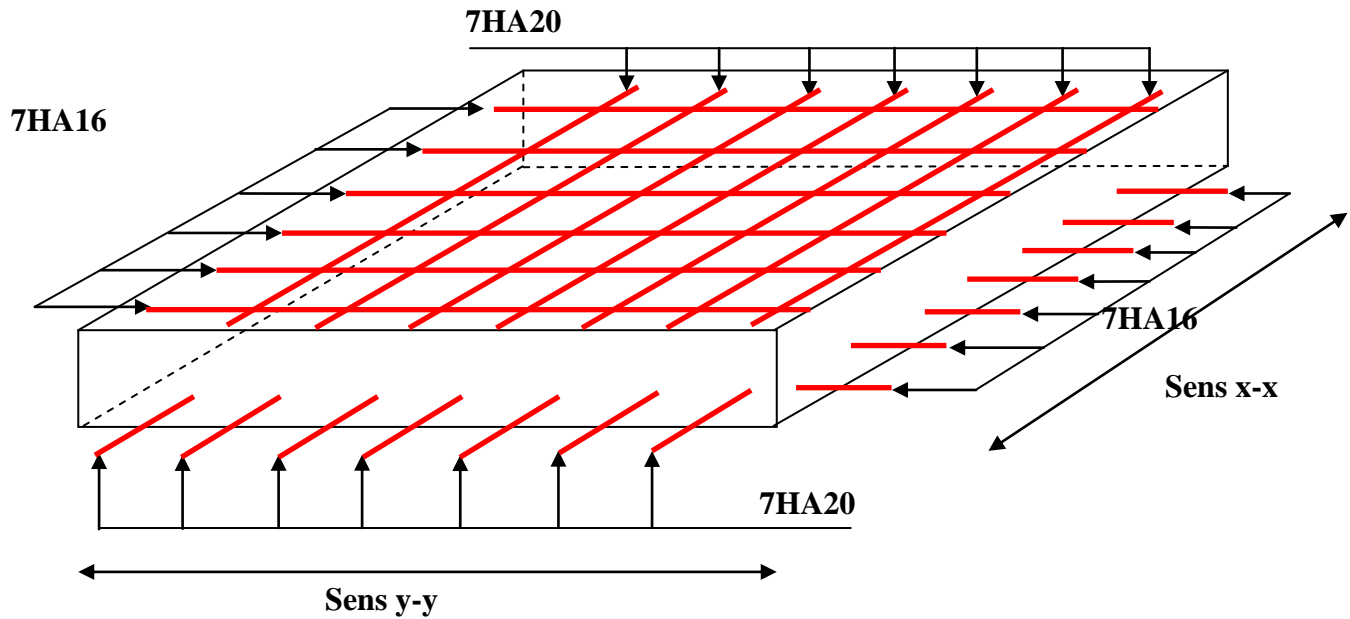


Fig. VI.3 : Schéma de ferrailage du radier.

**6-Ferrailage des nervures :**

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures, mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- $P_m$  charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle ;
- $P_v$  charge uniforme qui produise le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{Q_u}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g}{3} \right) \times L_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d}{3} \right) \times L_{xd} \right]$ $P_v = \frac{Q_u}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times L_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right]$	$P'_v = p'_m = \frac{Q_u}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$

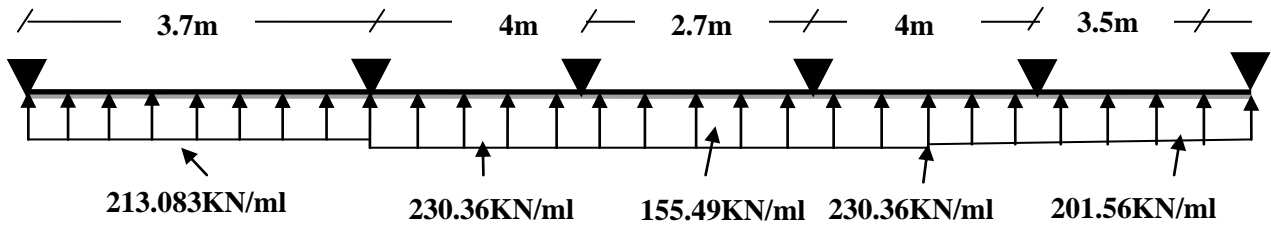
Avec :

$$\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y} ; \rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$$

$$Q_u=172.77\text{KN/m}^2, Q_s=152.012\text{KN/m}^2$$

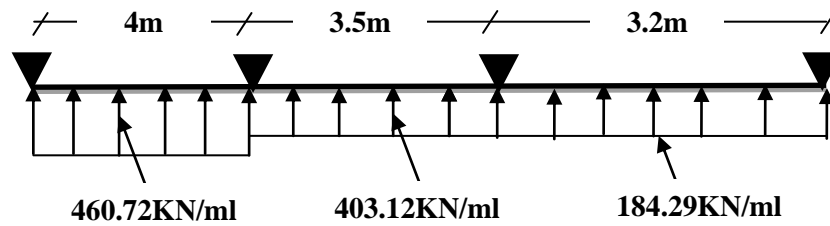
Sens X-X :

- Schéma statique équivalent :



Sens Y-Y :

- Schéma statique équivalent :



- Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations on utilise la méthode de Caquot :

**Moments aux appuis :**

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Avec : Les longueurs fictives :  $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

Si c'est une travée de rive  
Si c'est une travée intermédiaire

**Moment en travée :**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

$M_g$  et  $M_d$  : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

**Sens longitudinal (Y-Y) :**

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

*Tableau VI.4: Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal*

<b>Localisation</b>	<b>Travée</b>	<b>Appui</b>
<b><math>M_U</math> (KN.m)</b>	539.408	663.242
<b><math>M_S</math>(KN.m)</b>	474.615	583.58
<b>V(KN)</b>	1052.7	

**Sens transversal (X-X) :**

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

*Tableau VI.5: Sollicitations sur la nervure dans le sens transversal*

<b>Localisation</b>	<b>Travée</b>	<b>Appui</b>
<b><math>M_U</math> (KN.m)</b>	219.5	312.732
<b><math>M_S</math>(KN.m)</b>	193.124	275.155
<b>V(KN)</b>	488.884	

• **Ferraillage :**

**Sens Y-Y :**

Le ferraillage se fera pour une section en T en flexion simple.

$$h=0.7m$$

$$h_0=0.45m$$

$$b_0=0.60m$$

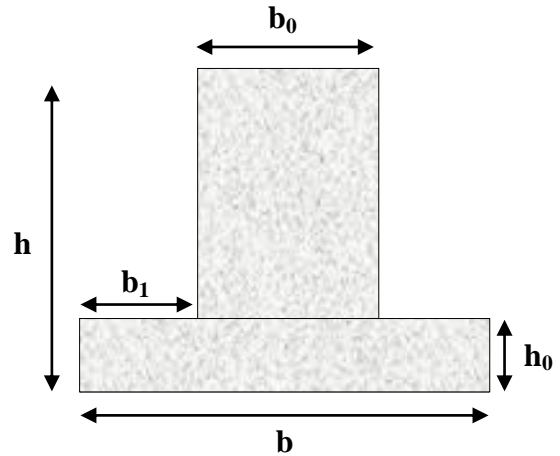
$$d=0.5m$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_y}{10}, \frac{L_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min(44;260)$$

$$\Rightarrow b_1 \leq 40cm$$

On prend :  $b_1=50cm$ .

$$\text{Donc : } b=2b_1+b_0=2 \times 40+60=140cm.$$



**Fig.VI.4 :** Section à ferrailer.

Les résultats du ferraillage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.6:** Résumé des résultats (ferraillage des nervures dans le sens Y-Y).

Sens	Localisation	$M_u$ (KNm)	$A_{cal}$ ( $cm^2$ )	$A_{min}$ ( $cm^2$ )	$A_{adopté}$ ( $cm^2$ )	Choix
Y-Y	Travée	539.408	32.91	8.45	<b>33.16</b>	<b>8HA20+4HA16</b>
	Appui	663.242	41.09	8.45	<b>44.76</b>	<b>8HA20+4HA25</b>

**Sens X-X :**

D'une manière semblable au premier calcul, on trouve :

$$b=1.6m$$

Les résultats du ferraillage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.7: Résumé des résultats (ferraillage des nervures dans le sens X-X).**

Sens	Localisation	$M_u$ (KNm)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix
X-X	Travée	219.5	12.87	8.45	<b>13.56</b>	<b>12HA12</b>
	Appui	312.732	18.5	8.45	<b>20.36</b>	<b>8HA14 +4HA16</b>

- **Vérifications :**

A l'ELU :

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.8: Vérification de l'effort tranchant.**

Sens	Vu (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Sens Y-Y	1052.7	<b>1.31</b>	<b>2.5</b>	Vérifiée
Sens X-X	488.884	<b>0.69</b>	<b>2.5</b>	Vérifiée

A l'ELS :

- **État limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

- **Les contraintes dans l'acier :**

La fissuration est préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) = 201,63\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63\text{MPa}$$

**Calcul de  $y$  :** 
$$\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

**Calcul de  $I$  :** 
$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2].$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.9: Résumé des résultats (vérification des contraintes).**

Sens		M(KN.m)	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)
Y-	travée	474.615	15.62	765767.2	<b>9.68</b>	<b>15</b>	<b>319.54</b>	<b>201.63</b>
	appui	583.58	17.62	959223.5	<b>10.71</b>	<b>15</b>	<b>295.43</b>	<b>201.63</b>
X-	travée	193.124	10.07	378763.1	<b>5.13</b>	<b>15</b>	<b>305.35</b>	<b>201.63</b>
	appui	275.155	12.03	533154.3	<b>6.21</b>	<b>15</b>	<b>293.87</b>	<b>201.63</b>

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Localisation		Choix par (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Y-Y	travée	<b>5HA32+5HA20</b>	<b>55.9</b>	19.2	1125736	<b>8.09</b>	<b>194.73</b>
	appui	<b>6HA32+4HA25</b>	<b>67.88</b>	20.65	1288029.2	<b>9.35</b>	<b>199.38</b>
X-X	travée	<b>5HA20+5HA14</b>	<b>23.4</b>	12.77	597574.9	<b>4.12</b>	<b>180.41</b>
	appui	<b>10HA20</b>	<b>31.4</b>	14.46	756167.5	<b>5.26</b>	<b>193.92</b>

- **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(15.71; 60; 32)$$

$$\text{Soit } \phi_t = 10\text{cm}$$

- **Espacement des aciers transversaux :**

Soit 5HA10=3.93cm<sup>2</sup>(cadre entourant les barre des angles plus un petit cadre pour ceux des milieux + épingle)

$$S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(38.5; 40)\text{cm} \Rightarrow S_t \leq 38.5\text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{A \times fe}{0.4 \times b_0} = \frac{3.93 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.6} = 65.55\text{cm}$$

1)

$$S_t \leq \frac{0.8 \times A \times fe}{b_0[\tau_u - 0.3 \times f_{t28}]} = \frac{0.8 \times 3.93 \times 10^{-4} \times 400}{0.6[1.31 - 0.3 \times 2.1]} = 30.82\text{cm}$$

$$\text{soit : } S_t = 10\text{cm}$$

- Schémas de ferrailage des nervures :

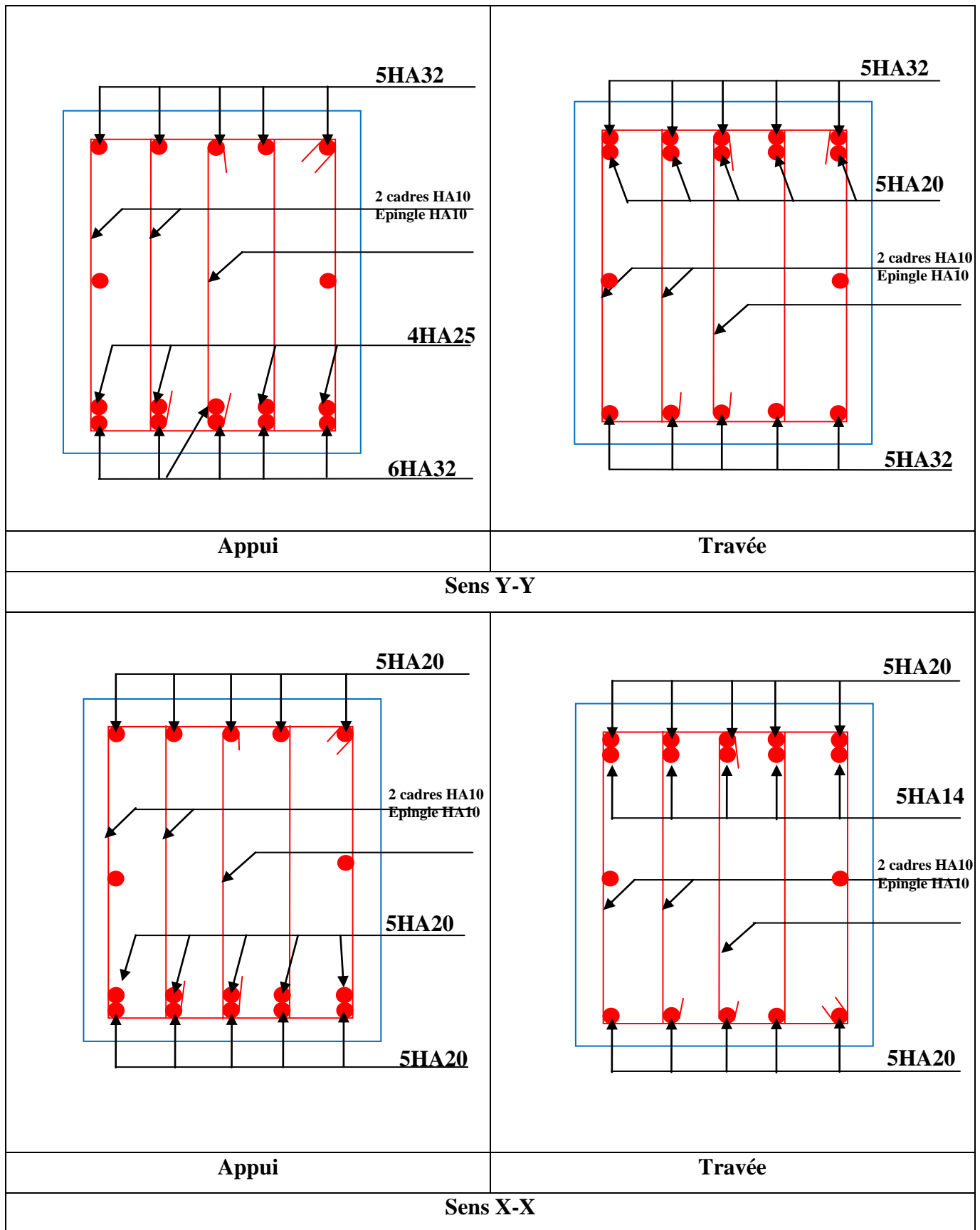


FIG.V.5: Schéma de ferrailage des nervures

**7. Voile périphérique :****7.1. Introduction :**

Selon le **RPA99**, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

**7.2. Dimensionnement des voiles :**

- La hauteur  $h=3.3\text{m}$
- La longueur  $L=4\text{m}$
- L'épaisseur  $e=15\text{cm}$

**7.3. Caractéristiques du sol**

- Le poids spécifique  $\gamma_h = 20.7 \text{KN} / \text{m}^3$
- L'angle de frottement  $\phi = 24^\circ$
- La cohésion  $c=0.29\text{bars}$

**7.4. Evaluation des charges et surcharges**

Le voile périphérique est soumis à :

- **La poussée des terres :**

$$G = h \times (\gamma \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}) - 2 \times c \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}))$$

$$G = 3.3 \times (20.7 \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{24}{2}) - 2 \times 0.29 \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{24}{2})) = 9.58 \text{KN} / \text{ml}$$

- **Surcharge accidentelle :**

$$q = 10 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$Q = q \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2})$$

$$Q = 1.58 \text{KN} / \text{ml}$$

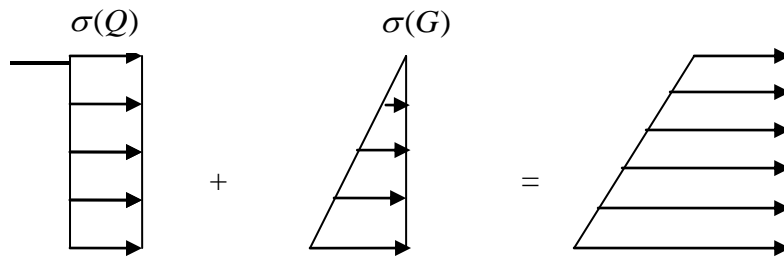
**7.5. Ferrailage du voile :**

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.



A L'ELU :

$$\underline{\sigma_{\min} = 1.5 \times Q = 2.37 \text{ KN} / \text{m}^2}$$



$$\underline{\sigma_{\max} = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 15.3 \text{ KN} / \text{m}^2}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 12.06 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 12.06 \text{ KN} / \text{ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 5.2 \text{ m} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$L_y = 4.4 \text{ m} \quad e = 15 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_y}{L_x} = 0.85 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y$$

$$\rho = 0.85 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0506 \\ \mu_y = 0.6864 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 16.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 11.32 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 9.62 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 14.025 \text{ KN.m}$$

$$M_{app} = 0.5 \times M_{0x} = 8.25 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec :

$$A_{\min} = 0.1\% \ b \times h \dots \dots \dots \text{condition exigée par le RPA.}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.10: Section des armatures du voile périphérique.**

	Sens	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A(cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	x-x	14.025	0.068	0.088	0.115	3.5	1.5	4HA12= 4.52
	y-y	9.62	0.047	0.06	0.117	2.36	1.5	4HA10= 3.14
Appui		8.25	0.04	0.051	0.117	2.02	1.5	4HA10= 3.14

• **Espacements :**

$$\begin{cases} sensxx : S_t \leq \min(2 \times e; 25cm) = 25cm \Rightarrow S_t = 25cm \\ sensyy : S_t \leq \min(2 \times e; 25cm) = 25cm \Rightarrow S_t = 25cm \end{cases}$$

**7.6.Vérifications :**

**A L'ELU:**

• **Condition de non fragilité :**

$$\rho = 0.85 > 0.4$$

$$e \geq 12cm$$

$$A_t^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$A_x^{min} = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.85) \times 100 \times 15 = 1.29cm^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$A_y^{min} = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2cm^2$$

$$A_t > A_{min} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_u > A_{min} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2.5 \text{ MPa, (fissuration nuisible).}$$

On a :

$$V_{ux} = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{12.06 \times 5.2}{2} \times \frac{4.4^4}{4.4^4 + 5.2^4} = 10.62KN$$

$$V_{uy} = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{12.06 \times 4.4}{2} \times \frac{5.2^4}{4.4^4 + 5.2^4} = 17.54KN$$

$$\tau_u = \frac{17.54 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.317 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**A L'ELS :**

$$\mu_x = 0.0576$$

$$\mu_y = 0.7794$$

$$\sigma_{\max} = G + Q = 9.58 + 1.58 = 11.16 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = Q = 1.58 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 8.76 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = 8.76 \text{ KN} / \text{m}$$

$$M_x = \mu_x \times q_s \times L^2 = 0.0576 \times 8.76 \times 5.2^2 = 13.64 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0.7794 \times 13.64 = 10.63 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.85M_x = 11.59 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85M_y = 9.03 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appui :**

$$M_{ax} = 0.5M_x = 6.82 \text{ KN.m}$$

- **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\overline{\sigma_s} = \min\left(2 \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

- **Contraintes dans le béton :**

$$y = 4.025 \text{ cm}$$

$$I = 6486.78 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 8.7 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{la contrainte est vérifiée}$$

- **Contraintes dans l'acier :**

$$\sigma_s = 258.8 \text{ MPa}$$

la fissuration est considérée nuisible :  $\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$

$$\eta = 1.6$$

$\overline{\sigma}_s > \sigma_s$  .....condition non vérifiée

on redimensionne ala section des aciers

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \overline{\sigma}_{st}}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \alpha \in [0,1]$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{st}}$$

$$\beta = \frac{14.025 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12 \times 201.63} = 4.83 \times 10^{-3}$$

Après avoir fait les itérations, on trouve  $\alpha = 0.3$

$$A_{st} = 6.44 \text{ cm}^2$$

Donc le choix de ferrailage est :  $A_{tx} = 6HA12 = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

- Schéma de ferrailage du voile périphérique :

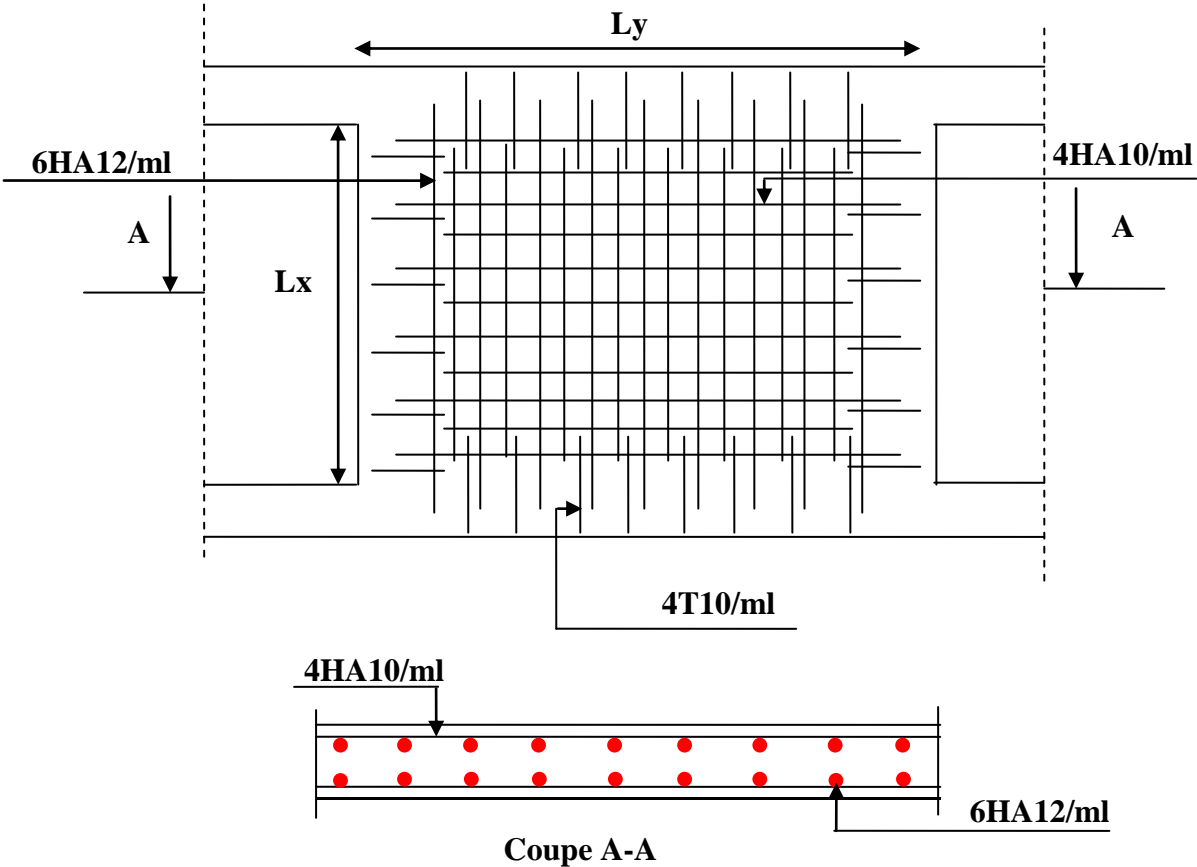


Fig.VI.6: Schéma de ferrailage de voile périphérique.

## **Conclusion générale :**

Dans le cadre de ce modeste travail, on a pu prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, et on a pu aussi débiter avec le logiciel SAP2000 version 14.

Cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus, et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

1. La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
2. La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques"
3. Si la justification de l'interaction et de la période de vibration de la structure simultanément sont satisfaites, donc le facteur économique est respecté.
4. L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux des portiques, ceci a donné lieu à des sections des poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.