

**République Algérienne Démocratique et Populaire**  
**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**  
**Université Abderrahmane Mira**  
**-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 structure**



## Thème

**Etude d'un bâtiment (R+7+ 2 E-sol) à usage multiples d'habitation commercial et bureaux contreventé par un système mixte (Voiles – Portiques)**

**Présenté par :**

**Ouaribi Yasmine**

**Rabhi Lillia**

**Encadré par :**

**Mr.Ahmed Laichoui**

**Membres de jury:**

**M<sup>me</sup> Souidi**

**M<sup>me</sup> Guenounou**

**Promotion 2015-2016**



*Quand il y a la soif d'apprendre  
Tout vient à point à qui sait attendre  
Les études sont avant tout  
Notre unique et seul atout  
Ils représentent la lumière de notre existence  
L'étoile brillante de notre réjouissance  
Espérant des lendemains épiques  
Un avenir glorieux et magique  
Souhaitant que le fruit de nos efforts fournis  
Jour et nuit, nous mènera vers le bonheur fleuri  
Aujourd'hui, ici rassemblés auprès des jurys,  
Nous prions dieu que cette soutenance  
Fera signe de persévérance  
Et que nous serions enchantés  
Par notre travail honoré*

# REMERCIEMENT

*\* Au terme de ce précieux Travail \**

*\* Nous tenons en premier lieu à rendre notre profonde \**

*\* Gratitude à «DIEU» qui nous a donné La force et la Patience \**

*\* Pour terminer ce modeste travail. On s'adresse nos remerciements \**

*\* Les plus vifs pour notre encadreur \**

*\* Mr Ahmed Laichaoui \**

*\* Pour le bureau URB-A-TEC \**

*\* Mr Madaoui \**

*\* Pour le bureau d'étude de Génie \**

*\* Civil Mr Baloul \**

*\* Département de Génie Civil, a tous mes collègues de la \**

*\* Promotion « 2 016 » de Génie civil. Je tiens également \**

*\* À remercier les membres de Jury qui ont accepté \**

*\* De juger avec sagesse et honnêteté le \**

*\* Présent travail de fin d'étude. \**



# DEDICACE

*En guise de reconnaissance et en terme de gratitude, Je dédie ce modeste travail aux êtres qui me sont les plus chers à mon cœur; qui m'ont soutenue tout au long de ma vie quotidienne.*

*A mes tres chères parent « AREZIKI et LILA » que aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que vous méritez pour tous les sacrifices que vous n'avez cessé de me donner depuis ma naissance, durant mon enfance et même à l'âge adulte. Je vous dédie ce travail en témoignage de mon profond amour. Puisse Dieu, le tout puissant, vous preserve et vous accorde santé, longue vie et bonheur.*

- ★ *A mon très cher frère :TAHAR*
- ★ *A ma très chère sœur MINOÛCHA*
- ★ *A tous mes oncles paternels et maternels .*
- ★ *A la mémoire de mon oncle « MOHAND AMEZAIN »*
- ★ *A ma tante LYNDIA et son mari LKHDER,*
- ★ *A mes tentes paternelles et maternelles.*
- ★ *A mes grands-parents « MOULOUD ,AZZIZA et OUARDIA » .*
- ★ *A la mémoire de mon grand père « MOHAND AMOUKRAN »*
- ★ *A toute la famille " OUARIBI" et tous ceux que j'aime.*
- ★ *A tous mes amis: ALDJA, CHAHINAZ, HASSINA, HORJA, LAMIA, LYDIA, LYNDIA, LYLÏ, RADIA, SABRINA, SAFIA, SIHAM(H), SIHAM,SONIA,SYLIA.*
- ★ *A ma binôme et toute sa famille.*

OUARIBI YASSMINE

# DEDICACE

*En guise de reconnaissance et en terme de gratitude, Je dédie ce modeste travail aux êtres qui me sont les plus chers à mon cœur et qui m'ont soutenue tout au long de ma vie quotidienne.*

*A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie a fin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*

- ★ *A la mémoire de ma grand-mère "NANA HADDA" qui aurais tant espéré de me voir réussir un jour.*
- ★ *A la mémoire de ma tante "HOURLA" et mes deux oncles "LAKHDAR et TAHAR" qui mon beaucoup aimé.*
- ★ *A mes grands-parents : ALLI, SAIDA, SMAIL et ZAHRA.*
- ★ *A mes très cher frères : FAHEM, YACINE*
- ★ *A mon très cher frère: LOUNIS et sa femme NADJET ainsi que son futur bébé.*
- ★ *A ma très chère sœur FAIROUZ.*
- ★ *A mon fiancé et futur mari HAMADI SAADI ainsi que sa famille.*
- ★ *A mon oncle HOUCIN et sa femme FAZIA et leurs enfants (MERIAM, AMINE et MALAK).*
- ★ *A mes tantes : ZITOUMA, KHOUKHA, SAKINA, DALILA et KARIMA.*
- ★ *A mon oncle FATAH et sa femme LOUIZA et leurs enfants (IMANE et TOUFIK).*
- ★ *A ma tante MEBARKA et mon oncle MAHMOUD.*
- ★ *A mon oncle ATMAN et sa fiancée ainsi que tous mes cousins et cousines.*
- ★ *A toute ma famille, et tous ceux que j'aime et qui m'aime.*
- ★ *A tous mes amis: ALDJA, CHAHINAZ, MALEK DJAMA, SIHAME, FATIMA, OUARDA, BRAHIM, IDIR, ADEL, AMEL, KAHINA, SALMA, LAMIA et RYMA.*
- ★ *A ma binôme et toute sa famille.*

RABHI LILLIA

# Sommaire

---

<b>Introduction générale</b>	
<b>Chapitre I : Généralités</b>	<b>1</b>
I.1.Introduction	1
I.2.Présentation du projet	1
I.3.Localisation sur projet	1
I.4.Nature de l'ouvrage	1
I.5. Caractéristiques géométriques	1
I.6.Rapport géotechnique du sol	2
I.7. Problème technique	2
I.8. Choix du contreventement	3
I.9. Définition des éléments de l'ouvrage	3
I.10. Actions et sollicitations	5
I.11.contraintes limites	6
I.12. Règlements et normes utilisés	8
I.13.Conclusion	9
<b>Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments</b>	<b>10</b>
II.1 : Introduction	10
II.2 : Pré-dimensionnement des éléments secondaires	10
II.3.Pré-dimensionnement des éléments principaux	20
II.4.Evaluation des charges et surcharges	23
II.5. Descente de charges	26
II.6.Vérification	34
II.8 : Conclusion	37
<b>Chapitre III : Calcul des éléments secondaires</b>	<b>38</b>
III.1.Introduction	38
III.2.Calcul des planchers	38
III.3.L'acrotère	75
III.4.Dalle pleine	81
III.5 : Escalier	105
III.6 :L'ascenseur	118
III.7.Conclusion	130
<b>Chapitre IV : Etude dynamique</b>	<b>131</b>
IV.1.Introduction	131

## *Sommaire*

---

IV.2.Présentation du logiciel de calcul	131
IV.3.Méthodes de calcul	132
VI.4.Vérification de la résultante des forces sismiques	137
IV.5. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique	138
VI.6.Conclusion :	144
<b>Chapitre V :Etude des éléments structuraux</b>	<b>145</b>
V.1.Introduction	145
V.2.Etude des poteaux	145
V.2. Etude des poutres	155
V.3.Étude des voiles	164
V.4.Conclusion	175
<b>Chapitre VI : Etude de l'infrastructure</b>	<b>176</b>
VI.1.Introduction	176
VI.2.Les fondations	176
VI.3. Calcul du voile périphérique	192
VI.4.Conclusion	197
Conclusion général	
Bibliographique	
Annexe	

## *Liste des tableaux*

<b>Chapitre II :</b>	
<b>Tableau II.1 :</b> <i>Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible</i>	<b>23</b>
<b>Tableau II.2 :</b> <i>Evaluation des charges d'un panneau dalle pleine d'une terrasse inaccessible</i>	<b>23</b>
<b>Tableau II.3 :</b> <i>Evaluation des charges d'un plancher étage courant à usage multiples</i>	<b>24</b>
<b>Tableau II.4 :</b> <i>Evaluation des charges dans les planchers à dalle pleine</i>	<b>24</b>
<b>Tableau II.5 :</b> <i>Evaluation des charges dues aux murs extérieurs</i>	<b>25</b>
<b>Tableau II.6 :</b> <i>Evaluation des charges dues aux murs intérieurs</i>	<b>25</b>
<b>Tableau II.7 :</b> <i>Evaluation des charges dues sur l'acrotère</i>	<b>26</b>
<b>Tableau II.8 :</b> <i>Evaluation des charges dues sur l'escalier</i>	<b>26</b>
<b>Tableau II.9 :</b> <i>Les sections et le poids des poteaux</i>	<b>28</b>
<b>Tableau II.10 :</b> <i>Tableau récapitulatif de la descente de charges</i>	<b>31</b>
<b>Tableau II.11 :</b> <i>vérifications à la compression</i>	<b>34</b>
<b>Tableau II.12 :</b> <i>Résultat de vérification au flambement</i>	<b>36</b>
<b>Chapitre III :</b>	
<b>Tableau III.1 :</b> <i>Les différents types de poutrelles</i>	<b>39</b>
<b>Tableau III.2 :</b> <i>Charge et surcharge d'exploitation sur les poutrelles</i>	<b>43</b>
<b>Tableau III.3 :</b> <i>Sollicitations à l'ELU et à l'ELS dans le 1<sup>ère</sup> type de poutrelles</i>	<b>49</b>
<b>Tableau III.4 :</b> <i>Sollicitations à l'ELU et à l'ELS dans le 2<sup>ème</sup> type de poutrelles</i>	<b>49</b>
<b>Tableau III.5 :</b> <i>Sollicitations à l'ELU et à l'ELS dans le 3<sup>ème</sup> type de poutrelles</i>	<b>50</b>
<b>Tableau III.6 :</b> <i>Sollicitations à l'ELU et à l'ELS dans le 4<sup>ème</sup> type de poutrelles</i>	<b>50</b>
<b>Tableau III.7 :</b> <i>Sollicitations à l'ELU et à l'ELS dans le 5<sup>ème</sup> type de poutrelles</i>	<b>51</b>
<b>Tableau III.8 :</b> <i>Sollicitations maximales dans le plancher du RDC</i>	<b>51</b>
<b>Tableau III.9 :</b> <i>Ferraillage du plancher RDC</i>	<b>59</b>
<b>Tableau III.10 :</b> <i>Armatures longitudinale et transversales</i>	<b>60</b>
<b>Tableau III.11 :</b> <i>Vérification à l'ELU</i>	<b>60</b>
<b>Tableau III.12 :</b> <i>Vérification des états limite de compression</i>	<b>60</b>
<b>Tableau III.13 :</b> <i>Vérification des états limite de déformation</i>	<b>61</b>
<b>Tableau III.14 :</b> <i>charge et surcharge d'exploitation sur les poutrelles</i>	<b>61</b>
<b>Tableau III.15 :</b> <i>Sollicitations à l'ELU et à l'ELS dans le 4<sup>ème</sup> type de poutrelles</i>	<b>61</b>
<b>Tableau III.16 :</b> <i>sollicitations maximales dans le plancher terrasse inaccessible</i>	<b>62</b>
<b>Tableau III.17 :</b> <i>Ferraillage du plancher terrasse inaccessible</i>	<b>62</b>
<b>Tableau III.18 :</b> <i>Armatures longitudinale et transversales</i>	<b>62</b>
<b>Tableau III.19 :</b> <i>Vérification à l'ELU</i>	<b>62</b>
<b>Tableau III.20 :</b> <i>Vérification des états limite de compression</i>	<b>63</b>
<b>Tableau III.21 :</b> <i>Vérification des limites de déformation</i>	<b>63</b>

## *Liste des tableaux*

<b>Tableau III.22</b> : charge et surcharge d'exploitation sur les poutrelles	<b>63</b>
<b>Tableau III.23</b> : Sollicitations à l'ELU et à l'ELS dans le 1 <sup>er</sup> type de poutrelles	<b>63</b>
<b>Tableau III.24</b> : Sollicitations à l'ELU et à l'ELS dans le 2 <sup>ème</sup> type de poutrelles	<b>64</b>
<b>Tableau III.25</b> : Sollicitations à l'ELU et à l'ELS dans le 3 <sup>ème</sup> type de poutrelles	<b>64</b>
<b>Tableau III.26</b> : Sollicitations à l'ELU et à l'ELS dans le 4 <sup>ème</sup> type de poutrelles	<b>65</b>
<b>Tableau III.27</b> : Sollicitations à l'ELU et à l'ELS dans le 5 <sup>ème</sup> type de poutrelles	<b>65</b>
<b>Tableau III.28</b> : Sollicitations maximales à l'ELU et à l'ELS dans le plancher étage courant	<b>65</b>
<b>Tableau III.29</b> : Ferrailage du plancher étage courant	
<b>Tableau III.30</b> : Armatures longitudinale et transversales	<b>65</b>
<b>Tableau III.31</b> : Vérification à l'ELU	<b>66</b>
<b>Tableau III.32</b> : Vérification des états limite de compression	<b>66</b>
<b>Tableau III.33</b> : Vérification des états limite de déformation	<b>66</b>
<b>Tableau III.34</b> : Charge et surcharge d'exploitation sur les poutrelles	<b>66</b>
<b>Tableau III.35</b> : Sollicitations à l'ELU et à l'ELS dans le 1 <sup>er</sup> type de poutrelles	<b>67</b>
<b>Tableau III.36</b> : Sollicitations à l'ELU et à l'ELS dans le 2 <sup>ème</sup> type de poutrelles	<b>67</b>
<b>Tableau III.37</b> : Sollicitations à l'ELU et à l'ELS dans le 3 <sup>ème</sup> type de poutrelles	<b>68</b>
<b>Tableau III.38</b> : Sollicitations à l'ELU et à l'ELS dans le 4 <sup>ème</sup> type de poutrelles	<b>68</b>
<b>Tableau III.39</b> : Sollicitations à l'ELU et à l'ELS dans le 5 <sup>ème</sup> type de poutrelles	<b>69</b>
<b>Tableau III.40</b> : Sollicitations maximales à l'ELU et à l'ELS dans le plancher entresol	<b>69</b>
<b>Tableau III.41</b> : Ferrailage du plancher entresol	<b>69</b>
<b>Tableau III.42</b> : Armatures longitudinale et transversales	<b>69</b>
<b>Tableau III.43</b> : Vérification à l'ELU	<b>70</b>
<b>Tableau III.44</b> : Vérification des états limite de compression	<b>70</b>
<b>Tableau III.45</b> : Vérification des états limite de déformation	<b>71</b>
<b>Tableau III.46</b> : Schéma de ferrailage des poutrelles	<b>71</b>
<b>Tableau III.47</b> : Combinaisons d'action	<b>72</b>
<b>Tableau III.48</b> : Résultats de ferrailage de la dalle sur 1 seul appui	<b>76</b>
<b>Tableau III.49</b> : Ferrailage de dalle sur 2 appuis (balcon)	<b>84</b>
<b>Tableau III.50</b> : Contraintes dans le béton de la dalle sur deux appuis	<b>87</b>
<b>Tableau III.51</b> : Résultats de ferrailage de la dalle sur 2 appuis	<b>89</b>
<b>Tableau III.52</b> : Ferrailage de la dalle pleine sur trois appuis	<b>92</b>
<b>Tableau III.53</b> : Contraintes dans le béton de la dalle sur deux appuis	<b>96</b>
<b>Tableau III.54</b> : Résultats de calcul des sollicitations à l'ELU et à l'ELS	<b>97</b>
<b>Tableau III.55</b> : Ferrailage de la dalle pleine sur trois appuis	<b>98</b>
<b>Tableau III.56</b> : Contraintes dans le béton de la dalle sur trois appuis	<b>99</b>
<b>Tableau III.57</b> : Ferrailage de dalle sur 4 appuis	<b>99</b>

## *Liste des tableaux*

---

<b>Tableau III.58</b> : <i>Contraintes dans le béton de la dalle sur 4 appuis</i>	<b>102</b>
<b>Tableau III.59</b> : <i>vérification de la flèche</i>	<b>104</b>
<b>Tableau III.60</b> : <i>résultat du ferrailage de la 2<sup>ème</sup> volée</i>	<b>110</b>
<b>Tableau III.61</b> : <i>Les résultats du calcul par la méthode de la RDM</i>	<b>112</b>
<b>Tableau III.62</b> : <i>Ferrailage de la poutre brisée en travée et aux appuis</i>	<b>115</b>
<b>Tableau III.63</b> : <i>Calcul à l'ELS</i>	<b>115</b>
<b>Tableau III.64</b> : <i>Vérification des états limite de compression</i>	<b>117</b>
<b>Tableau III.65</b> : <i>Ferrailage de la dalle pleine du local machine</i>	<b>118</b>
<b>Tableau III.66</b> : <i>Contraintes dans le béton de la dalle sur deux appuis</i>	<b>122</b>
<b>Tableau III.67</b> : <i>Résultats des calculs</i>	<b>124</b>
<b>Tableau III.68</b> : <i>Vérification de la section d'acier</i>	<b>126</b>
<b>Chapitre IV</b> :	<b>127</b>
<i>Tableau IV.1</i> : <i>Valeurs des pénalités <math>P_q</math></i>	
<b>Tableau IV.2</b> : <i>vérification de la résultante des forces sismique</i>	<b>135</b>
<i>Tableau IV.3</i> : <i>Modes et Périodes de vibration et taux de participation massique</i>	<b>137</b>
<i>Tableau IV.4</i> : <i>vérification sous charge verticales</i>	<b>138</b>
<b>Tableau IV.5</b> : <i>Vérification sous charges horizontales</i>	<b>140</b>
<i>Tableau IV.6</i> : <i>Vérification de l'effort normal réduit</i>	<b>141</b>
<b>Tableau IV.7</b> : <i>vérification du déplacement</i>	<b>142</b>
<b>Tableau IV.8</b> : <i>Vérification de l'effet (P-<math>\Delta</math>)</i>	<b>142</b>
<b>Chapitre V</b> :	<b>143</b>
<b>Tableau V.1</b> : <i>Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux</i>	
<b>Tableau V.2</b> : <i>Sollicitations dans les poteaux</i>	<b>147</b>
<b>Tableau V.3</b> : <i>calcul des armatures longitudinales</i>	<b>148</b>
<b>Tableau V.4</b> : <i>calcul des armatures transversales</i>	<b>148</b>
<b>Tableau V.5</b> : <i>vérification du flambement des poteaux</i>	<b>148</b>
<b>Tableau V.6</b> : <i>vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux</i>	<b>150</b>
<b>Tableau V.7</b> : <i>vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux</i>	<b>152</b>
<b>Tableau V.8</b> : <i>Ferrailage des poutres principales et secondaires</i>	<b>153</b>
<b>Tableau V.9</b> : <i>Vérification des contraintes tangentielles</i>	<b>157</b>
<b>Tableau V.10</b> : <i>Vérification des armatures longitudinales au cisaillement</i>	<b>159</b>
<b>Tableau V.11</b> : <i>Vérification de l'état limite de compression du béton</i>	<b>160</b>
<b>Tableau V.12</b> : <i>Vérification de la flèche pour les poutres</i>	<b>160</b>
<b>Tableau V.13</b> : <i>Les moments résistants dans les poteaux</i>	<b>160</b>
<b>Tableau V.14</b> : <i>Vérification de la zone nodale.</i>	<b>163</b>
<b>Tableau V.15</b> : <i>Sollicitations maximales de calcul dans le voile (<math>V_I</math>)</i>	<b>164</b>

## *Liste des tableaux*

---

<b>Tableau V.16 :</b> <i>Sollicitations de calcul dans le voile <math>V_1</math> dans tous les niveaux</i>	<b>168</b>
<b>Tableau V.17 :</b> <i>Sollicitations de calcul dans le voile <math>V_2</math> dans tous les niveaux</i>	<b>171</b>
<b>Tableau V.18 :</b> <i>Sollicitations de calcul dans le voile <math>V_3</math> dans tous les niveaux</i>	<b>172</b>
<b>Tableau V.19 :</b> <i>Sollicitations de calcul dans le voile <math>V_4</math> dans tous les niveaux</i>	<b>172</b>
<b>Tableau V.20 :</b> <i>Sollicitations de calcul dans le voile <math>V_5</math> dans tous les niveaux</i>	<b>173</b>
<b>Chapitre IV :</b>	<b>173</b>
<b>Tableau VI.1. :</b> <i>Ferraillage du radier</i>	
<b>Tableau VI.2.</b> <i>Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier</i>	<b>184</b>
<b>Tableau VI.3.</b> <i>redimensionnement du ferraillage</i>	<b>185</b>
<b>Tableau VI.4 :</b> <i>Répartition des charges selon les linges de rupture</i>	<b>185</b>
<b>Tableau VI.5 :</b> <i>Sollicitations de la nervure dans le sens <math>x_x</math></i>	<b>186</b>
<b>Tableau VI.6.</b> <i>Sollicitations de la nervure dans le sens <math>y-y</math></i>	<b>188</b>
<b>Tableau VI.7 :</b> <i>Résumé des résultats (ferraillage des nervures dans le sens <math>(x-x)</math></i>	<b>188</b>
<b>Tableau VI.8.</b> <i>Résumé des résultats (ferraillage des nervures dans le sens <math>y-y</math></i>	<b>189</b>
<b>Tableau VI.9 :</b> <i>Vérification de l'effort tranchant</i>	<b>189</b>
<b>Tableau VI.10 :</b> <i>Résumé des résultats (vérification des contraintes)</i>	<b>190</b>
<b>Tableau VI.11 :</b> <i>Résumé des résultats (vérification des contraintes)</i>	<b>190</b>
<b>Tableau VI.12 :</b> <i>Ferraillage des nervures dans le sens <math>xx</math></i>	<b>190</b>
<b>Tableau VI.13 :</b> <i>Ferraillage des nervures dans le sens <math>yy</math></i>	<b>191</b>
<b>Tableau VI.14 :</b> <i>Section des armatures du voile périphérique</i>	<b>192</b>
	<b>194</b>

## Liste des figures

<b>Figure.I.1</b> : <i>Diagramme des contraintes limite du béton</i>	7
<b>Figure.II.1</b> : <i>Plancher à corps creux</i>	10
<b>Figure II.2</b> : <i>Schéma de la disposition des poutrelles de l'étage courant</i>	11
<b>Figure.II.3</b> : <i>Schéma d'une poutrelle</i>	12
<b>Figure.II.4</b> : <i>Dalle sur 1 appui</i>	13
<b>Figure.II.5</b> : <i>Dalle sur deux appuis</i>	13
<b>Figure.II.6</b> : <i>Dalle sur 3 appuis</i>	14
<b>Figure.II.7</b> : <i>Dalle sur 4 appuis</i>	14
<b>Figure.II.8</b> : <i>détail d'un escalier</i>	15
<b>Figure.II.9</b> : <i>Schéma de l'escalier à trois volées</i>	15
<b>Figure.II.10</b> : <i>Schéma de l'escalier hélicoïdal</i>	16
<b>Figure.II.11</b> : <i>schéma statique de la volé 1 et 3</i>	17
<b>Figure.II.12</b> : <i>schéma statique de la 2<sup>ème</sup> volée</i>	18
<b>Figure.II.13</b> : <i>Schéma d l'acrotère</i>	19
<b>Figure II.14</b> : <i>coupe de voile en élévation</i>	21
<b>Figure II.15</b> : <i>Hauteur libre d'étage</i>	22
<b>Figure II.16</b> : <i>Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible</i>	23
<b>Figure II.17</b> : <i>Coupe transversale dans le plancher étage courant</i>	24
<b>Figure II.18</b> : <i>Coupe transversale dans le plancher à dalle pleine</i>	25
<b>Figure II.19</b> : <i>Plan d'implantation des poteaux</i>	27
<b>Figure III.1</b> : <i>Dimensionnement de la poutrelle</i>	38
<b>Figure III.2</b> : <i>schéma statique de la poutre continue</i>	40
<b>Figure III.3</b> : <i>poutre à deux travées</i>	40
<b>Figure III.4</b> : <i>poutre à plus de deux travées</i>	41
<b>Figure III.5</b> : <i>Effort tranchant d'une poutre à deux travées</i>	41
<b>Figure III.6</b> : <i>Effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées</i>	41
<b>Figure III.7</b> : <i>Paramètres utilisés dans la méthode de Caquot</i>	42
<b>Figure III.8</b> . <i>Schéma de ferrailage de la dalle de compression</i>	75
<b>Figure III.9</b> : <i>Schéma statique de l'acrotère</i>	75
<b>Figure III.10</b> : <i>Schéma de la section à ferrailer</i>	77
<b>Figure III.11</b> . <i>Schéma de ferrailage de l'acrotère</i>	81
<b>Figure III.12</b> : <i>Moments dans les panneaux</i>	82

## Liste des figures

<b>Figure II.13</b> : <i>Dalle sur un appui</i>	<b>82</b>
<b>Figure III.14</b> : schéma statique de la dalle du balcon	<b>82</b>
<b>Figure III.15</b> : <i>Schéma de ferrailage de la dalle sur un appui (type1)</i>	<b>85</b>
<b>Figure II.16</b> : <i>Dalle sur deux appuis (type1)</i>	<b>86</b>
<b>Figure III.17</b> : <i>Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur deux appuis (type1)</i>	<b>90</b>
<b>Figure III.18</b> : <i>Dalle sur deux appuis (type2)</i>	<b>91</b>
<b>Figure III.19</b> : <i>Schéma statique de la console</i>	<b>91</b>
<b>Figure III.20</b> : <i>Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis (type2)</i>	<b>94</b>
<b>Figure III.21</b> : <i>Dalle sur trois appuis</i>	<b>95</b>
<b>Figure III.22</b> : <i>Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis (type I)</i>	<b>98</b>
<b>Figure III.23</b> : <i>Dalle sur trois appuis (type II)</i>	<b>98</b>
<b>Figure III.24</b> : <i>Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis (type II)</i>	<b>100</b>
<b>Figure III.25</b> : <i>Dalle sur quatre appuis</i>	<b>101</b>
<b>Figure III.26</b> : <i>Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis</i>	<b>105</b>
<b>Figure III.27</b> : <i>Vue en plan de l'escalier</i>	<b>105</b>
<b>Figure III.28</b> : <i>Schéma statique de l'escalier Pour la volée I</i>	<b>106</b>
<b>Figure III.29</b> : <i>Schéma statique de volée I et III</i>	<b>107</b>
<b>Figure III.30</b> : <i>schéma de ferrailage de de la 1<sup>er</sup> et 3<sup>ème</sup> volée</i>	<b>111</b>
<b>Figure III.31</b> : <i>schéma statique de la 2<sup>ème</sup> volée</i>	<b>111</b>
<b>Figure III.32</b> : <i>schéma de ferrailage de de la 2<sup>ème</sup> volée</i>	<b>113</b>
<b>Figure III.33</b> : <i>Schéma statique de la poutre brisée</i>	<b>114</b>
<b>figure III.34</b> : <i>section de la poutre brisée</i>	<b>114</b>
<b>Figure. III.35</b> : <i>Schéma de ferrailage de la poutre brisée</i>	<b>118</b>
<b>Figure III.36</b> : <i>Schéma statique et concept d'ascenseur</i>	<b>119</b>
<b>Figure III.37</b> : <i>Schéma représentant de l'ascenseur</i>	<b>119</b>
<b>Figure III.38</b> : <i>Schéma représentant la surface d'impact</i>	<b>125</b>
<b>Figure III.39</b> : <i>Schéma de ferrailage de la dalle</i>	<b>129</b>
<b>Figure III.40</b> : <i>Vue en coupe du ferrailage de la dalle</i>	<b>130</b>
<b>Figure IV.1</b> : <i>modélisation 3D de la structure</i>	<b>131</b>
<b>Figure IV.2</b> : <i>dispositions des voiles</i>	<b>137</b>
<b>Figure IV.3</b> : <i>1<sup>er</sup> mode avec T=0.65s</i>	<b>139</b>
<b>Figure IV.4</b> : <i>2<sup>ème</sup> mode avec T=0.49s</i>	<b>139</b>
<b>Figure IV.5</b> : <i>3<sup>ème</sup> mode avec T=0.42s</i>	<b>140</b>

## Liste des figures

<b>Figure V.1</b> : zone nodale	146
<b>Figure V.2</b> : section d'un poteau	151
<b>Figure V.3</b> : Dispositions constructives des armatures de poutre	161
<b>Figure V.4</b> : Schémas de ferrailages de la poutre principale d'étage commercial	161
<b>Figure V.5</b> : Schémas de ferrailages de la poutre secondaire d'étage commercial	161
<b>Figure V.6</b> : Schémas de ferrailages de la poutre principale d'étage à usage	162
<b>Figure V.7</b> : Schémas de ferrailages de la poutre secondaire d'étage à usage	162
<b>Figure V.8</b> : Schémas de ferrailages de la poutre principale de la terrasse inaccessible	162
<b>Figure V.9</b> : Schémas de ferrailages de la poutre secondaire de la terrasse inaccessible	163
<b>Figure V.10</b> : La zone nodale	163
<b>Figure V.11</b> : Section du voile	166
<b>Figure V.12</b> : schéma de répartitions des voiles	167
<b>Figure V.13</b> : Voile $v_1$	168
<b>Figure V.14</b> : La longueur tendue	169
<b>Figure V.15</b> : Schéma de ferrailage du voile $V_1$ au niveau du RDC	174
<b>Figure VI.1</b> . Semelle filante	177
<b>Figure VI.2</b> : Schéma correspondant au poinçonnement	180
<b>Figure VI.3</b> : panneau de dalle	183
<b>Figure VI.4</b> .schéma de ferrailage du radier	186
<b>Figure VI.5</b> : Charges transmises aux nervures principales de radier	187
<b>Figure VI.6</b> : Charges transmises aux nervures secondaires de radier	187
<b>Figure VI.7</b> : section de la nervure (x-x)	189
<b>Figure VI.8</b> : Poussée des terres sur les voiles périphériques	192
<b>Figure VI.9</b> : Répartitions des contraintes sur le voile périphérique	193
<b>Figure VI.10</b> : Schéma de ferrailage du voile périphérique	196

# INDEXE

---

## **Notations :**

La signification des notations est suivante :

**E** : Séisme

**G** : Charges permanentes

**Q** : Action variables quelconque.

**S** : Action dues à la neige.

**A<sub>s</sub>** : Aire d'un acier.

**B** : Aire d'une section de béton.

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

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

**E<sub>v</sub>** : Module de déformation différée ( $E_{vj}$  pour un chargement appliqué à l'âge de j jours).

**F** : Force ou action en général.

**I** : Moment d'inertie.

**L** : Longueur ou portée.

**M** : Moment en général.

**M<sub>g</sub>** : Moment fléchissant développé par les charges permanente.

**M<sub>q</sub>** : Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.

**a** : Une dimension (en générale longitudinal).

**b** : Une dimension (largeur d'une section).

**b<sub>0</sub>** : Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

**d** : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.

**d'** : Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.

**e** : Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

**f** : Flèche.

**f<sub>e</sub>** : Limite d'élasticité.

**f<sub>cj</sub>** : Résistance caractéristique à la compression du béton à l'âge j jours.

**F<sub>tj</sub>** : Résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge j jours.

**F<sub>c28</sub> et f<sub>t28</sub>** : Grandeurs précédentes avec j=28.

**g** : Densité des charges permanentes.

## ***INDEXE***

---

**$h_0$**  : Epaisseur d'une membrure de béton.

**$h$**  : Hauteur totale d'une section.

**$i$**  : Rayon de giration d'une section de B A.

**$j$**  : Nombre de jours.

**$l_f$**  : Longueur de flambement.

**$n$**  : Coefficient d'équivalence acier-béton ;

**$p$**  : Action unitaire de la pesanteur.

**$q$**  : Charge variable.

**$S_t$**  : Espacement des armatures transversales.

**$x$**  : Coordonnée en général, abscisse en particulier.

**$y$**  : Coordonnée en général, ordonné en particulier.

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

# ***Introduction Générale***

## *Introduction général*

---

Bâtir a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations majeurs. Cette préoccupation c'est accru avec le développement de l'industrie et la véritable explosion démographique, ce qui a conduit à adopter la solution de construire en hauteur suite aux limitations des terrains en villes et les importantes demandes en logements et espaces de travail (bureaux, ateliers ...). Cette solution n'est pas sans difficultés ; en augmentant la hauteur, les structures deviennent plus vulnérables et plus exposées aux sollicitations sismiques et celles dues au vent, mettant ainsi la vie de ces occupants en danger sans oublier les pertes matériels.

Les ingénieurs sont toujours confrontés au problème de l'ignorance des lois de comportement des matériaux, ainsi que celles des sollicitations ceci les a conduits à établir des règlements de conception et de calcul des structures avec un compromis entre cout et niveau de sécurité à considérer.

En Algérie les expériences vécus, durant le dernier séisme de Boumerdes ont exhorté le pouvoir public avec l'assistance des experts du domaine à vérifier et à modifier le règlement parasismique Algérien en publiant le RPA99 version 2003 dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiés. Ce règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable la vie humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnel (R+7+2E-sol), il regroupe à la fois commerce, service et habitations, il est contreventé par un système mixte (voiles portiques).

Après avoir présenté le projet et les principes de calcul vis-à-vis des règlements au premier chapitre, on a pré dimensionné les éléments du bâtiment au chapitre deux. Au sein de chapitre trois, nous avons calculé tous les éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers et l'acrotère. Nous avons ensuite effectué une étude dynamique dans le quatrième chapitre afin de trouver un bon comportement de notre structure par la mise en place des voiles. Une fois que la disposition est adoptée, la structure est soumise au spectre de réponse du RPA99 version 2003. Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel Robot Structural Analysis Professionnel 2013. Le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre cinq et en fin l'étude des fondations fera l'objet du sixième chapitre.

Tous les calculs ont été mené en utilisant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

# *Chapitre I*

**I.1.Introduction :**

Toute construction est conçue pour se comporter convenablement dans un environnement de sollicitation. La stabilité de la construction est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

**I.2.Présentation du projet :**

Le projet qui nous a été confié par la société URBATEC consiste à l'étude d'un bâtiment à usage multiple (habitations, commerces, bureaux) contreventé par un système mixte. Il est classé, d'après les règles parasismiques algériennes « **RPA99/version 2003** », dans le groupe d'usage **2**, ayant une importance moyenne.

Il s'agit d'un R+7+entresol implanté au niveau du territoire de la ville de Bejaia (Sidi Ahmed) qui est d'après la classification en zones sismiques des wilayas et communes d'Algérie (RPA99/2003), en zone **II-a**, une zone de moyenne sismicité.

**I.3.Localisation sur projet :**

L'assiette du projet se situe dans la cité Sidi Ahmed à Bejaia implantée à droite du boulevard des frères Tokheroubine qui relie la ville à la cité de Sidi Ahmed.

Les limites du projet sont les suivantes :

- Au Nord par le bâtiment J27 ;
- Au Sud par un surplus de terrain et le boulevard
- A l'Ouest par le boulevard des frères Tokheroubine
- A l'Est par l'Oued Salamon

**I.4.Nature de l'ouvrage :**

Notre ouvrage est un bâtiment (R+7+entre sol) contenant :

- entre sol destiné aux locaux commerciaux et bureaux.
- Un rez-de-chaussée commercial et un logement de type F3.
- Six étages à usage d'habitation avec trois logements par niveau : F3.
- Le septième étage à usage d'habitation avec deux logements de type F3.

**I.5. Caractéristiques géométriques :**

Les dimensions du bâtiment sont :

- ❖ Longueur en plan  $L_x$ .....19.08m
- ❖ Largeur en plan  $L_y$ .....21.43m

- ❖ Hauteur de l'entre sol.....2.88m
- ❖ Hauteur du RDC.....2.88m
- ❖ Hauteur des étages courants.....2.88m
- ❖ Hauteur totale du bâtiment.....28.81m.

**I.6.Rapport géotechnique du sol :**

Le sol sur lequel sera réalisé l'ouvrage est un sol qui présente une résistance plutôt faible en surface. On occasionne des schistes marneux limoneux après la couche de remblais de 4,50m d'épaisseur.

Les paramètres géotechniques à prendre en compte:

- ❖ le sol est classé selon le RPA 99 (Article 3.3) dans la catégorie **S3** (sol meuble)
- ❖ Contrainte admissible du sol = **1,5 bars**.
- ❖ La profondeur d'ancrage minimale de la fondation : **D=1,2m**
- ❖ Angle de frottement interne **22.5°**
- ❖ Cohésion **C = 0.10 bar**.

**I.7. Problème technique :**

Partant de la connaissance de la coupe géologique du terrain, les caractéristiques mécaniques de diverses couches rencontrées ainsi que les essais in-situ et en laboratoire, on a constaté qu'avec le plan préliminaire on ne va pas atteindre une bonne assise pour la structure (la couche de fondation est un remblai). Pour remédier à ce problème, on a envisagé les modifications suivantes :

- Sur la hauteur :
  - Augmenter la hauteur de l'entresol.
  - Ajouter un deuxième entresol.

On a opté pour un deuxième entresol en raison des sinistres que peut engendrer le prolongement de la hauteur :

- Flambement des poteaux
- La structure possédera un élément souple.

- Sur le Plan :
  - Prolongement du plan

On a adopté le prolongement du plan en raison de :

- Atteindre la contrainte admissible.
- Maintenir la continuité des poteaux

**I.8. Choix du contreventement :**

En se référant aux RPA 99 version 2003 qui exige que pour toutes structures dépassant une hauteur de 14m en zone II-a, le type de contreventement sera mixte (voiles-portiques).

**I.9. Définition des éléments de l'ouvrage :**

Un ouvrage est composé de deux parties : la superstructure et l'infrastructure.

**I.9.1. Superstructure :** On distingue deux types d'éléments : structuraux et non structuraux.

**a. Eléments structuraux :** Ce sont les éléments porteurs faisant partie du système de contreventement (éléments principaux ou éléments secondaires)

❖ **Poutres :** sont des éléments horizontaux en béton armé rectangulaires ou carrés destinés à reprendre les efforts. On distingue : les poutres principales et les poutres secondaires.

❖ **Poteaux :** Sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations à la base de la structure.

❖ **Voiles :** Les voiles sont de éléments résistants verticaux minces et continus dont la capacité de reprendre les efforts horizontaux est très importante vu la grande inertie de leurs sections horizontales

**b. Eléments non structuraux :** Ce sont les éléments n'ayant pas de fonction porteuse ou de contreventement :

❖ **Les planchers :** Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure, notre bâtiment comporte deux types de planchers :

- Planchers à corps creux.
- planchers en dalle.

❖ **Les escaliers :** Les escaliers utilisés dans ce bâtiment sont des escaliers droits à trois volées et escalier balancé (hélicoïdale) en bois.

❖ **Maçonnerie :** La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses. Pour cet ouvrage, nous avons deux types de murs :

- **Murs extérieurs :** Ils seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de (15+10) cm, séparées par une lame d'air de 5cm.

- **Murs intérieurs :** Cloisons de séparation de 10 cm d'épaisseur.

❖ **L'acrotère :** Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 70 cm de hauteur.

- ❖ **Ascenseur** : C'est un appareil mécanique qui sert à établir l'accès aux différents étages du bâtiment, dans notre projet on a un seul ascenseur.

**I.9.2. Infrastructure** : On désigne par l'infrastructure les systèmes suivants :

**a. Les fondations** : Elles permettent :

- Transmettre les charges horizontales et verticales au sol.
- Limiter les tassements différentiels.
- L'encastrement de la structure dans le sol.
- Repartir les pressions.

**Les voiles périphériques** : Le voile périphérique a pour but de croître la rigidité de la base et de servir d'obstacle pour la circulation des eaux dans l'infrastructure. Il est recommandé par le **RPA 99 V 2003 l'article (10.1.2)** pour les ossatures au-dessous du niveau de base.

**I.9.3. Etats limites (BEAL91)** :

**Définition** :

Un état limite est un état dans lequel une condition de sécurité d'un ouvrage ou de l'un de ces éléments (tel que la stabilité et la durabilité) est strictement vérifiée au de-là de cet état, la structure cesse de remplir les fonctions pour laquelle elle a été conçue.

**a. États limite ultimes (ELU)**

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante de l'ouvrage son dépassement entraîne la ruine de l'ouvrage on distingue :

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

**b. États limites de service (ELS)**

Ce sont les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage soit normal et sa durabilité soient assurés, leur dépassement engendre un désordre dans le fonctionnement de la structure.

- ❖ Etat limite de compression du béton.
- ❖ Etat limite d'ouverture des fissures.
- ❖ Etat limite de déformation des éléments de la structure.

**I.10. Actions et sollicitations****I.10.1 les actions****➤ Les actions permanentes (G)**

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps, ou varie dans le même sens en tendant vers une limite par exemple :

- Poids propre de la structure
- Poussée des terres et liquides.

**➤ Les actions variables (Q)**

Ce sont des actions dont l'intensité varie fréquemment d'une façon importante dans le temps par exemple :

- Charges d'exploitation.
- Charges climatiques (neige, vent).
- Charges dues à l'effet de température.
- Charges appliquées en cours d'exécution.

**➤ Les actions accidentelles (FA) :**

Ce sont des actions issues de phénomènes qui se produisent rarement avec une application de courte durée, on peut évoquer :

- Les chocs.
- Les séismes.
- Les explosions.
- Les feux.

**I.10.2. Sollicitations de calcul et combinaisons d'actions**

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

**$G_{max}$**  : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est défavorable à la justification de la résistance de l'élément.

**$G_{min}$** : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est favorable à la justification de la résistance de l'élément.

**$QI$** : Action variable dite de base.

**$Qi$**  : Action variable dite d'accompagnement

**a. Sollicitation de calcul vis à vis des états limites ultimes****➤ Situation durable ou transitoire :**

Les actions qui interviennent sont seulement les actions permanentes et les actions variables, la combinaison utilisée est :

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

$\gamma_{Q1} = 1.35$  pour les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine.

$\psi_{0i}$  : coefficient de pondération des valeurs d'accompagnement, il est égal à 0.77 pour les bâtiments courants.

**➤ .Situation accidentelle :**

Elles résultent de la combinaison suivante :

$$G_{max} + G_{min} + \psi_{11} Q_1 + FA + \sum \psi_{2i} Q_i$$

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

$\psi_{11}$  : Valeur fréquente d'une action variable.

$\psi_{2i} Q_i$  : Valeur quasi permanente d'une autre action variable.

**b. sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites de service :**

Elles résultent des combinaisons d'actions ci-après :

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

**c. combinaisons de calcul :**

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

- Situations durables : ELU :  $1,35G + 1,5Q$  ; ELS :  $G + Q$
- Situations- accidentelles :  $G + Q \pm E$  ;  $0,8G \pm E$ .

**I.11.contraintes limites :****I.11.1.Le béton :****➤ Etat limite ultime :****❖ Contrainte ultime de compression du béton :**

La contrainte limite ultime du béton en compression est donnée par :

$$f_{bu} = 0.85 f_{cj} / (\theta \cdot \gamma_b) [MPa]$$

Avec :

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité, pour tenir compte d'éventuels défauts localisé dans la masse du béton qui entraîne la diminution de la résistance.

$$\gamma_b = 1,50 \text{ en situation courante} \Rightarrow f_{bc} = 14,20 \text{ MPa.}$$

$\gamma_b = 1,15$  en situation accidentelle  $\Rightarrow f_{bc} = 18,48$  MPa.

$\theta$  : Coefficient réducteur qui est en fonction de la durée d'application des actions est utilisé pour tenir compte les risques d'altérations du béton.

$\theta = 1$  si durée d'application est supérieur à 24 heures.

$\theta = 0,9$  si la durée d'application est entre 1 heures et 24 heures.

$\theta = 0,85$  si la durée d'application est inférieur à 1 heures.

Notre cas on prend ;  $f_{bc} = 14,20$  MPa;  $\theta = 1$ .

❖ **Contrainte ultime de cisaillement du béton : (BEAL91 Article A.5.1.211).**

La contrainte admissible dans le cas où les armatures sont d'âmes droites et lorsqu'elles comportent à la fois des barres droites et des barres relevées est défini comme suit :

- Cas de fissuration peu nuisible :

$$\tau_{adm} = \min (0,20 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ Mpa})$$

- Cas de fissuration nuisible ou très nuisible :

$$\tau_{adm} = \min (0,15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ Mpa})$$

Dans notre cas on a  $f_{c28} = 25$  Mpa donc :

$$\tau_{adm} \begin{cases} 3,33 \text{ Mpa pour la fissuration peu nuisible} \\ 2,5 \text{ Mpa pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

◆ **Etat limite de service :**

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité.

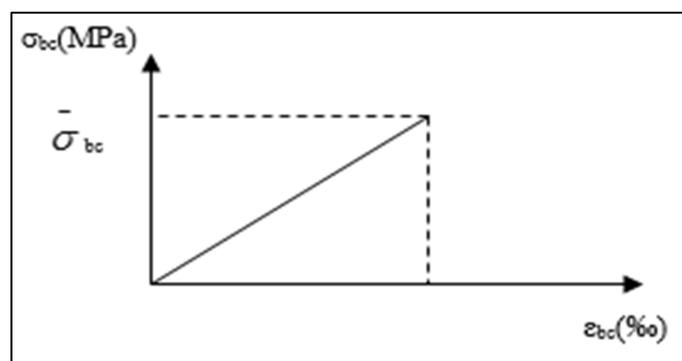


Figure.I.1 : Diagramme des contraintes limite du béton

La contrainte limite de service à ne pas dépasser en compression est :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}; \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \longrightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

### I.11.2.L'acier :

#### ➤ Etat limite ultime

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \quad [\text{MPa}]$$

Tel que  $\gamma_s = 1.15$  : cas générale ;  $\gamma_s = 1$  : cas accidentel

$\gamma_s$  : est le coefficient de sécurité.

Pour le cas de ce projet :

$$\sigma_s = \begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} & \text{pour : une situation courante.} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} & \text{pour : une situation accidentelle.} \end{cases}$$

✓ **Etat limite de service** (BEAL91 Article A.4.5.32).

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

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

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

**Cas 2** : fissuration préjudiciable (FP-extérieur) :

$$\sigma_s = \min (2/3 \times f; 110(\eta \times f_{ij})^{1/2}) \quad [\text{MPa}]$$

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

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

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

$\eta$  : Coefficient de fissuration avec:

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

$\eta=1.6$  : pour les hautes adhérences  $\emptyset \geq 6 \text{ mm}$ .

$\eta=1,3$  : pour les hautes adhérences  $\emptyset < 6 \text{ mm}$ .

### I.12. Règlements et normes utilisés :

Les règlements utilisés sont :

- ✓ Règles Parasismiques algériennes 99/version 2003 (RPA99 /version 2003).
- ✓ Règles et Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé93 (CBA 93).
- ✓ Document Technique Réglementaire BC.2.2.Charges permanentes et Charges d'exploitation (DTR B.C.2.2).

- ✓ Règles Technique de Construction et de Calcul des Ouvrages et Construction en Béton Armé aux Etat Limites (**BAEL91/version 99**).
- ✓ Document Technique Réglementaire (**BC.2.33.2**).

**I.13.Conclusion :**

Le calcul d'un bâtiment en béton armé passe par l'application rigoureuse et précise des règles en vigueur. Cependant, chaque ouvrage présente ses propres caractéristiques qui font que le calcul doit être fait avec précautions.

# ***Chapitre II***

## II.1 : Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur du point de vue coffrage des différents éléments. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA 99/Version 2003**, **BAEL 91** modifié **99** et du **CBA93**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent augmenter après vérifications dans la phase du dimensionnement.

La transmission des charges suit la chaîne suivante :

Charges et surcharge → planchers → poutrelles → poutres → poteaux → fondations → sol.

## II.2 : Pré-dimensionnement des éléments secondaires :

Ce sont des éléments qui ne faisant pas partie du système de contreventement (escaliers, poutrelles, planchers, balcons).

### II.2.1. Les planchers :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. Ils déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment ainsi qu'ils s'appuient et transmettent aux éléments poutres les charges permanentes et les surcharges d'exploitations comme ils servent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

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

#### a. Planchers à corps creux :

Les planchers en corps creux sont composés d'hourdis, de poutrelles et d'une dalle de compression.

Le pré dimensionnement des planchers à corps creux se fait par satisfaction de la condition de la

flèche :  $h_t \geq \frac{l_{max}}{22.5}$  (CBA 93 Art B.6.8.4.2).

Avec :  $L_{max}$  : La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

$L_{max} = 415 - 30 = 385 \text{ cm}$  ;  $h_t$  : Hauteur totale du plancher.

$$h_t \geq \frac{385}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 17.111 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 20 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur  $h_t = 20 \text{ cm}$  :  $\begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{l'épaisseur de corps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{dalle de compression} \end{cases}$

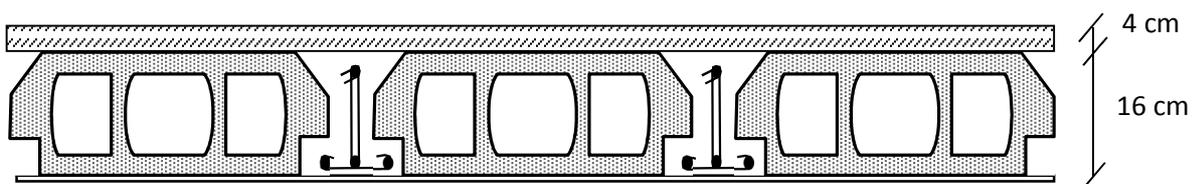


Figure.II.1 : Plancher à corps creux

### b. Les poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales elles sont considérées comme poutres continues semi encastrées et seront calculées comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- **Critère de la petite portée :** Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- **Critère de continuité :** Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

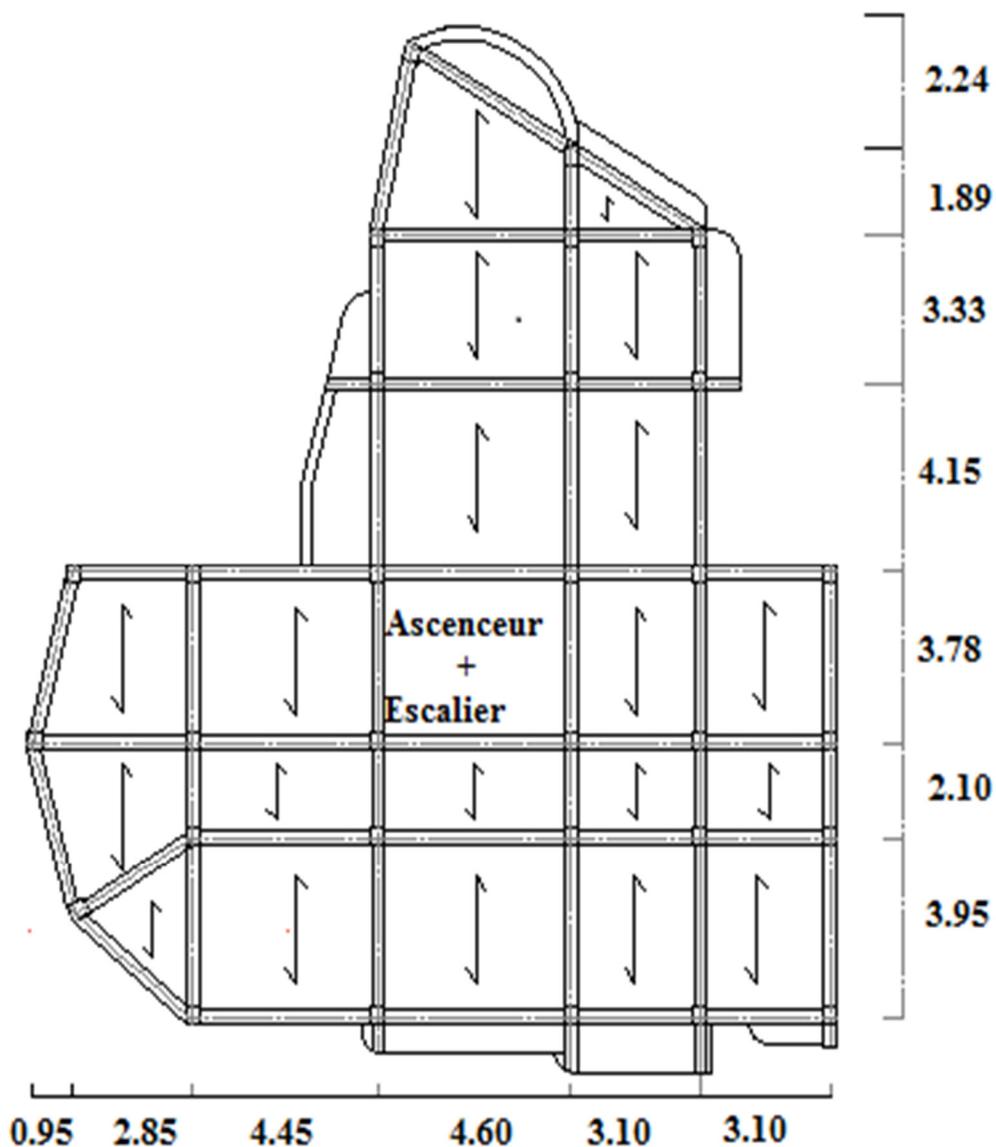


Figure II.2 : Schéma de la disposition des poutrelles de l'étage courant

$b$  : Largeur de la table de compression.

$h$  : Épaisseur du plancher = 16+4cm.

$L_x$  : distance maximale entre nus d'appui de deux poutrelles.

$L_y$ : longueur de la travée min de l'élément calculé

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.8) h \rightarrow b_0 = (10 \text{ à } 20\text{cm})$$

Soit :  $b_0 = 10\text{cm}$

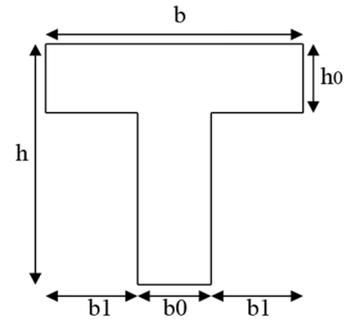


Figure.II.3 : Schéma d'une poutrelle

$$b_1 \leq \min (L_x/2 ; L_y/10) \quad (\text{CBA93 article A.4.1.3})$$

$L_x = 65-10 = 55 \text{ cm}$  : distance entre deux nervures Successives.

$$L_y = 189-30 = 159\text{cm}$$

$$b_1 \leq \min (55/2 ; 159/10) ; b_1 \leq \min (27.5 ; 15.9) \Rightarrow b_1 = 15.9\text{cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 \Rightarrow b = 2 \times 15.9 + 10 = 41.8\text{cm} ; \text{ soit : } b = 41.8\text{cm}$$

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

### c. Les dalles pleines

Une dalle est un élément horizontal, généralement de forme rectangulaire, dont l'épaisseur  $h$  est petite par rapport aux deux autres (les portées  $l_x$  et  $l_y$ ). Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

#### 1. Critère de résistance :

–  $e \geq \frac{L_x}{20}$  Pour une dalle sur un seul ou deux appuis.

–  $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$  Pour une dalle sur quatre appuis avec  $\rho < 0.4$ .

–  $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$  pour une dalle sur trois ou quatre appuis avec  $\rho \geq 0.4$ .

#### 2. Critère de coupe-feu

–  $e \geq 7\text{cm}$  pour une heure de coupe-feu.

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

–  $e \geq 14\text{cm}$  pour trois heures de coupe-feu.

#### 3. isolation phonique :

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

**4. Résistance à la flexion :**

Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Dalle reposant sur deux appuis :  $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$ .
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :  $\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$

$L_x$  : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

Dans notre cas :

**a. Dalle sur 1 appui :**

$$e \geq \frac{L_x}{20} \Rightarrow e \geq \frac{123}{20} \Rightarrow e \geq 6.15 \text{ cm}$$

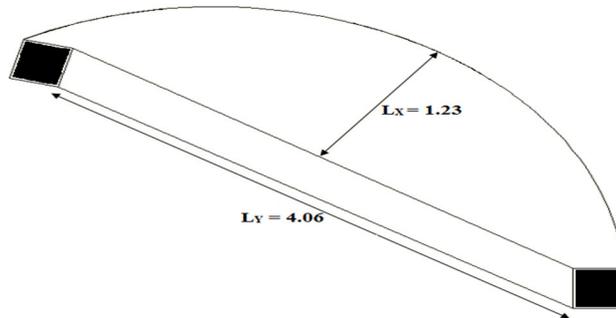
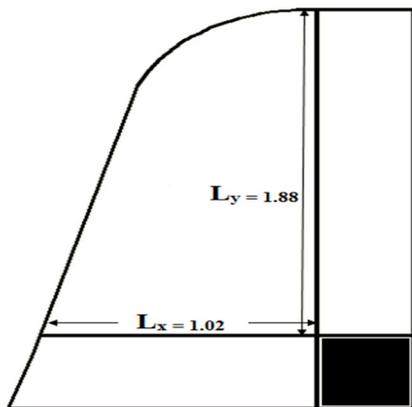


Figure.II.4 : Dalle sur 1 appui

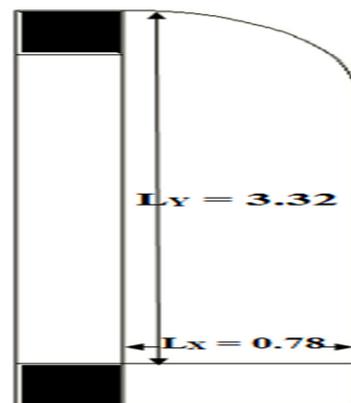
**b. Dalle sur 2 appuis :  $L_x$        $L_y$**

• **Type 1 :**

$$e \geq \frac{L_x}{20} \Rightarrow e \geq \frac{102}{20} \Rightarrow e \geq 5.10 \text{ cm} ; \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.02}{1.88} = 0.54 > 0.4$$



Type1



Type2

Figure.II.5 : Dalle sur deux appuis

• **Type 2 :**

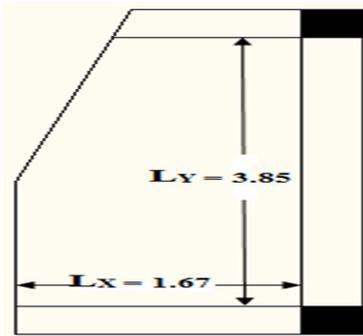
$$e \geq \frac{L_x}{20} \Rightarrow e \geq \frac{78}{20} \Rightarrow e \geq 3.90 \text{ cm} ; \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{0.78}{3.32} = 0.23 < 0.4$$

**c. Dalle sur 3 appuis :**

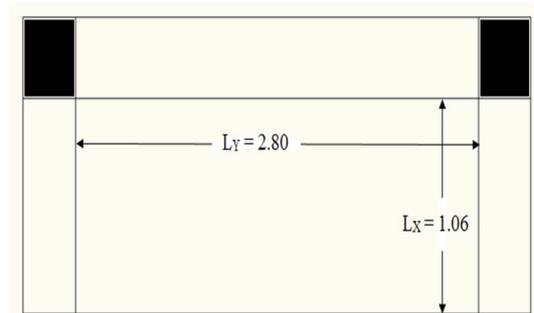
• **Type 1 :**

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{167}{45} \leq e \leq \frac{167}{40} \Rightarrow 3.71 \leq e \leq 4.175$$

$$\rho = l_x/l_y = 167/385 = 0.43 \geq 0.4$$



Type 1



Type 2

Figure.II.6 : Dalle sur 3 appuis

• **Type 2 :**

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{106}{45} \leq e \leq \frac{106}{40} \Rightarrow 2.355 \leq e \leq 2.65$$

$$\rho = l_x/l_y = 1.06/2.80 = 0.38 > 0.4$$

**d. Dalle sur 4 appuis :**

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{275}{45} \leq e \leq \frac{275}{40} \Rightarrow 6.11 \leq e \leq 6.875$$

$$\rho = l_x/l_y = 2.75/3.28 = 0.84 > 0.4$$

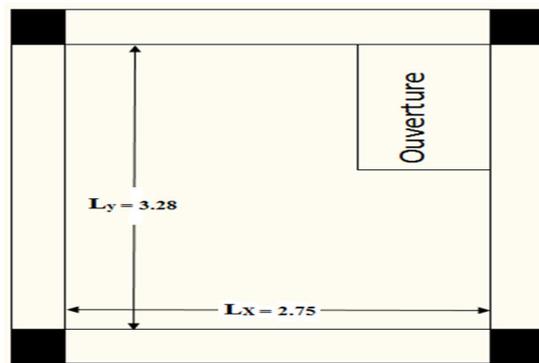


Figure.II.7 : Dalle sur 4 appuis

Toutes les dalles ont des dimensions faibles et c'est pour cette raison que la condition de coupe-feu est la plus défavorable. On opte pour l'ensemble des dalles pleines et balcon l'épaisseur  $e = 14$  cm pour avoir une bonne isolation phonique et une résistance au feu  $> 3$  heures.

#### d) Escalier :

Un escalier est un élément architectural qui est une succession de marche permettant le passage d'un niveau à un autre.

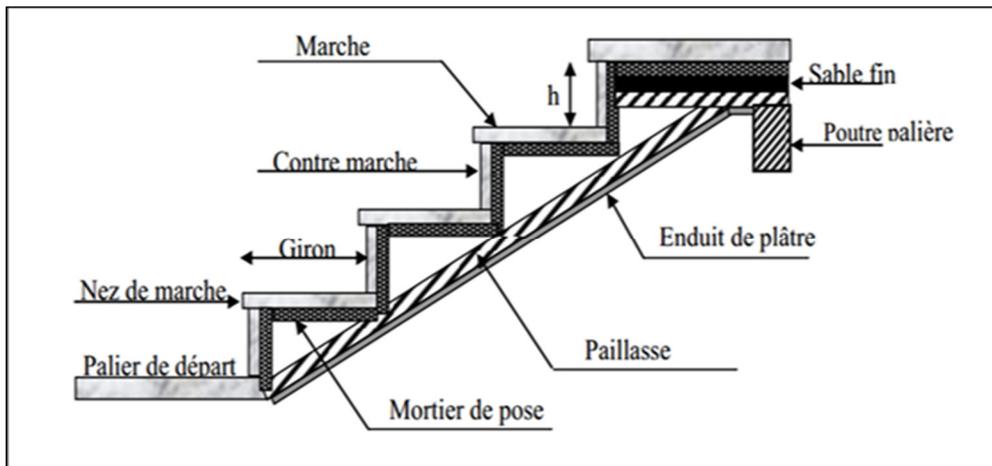


Figure.II.8 : détail d'un escalier

#### ➤ Type d'escalier :

Dans notre projet, l'Architecte a opté pour deux types d'escaliers :

1. **escalier droit à trois volées** : escalier constitué de trois volées et deux paliers intermédiaires et dont toutes les marches sont de forme rectangulaire. il est réalisé en béton armé. Ce type d'escalier est prévu pour tous les étages.

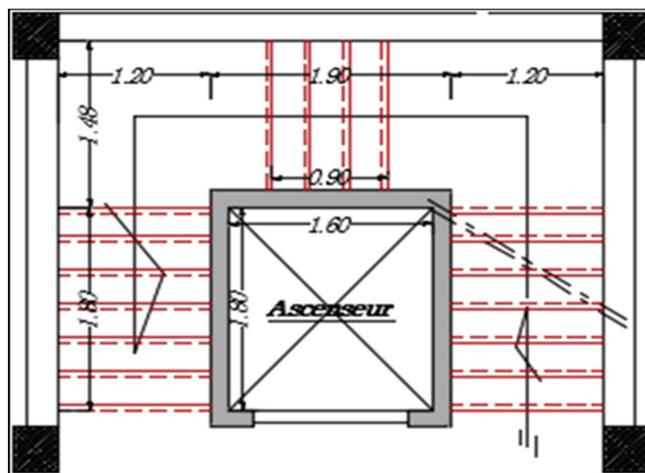


Figure.II.9 : Schéma de l'escalier à trois volées

2. **escalier hélicoïdal** : est un escalier tournant dont les marches se développent autour d'un noyau cylindrique central. Dans notre projet cet escalier est réalisé en bois.

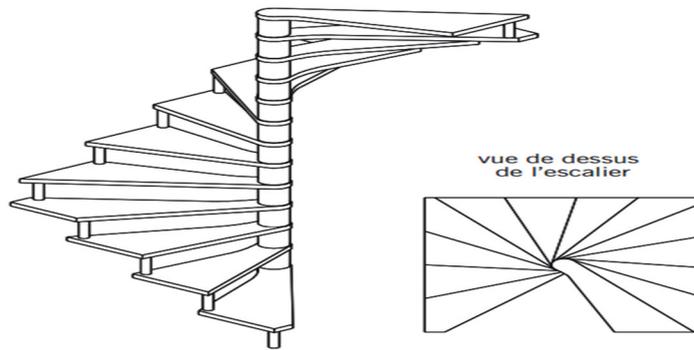


Figure.II.10 : Schéma de l'escalier hélicoïdal

➤ **Pré dimensionnement des escaliers :**

Pour garantir le confort des utilisateurs il faut que la condition de BLONDEL soit vérifiée :

$$60\text{ cm} \leq 2h + g \leq 65\text{ cm} \dots\dots\dots(1)$$

h : Hauteur de la contre marche  $16.5 \leq h \leq 17.5\text{ cm}$

g : Giron de la marche  $27 \leq g \leq 30\text{ cm}$ .

H : hauteur de la volée.

$L_0$  : longueur projetée de la volée. Avec :

$n-1$  : Nombre de marche ;

L : longueur de la volée ;

n : nombre de contre marche.

L'escalier est assimilé à une dalle brisée simplement appuyée, et sollicitée à la flexion simple. Pour dimensionner les marches et les contre marches, on utilise la relation de « BLONDEL ».

$$n \times h = H \Rightarrow h = H/n \text{ Alors } g = L_0 / n - 1 \dots\dots\dots(2).$$

On remplace h par son expression en fonction de n :

$$L_0 / n - 1 + 2 \times H / n = 64 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2H + L_0) \times n + 2H = 0 \dots\dots\dots(3).$$

Pour notre cas on a un seul type en béton armé il s'agit de l'escalier à trois volées.

➤ **Pré dimensionnement de l'escalier a trois volées :**

Pour pouvoir étudier ce type d'escalier on le partage en 3 volées (I, II, III).

➤ Etude de la 1<sup>ère</sup> et 3<sup>ème</sup> volées

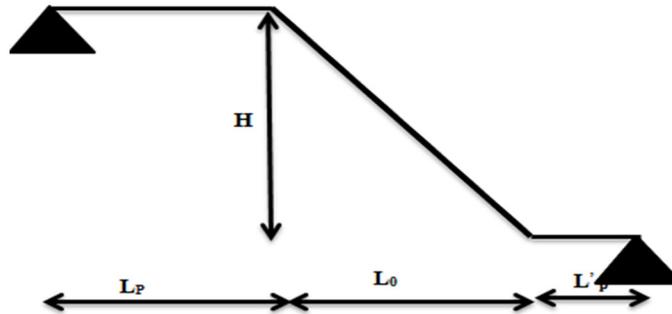


Figure.II.11 : schéma statique de la volée 1 et 3

1. Calcul du nombre de marche et de contre marche :

- Nombre de Contre-marches :

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} H=112. \\ L_0=180 \text{ cm} \end{array} \right.$$

En résolvant l'équation :  $64n^2 - (64+2H+L_0) \times n + 2H = 0$ .

$$32n^2 - 212n = 0$$

On trouve  $n = 6.625$  cm alors on prend  $n=7$

- Nombre de marche :

$$n-1 = 7-1 = 6 \text{ marches}$$

2. Calcul de h et g :

$$g = L_0/n-1 \Rightarrow 180/6 = 30 \text{ cm} \Rightarrow g = 30 \text{ cm}$$

$$h = H/n \Rightarrow 112/7 = 16 \text{ cm} \Rightarrow h = 16 \text{ cm}$$

3. Vérification de la relation de BLONDEL :

$$60 \leq g+2h \leq 65$$

$$60 \leq 30+2 \times 16 \leq 65$$

$$60 \leq 62 \leq 65 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

4. Calcul de l'angle  $\alpha$  :

$$\text{tg } \alpha = H/L_0$$

$$\text{tg } \alpha = 112/180 = 0.62 \Rightarrow \alpha = 31.89^\circ$$

5. Calcul de la longueur inclinée (longueur de la volée) :

$$L_v = (L_0 / \cos\alpha) = 212 \text{ cm}$$

6. Epaisseur de la paillasse :

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'arrivée.

$$L = 212 + 28 + 148 = 388 \text{ cm}$$

$L/30 \leq e \leq L/20$  « condition de résistance »

$$388/30 \leq e \leq 388/20 \Rightarrow 12.93 \text{ cm} \leq e \leq 19.40 \text{ cm}$$

$e \geq 14 \text{ cm}$  pour 3 heures de coupe-feu.

On opte pour  $e = 15 \text{ cm}$

➤ Etude la 2<sup>ème</sup> volée

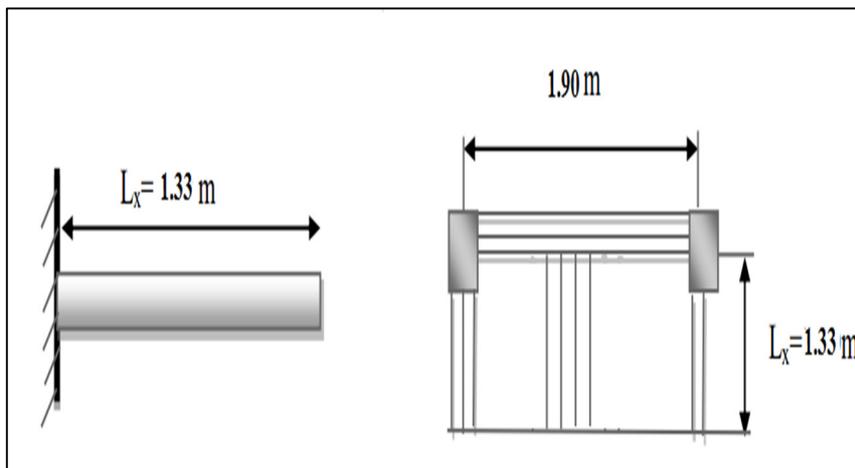


Figure.II.12 : schéma statique de la 2<sup>ème</sup> volée

1. Calcul du nombre de marches et de contre marches :

- Nombre de Contre marches

Avec :

$$\begin{cases} H = 64 \text{ cm} \\ L_0 = 90 \text{ cm} \end{cases}$$

En résolvant l'équation :  $64n^2 - (64 + 2H + L_0) \times n + 2H = 0$ .

$$64n^2 - 282n + 128 = 0$$

On trouve  $n = 3.89$  cm alors on prend  $n = 4$

- **Nombre de marche :**

$$n-1 = 4-1 = 3 \text{ marches}$$

## 2. Calcul de h et g :

$$g = L_0 / n-1 \Rightarrow 90/3 = 30 \text{ cm} \Rightarrow g = 30 \text{ cm}$$

$$h = H/n \Rightarrow 64/4 = 16 \text{ cm} \Rightarrow h = 16 \text{ cm}$$

## 3. Vérification de la relation de BLONDEL :

$$e \geq Lx/20 \text{ « condition de résistance »}$$

$$e \geq 133/20 \Rightarrow e \geq 6.65 \text{ cm}$$

$$e \geq 14 \text{ cm pour 3 heures de coupe-feu.}$$

On opte pour  $e = 15$  cm

## d. L'acrotère:

L'acrotère est un muret en béton armé situé en périphérie du plancher terrasse. Il joue le rôle de protecteur contre les infiltrations des eaux pluviales et sert aussi à l'accrochage des matériaux de travaux d'entretien des bâtiments. Il est contemplé comme une console encastree au dernier plancher (système « isostatique), la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

L'acrotère est soumis à son poids propre (G), une charge d'exploitation(Q) estimée à **1kN/m** ainsi qu'une force horizontale due au séisme. Ses dimensions sont mentionnées dans les plans d'architecture et sont les suivants :

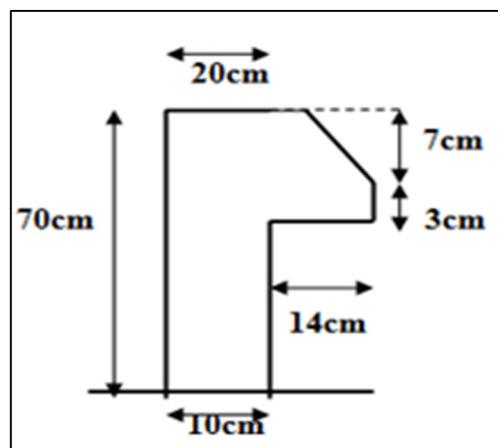


Figure.II.13 : Schéma d l'acrotère

S : surface de l'acrotère

Etant donné que la terrasse est inaccessible on prend à  $H=70cm$ .

$$\left. \begin{aligned} \checkmark S_1 &= 0,1 \times 0,7 = 0,07m^2 \\ \checkmark S_2 &= 0,03 \times 0,14 = 0,0042m^2 \\ \checkmark S_3 &= (0,1 + 0,14) \times 0,07/2 = 0,0084m^2 \end{aligned} \right\} S_{tot} = 0,0826m^2$$

### II.3. Prédimensionnement des éléments principaux :

#### II.3.1. Les poutres :

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis.

##### a. Les poutres principales :

Le pré dimensionnement des poutres de section rectangulaire courantes se fait en respectant la condition du BAEL91 suivante :

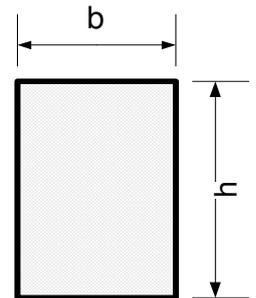
$$L/15 \leq h_t \leq L/10$$

Avec :  $h_t$  : hauteur de la poutre.

$L$  : distance maximale entre nus d'appuis ( $L_{max} = 4.60 - 0.30 = 4.30m$ )

D'où :  $430/15 \leq h \leq 430/10$

Donc :  $28.667cm \leq h \leq 43cm$  soit :  **$h = 40cm$  et  $b = 30cm$ .**



On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du **RPA 99** qui sont les suivantes :

- $b = 30cm \geq 20cm$ ..... condition vérifiée.
- $h = 40cm \geq 30cm$  .....condition vérifiée.
- $h/b = 40/30 = 1.333 < 4$ ..... .condition vérifiée.

Elles seront disposées perpendiculairement aux poutrelles.

##### b. les poutres secondaires :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par le critère de flèche qui est :

$$L/15 \leq h_t \leq L/10$$

$L$  : portée maximale entre nus d'appuis ( $L = 415 - 30 = 385$  cm)

$L = 385cm \Rightarrow 25.667cm \leq h \leq 38.50cm$ .

On prend :  **$h = 35cm$  et  $b = 30cm$ .**

- **Vérifications selon RPA 99 :**

Les dimensions de la poutre doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} \geq 20 \text{ cm.} \\ h = 35\text{cm} \geq 30 \text{ cm.} \\ h / b = 1.16 \leq 4.00. \end{array} \right.$$

Après la vérification on adopte les dimensions suivantes :

- **Poutres principales :  $b \times h = (30 \times 40) \text{ cm}^2$**
- **Poutres secondaires :  $b \times h = (30 \times 35) \text{ cm}^2$ .**

### II.3.1. Les voiles :

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

Un voile est sollicité en flexion composée avec effort tranchant, les principaux modes de ruptures dans un voile élancé sont causés par ses sollicitations :

- Rupture par flexion.
- Rupture en en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique la figure II.15 et figure II.16.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

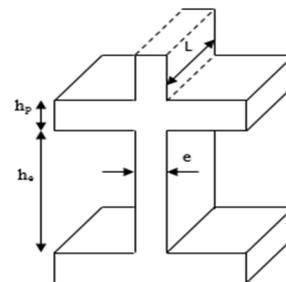
- $e > 15\text{cm}$
- $e > h_e / 20$  pour les voiles simples.
- $e > h_e / 22$  pour les voiles a une extrémité rigide.
- $e > h_e / 25$  pour les deux extrémités rigide.
- $L \geq 4e$

$h_e$  : hauteur libre d'étage

$L$  : longueur du voile.

$e$  : épaisseur du voile.

$h_e = 288 - 20 = 268\text{cm}$ .



**Figure II.14 : coupe de voile en élévation**

$$e \geq \frac{268}{20} = 13,4\text{cm} \Rightarrow \text{on adopte pour tous les voiles une épaisseur de } e = 15\text{m.}$$

$$L \geq 4 \times 15 = 60\text{cm.}$$

### II.3.2. Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99 (version2003), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

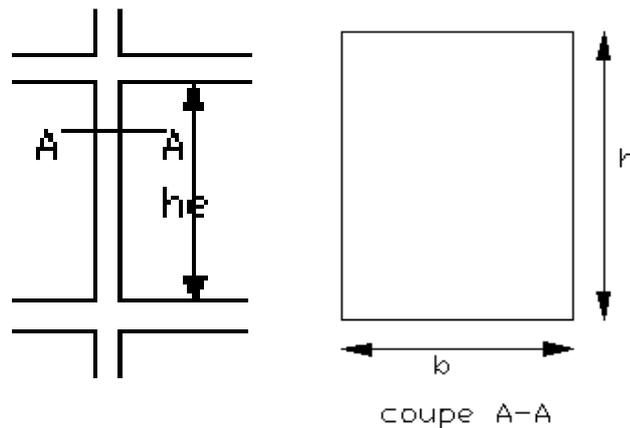


Figure II.15 : Hauteur libre d'étage

Les exigences de RPA Pour un poteau rectangulaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b, h) \geq 25\text{cm} \\ \text{Min } (b, h) \geq h_e / 20 \text{ cm.} \\ 0.25 < b/h < 4.0 \end{array} \right.$$

D'après **RPA 99/version 2003 (art 7.4.1)**, les dimensions des poteaux de notre structure seront de :

**45×40cm<sup>2</sup>** → entresol1, entresol2 et RDC

**40×40 cm<sup>2</sup>** → 1<sup>er</sup>, 2<sup>eme</sup> et 3<sup>eme</sup> étage

**40×35 cm<sup>2</sup>** → 4<sup>eme</sup>, 5<sup>eme</sup> et 6<sup>eme</sup> étage

**35×35 cm<sup>2</sup>** → 7<sup>eme</sup> étage et salle machine.

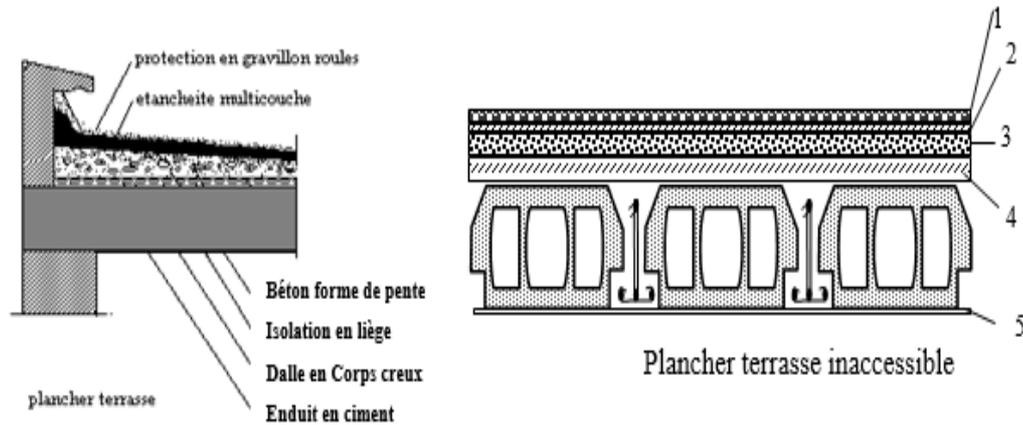
➤ Les vérifications des sections se feront suivant trois critères :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme.
- Effort normal réduit.

**II.4.Evaluation des charges et surcharges :**

Dans le but d’effectuer la descente de charge et pour retrouver le poteau le plus sollicité ; nous évaluons les différentes charges et surcharges revenant aux différents planchers.

**II.4.1. Plancher terrasse inaccessible :**



**Figure II.16 :** Coupe transversale d’un plancher terrasse inaccessible

**Tableau II.1 :** Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible

Désignation des éléments	Epaisseur “e ” (m)	Poids “ G” (KN/m <sup>2</sup> )
(1) Gravillon de protection	0.05	1.00
(2) Etanchéité multicouche	0.02	0.12
(3) Forme de pente	0.1	2.20
(4) Isolation thermique en liège	0.04	0.16
(5) Enduit de ciment	0.20	0.36
Plancher a corps creux (16+4) cm	0.02	2.85
Total charges permanentes	<b>G = 6.68 KN/m<sup>2</sup></b>	
Total charges d’exploitation	<b>Q = 1KN/m<sup>2</sup></b>	

**Tableau II.2 :** Evaluation des charges d’un panneau dalle pleine d’une terrasse inaccessible

Désignation des éléments	Epaisseur “e ” (m)	Poids “ G” (KN/m <sup>2</sup> )
Multicouche d’étanchéité	0.02	0.12
Gravillon de protection	0.05	1.00
Forme de pente	0.20	2.20
Plancher dalle pleine	0.12	3
Enduit de ciment	0.02	0.4
Total charges permanentes	<b>G = 6.72 KN/m<sup>2</sup></b>	
Total charges d’exploitation	<b>Q = 1.5 KN/m<sup>2</sup></b>	

II.4.3. Plancher étage courant à usage multiples (habitation, commercial et bureau) :

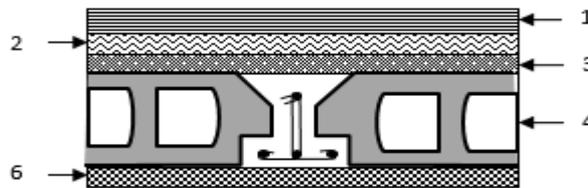


Figure II.17 : Coupe transversale dans le plancher étage courant

Tableau II.3 : Evaluation des charges d'un plancher étage courant à usage multiples

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
(1) Revêtement carrelage	0.02	0.40
(2) Mortier de pose	0.02	0.40
(3) Lit de sable fin	0.03	0.36
(4) Plancher à corps creux (16+4)	0.20	2.85
(5) Enduit en ciment	0.02	0.36
(6) Cloisons de séparation	0.10	0.90
Total charges permanentes	<b>G = 5.27 KN/m<sup>2</sup></b>	
charges d'exploitation de bureau	<b>Q<sub>B</sub> = 2.5 KN/m<sup>2</sup></b>	
charges d'exploitation de commerce	<b>Q<sub>C</sub> = 5 KN/m<sup>2</sup></b>	
charges d'exploitation de l'étage courant	<b>Q = 1.5 KN/m<sup>2</sup></b>	

II.4.4. Plancher à dalle pleine:

Tableau II.4 : Evaluation des charges dans les planchers à dalle pleine

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
(1) Revêtement carrelage	0.02	0.40
(2) Mortier de pose	0.02	0.40
(3) Lit de sable fin	0.03	0.36
(4) Plancher dalle pleine	0.14	3.50
(5) Enduit en ciment	0.02	0.36
Total charges permanentes	<b>G = 5.02 KN/m<sup>2</sup></b>	
Total charges d'exploitation pour les étages courant à usage d'habitation	<b>Q = 1.5 KN/m<sup>2</sup></b>	
Total charges d'exploitations pour les balcons	<b>Q = 3.5 KN/m<sup>2</sup></b>	

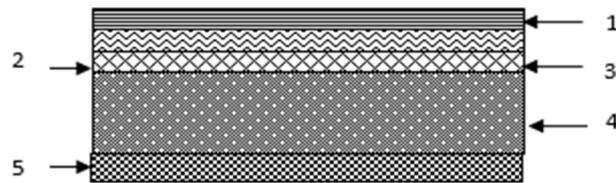


Figure II.18 : Coupe transversale dans le plancher à dalle pleine

**II.4.6.Murs extérieurs et intérieurs :**

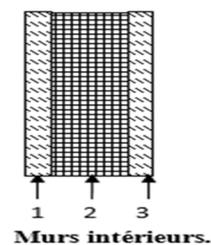
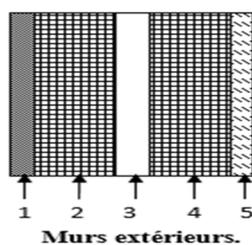
- Les murs extérieurs : ce sont des murs en double parois en brique creuses cloisons séparés par une lame d’air.
- Les murs intérieurs : ce sont des murs à une paroi en brique creuse.

**Tableau II.5 :** Evaluation des charges dues aux murs extérieurs

Désignation des éléments	Epaisseur “e ” (m)	Poids “ G” (KN/m <sup>2</sup> )
(1) Enduit en ciment	0.015	0.27
(2) Brique creuses	0.15	1.35
(3) Lame d’air	0.05	0.00
(4) Briques creuses	0.10	0.90
(5) Enduit de plâtre	0.015	0.15
<b>Total charges permanentes</b>	<b>G = 2.67 KN/m<sup>2</sup></b>	

**Tableau II.6 :** Evaluation des charges dues aux murs intérieurs

Désignation des éléments	Epaisseur “e ” (m)	Poids “ G” (KN/m <sup>2</sup> )
(1) Enduit de plâtre	0.015	0.15
(2) Brique creuses	0.10	0.90
(3) Enduit de plâtre	0.015	0.15
<b>Total charges permanentes</b>	<b>G = 1.20 KN/m<sup>2</sup></b>	



**II.4.7 .L’acrotère :**

**Tableau II.7 :** Evaluation des charges dues sur l’acrotère

Hauteur (m)	Epaisseur (m)	Enduit en ciment (e =0.02 m)	Poids propre (KN/ml)	Q (KN/m <sup>2</sup> )	G (KN/ml)
0.7	0.10	0.40	2.065	1.0	2.465

**II.4.8 .Les escaliers :**

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

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

Horizontal:  $\gamma \times e$ .

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

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

**Tableau II.8 :** Evaluation des charges dues sur l’escalier

Désignation des éléments	Palier (KN/m <sup>2</sup> )	Volées (KN/m <sup>2</sup> )
Pois de la dalle	$25 \times 0.15 = 3.750$	$25 \times 0.15 / \cos(31.89) = 4.42$
Poids des marches	0.00	$22 \times 0.16 / 2 = 1.76$
Carrelage horizontal	$22 \times 0.02 = 0.44$	$22 \times 0.02 = 0.44$
Carrelage vertical	0.00	$22 \times 0.02 \times 0.16 / 0.3 = 0.23$
Mortier de pose horizontal	$20 \times 0.02 = 0.40$	$20 \times 0.02 = 0.40$
Mortier de pose vertical	0.00	$20 \times 0.02 \times 0.16 / 0.3 = 0.21$
Lit de sable	$0.02 \times 18 = 0.36$	$0.02 \times 18 = 0.36$
Enduit de ciment	$0.02 \times 18 = 0.36$	$0.02 \times 18 / \cos 31.89 = 0.42$
<b>Total charges permanentes (G KN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>5.31</b>	<b>8.24</b>
<b>Total charges d’exploitation (KN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>2.5</b>	<b>2.5</b>

**II.5. Descente de charges :**

Afin d’assurer la résistance et la stabilité de l’ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s’avèrent nécessaire. La descente des charges permet l’évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- le poids propre de l’élément.
- la charge de plancher qu’il supporte.

- la part de cloison répartie qui lui revient.
- les éléments secondaires (escalier, acrotère.....)

La descente de charges se fait du niveau le plus haut (charpente ou plancher terrasse) vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

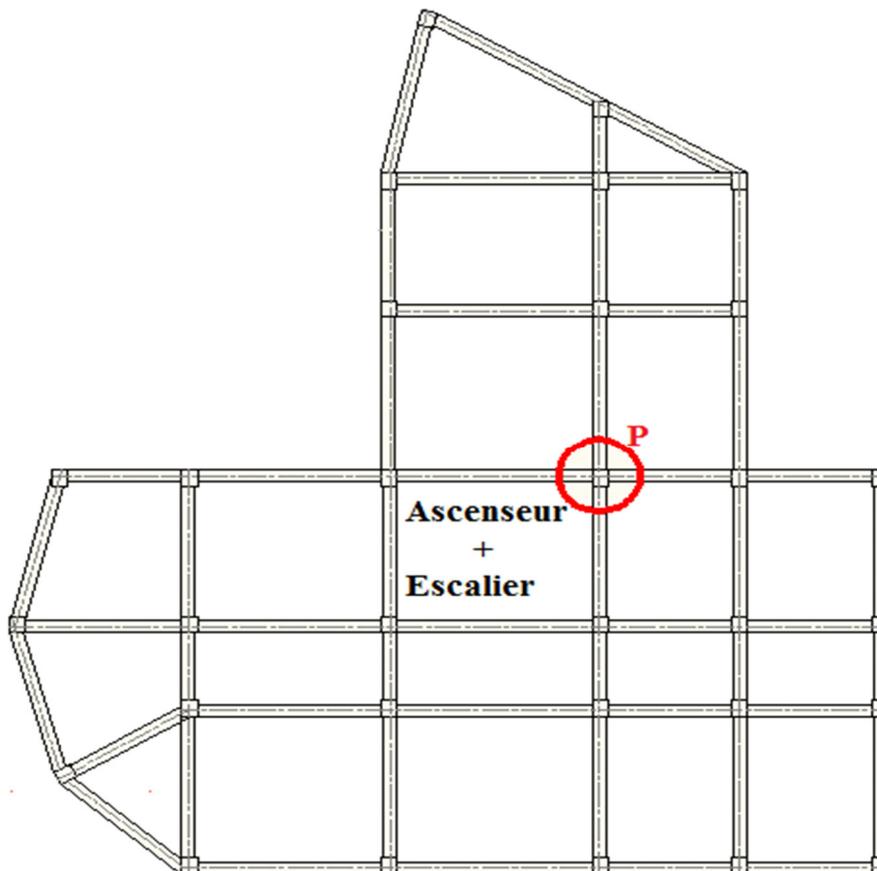


Figure II.19 : Plan d'implantation des poteaux

- **Différentes Surcharges selon la loi de dégression :**

Soit  $Q_0$  la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment  $Q_1, Q_2, Q_3, Q_n$  les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1,2,3...n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

**1<sup>er</sup> cas :**

Sous la terrasse :  $Q_0$ .

Sous dernier étage (étage 1) :  $Q_0 + Q_1$ .

Sous étage immédiatement inférieur :

(Étage 2) :  $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2).$   
 (Étage 3) :  $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3).$   
 (Étage 4) :  $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4).$

Pour n étage ( $n \geq 5$ ) :  $Q_0 + \frac{3+n}{2 \cdot n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n).$

2<sup>eme</sup> cas :

Lorsque les charges d’exploitation sont les mêmes pour tous les étages, la loi de dégression établie précédemment se réduit à :

Sous toit ou terrasse :  $Q_0$   
 Sous dernier étage :  $Q_0 + Q_1$   
 Sous l’étage immédiatement inférieur (étage2) :  $0.9Q$   
 Sous étage immédiatement inférieur (étage3) :  $0.8Q$

Et ainsi de suite en réduisant de 10% par étage jusqu’à  $0.5Q$ , valeur conservée pour les étages inférieurs suivants. Dans notre étude la situation adéquate correspond au 1<sup>er</sup> cas

➤ **Poids des poteaux :**

Entre sol 1:  $G_{ES1} = 0.45 \times 0.40 \times 2.89 \times 25 = 13 \text{ KN}$   
 Entre sol 2 et RDC :  $G_{ES2} = G_{RDC} = 0.45 \times 0.40 \times 2.88 \times 25 = 12.96 \text{ KN}$   
 1<sup>er</sup>, 2<sup>eme</sup>, 3<sup>eme</sup> étage :  $G_{1er} = G_{2eme} = G_{3eme} = 0.40 \times 0.40 \times 2.88 \times 25 = 11.52 \text{ KN}$   
 4<sup>eme</sup>, 5<sup>eme</sup> et 6<sup>eme</sup> étage :  $G_{4eme} = G_{5eme} = G_{6eme} = 0.40 \times 0.35 \times 2.88 \times 25 = 10.08 \text{ KN}$   
 7<sup>eme</sup> étage :  $G_{7eme} = 0.35 \times 0.35 \times 2.88 \times 25 = 8.82 \text{ KN}$   
 Salle machine :  $G_{Sm} = 0.35 \times 0.35 \times 1.74 \times 25 = 5.34 \text{ KN}$

Tableau II.9 : Les sections et le poids des poteaux

Etage	Entre sol 1	Entre sol 2 et RDC	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>eme</sup> , 3 <sup>eme</sup> étage	4 <sup>eme</sup> , 5 <sup>eme</sup> et 6 <sup>eme</sup> étage	7 <sup>eme</sup> étage	salle machine
S (cm <sup>2</sup> )	45×40	45×40	40×40	40×35	35×35	35×35
G (KN)	13	12.96	11.52	10.08	8.82	5.34

Hauteur libre du poteau :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_e = 2.88\text{m pour l'entre sol1, RDC, 1}^{er}, 2^{eme}, 3^{eme}, 4^{eme}, \\ 5^{eme}, 6^{eme}, 7^{eme} \text{ étage} \\ h_e = 2.89\text{m pour l'entre sol2} \\ h_e = 1.74\text{m pour Salle machine} \end{array} \right.$$

➤ Poids propres des poutres :

$$G_{PP} = 25 \times 0.4 \times 0.30 \times L_{PP} = 3 L_{PP}$$

$$G_{PS} = 25 \times 0.35 \times 0.30 \times L_{PS} = 2.625 L_{PS}$$

➤ Surfaces afférentes pour le poteau le plus sollicité :

1) Entre sol 1 et 2 ; RDC ; 1er ; 2<sup>eme</sup> ; 3<sup>eme</sup> ; 4<sup>eme</sup> ; 5<sup>eme</sup> étage :

$$S_1 = 2.15 \times 1.98 = 4.26 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1.30 \times 1.97 = 2.56 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1.30 \times 1.74 = 2.26 \text{ m}^2$$

$$S_{V1} = 0.44 \times 1.28 = 0.56 \text{ m}^2$$

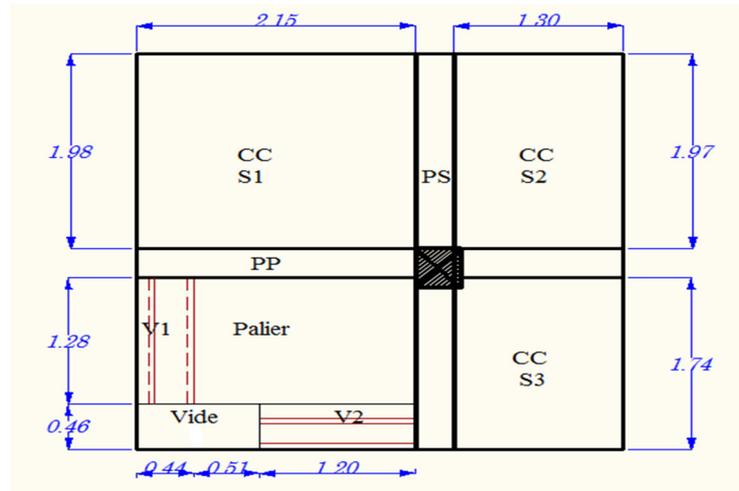
$$S_{V2} = 1.20 \times 0.46 = 0.55 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{Palier}} = 1.71 \times 1.28 = 2.19 \text{ m}^2$$

$$S_{CC} = S_1 + S_2 + S_3 = 9.08 \text{ m}^2$$

$$G_{PP} = 3 \times 3.45 = 10.35 \text{ KN}$$

$$G_{PS} = 2.625 \times 3.71 = 9.74 \text{ KN}$$



2) 6<sup>eme</sup> étage :

$$S_1 = 1.98 \times 2.15 = 4.26 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1.30 \times 0.82 = 1.07 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1.30 \times 1.15 = 1.49 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1.30 \times 1.74 = 2.26 \text{ m}^2$$

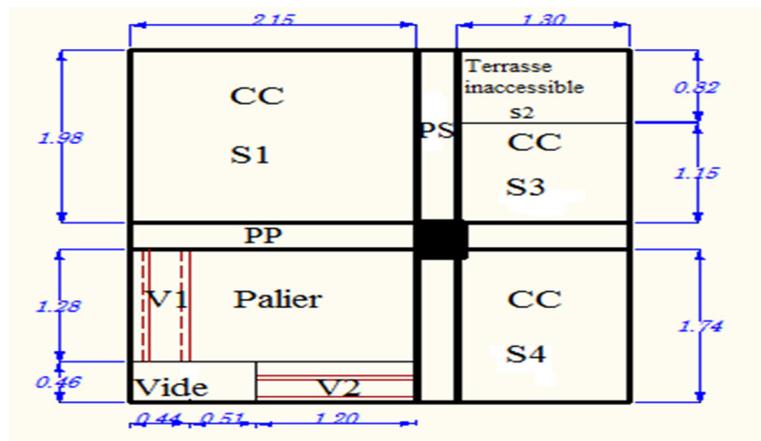
$$S_{V1} = 1.28 \times 0.44 = 0.56 \text{ m}^2$$

$$S_{V2} = 1.20 \times 0.46 = 0.55 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{Palier}} = 1.71 \times 1.28 = 2.19 \text{ m}^2$$

$$G_{PP} = 3 \times 3.45 = 10.35 \text{ KN}$$

$$G_{PS} = 2.625 \times 3.71 = 9.74 \text{ KN}$$



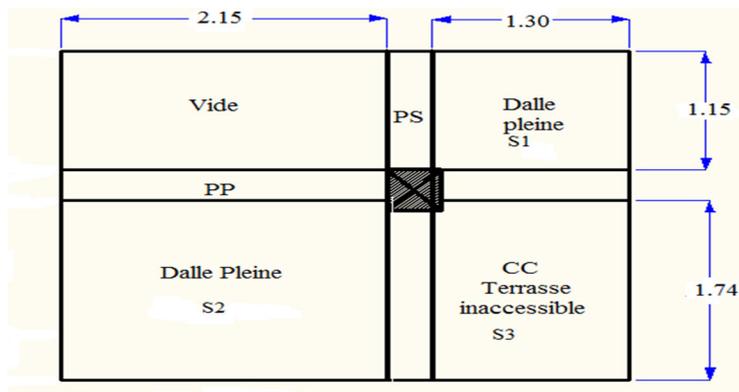
3) 7<sup>eme</sup> étage :

$$S_1 = 1.15 \times 1.30 = 1.495 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1.74 \times 2.15 = 3.741 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1.30 \times 1.74 = 2.262 \text{ m}^2$$

$$G_{PP} = 3 \times 3.45 = 10.35 \text{ KN}$$



$$G_{PS} = 2.625 \times 2.89 = 7.59 \text{ KN.}$$

➤ **La loi de dégression :**

- Calcule des charges d'exploitation pour chaque étage :

$$Q_i = Q \times S_{\text{afférente}}$$

- 1) Plancher terrasse inaccessible :(Etage 7)

$$Q_0 = 1.15 \times 1.30 \times 1.5 + 1.74 \times 2.15 \times 1 + 1.30 \times 1.74 \times 1 + 3.9 \times 1$$

$$Q_0 = 12.16 \text{ KN}$$

- 2) Étage 6 :

$$Q_1 = 4.26 \times 1 + 1.07 \times 1 + (1.49 + 2.26)1.5 + 2.5 (0.56 + 0.52 + 2.19)$$

$$Q_1 = 19.21 \text{ KN}$$

- 3) Plancher étages courant :

2.3) Etages 1, 2, 3, 4, 5 (usage d'habitation) :

$$S_{CC} = S_1 + S_2 + S_3 = 9.08 \text{ m}^2$$

$$Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q_5 = 9.08 \times 1.5 + 3.30 \times 2.5$$

$$Q_{2 \rightarrow 5} = 21.87 \text{ KN}$$

2.2) RDC :

$$Q_7 = 4.26 \times 1.5 + 2.56 \times 1.5 + 2.26 \times 5 + 2.5 (0.56 + 0.55 + 2.19)$$

$$Q_7 = 29.78 \text{ KN}$$

2.1) Entre sol 1 ; 2 :

$$Q_8 = Q_9 = 4.26 \times 2.5 + 2.56 \times 2.5 + 2.26 \times 5 + 2.5 (0.56 + 0.55) + 2.19 \times 2.5$$

$$Q_{8 \rightarrow 9} = 36.60 \text{ KN}$$

➤ **Différentes surcharges d'exploitation selon la loi de dégression :**

$$N_0 = 12.16 \text{ KN.} \quad (\text{Étage 7})$$

$$N_1 = 12.16 + 19.21 = 31.37 \text{ KN.} \quad (\text{Étage 6})$$

$$N_2 = 12.16 + 0.95 (19.21 + 21.87) = 51.19 \text{ KN.} \quad (\text{Étage 5})$$

$$N_3 = 12.16 + 0.90 (19.21 + 2 \times 21.87) = 68.81 \text{ KN.} \quad (\text{Étage 4})$$

$$N_4 = 12.16 + 0.85 (19.21 + 3 \times 21.87) = 84.26 \text{ KN.} \quad (\text{Étage 3})$$

$$N_5 = 12.16 + 0.80 (19.21 + 4 \times 21.87) = 97.51 \text{ KN.} \quad (\text{Étage 2})$$

$$N_6 = 12.16 + 0.75 (19.21 + 5 \times 21.87) = 108.58 \text{ KN.} \quad (\text{Étage 1})$$

$$N_7 = 12.16 + 0.71 (19.21 + 5 \times 21.87 + 29.78) = 124.58 \text{ KN.} \quad (\text{RDC})$$

$$N_8 = 12.16 + 0.69 (19.21 + 5 \times 21.87 + 29.78 + 36.60) = 146.67 \text{ KN.} \quad (\text{Entre sol 2})$$

$$N_9 = 12.16 + 0.67 (19.21 + 5 \times 21.87 + 29.78 + 2 \times 36.60) = 167.29 \text{ KN.} \quad (\text{Entre sol 1})$$

➤ **Exemple de calcul des charges permanentes pour N<sub>0</sub> et N<sub>1</sub> :**

N<sub>0</sub> :

Plancher T-inaccessible = 2.26×6.68 = 15.10 KN

Dalle pleine = 3.74×3.75 + 1.49×6.72 = 24.04 KN

Acrotère = 3.90×2.465 = 9.61 KN

Poteau (35×35) = 14.15 KN

Poutre principale = 10.35 KN

Poutre secondaire = 7.59 KN

N<sub>1</sub> :

Plancher T-inaccessible (R+6) = 4.26×6.68 + 1.07×6.68 = 35.60 KN

Plancher courant = 2.26×5.27 = 11.91 KN

Escalier (palier + volée) = 8.24 (0.56 + 0.55) + 2.19×5.31 = 20.77 KN

Poteau (35×35) = 8.82 KN

Poutre principale = 10.35 KN

Poutre secondaire = 9.74 KN

Cloison double = 2.68×2.67 (2.15+ 1.30 + 1.74 + 1.15) = 45.37 KN

Les résultats de la descente des charges pour le poteau le plus sollicité sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau II.10 :** *Tableau récapitulatif de la descente de charges*

Niveau	désignation	G [KN]	Q [KN]
N <sub>0</sub>	Plancher T-inaccessible	15.10	
	Dalle pleine	24.04	
	Acrotère	9.61	
	Poteau (35×35)	14.15	
	Poutre principale	10.35	
	Poutre secondaire	7.59	
	<b>Total</b>	80.84	12.16
N <sub>1</sub>	Venant de N <sub>0</sub>	80.84	
	Plancher T-inaccessible(R+6)	35.60	
	Plancher courant	11.91	
	Escalier (Volée + Palier)	20.77	
	Poteau (40×35)	10.08	

	Poutre principale	10.35	
	Poutre secondaire	9.74	
	Cloison double	45.37	
	<b>Total</b>	224.66	31.37
N <sub>2</sub>	Venant de N <sub>1</sub>	224.66	
	Plancher courant	47.85	
	Escalier (Volée + Palier)	20.77	
	Poteau (40×35)	10.08	
	Poutre principale	10.35	
	Poutre secondaire	9.74	
	Cloison double	36.06	
	<b>Total</b>	359.51	51.19
N <sub>3</sub>	Venant de N <sub>2</sub>	359.51	
	Plancher courant	47.85	
	Escalier (Volée + Palier)	20.77	
	Poteau (40×35)	10.08	
	Poutre principale	10.35	
	Poutre secondaire	9.74	
	Cloison double	36.06	
	<b>Total</b>	494.36	68.81
N <sub>4</sub>	Venant de N <sub>3</sub>	494.36	
	Plancher courant	47.85	
	Escalier (Volée + Palier)	20.77	
	Poteau (40×40)	11.52	
	Poutre principale	10.35	
	Poutre secondaire	9.74	
	Cloison double	36.06	
	<b>Total</b>	630.65	84.26
N <sub>5</sub>	Venant de N <sub>4</sub>	630.65	
	Plancher courant	47.85	
	Escalier (Volée + Palier)	20.77	
	Poteau (40×40)	11.52	
	Poutre principale	10.35	
	Poutre secondaire	9.74	
	Cloison double	36.06	
	<b>Total</b>	766.94	97.51
	Venant de N <sub>5</sub>	766.94	
	Plancher courant	47.85	

<b>N<sub>6</sub></b>	Escalier (Volée + Palier)	20.77	
	Poteau (40×40)	11.52	
	Poutre principale	10.35	
	Poutre secondaire	9.74	
	Cloison double	36.06	
	<b>Total</b>	903.23	108.58
<b>N<sub>7</sub></b>	Venant de N <sub>6</sub>	903.23	
	Plancher courant	47.85	
	Escalier (Volée + Palier)	20.77	
	Poteau (45×40)	12.96	
	Poutre principale	10.35	
	Poutre secondaire	9.74	
	Cloison double	36.06	
	<b>Total</b>	1040.96	124.58
<b>N<sub>8</sub></b>	Venant de N <sub>7</sub>	1040.96	
	Plancher courant	47.85	
	Escalier (Volée + Palier)	20.77	
	Poteau (45×40)	12.96	
	Poutre principale	10.35	
	Poutre secondaire	9.74	
		Cloison double	37.13
	<b>Total</b>	1179.76	146.67
<b>N<sub>9</sub></b>	Venant de N <sub>8</sub>	1179.76	
	Plancher courant	47.85	
	Escalier (Volée + Palier)	20.77	
	Poteau (45×40)	12.96	
	Poutre principale	10.35	
	Poutre secondaire	9.74	
		Cloison double	37.13
	<b>Total</b>	1318.56	167.29

A la base : **G = 1318.56 KN** et **Q = 167.29 KN**

Selon le **CBA 93 (art B.8.1.1)**, on doit majorer l'effort de compression ultime  $N_u$  à 10%, telle que :

$$N_u = 1.1 \times (1.35 \times G + 1.5 \times Q)$$

$$N_u = 1.1 \times (1.35 \times 1318.56 + 1.5 \times 167.29)$$

$$N_u = 2234.09 \text{ KN}$$

D'après le **RPA99 version 2003 (art 7.4.1)**, il est recommandé de donner aux poteaux d'angle et

ceux de rive, des sections identiques à celles des poteaux centraux, et cela pour une meilleure résistance aux sollicitations sismiques.

**II.6.Vérification :**

**II.6.1. Vérification à la compression simple :**

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

Avec :  $\overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.20 MPa$

B : section du béton

$$B \geq \frac{N_u}{14.20} = \frac{2234.09}{14.20} \times 10^{-3} = 0.157 \text{ m}^2$$

On a :  $B = 0.45 \times 0.40 = 0.180 \text{ m}^2$  .....Vérifiée

Le tableau II.11 résume les vérifications à la compression à tous les niveaux

**Tableau II.11 : vérifications à la compression**

Niveaux	Nu	sections	Condition B > B <sub>calculé</sub>		observation
			B	B <sub>calculé</sub>	
entre sol 1	2234.09	45x40	0.180	0.157	vérifiée
entre sol 2	1993.95	45x40	0.180	0.140	vérifiée
RDC	1751.39	45x40	0.180	0.123	vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	1520.45	40x40	0.160	0.107	vérifiée
2 <sup>eme</sup> étages	1299.79	40x40	0.160	0.091	vérifiée
3 <sup>eme</sup> étages	1075.54	40x40	0.160	0.076	vérifiée
4 <sup>eme</sup> étages	847.66	40x35	0.140	0.060	vérifiée
5 <sup>eme</sup> étages	618.33	40x35	0.140	0.043	vérifiée
6 <sup>eme</sup> étages	385.38	40x35	0.140	0.027	vérifiée
7 <sup>eme</sup> étages	140.11	35x35	0.122	0.010	vérifiée

**II.6.2. Vérification au flambement :**

D'après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{(CBA93 Article B.8.2.1)}$$

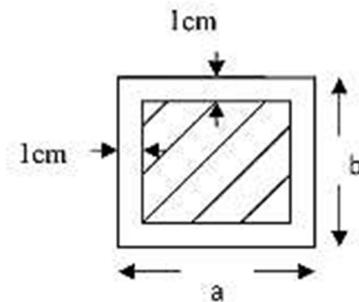
$B_r$  : Section réduite du béton  $[B_r = (a-2) \times (b-2)]$ .

$A_s$  : Section des armatures.

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité de béton.

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité des aciers

$\alpha$  : Coefficient en fonction de l'élancement  $\lambda$ .



$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50. \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

On calcule l'élancement  $\lambda = \frac{l_f}{i}$ .

$l_f$  : Longueur de flambement =  $0.7l_0$

$l_0$  : Longueur du poteau.

$i$  : Rayon de giration :  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

$I$  : Moment d'inertie :  $I = \frac{b \times h^3}{12}$  (section rectangulaire).

➤ **Vérification du poteau 1<sup>er</sup> entre sol :**

$$l_f = 0.7 (2.89 - 0.40) = 1.743 \text{ m} ; B = 0.45 \times 0.4 = 0.180 \text{ m}^2 \Rightarrow I = \frac{0.40 \times 0.45^3}{12} = 3.037 \times 10^{-3} \text{ m}^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{3.037 \times 10^{-3}}{0.180}} = 0.130$$

$$\lambda = \frac{1.743}{0.130} = 13.408 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{13.408}{35}\right)^2} = 0.826$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_c}{100 \times \gamma_s} \right]} \Rightarrow B_r \geq \frac{2429.44 \times 10^{-3}}{0.826 \times \left[ \frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.134 m^2$$

Or nous avons :

$$B_r = (40 - 2) \times (45 - 2) \times 10^{-4} = 0.163 m^2$$

0.163 > 0.134 ⇒ Donc le poteau ne risque pas de flamber.

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau II.12 : Résultat de vérification au flambement**

Niveaux	Lo (m)	Lf (m)	α	λ	Nu (KN)	Sections (m)	Condition Br > Br calculé (m <sup>2</sup> )		observation
							Br	Br calculé	
1 <sup>er</sup> entre sol	2.49	1.743	0.826	13.408	2429.44	0.180	0.163	0.134	vérifiée
2 <sup>eme</sup> entre sol	2.48	1.736	0.826	13.354	2190.93	0.180	0.163	0.120	vérifiée
RDC	2.48	1.736	0.820	15.034	1950.30	0.180	0.163	0.107	vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	2.48	1.736	0.820	15.034	1715.24	0.160	0.144	0.095	vérifiée
2 <sup>eme</sup> étages	2.48	1.736	0.820	15.034	1495.72	0.160	0.144	0.083	vérifiée
3 <sup>eme</sup> étages	2.48	1.736	0.820	15.034	1275.06	0.160	0.144	0.071	vérifiée
4 <sup>eme</sup> étages	2.48	1.736	0.820	15.034	1050.81	0.140	0.125	0.058	vérifiée
5 <sup>eme</sup> étages	2.48	1.736	0.820	15.034	825.07	0.140	0.125	0.046	vérifiée
6 <sup>eme</sup> étages	2.48	1.736	0.820	15.034	595.74	0.140	0.125	0.033	vérifiée
7 <sup>eme</sup> étages	2.48	1.736	0.811	17.182	362.79	0.122	0.109	0.020	vérifiée

Condition de RPA 99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min (b, h) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{C'est vérifiée.} \\ \min (b, h) \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots\text{C'est vérifiée.} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \dots\dots\dots\text{C'est vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées.

## II.8 : Conclusion :

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

- Poutre principale..... (40 × 30) cm<sup>2</sup>.
- Poutre secondaire.....(35 × 30) cm<sup>2</sup>.
- poteaux Entre sol 1..... (40 × 45) cm<sup>2</sup>.
- poteaux Entre sol 2..... (40 × 45) cm<sup>2</sup>.
- poteaux RDC..... (40 × 45) cm<sup>2</sup>.
- poteaux 1<sup>er</sup>, 2<sup>eme</sup>, 3<sup>eme</sup> étages..... (40 × 40) cm<sup>2</sup>.
- poteaux 4<sup>eme</sup>, 5<sup>eme</sup>, 6<sup>eme</sup> étages..... (35 × 40) cm<sup>2</sup>.
- poteaux 7<sup>eme</sup> et salle machine..... (35 × 35) cm<sup>2</sup>.

# *Chapitre III*

### III.1.Introduction :

La construction est un regroupement d'éléments qui sont répartis en deux catégories : éléments structuraux et élément non structuraux. Dans ce chapitre on s'intéresse à l'étude des éléments non structuraux (différents planchers, escaliers, acrotère..). Cette étude s'effectuera d'après le cheminement suivant : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul de sollicitations les plus défavorables, puis détermination de la section des aciers nécessaires pour reprendre les charges en question tout en respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99 / 2003...).

### III.2.Calcul des planchers :

#### ❖ Définition :

Les planchers sont des plaques horizontales réalisées en béton armé, délimitant les différents niveaux de la construction .Les différents rôles du plancher sont :

#### ❖ Rôle de résistance :

- Supporte son poids propre.
- Supporte les charges d'exploitation.
- Transmet les charges latérales.

#### ❖ Rôle de confort :

- Isolation phonique.
- Isolation thermique.
- Coupe-feu (résistance au feu).

Parmi les différents planchers qui existent, on a opté pour des planchers en corps creux et à des dalles pleines.

#### III.2.1.Planchers à corps creux :

Le plancher à corps creux est constitué de deux parties : d'hourdis qui est un élément de remplissage qui sert de coffrage perdu et des nervures en béton armé qui constituent l'élément résistant de plancher

#### ➤ Etudes des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, calculées en flexion simple. Elles transmettent les charges réparties ou concentrées aux poutres principales.

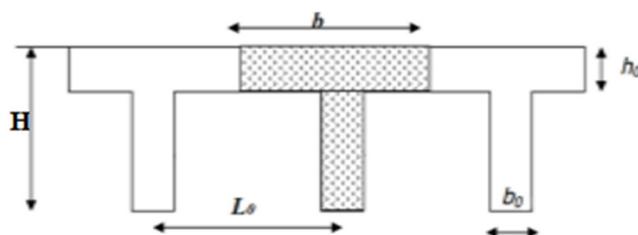


Figure III.1 : Dimensionnement de la poutrelle

➤ **Choix de la disposition des poutrelles :**

En ce qui concerne ce projet, on a opté pour une disposition dans le sens transversal :  
Poutrelle parallèles à l'axe OY.

- **Les différents types de poutrelles :**

**Tableau III.1 : Les différents types de poutrelles**

Types de poutrelles	Niveaux	Schémas statique
Type I	Etage courant, RDC et E_sol	
Type II	Etage courant, RDC et E_sol	
Type III	Etage courant, RDC et E_sol	
Type IV	Etage courant, RDC, E_sol et Terrasse	
Type V	Etage courant, RDC et E_sol	

• **Calcul des charges revenant aux poutrelles (DTR BC2.2) :**

A l'ELU :  $q_u = 1.35G + 1.5Q$  et  $p_u = 0.65q_u$ .

A l'ELS :  $q_s = G + Q$  et  $p_s = 0.65q_s$ .

• **Méthode de calcul des sollicitations dans les poutrelles:**

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

- \* Méthode Forfaitaire.
- \* Méthode Caquot.

**a. Méthode Forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91) :**

**1. Condition d'application (B.6.210) :**

La méthode Forfaitaire est applicable aux constructions pour lesquelles les conditions suivantes sont satisfaites :

- Plancher à surcharge modérée ( $Q \leq 2G$ , 5 KN/m<sup>2</sup>).
- Le rapport de deux travées successives est compris entre 0.8 et 1.25.
- Les moments d'inertie sont les même dans les différents travées.
- La fissuration est considérée comme non nuisible(F.P.N).

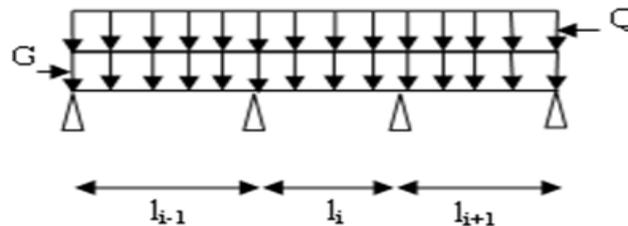


Figure III.2 : schéma statique de la poutre continue

2. Principe de la méthode :

- Détermination des moments :

Soit  $\alpha = \frac{Q}{(Q+G)}$  ;  $M_0 = q \times l^2 / 8$

Avec :

- $\alpha$  : degré de surcharge ;  $M_0$  : moment isostatique.

✓ Moment sur appuis :

- Appuis de rives :

Au niveau des appuis de rives les moments sont nuls, cependant le BAEL exige de mettre des armatures de fissuration au niveau des appuis. Ces aciers sont calculés à partir d'un moment égal :

$M^{riv}_a = -0.15 M_0$  et  $M_0 = \max (M^1, M^n)$ .

✓ Appuis intermédiaires :

- Pour une poutre à deux travées (appui central) : **(-0.6M<sub>0</sub>)**.

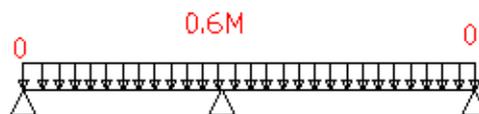


Figure III.3 : poutre à deux travées

- Pour une poutre à plus de deux travées :

Pour les appuis voisins de l'appui de rive : **(- 0.5M<sub>0</sub>)**.

Pour les autres appuis intermédiaires : **(-0,4M<sub>0</sub>)**

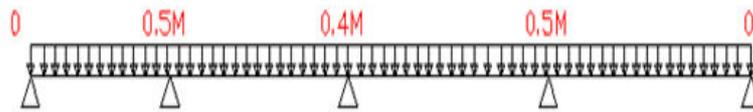


Figure III.4 : poutre à plus de deux travées

✓ **Moment en travée :**

Les moments en travées sont déterminés en appliquant les deux inégalités suivantes et on choisit le max :

$$I. \quad M_t + \left| \frac{M_g + M_d}{2} \right| \geq \max[(0.3\alpha + 1); 1.05]M_0$$

Avec :  $M_g, M_d$  : les moments au niveau des appuis de gauche et de droite.

$$II. \quad M_t \geq \begin{cases} \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_0}{2} \\ \frac{(1 + 0.3\alpha)M_0}{2} \end{cases}$$

Avec :  $(1.2 + 0.3\alpha)M_0/2$  .....travée de rive.

$(1 + 0.3\alpha)/2$  .....travée intermédiaire.

• **Effort tranchant :**

Les efforts tranchants sont évalués forfaitairement ou par la méthode de RDM. Dans l'évaluation des efforts tranchants aux appuis, on suppose la discontinuité entre travées, alors l'effort tranchant hyperstatique est identique à l'effort tranchant isostatique qui est égale à  $\frac{ql}{2}$  sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive).

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

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

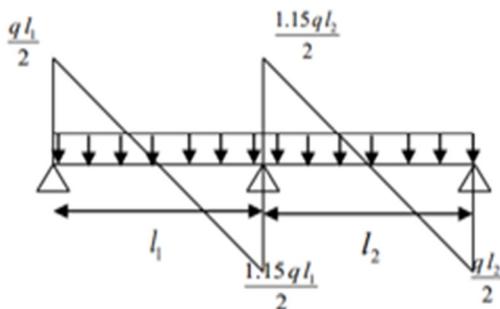


Figure III.5 : Effort tranchant d'une poutre à deux travées

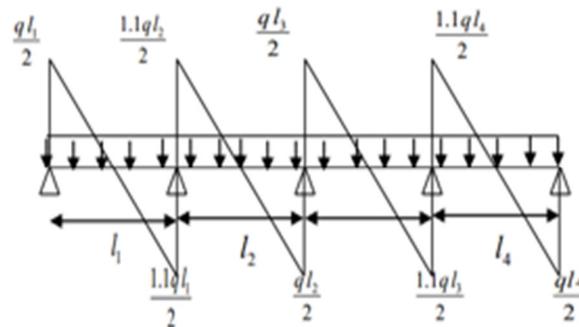


Figure III.6 : Effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées

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

**1. Condition d'application :**

La méthode de Caquot est appliquée quand le plancher a une surcharge élevée  $Q > \min(2G ; 5KN/m^2)$  [1<sup>ère</sup> condition de la méthode Forfaitaire].

**2. Principe de la méthode :**

Cette méthode est basée sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifiée et corrigée pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

• **Détermination des moments :**

✓ **Moment sur appuis :**

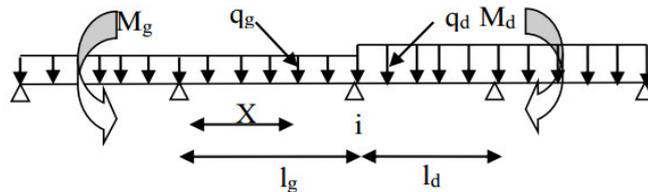
$$M_i = - \frac{q_g \times l'_g{}^3 + q_d \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Tel que :  $l'_g$  et  $l'_d$  : longueurs fictives.

$q_g$  et  $q_d$  : charges réparties sur les deux travées encadrant l'appui considéré (côté gauche, côté droit).

$$l' = \begin{cases} 0.8l & \text{si } c' \text{ est une travée intermédiaire} \\ l & \text{si } c' \text{ est une travée de rive} \end{cases}$$

✓ **Moment en travée**



**Figure III.7 : Paramètres utilisés dans la méthode de Caquot**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{x}{l}\right) = \frac{qx}{2} \times (l - x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$\frac{dM_t(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -q \times x + q \times \frac{l}{2} - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l} = 0 \Rightarrow x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{ql}$$

• **Effort tranchant :**

Les efforts tranchant sont calculés avec RDM.

Pour une travée (AB)

$$\begin{cases} V_A = \frac{pl_1}{2} - \frac{M_A - M_B}{l} \\ V_B = - \frac{pl_1}{2} - \frac{M_A - M_B}{l} \end{cases}$$

**c. Méthode de Caquot minorée :**

La méthode de Caquot minorée est appliquée quand l'une des trois conditions de la méthode Forfaitaire n'est pas vérifiée à l'exception de la 1<sup>ère</sup> condition. Dans la méthode de Caquot minorée les moments au niveau des appuis sont déterminés, par la méthode de Caquot mais on remplace la charge permanente **G** du plancher par  $G' = \frac{2}{3}G$ . le calcul des moments en travée et des efforts tranchants ce fait par l'utilisation de la charge totale **G**.

➤ **Ferraillage des poutrelles :**

• **Exemple illustratif :**

❖ **Etude du plancher du RDC :**

**1. Calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles :**

$$P_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65$$

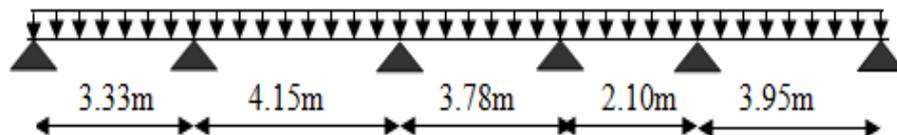
$$P_s = (G + Q) \times 0.65.$$

**Tableau III.2 : Charge et surcharge d'exploitation sur les poutrelles**

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )		ELU		ELS	
				P <sub>u</sub> (KN/ml)		P <sub>s</sub> (KN/ml)	
Type I	5.27	Habitation	Commerce	Habitation	commerce	Habitation	commerce
		1.5	5	6.09	9.50	4.40	6.68
Type II	5.27	1.5	5	6.09	9.50	4.40	6.68
Type III	5.27	1.5		6.09		4.40	
Type IV	5.27	5		9.50		6.68	
Type V	5.27	5		9.50		6.68	

**2. Calcul des sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles :**

**Type II**



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

$$Q \leq \min (2 \times 5.27, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$l_i / l_{i+1} =$$

$$3.78 / 2.10 = 1.8 \neq (0.8 : 1.25) \text{ (type I, type II et type IV)}$$

$$1.89/3.33=0.56 \neq (0.8: 1.25)(\text{type III})$$

$$2.10/3.95=0.53 \neq (0.8: 1.25)(\text{type V})$$

Dans ce cas la méthode forfaitaire n'est pas applicable pour tous les types car la 3<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée donc on applique la méthode de Caquot minorée qui consiste à remplacer G par G' dans le calcul des moments aux appuis.

➤ **Calcul des sollicitations :**

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

$$G' = \frac{2}{3} \times 5.27 = 3.51 \text{KN/m}^2$$

▶ Sous  $Q=1.5 \text{KN/m}^2$

$$P'_u = (1.35G' + 1.5Q) \times 0.65 = 4.54 \text{KN/m}$$

$$P'_s = (G' + Q) \times 0.65 = \frac{3.26 \text{KN}}{m}$$

▶ Sous  $Q=5 \text{KN/m}^2$

$$P'_u = (1.35G' + 1.5Q) \times 0.65 = 7.96 \text{KN/m}$$

$$P'_s = (G' + Q) \times 0.65 = 5.53 \text{KN/m}$$

• **Calcul des moments :**

✓ **Moment sur appuis :**

– **Appuis de rives ( $M_A, M_G$ ) :**

$$M_A = M_G = -0.15m_0, m_0 = \max(M_0^1, M_0^5) = M_0^0.$$

$$\text{Alors : } M_A = M_G = -0.15 M_0^5$$

$$\text{ELU : } M_A = M_G = -0.15 \times 15.52 = -2.33 \text{KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_A = M_G = -0.15 \times 10.79 = -1.62 \text{KN.m}$$

– **Appui B :**

$$M_B = -\frac{p_g \times l'_g{}^3 + p_d \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Longueurs fictives :

$$l'_g = l_g = 3.33 \text{ m}$$

$$l'_d = 0.8l_d = 3.32 \text{ m}$$

ELU :

$$M_B = - \frac{(4.54 \times (3.33^3 + 3.32^3))}{8.5 \times (3.33 + 3.32)}$$

$$P_g = P_d = 4.54 \text{ KN/m} ; M_B = - 5.91 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_B = - \frac{(3.26 \times (3.33^3 + 3.32^3))}{8.5 \times (3.33 + 3.32)} \Rightarrow M_B = - 4.24 \text{ KN.m}$$

– Appuis C :

$$M_C = - \frac{p_g \times l'_g{}^3 + p_d \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Longueur fictives :

$$l'_g = 0.8l_g = 3.32 \text{ m}$$

$$l'_d = 0.8l_d = 3.024 \text{ m}$$

ELU :

$$M_C = - \frac{4.54 \times 3.32^3 + 7.96 \times 3.024^3}{8.5 \times (3.32 + 3.024)} \Rightarrow M_C = -7.16 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_C = - \frac{3.26 \times 3.32^3 + 5.53 \times 3.024^3}{8.5 \times (3.32 + 3.024)} \Rightarrow M_C = -5.05 \text{ KN.m}$$

– Appuis D :

$$M_D = - \frac{p \times (l'_g{}^3 + l'_d{}^3)}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Longueur fictives :

$$l'_g = 0.8l_g = 3.024 \text{ m}$$

$$l'_d = 0.8l_d = 1.68 \text{ m}$$

ELU :

$$M_D = - \frac{7.96 \times (3.024^3 + 1.68^3)}{8.5 \times (3.024 + 1.68)} \Rightarrow M_D = -6.45 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_D = - \frac{5.53 \times (3.024^3 + 1.68^3)}{8.5 \times (3.024 + 1.68)} \Rightarrow M_D = -4.48 \text{ KN.m}$$

– Appuis E :

$$M_E = - \frac{p \times (l'_g{}^3 + l'_d{}^3)}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Longueur fictives :

$$l'_g = 0.8l_g = 1.68 \text{ m}$$

$$l'_d = l_d = 3.95 \text{ m}$$

**ELU :**

$$M_E = - \frac{7.96 \times (1.68^3 + 3.95^3)}{8.5 \times (1.68 + 3.95)} \Rightarrow M_E = -11.04 \text{ KN.m}$$

**ELS :**

$$M_E = - \frac{5.53 \times (1.68^3 + 3.95^3)}{8.5 \times (1.68 + 3.95)} \Rightarrow M_E = -7.67 \text{ KN.m}$$

✓ **Les moments en travée :**

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

$$M_0(x) = \frac{qx}{2} \times (l - x) \text{ tel que } x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{ql}$$

- **Travée AB :**

$$M_{AB}^t(x) = q \frac{x}{2} (l_1 - x) + M_B \times \left(\frac{x}{l_1}\right)$$

$$x = \frac{l_1}{2} + \frac{M_B}{ql_1}$$

**ELU :**

$$x = \frac{3.33}{2} - \frac{5.91}{6.09 \times 3.33} = 1.37 \text{ m}$$

$$M_{AB}^t = \frac{6.09}{2} \times 1.37(3.33 - 1.37) - 5.91 \left(\frac{1.37}{3.33}\right) = 5.74 \text{ KN.m}$$

**ELS :**

$$x = \frac{1.89}{2} - \frac{2.16}{4.40 \times 1.89} = 1.37 \text{ m}$$

$$M_{AB}^t = \frac{4.40}{2} \times 1.37(3.33 - 1.37) - 4.24 \left(\frac{1.37}{3.33}\right) = 4.16 \text{ KN.m}$$

- **Travée BC :**

$$M_{BC}^t(x) = q \frac{x}{2} (l_2 - x) + M_B \times \left(1 - \frac{x}{l_2}\right) + M_C \times \left(\frac{x}{l_2}\right); \quad x = \frac{l_2}{2} - \frac{M_g - M_d}{ql}$$

**ELU :**

$$x = \frac{4.15}{2} - \frac{-5.91 + 7.16}{6.09 \times 4.15} = 2.03 \text{ m}$$

$$M_{BC}^t = \frac{6.09}{2} \times 2.03(4.15 - 2.03) - 5.91 \left(1 - \frac{2.03}{4.15}\right) - 7.16 \left(\frac{2.03}{4.15}\right) = 6.58 \text{ KN.m}$$

**ELS :**

$$x = \frac{4.15}{2} - \frac{-4.24 + 5.05}{4.40 \times 4.15} = 2.03 \text{ m}$$

$$M^t_{BC} = \frac{4.40}{2} \times 2.03 (4.15 - 2.03) - 4.24 \left(1 - \frac{2.03}{4.15}\right) - 5.05 \left(\frac{2.03}{4.15}\right) = 4.83 \text{ KN.m}$$

- Travée CD :

$$M^t_{CD}(x) = q \frac{x}{2} (l_3 - x) + M_C \times \left(1 - \frac{x}{l_3}\right) + M_D \times \left(\frac{x}{l_3}\right); \quad x = \frac{l_3}{2} - \frac{M_C - M_D}{ql}$$

ELU :

$$x = \frac{3.78}{2} - \frac{-7.16 + 6.45}{9.5 \times 3.78} = 1.91 \text{ m}$$

$$M^t_{CD} = \frac{9.50}{2} \times 1.91 (3.78 - 1.91) - 7.16 \left(1 - \frac{1.91}{3.78}\right) - 6.45 \left(\frac{1.91}{3.78}\right) = 10.16 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$x = \frac{3.78}{2} - \frac{-5.05 + 4.48}{6.68 \times 3.78} = 1.91 \text{ m}$$

$$M^t_{CD} = \frac{6.68}{2} \times 1.91 (3.78 - 1.91) - 5.05 \left(1 - \frac{1.91}{3.78}\right) - 4.48 \left(\frac{1.91}{3.78}\right) = 7.17 \text{ KN.m}$$

- Travée DE :

$$M^t_{DE}(x) = q \frac{x}{2} (l_4 - x) + M_D \times \left(1 - \frac{x}{l_4}\right) + M_E \times \left(\frac{x}{l_4}\right); \quad x = \frac{l_4}{2} - \frac{M_D - M_E}{ql}$$

ELU :

$$x = \frac{2.10}{2} - \frac{-6.45 + 11.04}{9.50 \times 2.10} = 0.82 \text{ m}$$

$$M^t_{DE} = \frac{9.50}{2} \times 0.82 (2.10 - 1.91) - 6.45 \left(1 - \frac{0.82}{2.10}\right) - 11.04 \left(\frac{0.82}{2.10}\right) = -3.26 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$x = \frac{2.10}{2} - \frac{-4.48 + 7.67}{6.68 \times 2.10} = 0.82 \text{ m}$$

$$M^t_{EF} = \frac{6.68}{2} \times 0.82 (2.10 - 1.91) - 4.48 \left(1 - \frac{0.82}{2.10}\right) - 7.67 \left(\frac{0.82}{2.10}\right) = -2.22 \text{ KN.m}$$

- Travée EF :

$$M^t_{EF}(x) = q \frac{x}{2} (l_6 - x) + M_F \times \left(1 - \frac{x}{l_6}\right); \quad x = \frac{l_5}{2} - \frac{M_E}{ql}$$

ELU :

$$x = \frac{3.95}{2} + \frac{11.04}{9.50 \times 3.95} = 2.27 \text{ m}$$

$$M^t_{EF}(x) = \frac{9.50}{2} \times 2.27 \times (3.95 - 2.27) - 11.04 \times \left(1 - \frac{2.27}{3.95}\right) = 13.42 \text{ KN.m}$$

ELS:

$$x = \frac{3.95}{2} + \frac{7.67}{6.68 \times 3.95} = 2.27 \text{ m}$$

$$M_{EF}^t(x) = \frac{6.68}{2} \times 2.27 \times (3.95 - 2.27) - 7.67 \times \left(1 - \frac{2.27}{3.95}\right) = 9.48 \text{ KN.m}$$

• Effort tranchant :

- Travée AB:

$$V_A = \frac{6.09 \times 3.33}{2} - \frac{5.91}{3.33} = 8.37 \text{ KN.}$$

$$V_B = -\frac{6.09 \times 3.33}{2} - \frac{5.91}{3.33} = -11.91 \text{ KN.}$$

- Travée BC:

$$V_B = \frac{6.09 \times 3.33}{2} - \frac{-3.01 + 4.95}{3.33} = 9.56 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{6.09 \times 3.33}{2} - \frac{-3.01 + 4.95}{3.33} = -10.72 \text{ KN}$$

- Travée CD:

$$V_C = \frac{9.50 \times 3.78}{2} - \frac{-7.16 + 6.45}{3.78} = 18.14 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{9.50 \times 3.78}{2} - \frac{-7.16 + 6.45}{3.78} = -17.76 \text{ KN}$$

- Travée DE:

$$V_D = \frac{9.50 \times 2.10}{2} - \frac{-6.45 + 11.04}{2.10} = 7.79 \text{ KN}$$

$$V_E = -\frac{9.50 \times 2.10}{2} - \frac{-6.45 + 11.04}{2.10} = -12.16 \text{ KN}$$

- Travée EF:

$$V_E = \frac{9.50 \times 3.95}{2} + \frac{11.04}{3.95} = 21.56 \text{ KN}$$

$$V_F = -\frac{9.50 \times 3.95}{2} + \frac{11.04}{3.95} = -15.97 \text{ KN}$$

**Remarque 1 :** Les résultats des calculs à l'ELU et à l'ELS sont résumés dans les tableaux suivants :

**Type 1:**

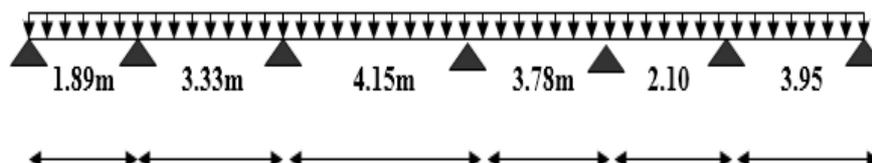


Tableau III.3 : Sollicitations à l'ELU et à l'ELS dans le 1<sup>ère</sup> type de poutrelles

Cas	Travée	L (m)	P (KN/m)		M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
			P	P'					
ELU	AB	1.89	6.09	4.54	0	-3.01	1.42	4.16	-7.35
	BC	3.33	6.09	4.54	-3.01	-4.95	4.48	9.56	-10.72
	CD	4.15	6.09	4.54	-4.95	-7.16	7.08	12.10	-13.17
	DE	3.78	9.50	7.96	-7.16	-6.45	10.16	18.14	-17.76
	EF	2.10	9.50	7.96	-6.45	-11.04	-3.26	7.78	-12.16
	FG	3.95	9.50	7.96	-11.04	0	13.42	21.56	-15.97
ELS	AB	1.89	4.40	3.26	0	-2.16	1.03	-	-
	BC	3.33	4.40	3.26	-2.16	-3.56	3.26	-	-
	CD	4.15	4.40	3.26	-3.56	-5.05	5.18	-	-
	DE	3.78	6.68	5.53	-5.05	-4.48	7.17	-	-
	EF	2.10	6.68	5.53	-4.48	-7.67	-2.22	-	-
	FG	3.95	6.68	5.53	-7.67	0	9.48		

Type2

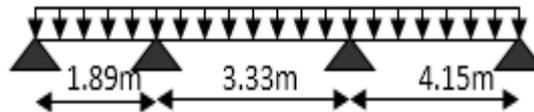


Tableau III.4 : Sollicitations à l'ELU et à l'ELS dans le 2<sup>ème</sup> type de poutrelles

Cas	Travée	L (m)	P (KN/m)		M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
			P	P'					
ELU	AB	3.33	6.09	4.54	0	-5.91	5.74	8.37	-11.91
	BC	4.15	6.09	4.54	-5.91	-7.16	6.58	12.33	-12.94
	CD	3.78	9.50	7.96	-7.16	-6.45	10.16	18.14	-17.76
	DE	2.10	9.50	7.96	-6.45	-11.04	-3.26	7.78	-12.16
	EF	3.95	9.50	7.96	-11.04	0	13.42	21.56	-15.97

<b>ELS</b>	<b>AB</b>	3.33	4.40	3.26	0	-4.24	4.16	-	-
	<b>BC</b>	4.15	4.40	3.26	-4.24	-5.05	4.83	-	-
	<b>CD</b>	3.78	6.68	5.53	-5.05	-4.48	7.17	-	-
	<b>DE</b>	2.10	6.68	5.53	-4.48	-7.67	-2.22	-	-
	<b>EF</b>	3.95	6.68	5.53	-7.67	0	9.48	-	-

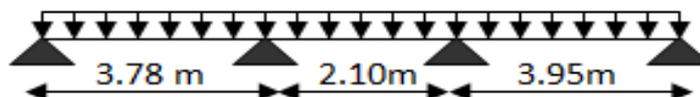
**Type 3:**



**Tableau III.5 :** Sollicitations à l'ELU et à l'ELS dans le 3<sup>ème</sup> type de poutrelles

Cas	Travée	L (m)	P (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)
			P	P'	P	P'					
<b>ELU</b>	<b>AB</b>	1.89	6.09	4.54	2.72	2.03	0	-3.01	1.42	4.16	-7.35
	<b>BC</b>	3.33	6.09	4.54	8.44	6.29	-3.01	-7.08	3.51	8.92	-11.36
	<b>CD</b>	4.15	6.09	4.54	13.11	9.77	-7.08	0	9.81	14.34	-10.93
<b>ELS</b>	<b>AB</b>	1.89	4.40	3.26	1.96	1.46	0	-2.16	1.03	-	-
	<b>BC</b>	3.33	4.40	3.26	6.10	4.52	-2.16	-5.09	2.56	-	-
	<b>CD</b>	4.15	4.40	3.26	9.47	7.02	-5.09	0	7.10	-	-

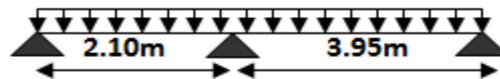
**Type 4:**



**Tableau III.6 :** Sollicitations à l'ELU et à l'ELS dans le 4<sup>ème</sup> type de poutrelles

Cas	Travée	L (m)	P (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)
			P	P'					
<b>ELU</b>	<b>AB</b>	3.78	9.50	7.96	0	-10.07	12.31	15.29	-20.62
	<b>BC</b>	2.10	9.50	7.96	-10.07	-11.04	-5.31	9.51	-10.44
	<b>CD</b>	3.95	9.50	7.96	-11.04	0	13.42	21.56	-15.97
<b>ELS</b>	<b>AB</b>	3.78	6.68	5.53	0	-7	8.69	-	-
	<b>BC</b>	2.10	6.68	5.53	-7	-7.67	-3.65	-	-
	<b>CD</b>	3.95	6.68	5.53	-7.67	0	9.48	-	-

**Type 5 :**



**Tableau III.7 :** Sollicitations à l'ELU et à l'ELS dans le 5<sup>ème</sup> type de poutrelles

Cas	Travée	L (m)	P (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)
			P	P'					
ELU	AB	2.10	9.50	7.96	0	-10.97	1.19	4.75	-15.20
	BC	3.95	9.50	7.96	-10.97	0	13.47	21.54	-15.98
ELS	AB	2.10	6.68	5.53	0	-7.62	0.86	-	-
	BC	3.95	6.68	5.53	-7.62	0	9.49	-	-

**3. Ferrailage des poutrelles :**

Le tableau III.8 suivant illustre les sollicitations maximales :

**Tableau III.8:** Sollicitations maximales dans le plancher du RDC

Désignation	ELU				ELS		
	M <sub>t</sub> <sup>max</sup> (KN .m)	M <sub>a</sub> <sup>int</sup> (KN .m)	M <sub>a</sub> <sup>riv</sup> (KN .m)	V <sub>u</sub> <sup>max</sup> (KN)	M <sub>t</sub> <sup>max</sup> (KN .m)	M <sub>a</sub> <sup>int</sup> (KN .m)	M <sub>a</sub> <sup>riv</sup> (KN .m)
Type I, II, IV	13.42	-11.04	-2.33	21.56	9.49	-7.67	-1.62
type III	9.81	-7.08	-1.47	14.34	7.10	-5.09	-1.05
Type V	13.47	-10.97	-2.33	21.54	9.49	-7.62	-1.62

**Type I, II, IV et V :**

D'après le chapitre précédent, Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$b=41.8cm$  ;  $h_0=4cm$  ;  $h=20cm$  ;  $H=16cm$  ;  $b_0=10cm$  ;  $d=18cm$  ; béton  $f_{c28} = 25 MPa$  ; acier  $F_e = 400$  ; dans l'étude d'une section en T, il est nécessaire de savoir si la partie comprimée n'intéresse que la table de compression ou si elle concerne également la nervure.

Pour cela on calcule le moment équilibré par la table :

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

Si  $M_{tu} \geq M_u \Rightarrow$  une partie de la dalle est comprimée, et comme le béton tendu est négligé, la section en T est calculée comme section rectangulaire (b×h)

Si  $M_{tu} \leq M_u \Rightarrow$  une partie de la nervure est comprimée donc la dalle ne suffit pas pour équilibrer le moment donc on calcule une section en T.

• **Ferraillage longitudinale :**

a. **Ferraillage en travée :**

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow M_{tu} = 14.20 \times 0.418 \times 0.04 \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 37.98 \text{ KN.m}$$

On remarque bien que :  $M_t < M_{tu}$ .

Ce qui implique que l'axe neutre passe par la table de compression donc le calcul est ramené à calculer une section rectangulaire  $b \times h = (41.8 \times 20) \text{ cm}^2$ .

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{13.47 \times 10^{-3}}{0.418 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0.070 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.070 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \rightarrow f_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z f_{st}}; Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.173 \text{ m}; \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.091; A_s = 2.23 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot d \cdot b \cdot f_{t28} / F_e \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 0.18 \times 0.418 \times 2.1 / 400 \Rightarrow A_{\min} = 0.91 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$A_s > A_{\min} \Rightarrow$  On ferraille avec  $A_s$

b. **Ferraillage aux appuis intermédiaires :**

La table de compression est tendue, donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ ).

$$M_a^{int} = -11.04 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{11.04 \times 10^{-3}}{0.1 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0.248 > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot B}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.248}) = 0.363 \Rightarrow \xi_{st} = 3.5 \times 10^{-3} [(1 - 0.363) / 0.363] > \mathcal{E}_l = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\mu_{bu} = 0.248 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \rightarrow f_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Avec :

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.363) = 0.154 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{11.04 \times 10^{-3}}{0.154 \times 348} = 2.06 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot d \cdot b_0 \cdot f_{t28} / F_e \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 0.18 \times 0.1 \times 2.1 / 400 \Rightarrow A_{\min} = 0.22 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$A_s > A_{\min} \Rightarrow$  On ferraille avec  $A_s$

**c. Ferrailage aux appuis de rive :**

Le calcul se ramène à une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ ).

$$M_a^{rive} = -2.33 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{2.33 \times 10^{-3}}{0.1 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0.051 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.051 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \rightarrow f_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z f_{st}}; Z = d (1 - 0.14\alpha) = 0.134 \text{ m}; \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.064; A_s = 0.5 \text{ cm}^2$$

**✓ Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \cdot d \cdot b_0 \cdot f_{t28} / F_e \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 0.18 \times 0.1 \times 2.1 / 400 \Rightarrow A_{min} = 0.22 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$A_s > A_{min} \Rightarrow \text{On ferraille avec } A_s$$

Le choix des barres :

- \* En travée : 3HA10 = 2.36 cm<sup>2</sup>
- \* Appui intermédiaire : 2HA12 = 2.26 cm<sup>2</sup>
- \* Appui de rive : 1HA12 = 1.13 cm<sup>2</sup>

**• Ferrailage transversal :****a. Diamètre des armatures transversales :**

Le diamètre  $\Phi_t$  des armatures transversales est donné par :  $\Phi_t \leq \min \left[ \frac{h_t}{35}, \frac{b_0}{10}, \Phi_L^{min} \right]$

$\Phi_L$  : diamètre minimale des armatures longitudinale ( $\Phi_L = 10 \text{ mm}$ ).

$$\Phi_t \leq \min \{ 200/35, 10/10, 8 \} = 5.71 \text{ mm}$$

On adopte un étrier  $\Phi 6$  sachant que la section d'une barre de 6 mm = 0.283 cm<sup>2</sup>.

Donc la section d'armatures transversales sera :  $A_t = 2\Phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$ .

**b. Calcul de l'espacement :**

$S_t$  : doit être au plus égale à la petite valeur des trois formules suivantes :

$$- S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm} \Rightarrow \text{F.P.N}$$

$$- S_t \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)} \quad (\text{BAEL99 Art A.5.1.2.2})$$

$$- \alpha = 90^\circ \text{ (Armatures droites)}$$

- Flexion simple
- Fissuration peut nuisible ⇒ K=1
- Pas de reprise de bétonnage

$$St \leq St \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow St = 0.57 \times \frac{0.8 \times 400}{10 \times (1.2 - 0.3 \times 2.1)} = 32 \text{ cm}$$

$$St \leq 32 \text{ cm}$$

$$St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow St \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.10 \times 0.4} = 0.57 \text{ m} = 57 \text{ cm}$$

St = min (16.2, 32, 57) Soit St = 15cm.

• **Verification à l'ELU :**

**a. vérification de la contrainte de cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b_0 \times d} = \frac{21.56 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 1.20 \text{ MPa.}$$

$$F.P.N \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow 1.20 < 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots$  pas de risque de rupture par cisaillement.

**b. Vérification de la bielle**

$$Vu \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec  $a \leq 0.9d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$

Soit :  $a = \min [0.9d ; \text{la largeur de l'appui } -4\text{cm}] = 16.2 \text{ cm}$

$$a = 16.2 \text{ cm}$$

$$Vu = 21.56 \text{ KN} \leq 0.267 \times 0.162 \times 25 \times 0.10 \times 10^3 = 108.13 \text{ KN} \dots \dots \text{C'est Vérifié}$$

**c. Vérification des armatures longitudinales vis à vis d l'effort tranchant**

**Appui de rive :**

On doit vérifier que :  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u$  **CBA (Art A.5.1.3.1.2).**

$$A_l = A_{travée} + A_{appui} \Rightarrow A_l = 3\text{HA}10 + 1\text{HA}10 = 3.15 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\gamma_s}{f_e} V_u = \frac{1.15 \times 21.56 \times 10^{-3}}{400} = 0.62 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_l = 3.15 \text{ cm}^2 \geq 0.62 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifier .}$$

**Appui intermédiaire :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) = \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400} \left( 21.56 - \frac{11.04}{0.9 \times 0.18} \right) \times 10^{-3} = -1.34 \text{ cm}^2 < 0$$

⇒ Aucune vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

**d. Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table- nervure**

$$\tau_u^1 = \frac{V_u \times \left( \frac{b-b_0}{2} \right)}{0.9 \times b \times d \times h_0} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \frac{21.56 \times 10^{-3} \left( \frac{0.418 - 0.1}{2} \right)}{0.9 \times 0.418 \times 0.18 \times 0.04}$$

⇒  $\tau_u^1 = 1.27 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ .....condition vérifiée

**e. Vérification de l'adhérence :(Bael99, Art1.6.3)**

On doit vérifier que :

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{su} \text{ tel que :}$$

$\bar{\tau}_{su}$  : Contrainte limite d'adhérence.

$\sum U_i$  : la somme des périmètres des barres.

$$V_u = \text{Max } V_i = 21.56 \text{ KN}$$

$$\sum U_i = \pi \times (4 \times \phi 10 + 2 \times \phi 12) = 201.03 \text{ mm}$$

$$\tau_{su} = \frac{21.56 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 201.03 \times 10^{-3}} = 0.662 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} \quad \text{tel que} \quad \psi = 1.5 \text{ pour les aciers HA.}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **Vérification à l'ELS :**

Il y a lieu de vérifier :

- ✓ État limite d'ouverture des fissures.
- ✓ État limite de compression du béton.
- ✓ État limite de déformation.

– **État limite d'ouverture des fissures :** **CBA93 (Article B-6-3)**

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification

– **État limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{BAEL99 (Art A.4.5.2).}$$

\* En travée :

**Position de l'axe neutre :**

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15 A(d - h_0)$$

$$H = 0.418 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04)$$

$\Rightarrow H = -1.61 \times 10^{-4} m^3 \Rightarrow$  L'axe neutre passe par la nervure  $\Rightarrow$  calcul d'une section en T.

**Calcul de la position de l'axe neutre :**

$$\frac{b_0}{2} y^2 + [15A + 15A' + (b - b_0)h_0]y - 15(Ad + A'd') - (b - b_0)\frac{h_0^2}{2}$$

$$5 y^2 + [15 \times 2.36 + (31.8) \times 4]y - [15(18 \times 41.8) - (31.8 \times 8)]$$

$$y=4.78cm$$

**Calcul de l'inertie I :**

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left( y - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$$I = \frac{10 \times 4.78^3}{3} - (31.8) \times \frac{(4.78 - 4)^3}{12} + 15 \times 2.36 \times (18 - 4.78)^2$$

$$I = 7.70 \times 10^{-5} m^4.$$

**Calcul de la contrainte:**

$$\sigma_{bc} = \frac{9.49 \times 10^{-3} \times 4.78 \times 10^{-2}}{7.70 \times 10^{-5}}$$

$$\sigma_{bc} = 5.89 MPa \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}.$$

\* En appui

– **Position de l'axe neutre :**

$$H = b_0 \frac{h_0^2}{2} - 15 A(d - h_0)$$

$$H = 0.1 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.26 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04)$$

$\Rightarrow H = -3.95 \times 10^{-4} m^3$ . L'axe neutre passe par la nervure  $\Rightarrow$  calcul d'une section en T.

– **Calcul de la position de l'axe neutre :**

$$v=4.69cm, y=H-v=15.31$$

**Calcul de l'inertie I :**

$$I=1.22 \times 10^{-4} m^4.$$

**Calcul de la contrainte :**

$$\sigma_{bc} = 9.63 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

– **État limite de déformation : BAEL91/99 (Article B.6.5)**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de limiter les déformations de service.

– **Evaluation de la flèche :  $f_e$   $b_0$**

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, on peut dire que la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}; \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10 \times M_0}; \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

On a :  $\frac{h}{l} = \frac{20}{395} = 0.045 < \frac{1}{16} = 0.0625$  la condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une

vérification de la flèche.  $\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$

La flèche admissible pour une poutre inférieure ou égale à 5m est de :

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{395}{500} = 0.79 \text{ cm}$$

$f_{gv}$  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 travées :**

$q_{jser} = 0.418 \times G$ : La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.418 \times G$  : La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.418 \times (G + Q)$  : La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 0.418 \times G = 0.65 \times (2.85 + 0.9) = 1.57 \text{ KN / m}$$

$$q_{gser} = 0.418 \times G = 0.418 \times 5.27 = 2.20 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.418 \times (G + Q) = 0.418 \times (5.27 + 5) = 4.29 \text{ KN/m}$$

– calcul des moments :

$$M_{jser} = 0.73 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.73 \frac{1.57 \times 3.95^2}{8} = 2.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.73 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.73 \frac{2.20 \times 3.95^2}{8} = 3.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.73 \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.73 \frac{4.29 \times 3.95^2}{8} = 6.11 \text{ KN.m}$$

– Propriété de la section :

Position de l'axe neutre :  $y=4.78\text{cm}$

$$\text{Moment d'inertie : } I = 7.70 \times 10^{-5} \text{ m}^4; \quad v = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15Ad}{b_0 \times h + (b - b_0) \times h_0 + 15A} \Rightarrow v = 7.97 \text{ cm.}$$

La section réelle homogénéisée à la forme de T alors son moment d'inertie est :

$$I_0 = \frac{b}{3} V^3 - (b - b_0) \frac{(v - h_0)^3}{3} + 15A(d - v)^2 + b_0 \frac{(h - v)^3}{3}$$

$$I_0 = 1.576 \times 10^{-4} \text{ (Moment d'inertie de la section homogène (acier + béton))}$$

$$A_s = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{10 \times 18} = 0.013$$

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

$$E_i = 3 \cdot E_v = 32456.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton}$$

– Contraintes :

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I}; \quad \sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I}; \quad \sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{2.24 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0478)}{7.70 \times 10^{-5}} = 57.69 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{3.13 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0478)}{7.70 \times 10^{-5}} = 80.61 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{6.11 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0478)}{7.70 \times 10^{-5}} = 157.35 \text{ Mpa}$$

– Inerties fictives (If)

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} \text{ (Déformation instantanée)} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \cdot 2.1}{(2 + 3 \frac{10}{41.8}) \times 0.013} = 2.97$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \text{ (Déformation différée)} \Rightarrow \lambda_v = 0.4 \times 2.97 = 1.19$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}}$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

$$\mu_j = 0.28 ; \mu_g = 0.42 ; \mu_p = 0.64$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

$$I_{f_{ij}} = 9.46 \times 10^{-5} ; I_{f_{ig}} = 7.71 \times 10^{-5} ; I_{f_{ip}} = 5.98 \times 10^{-5} ; I_{f_{vg}} = 1.16 \times 10^{-4}$$

– Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}}$$

$$f_{ip} = 4.91 \text{ mm} ; f_{ig} = 1.95 \text{ mm} ; f_{ij} = 1.14 \text{ mm} ; f_{vg} = 3.87 \text{ mm}$$

$$\Delta f = (0.00387 - 0.00114) + (0.00491 - 0.0050) = 0.00195 = 0.00195 \text{ m}$$

$\Rightarrow \Delta f \leq f_{adm} \Rightarrow$  La flèche est vérifiée.

**Remarque2 :** Les résultats du ferrailage du plancher RDC sont résumés dans les tableaux III.8 suivants

### 1. Ferrailage

**Tableau III.9 :** Ferrailage du plancher RDC

type	zone	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{calculé} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$
Type I, III,IV et V	travée	13.47	0.070	0.091	0.173	2.23	0.91
	Appui-int	-11.04	0.248	0.363	0.154	2.06	0.22
	Appui-riv	-2.33	0.051	0.064	0.134	0.5	0.22
Type II	travée	9.81	0.051	0.065	0.175	1.61	0.91
	Appui-int	-7.08	0.153	0.210	0.165	1.23	0.22
	Appui-riv	-1.47	0.032	0.041	0.177	0.24	0.22

Tableau III.10 : Armatures longitudinale et transversales

plancher	zone	Ferrailage longitudinale		Ferrailage transversale	
		barres	Section (cm <sup>2</sup> )	barre	Section (cm <sup>2</sup> )
Type I, III, IV et V	Travée	3HA10	2.36		
	Appui-inter	2HA12	2.26	2Ø6	0.57
	Appui-rive	1HA12	1.13		
Type II	Travée	2HA10+1HA8	2.07	2Ø6	0.57
	Appui-inter	1HA10+1HA8	1.29		
	Appui-rive	1HA10	0.79		

2. Vérification à l'ELU

Tableau III.11: Vérification à l'ELU

Plancher	bielle	Cisaillement	Armature longitudinale Aux appuis		Jonction table-nervure	Vérification de l'adhérence
			rive	inter		
	$V_u \leq 0.267.a.b_0.f_{c28}$	$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$	$A \geq \frac{\gamma_s V_u}{f_e}$	$A_l \geq (V + \frac{M_u}{0.9d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$	$\tau_u = \frac{V_u.b_1}{0.9d.b.h_0} \leq \bar{\tau}_u$	$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{su}$
Type I, III et IV	$21.56 \leq 108.13$	$1.20 \leq 3.33$	$0.62 \leq 3.15$	–	$1.27 \leq 3.33$	$0.662 \leq 2.835$
Obs	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>	<i>Aucune vérification</i>	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>
Type II	$14.34 \leq 108.13$	$0.79 \leq 3.33$	$2.86 \geq 0.41$	–	$0.84 \leq 3.33$	$0.50 \leq 2.835$
Obs	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>	<i>Aucune vérification</i>	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>

3. Vérification à l'ELS

Tableau III.12 : Vérification des états limite de compression

Plancher	zone	M <sub>t</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (m <sup>4</sup> )	σ(MPa)	σ̄	σ ≤ σ̄
Type I, III et IV	Travée	9.49	4.78	7.70×10 <sup>-5</sup>	5.89	15	Vérifier
	Appui int	-7.67	15.31	1.22×10 <sup>-5</sup>	9.62	15	Vérifier
Type II	travée	7.10	4.29	6.93×10 <sup>-5</sup>	4.40	15	Vérifier
	Appui int	-5.09	16.34	1.5×10 <sup>-4</sup>	5.54	15	Vérifier

Tableau III.13 : Vérification des états limite de déformation

Désignation	L (m)	As (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>o</sub> (cm <sup>4</sup> )
Type I, III et IV	3.95	2.36	2.24	3.13	6.11	7700	15760
	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)
	4.78	9460	7710	5980	11600	0.572	0.79
	obs	vérifiée					
Type II	L (m)	As (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>o</sub> (cm <sup>4</sup> )
	4.15	2.07	2.53	3.55	4.56	6930	15300
	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)
	4.29	7860	6530	5850	10300	<b>0.276</b>	<b>0.83</b>
	obs	vérifiée					

❖ Etude du plancher terrasse inaccessible :

1. Calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles :

Tableau III.14 : charge et surcharge d'exploitation sur les poutrelles

G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
		P <sub>u</sub> (KN/ml)	P' <sub>u</sub> (KN/ml)	P <sub>s</sub> (KN/ml)	P' <sub>s</sub> (KN/ml)
6.68	1	6.84	4.88	4.99	3.54

2. Calcul des sollicitation dans différents types de poutrelles

Tableau III.15 : Sollicitations à l'ELU et à l'ELS dans le 4<sup>ème</sup> type de poutrelles

Cas	Travée	L(m)	P (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)
			P	P'					
ELU	AB	3.78	6.84	4.88	0	-6.18	9.32	11.29	-14.56
	BC	2.10	6.84	4.88	-6.18	-6.77	-2.70	6.90	-7.46
	CD	3.95	6.84	4.88	-6.77	0	10.16	15.22	-11.79
ELS	AB	3.78	4.99	3.54	0	-4.48	6.81	-	-
	BC	2.10	4.99	3.54	-4.48	-4.91	-1.94	-	-
	CD	3.95	4.99	3.54	-4.91	0	7.43	-	-

3. Ferrailage des poutrelles :

Tableau III.16 : sollicitations maximales dans le plancher terrasse inaccessible

Désignation	ELU				ELS		
	$M_t^{max}$ (KN .m)	$M_a^{int}$ (KN .m)	$M_a^{riv}$ (KN .m)	$V_u^{max}$ (KN)	$M_t^{max}$ (KN .m)	$M_a^{int}$ (KN .m)	$M_a^{riv}$ (KN .m)
Terrasse inaccessible	10.16	-6.67	-1.31	14.56	7.43	-4.91	-1.04

Tableau III.17 : Ferrailage du plancher terrasse inaccessible

plancher	zone	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{calculé}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )
Terrasse inaccessible	travée	10.16	0.053	0.068	0.175	1.67	0.91
	Appui-inter	-6.77	0.147	0.2	0.166	1.17	0.22
	Appui-rive	-1.43	0.304	0.468	0.146	0.28	0.22

Tableau III.18 : Armatures longitudinale, transversales

plancher	zone	Ferrailage longitudinale		Ferrailage transversale	
		barres	Section (cm <sup>2</sup> )	barre	Section (cm <sup>2</sup> )
Terrasse inaccessible	Travée	2HA10+1HA8	2.07	2Ø6	0.57
	Appui - Inter	2HA10	1.57		
	Appui rive	1HA10	0.79		

4. Vérification à l'ELU

Tableau III.19 : Vérification à l'ELU

plancher	bielle	Cisaillement	Armature longitudinale Aux appuis		Jonction table-nervure	Vérification de l'adhérence
			rive	intermédiaire		
	$V_u \leq 0.267.a.b_0.f_c28$	$\bar{\alpha}_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\alpha}_u$	$A \geq \frac{\gamma_s.V_u}{f_e}$	$A_t \geq (V + \frac{M_u}{0.9d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$	$\bar{\alpha}_u = \frac{V_u.b_1}{0.9d.b.h_0} \leq \bar{\alpha}_u$	$\bar{\tau}_{su} = \frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{su}$
Terrasse inc	15.22 ≤ 108.13	0.85 ≤ 3.33	2.86 ≥ 0.57	—	0.89 ≤ 3.33	0.52 ≤ 2.835
Obs	vérifiée	vérifiée	vérifiée	Aucune vérification	vérifiée	vérifiée

5. Vérification à l'ELS

Tableau III.20 : Vérification des états limite de compression

Plancher	zone	$M_t$ (KN.m)	Y (cm)	I ( $m^4$ )	$\sigma$ (MPa)	$\bar{\sigma}$	$\sigma \leq \bar{\sigma}$
Terrasse inaccessible	travée	7.43	4.29	$6.93 \times 10^{-5}$	4.59	15	Vérifier
	Appui int	-4.91	16.03	$1.38 \times 10^{-4}$	5.70	15	Vérifier

Tableau III.21 : Vérification des limites de déformation

Plancher	L (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_{jser}$ (KN.m)	$M_{gser}$ (KN.m)	$M_{pser}$ (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )
Terrasse inaccessible	3.95	2.07	1.76	4.14	4.76	6930	15300
	Y (cm)	$I_{fji}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fji}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fpi}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fgv}$ (cm <sup>4</sup> )	$\Delta f$ (cm)	$f_{adm}$ (cm)
	4.29	10500	6060	5780	9840	<b>0.59</b>	<b>0.79</b>
	obs	<b>Vérifier</b>					

❖ Etude du plancher étage courant :

1. Calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles :

Tableau III.22 : charge et surcharge d'exploitation sur les poutrelles

G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
		$P_u$ (KN/ml)	$P'_u$ (KN/ml)	$P_s$ (KN/ml)	$P'_s$ (KN/ml)
5.27	1.5	6.09	4.54	4.40	3.26

2. Les sollicitations dans les différents types de poutrelles :

Tableau III.23 : Sollicitations à l'ELU et à l'ELS dans le 1<sup>er</sup> type de poutrelles

Cas	Travée	L (m)	P (KN/m)		$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
			P	P'					
ELU	AB	1.89	6.09	4.54	0	-3.01	1.42	4.16	-7.35
	BC	3.33	6.09	4.54	-3.01	-4.95	4.48	9.56	-10.72
	CD	4.15	6.09	4.54	-4.95	-5.41	7.93	12.52	-12.74
	DE	3.78	6.09	4.54	-5.41	-3.67	6.19	11.97	-11.04

	<b>EF</b>	2.10	6.09	4.54	-3.67	-6.30	-1.5	5.14	-7.64
	<b>FG</b>	3.95	6.09	4.54	-6.30	0	8.94	13.62	-10.47
<b>ELS</b>	<b>AB</b>	1.89	4.40	3.26	0	-2.16	1.03	-	-
	<b>BC</b>	3.33	4.40	3.26	-2.16	-3.56	3.26	-	-
	<b>CD</b>	4.15	4.40	3.26	-3.56	-3.88	5.75	-	-
	<b>DE</b>	3.78	4.40	3.26	-3.88	-2.64	4.61	-	-
	<b>EF</b>	2.10	4.40	3.26	-2.64	-4.52	-1.06	-	-
	<b>FG</b>	3.95	4.40	3.26	-4.52	0	6.47		

Tableau III.24 : Sollicitations à l'ELU et à l'ELS dans le 2<sup>ème</sup> type de poutrelles

Cas	Travée	L (m)	P (KN/m)		M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
			P	P'					
<b>ELU</b>	<b>AB</b>	3.33	6.09	4.54	0	-5.91	5.74	8.37	-11.91
	<b>BC</b>	4.15	6.09	4.54	-5.91	-5.41	7.45	12.76	-12.52
	<b>CD</b>	3.78	6.09	4.54	-5.41	-3.68	6.35	11.96	-11.05
	<b>DE</b>	2.10	6.09	4.54	-3.68	-6.30	-1.51	5.14	-7.64
	<b>EF</b>	3.95	6.09	4.54	-6.30	0	8.94	13.62	-10.43
<b>ELS</b>	<b>AB</b>	3.33	4.40	3.26	0	-4.24	4.16	-	-
	<b>BC</b>	4.15	4.40	3.26	-4.24	-3.88	5.41	-	-
	<b>CD</b>	3.78	4.40	3.26	-3.88	-2.64	4.61	-	-
	<b>DE</b>	2.10	4.40	3.26	-2.64	-4.52	-1.06	-	-
	<b>EF</b>	3.95	4.40	3.26	-4.52	0	6.47	-	-

Tableau III.25 : Sollicitations à l'ELU et à l'ELS dans le 3<sup>ème</sup> type de poutrelles

Cas	Travée	L (m)	P (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)	Vg (KN)	Vd (KN)
			P	P'	P	P'					
<b>ELU</b>	<b>AB</b>	1.89	6.09	4.54	2.72	2.03	0	-3.01	1.42	4.16	-7.35
	<b>BC</b>	3.33	6.09	4.54	8.44	6.29	-3.01	-7.08	3.51	8.92	- 11.36
	<b>CD</b>	4.15	6.09	4.54	13.11	9.77	-7.08	0	9.81	14.34	- 10.93
<b>ELS</b>	<b>AB</b>	1.89	4.40	3.26	1.96	1.46	0	-2.16	1.03	-	-
	<b>BC</b>	3.33	4.40	3.26	6.10	4.52	-2.16	-5.09	2.56	-	-
	<b>CD</b>	4.15	4.40	3.26	9.47	7.02	-5.09	0	7.10	-	-

Tableau III.26 : Sollicitations à l'ELU et à l'ELS dans le 4<sup>ème</sup> type de poutrelles

Cas	Travée	Ln(m)	P (KN/m)		M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
			P	P'					
ELU	AB	3.78	6.09	4.54	0	-5.75	8.19	9.99	-13.03
	BC	2.10	6.09	4.54	-5.75	-6.30	-2.66	6.13	-6.65
	CD	3.95	6.09	4.54	-6.30	0	8.94	13.62	-10.43
ELS	AB	3.78	4.40	3.26	0	-4.13	5.93	-	-
	BC	2.10	4.40	3.26	-4.13	-4.52	-1.90	-	-
	CD	3.95	4.40	3.26	-4.52	0	6.47	-	-

Tableau III.27 : Sollicitations à l'ELU et à l'ELS dans le 5<sup>ème</sup> type de poutrelles

Cas	Travée	L (m)	P (KN/m)		M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
			P	P'					
ELU	AB	2.10	6.09	4.54	0	-6.26	0.96	3.41	-9.38
	BC	3.95	6.09	4.54	-6.26	0	8.95	13.61	-10.44
ELS	AB	2.10	4.40	3.26	0	-4.49	0.7	-	-
	BC	3.95	4.40	3.26	-4.49	0	6.48	-	-

3. Ferrailage des poutrelles :

Tableau III.28 : Sollicitations maximales à l'ELU et à l'ELS dans le plancher étage courant

Désignation	ELU				ELS		
	M <sub>t</sub> <sup>max</sup> (KN .m)	M <sub>a</sub> <sup>int</sup> (KN .m)	M <sub>a</sub> <sup>riv</sup> (KN .m)	V <sub>u</sub> <sup>max</sup> (KN)	M <sub>t</sub> <sup>max</sup> (KN .m)	M <sub>a</sub> <sup>int</sup> (KN .m)	M <sub>a</sub> <sup>riv</sup> (KN .m)
Etage courant	9.81	-7.08	-1.47	14.34	7.10	-5.09	-1.05

Tableau III.29 : Ferrailage du plancher étage courant

plancher	type	zone	M (KN.m)	μ <sub>bu</sub>	α	Z (m)	A <sub>calculé</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )
Etage courant	Type II	travée	9.81	0.051	0.065	0.175	1.61	0.91
		Appui Int	-7.08	0.153	0.210	0.165	1.23	0.22
		Appui riv	-1.47	0.032	0.041	0.177	0.24	0.22

Tableau III.30 : Armatures longitudinale et transversales

plancher	zone	Ferrailage longitudinale		Ferrailage transversale	
		barres	Section (cm <sup>2</sup> )	barre	Section (cm <sup>2</sup> )
Terrasse Inaccessible	Travée	2HA10+1HA8	2.07	2Ø6	0.57
	Appui Intermédiaire	1HA10+1HA8	1.29		
	Appui Rive	1HA10	0.79		

4. Vérification à l'ELU :

Tableau III.31 : Vérification à l'ELU

plancher	bielle	Cisaillement	Armature longitudinale Aux appuis		Jonction table-nervure	Vérification de l'adhérence
			rive	intermédiaire		
	$V_u \leq 0.267.a.b_0.f_{c28}$	$\bar{\tau}_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$	$A \geq \frac{\gamma_s.V_u}{f_e}$	$A_l \geq (V + \frac{M_u}{0.9d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$	$\bar{\tau}_u = \frac{V_u.b_l}{0.9d.b.h_0} \leq \bar{\tau}_u$	$\bar{\tau}_{su} = \frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{su}$
Et ag	14.34 ≤ 108.13	0.79 ≤ 3.33	2.86 ≥ 0.41	—	0.84 ≤ 3.33	0.50 ≤ 2.835
Obs	vérifiée	vérifiée	vérifiée	Aucune vérification	vérifiée	vérifiée

5. Vérification à l'ELS :

Tableau III.32 : Vérification des états limite de compression

Plancher	zone	M <sub>t</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (m <sup>4</sup> )	σ (MPa)	σ̄	σ ≤ σ̄
Etagé courant	travée	7.10	4.29	6.93×10 <sup>-5</sup>	4.40	15	Vérifier
	Appui int	5.09	16.34	1.5×10 <sup>-4</sup>	5.54	15	Vérifier

Tableau III.33 : Vérification des états limite de déformation

Plancher	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> )
Etagé courant	4.15	2.07	2.53	3.55	4.56	6930	15300
	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)
	4.29	7860	6530	5850	10300	0.276	0.83
	Obs	Vérifier					

❖ Etude du plancher Entresol :

1. Calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles :

Tableau III.34 : Charge et surcharge d'exploitation sur les poutrelles

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )		ELU		ELS	
				P <sub>u</sub> (KN/ml)		P <sub>s</sub> (KN/ml)	
Type I	5.27	Bureau	Commerce	bureau	commerce	bureau	commerce
				2.5	5	7.06	9.50
Type II	5.27	2.5	5	7.06	9.50	5.05	6.68
Type III	5.27	2.5		7.06		5.05	
Type IV	5.27	5		9.50		6.68	
Type V	5.27	5		9.50		6.68	

2. Calcul des sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles :

Tableau III.35 : Sollicitations à l'ELU et à l'ELS dans le 1<sup>er</sup> type de poutrelles

Cas	Travée	L (m)	P (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)
			P	P'					
ELU	AB	1.89	7.06	5.52	0	-3.65	1.59	4.74	-8.60
	BC	3.33	7.06	5.52	-3.65	-6.02	4.98	11.65	-11.85
	CD	4.15	7.06	5.52	-6.02	-7.82	8.29	14.58	-14.71
	DE	3.78	9.50	7.96	-7.82	-6.45	9.83	17.99	-17.91
	EF	2.10	9.50	7.96	-6.45	-11.04	-3.26	7.78	-12.16
	FG	3.95	9.50	7.96	-11.04	0	13.42	21.56	-15.97
ELS	AB	1.89	5.05	3.91	0	-2.59	1.20	-	-
	BC	3.33	5.05	3.91	-2.59	-4.26	3.59	-	-
	CD	4.15	5.05	3.91	-4.26	-5.49	-6.01	-	-
	DE	3.78	6.68	5.53	-5.49	-4.48	6.95	-	-
	EF	2.10	6.68	5.53	-4.48	-7.67	-2.22	-	-
	FG	3.95	6.68	5.53	-7.67	0	9.48		

Tableau III.36 : Sollicitations à l'ELU et à l'ELS dans le 2<sup>er</sup> type de poutrelles

Cas	Travée	L (m)	P (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)
			P	P'					
ELU	AB	3.33	7.06	5.52	0	-7.18	6.53	9.60	-13.91
	BC	4.15	7.06	5.52	-7.18	-6.58	8.32	14.79	-14.50
	CD	3.78	9.50	7.96	-6.58	-6.45	10.45	17.98	-17.92
	DE	2.10	9.50	7.96	-6.45	-11.04	-3.26	7.78	-12.16
	EF	3.95	9.50	7.96	-11.04	0	13.42	21.56	-15.97
ELS	AB	3.33	5.05	3.91	0	-5.09	4.69	-	-
	BC	4.15	5.05	3.91	-5.09	-4.66	6	-	-
	CD	3.78	6.68	5.53	-4.66	-4.48	7.36	-	-
	DE	2.10	6.68	5.53	-4.48	-7.67	-2.22	-	-
	EF	3.95	6.68	5.53	-7.67	0	9.48	-	-

Tableau III.37 : Sollicitations à l'ELU et à l'ELS dans le 3<sup>ème</sup> type de poutrelles

Cas	Travée	L (m)	P (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)
			P	P'					
ELU	AB	1.89	7.06	5.52	0	-3.66	1.85	4.74	-8.61
	BC	3.33	7.06	5.52	-3.66	-8.61	3.81	10.27	-13.24
	CD	4.15	7.06	5.52	-8.61	0	11.20	16.72	-12.57
ELS	AB	1.89	5.05	3.91	0	-2.59	1.14	-	-
	BC	3.33	5.05	3.91	-2.59	-6.10	2.76	-	-
	CD	4.15	5.05	5.53	-6.1	0	8.04	-	-

Tableau III.38 : Sollicitations à l'ELU et à l'ELS dans le 4<sup>ème</sup> type de poutrelles

Cas	Travée	L (m)	P (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)
			P	P'					
ELU	AB	3.78	9.50	7.96	0	-10.07	12.31	15.29	-20.62
	BC	2.10	9.50	7.96	-10.07	-11.04	-5.31	9.51	-10.44
	CD	3.95	9.50	7.96	-11.04	0	13.42	21.56	-15.97
ELS	AB	3.78	6.68	5.53	0	-7	8.69	-	-
	BC	2.10	6.68	5.53	-7	-7.67	-3.65	-	-
	CD	3.95	6.68	5.53	-7.67	0	9.48	-	-

Tableau III.39 : Sollicitations à l'ELU et à l'ELS dans le 5<sup>ème</sup> type de poutrelles

Cas	Travée	L (m)	P (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)
			P	P'					
ELU	AB	2.10	9.50	7.96	0	-10.97	1.19	4.75	- 15.20
	BC	3.95	9.50	7.96	-10.97	0	13.47	21.54	- 15.98
ELS	AB	2.10	6.68	5.53	0	-7.62	0.86	-	-
	BC	3.95	6.68	5.53	-7.62	0	9.49	-	-

3. Ferrailage des poutrelles :

Tableau III.40: Sollicitations maximales à l'ELU et à l'ELS dans le plancher entresol

Désignation	ELU				ELS		
	M <sub>t</sub> <sup>max</sup> (KN .m)	M <sub>a</sub> <sup>int</sup> (KN .m)	M <sub>a</sub> <sup>riv</sup> (KN .m)	V <sub>u</sub> <sup>max</sup> (KN)	M <sub>t</sub> <sup>max</sup> (KN .m)	M <sub>a</sub> <sup>int</sup> (KN .m)	M <sub>a</sub> <sup>riv</sup> (KN .m)
Type I, II, IV et V	13.47	-11.04	-2.33	21.56	9.49	-7.67	-1.62
Type III	11.20	-8.61	-1.78	16.72	8.04	-4.14	-1.26

Tableau III.41 : Ferrailage du plancher entresol

plancher	zone	M(KN.m)	μ <sub>bu</sub>	α	Z(m)	A <sub>calculé</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )
Type I, III IV et V	travée	13.47	0.070	0.091	0.173	2.23	0.91
	Appui Int	-11.04	0.248	0.363	0.154	2.06	0.22
	Appui riv	-2.33	0.051	0.064	0.134	0.5	0.22

Type II	travée	11.20	0.058	0.075	0.175	1.84	0.91
	Appui Int	-8.61	0.188	0.262	0.161	1.54	0.22
	Appui riv	-1.78	0.378	0.049	0.176	0.29	0.22

Tableau III.42 : Armatures longitudinale et transversales

Plancher	zone	Ferrailage longitudinale		Ferrailage transversale	
		barres	Section (cm <sup>2</sup> )	barre	Section (cm <sup>2</sup> )
Type I, III IV et V	Travée	3HA10	2.36	2Ø6	0.57
	Appui Int	2HA12	2.26		
	Appui Riv	1HA12	0.79		
Type II	Travée	2HA10+1HA8	2.07	2Ø6	0.57
	Appui Int	2HA10	1.57		
	Appui Riv	1HA10	0.79		

4. Vérification à l'ELU

Tableau III.43 : Vérification à l'ELU

plancher	bielle	Cisaillement	Armature longitudinale Aux appuis		Jonction table-nervure	Vérification de l'adhérence
			rive	intermédiaire		
	$V_u \leq 0.267.a.b_0.f_c^{28}$	$\bar{\tau}_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$	$A \geq \frac{\gamma_s.V_u}{f_c}$	$A_l \geq (V + \frac{M_u}{0.9d}) \frac{\gamma_s}{f_c}$	$\bar{\tau}_u = \frac{V_u.b_l}{0.9d.b.h_0} \leq \bar{\tau}_u$	$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{su}$
Type I, III et IV	21.56 ≤ 108.13	1.20 ≤ 3.33	0.62 ≤ 3.15	–	1.27 ≤ 3.33	0.662 ≤ 2.835
Obs	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>	<i>Aucune vérification</i>	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>
Type II	16.72 ≤ 108.13	0.93 ≤ 3.33	2.86 ≥ 0.48	–	0.98 ≤ 3.33	0.57 ≤ 2.835
Obs	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>	<i>Aucune vérification</i>	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>

5. Vérification à l'ELS

Tableau III.44 : Vérification des états limite de compression

Plancher	zone	$M_t(KN.m)$	Y (cm)	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma(MPa)$	$\bar{\sigma}$	$\sigma \leq \bar{\sigma}$
TYPE I, III, IV et V	travée	9.49	4.78	$7.70 \times 10^{-5}$	5.89	15	Vérifiée
	Appui int	7.61	15.31	$1.22 \times 10^{-4}$	9.55	15	Vérifiée
Type II	Travée	8.04	4.29	$6.93 \times 10^{-5}$	4.97	15	Vérifiée
	Appui int	6.01	16.03	$1.38 \times 10^{-4}$	6.98	15	Vérifiée

Tableau III.45 : Vérification des états limite de déformation

Désignation	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> )
TYPE I, III IV et V	3.95	2.36	2.24	3.13	6.11	7700	15760
	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> )	$\Delta f$ (cm)	f <sub>adm</sub> (cm)
	4.78	9460	7710	5980	11600	<b>0.572</b>	<b>0.79</b>
	obs	<b>Vérifier</b>					
Type II	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> )
	4.15	2.07	1.76	4.14	4.76	6930	15300
	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> )	$\Delta f$ (cm)	f <sub>adm</sub> (cm)
	<b>4.29</b>	7990	6530	5590	<b>10300</b>	<b>0.582</b>	<b>0.83</b>
	obs	<b>Vérifier</b>					

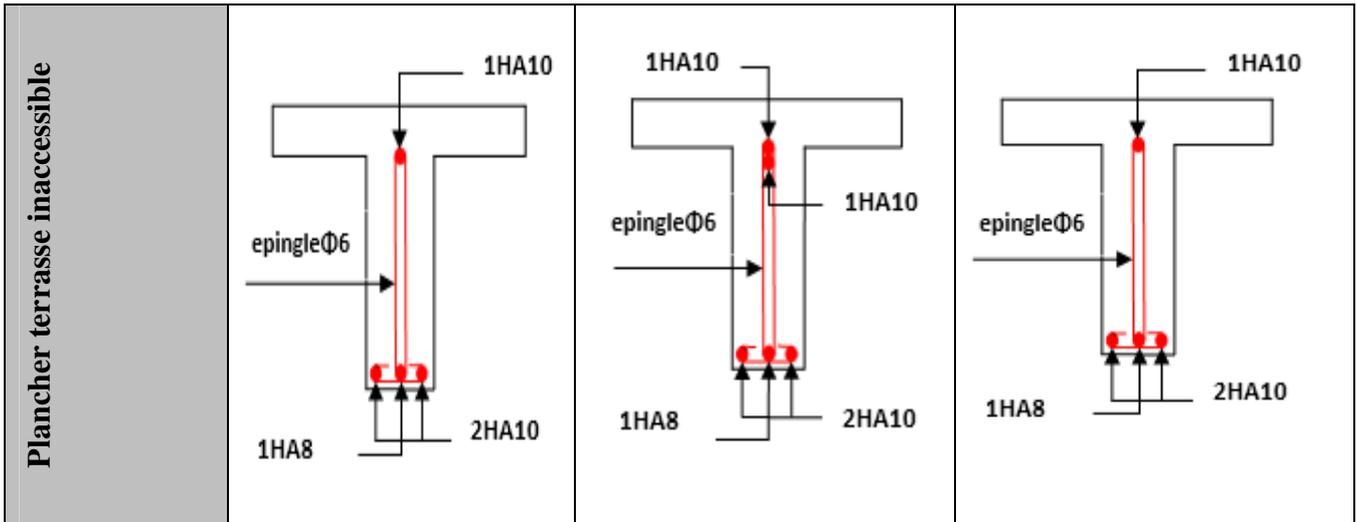
❖ Schémas de ferrailage des poutrelles

Les schémas de ferrailages des différents types de poutrelles dans les différents étages sont présentés dans le tableau III.43 suivant :

Tableau III.46 : Schéma de ferrailage des poutrelles

Type		Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher Entre sol	Type I, III et VI			
	Type II			

Plancher Rez de chaussée	Type I, III et VI				
		Type II			
			Plancher étage courant		



❖ **Ferraillage de la dalle de compression (DDC) :**

La DDC est ferraillée forfaitairement donc la section la section est déterminée comme suit :

- Si  $l_0 = [50 ; 80] \text{ cm}$

Les aciers perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{perp} = \frac{4l_0}{f_e} \left( \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \right)$$

Les aciers parallèles aux poutrelles

$$A_{parl} = \frac{A_{perp}}{2}$$

- Si  $l_0 < 50 \text{ cm}$

Les aciers perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{perp} = \frac{200}{f_e}$$

Les aciers parallèles aux poutres

$$A_{parl} = \frac{A_{perp}}{2}$$

On utilise des ronds lisses de nuance  $f_e = 235 \text{ MPa}$

• **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.418}{235} = 0.71 \left( \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \right) \quad \text{Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

• **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

5TS6/ml = 1.41 cm<sup>2</sup> perpendiculaires aux poutrelles → St = 15 cm ≤ 20 cm.....condition vérifiée.

On choisit :  $5TS6/ml=1.41cm^2$  parallèles aux poutrelles  $\rightarrow St= 15cm < 30cm.....condition vérifiée.$

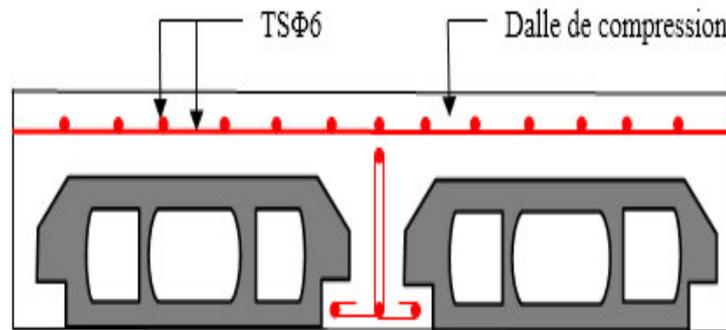


Figure III.8.Schéma de ferrailage de la dalle de compression

**III.3.L’acrotère :**

Notre bâtiment comporte une terrasse inaccessible délimitée par un acrotère assimilé à une console verticale encastrée au niveau du plancher terrasse

Les charges qui sollicitent l’acrotère sont :

- Son poids propres.
- Une charge horizontale .
- Une force horizontale  $F_p$ .

**III.2.1.Hypothèses de calcul**

- le calcul se fera pour une bande de 1 ml
- la fissuration est considéré préjudiciable.
- L’acrotère sera calculé en flexion composée.

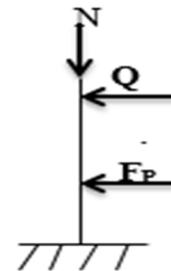


Figure III.9 : Schéma statique de l’acrotère

**III.2.2.Evaluation des charges :**

❖ **Poids propre :**

Comme il est déjà calculer dans le chapitre 2 de la présente étude, sa valeur vaut :

$$G=2.465 \text{ KN/ml}$$

❖ **Charge d’exploitation :**

L’acrotère est soumis selon l’article 7.7 du DTR BC-22 à une charge de 1 KN/ml.

❖ **La force sismique :**

D’après l’article (6-2-3) de RPA99 / V2003 La force sismique horizontale  $F_p$  est donnée par la formule suivante:  $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$ .

- $A$  : coefficient d’accélération de zone obtenue en fonction de la zone et le groupe d’usage appropriés. D’après le tableau (4.1) de RPA99 / V 2003.

$$A = 0.15 \text{ (zone IIa, Groupe 2)}$$

- $C_p$  : facteur horizontal variant entre 0.3 et 0,8. D’après le tableau (6.1) de RPA99 / V 2003.  
 $C_p = 0.8$  (élément en consol, direction de la force est normale aux surface plane.

- $W_P$  : poids propre de l'acrotère.

$$W_P = 2.465 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Donc : } F_P = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.465 = 1.1832 \text{ KN.}$$

**III.2.3. Calcul des sollicitations :**

- **Calcul du centre de gravité  $G(X_G, Y_G)$  :**

$$\begin{aligned} \text{➤ } X_G &= \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ &\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} X_G = 0.0677m \\ Y_G = 0.396m \end{array} \right. \end{aligned}$$

$$\text{➤ } Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i}$$

La section dangereuse est celle qui se trouve au niveau de l'encastrement, les sollicitations sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_G = 2.465 \text{ KN.} \\ M_Q = Q \times h = 1 \times 0.7 = 0.7 \text{ KN.m.} \\ M_{Fp} = F_P \times Y_G = 1.1832 \times 0.396 = 0.4685 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- **Combinaison d'actions :**

**Tableau III.47 : Combinaisons d'action**

	RPA	ELU	ELS
Sollicitations	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
N(KN)	2.465	3.33	2.465
M(KN.m)	1.1685	1.05	0.7

**Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :**

$$N_u = 3.33 \text{ KN} ; M_u = 1.05 \text{ KN.m}$$

Ces sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression.

$$\text{On a : } \left\{ \begin{array}{l} e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.05}{3.33} = 0.315 \text{ m} \\ \frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.16 \text{ m} \end{array} \right.$$

$e_0 < \frac{h}{2} \Rightarrow N_u$  alors cette section est partiellement comprimée (SPC), le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Comme l'élément travaille en flexion composée et cette flexion est due à un effort de compression qui développe un risque de flambement, ce qui conduit à ajouter  $e_a$  et  $e_2$

(BAEL99 (Article A.4.4).

D'après le C.B.A (Art A.4.3.5) l'excentricité réelle ( $e_0 = \frac{N_u}{M_u}$ ) est remplacée par une excentricité totale de calcul :  $e = e_0 + e_a + e_2$

Avec :

- $e_0$  : Excentricité structurale (résultat des contraintes normales avant l'application des excentricités additionnelles).
- $e_a$  : Excentricité accidentelle :

$$e_a = \max(2\text{cm} ; L/250) = \max(2\text{cm} ; \frac{70}{250}) \Rightarrow e_a = 2\text{cm}$$

- $e_2$  : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure

$$e_2 = \frac{3 l_f^2}{10^4 h_0} (2 + \alpha \phi)$$

Tel que :  $\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0$  car  $M_G = 0$

$\phi$  : 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 1er ordre, le coefficient est compris entre 0 et 1

$l_f$  : longueur de flambement ;  $l_f = 2 \times h = 2 \times 0.7 = 1.4\text{m}$ .

$h_0$  : Hauteur de la section qui est égale à 10cm.

Donc :  $e_2 = 0.588\text{cm}$ , alors  $e = 0.315 + 2 + 0.588 = 34.088\text{cm}$ .

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_u = 3.33\text{KN} ; M'_u = 3.33 \times 0.34088 = 1.14\text{KN.m}$$

❖ Ferrailage de l'acrotère :

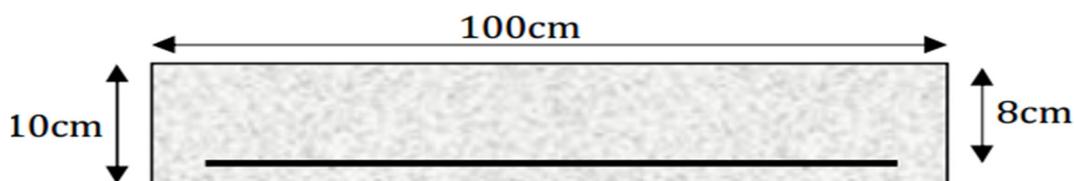


Figure III.10 : Schéma de la section à ferrailer

## ❖ Calcul à l'ELU :

$$h_0 = 10 \text{ cm} ; d = 8 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$\text{Béton } f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; \text{ Acier } F_e = 400$$

$$f_{bu} = 14.20 \text{ MPa} ; f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

On calcule les armatures à l'ELU puis on effectuera les vérifications à l'ELS.

✓ Calcul du moment fictif  $M_{uA}$ :

$$M_{uA} = M_{uG} + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{uA} = 1.14 + 3.33(0.08 - 0.05) = 1.24 \text{ KN.m}$$

## ✓ Calcul à la flexion simple :

• Calcul du moment réduit  $\mu_{bu}$  :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1,24 \times 10^{-3}}{1 \times (0,08)^2 \times 14,2} = 0.0136 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

• Calcul du moment limite  $\mu_l$  :

$$\mu_l = 0.8\alpha_l (1 - 0.4\alpha_l)$$

$$\varepsilon_l = F_e / E_s \times \gamma_s = 400 / 1.5 \times 2 \times 10^5 = 1.74 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000\varepsilon_l} = 0.667$$

$$\mu_l = 0.392 \Rightarrow \mu_{bu} = 0.0136 < \mu_l = 0.392 \text{ donc } A' = 0$$

## • Calcul des armatures tendues A :

$$A_u = \frac{M_{uA}}{Z f_{st}}$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.075$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.017$$

$$A_u = 0.475 \text{ cm}^2$$

## ✓ Calcul à la flexion composée :

$$A_s = A_u - \frac{N_u}{f_{st}} = 4.75 \times 10^{-5} - (3.33 \times 10^{-3} / 348)$$

$$A_s = 0.38 \text{ cm}^2$$

## ➤ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \cdot d \cdot b \cdot f_{t28} / F_e$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 0.08 \times 1 \times 2.1 / 400$$

$$A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$A_s < A_{\min} \Rightarrow \text{On ferraille avec } A_{\min}$$

## ➤ Armatures principales :

On a  $A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2$  alors on adopte **4HA8**.

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

## ➤ Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_r = 1.13 \text{ cm}^2$  soit **4HA6**

➤ **Espacement des armatures :**

Les armatures principales  $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

Les armatures de répartitions  $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

**Vérifications à l'ELU :**

**a. Vérification au cisaillement :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{(BAEL Art A.5.1)}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \cdot d}$$

$$Vu = F_p + Q = 1.832 + 1 = 2.832 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.035 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u < \min [0,15 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}]$$

$$\bar{\tau}_u = 3.75 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,035 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,75 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{pas de risque de cisaillement.}$$

**b. Vérification de l'adhérence :**

On doit vérifier que :

$$\tau_s = \frac{V}{0,9 \cdot d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{ser} \dots\dots\dots \text{(BAEL Art A.6.1)}$$

Avec :

$\sum u_i$  : la somme des périmètres des barres =  $\pi \cdot n \cdot \phi$

$$\sum u_i = 3.14 \times 4 \times 8 = 100.48 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = 0.39 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

$\Psi = 1,5$  pour acier HA ..... (BAEL Art A.6.2)

$$\tau_{se} = 0.39 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ser} = 2.83 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{La condition de l'adhérence est vérifiée.}$$

**Vérification à l'ELS :**

$$e_G = \frac{M_{serG}}{N_{ser}} = \frac{0.7}{2.465} = 0.28 \text{ m.}$$

$e_G > \frac{h}{2} \Rightarrow N$  (compressions) et c en dehors de la section  $\Rightarrow$  SPC.

La section est partiellement comprimée donc il faut vérifier, la contrainte limite de traction de l'acier (selon la rectification 99 du **BAEL 91 Art. A.4.5.33**) :

La fissuration est préjudiciable

- la contrainte limite de traction de l'acier

$$\sigma_s = 15 \frac{N_{ser}}{\mu_t} (d-y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right]$$

- La contrainte limite de compression du béton :  $\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \cdot y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$ .

Position de l'axe neutre :

$$y = y_c + c ; |C| = \left| e_G - \frac{h}{2} \right| = |0.23m|$$

Convention de signe de C :

N (compressions) et C à l'extérieur de la section :  $C < 0, Y_c > 0$

$$C = -0.23m ; y_c^3 + p y_c + q$$

Calcul de p et q  $A' = 0$

$$\begin{cases} p = -3c^2 + 90 \frac{A}{b} (d - c) = -0.153m^2 \\ q = -2c^3 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 = 0.022m^2 \end{cases}$$

$$y_c^3 - 0.153y_c + 0.022 = 0 \dots \dots \dots (1)$$

On a :  $C \leq y_c \leq h + C$      $C < 0; 0.23 \leq y_c \leq 0.33$

$y_c$	0.25	0.26	0.28	0.32	0.33
(1)	$-6.25 \times 10^{-4}$	$-2.04 \times 10^{-4}$	$1.112 \times 10^{-3}$	$5.808 \times 10^{-3}$	$7.447 \times 10^{-3}$

$$y_c = 0.25m ; y = y_c + c = 0.25 - 0.23 = 0.02m.$$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} + 15 A' (c - d') - 15 A' (d - y)$$

$$\mu_t = \frac{1 \times 0.02^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.08 - 0.02) = 1.91 \times 10^{-5} m^3$$

Vérification des contraintes

La contrainte limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{2.465 \times 10^{-3} \times 0.02}{1.91 \times 10^{-5}} = 2.58 MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

La contrainte limite de traction de l'acier :

$$\sigma_s = 15 \frac{2.465 \times 10^{-3}}{1.91 \times 10^{-5}} (0.08 - 0.02) = 116.15 MPa \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 MPa \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

❖ Schéma de ferrailage :

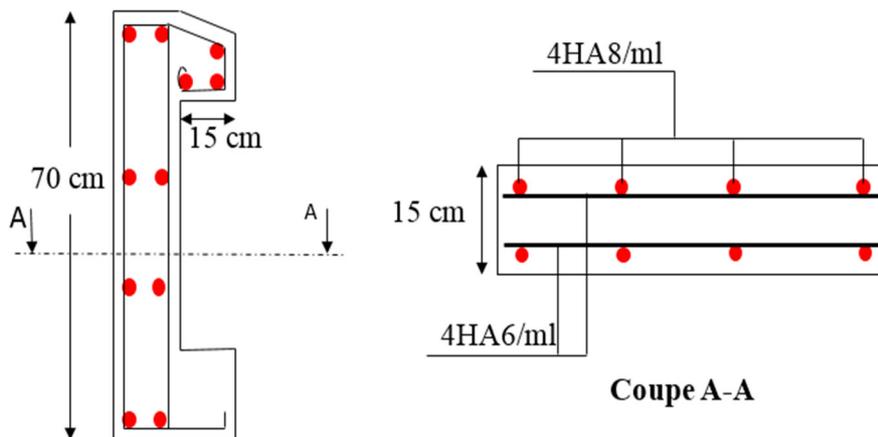


Figure III.11. Schéma de ferrailage de l'acrotère

**III.4.Dalle pleine :**

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encastrée sur un, deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console.

$L_x$  : la plus petite dimension du panneau.

$L_y$  : la plus grande dimension du panneau.

Le calcul de la dalle dépend du coefficient  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

- si  $\rho \leq 0.4 \Rightarrow$  la dalle porte dans un seul sens.
- si  $\rho \geq 0.4 \Rightarrow$  la dalle porte dans les deux sens

- On utilise les tables présentées dans le **BAEL91** et l'annexe I pour évaluer les efforts dans les dalle en fonction de «  $\rho$  » et du coefficient de poison «  $\nu$  », on aura donc les moments fléchissant agissant sur les dalles.
- On prend en compte la continuité telle qu'elle est préconisée dans le **BAEL91** :

En l'appui :  $-0.3M_0 \Rightarrow$  Pour un appui de rive.

$-0.5M_0 \Rightarrow$  Pour un appui intermédiaire.

En travée :  $0.85M_0 \Rightarrow$  pour une dalle de rive.

$0.75M_0 \Rightarrow$  Pour une dalle intermédiaire.

$M_0$  : Moment de flexion pour la dalle considérée isostatique.

Le panneau ayant une petite portée  $l_x$  et supportant une charge uniformément répartie  $q$ , le moment fléchissant par unité de longueur, au centre de la plaque valent :

- Dans le sens de la petite portée :  $M_{0x} = \mu_x \cdot l_x^2 \cdot q$
- Dans le sens de la grande portée :  $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

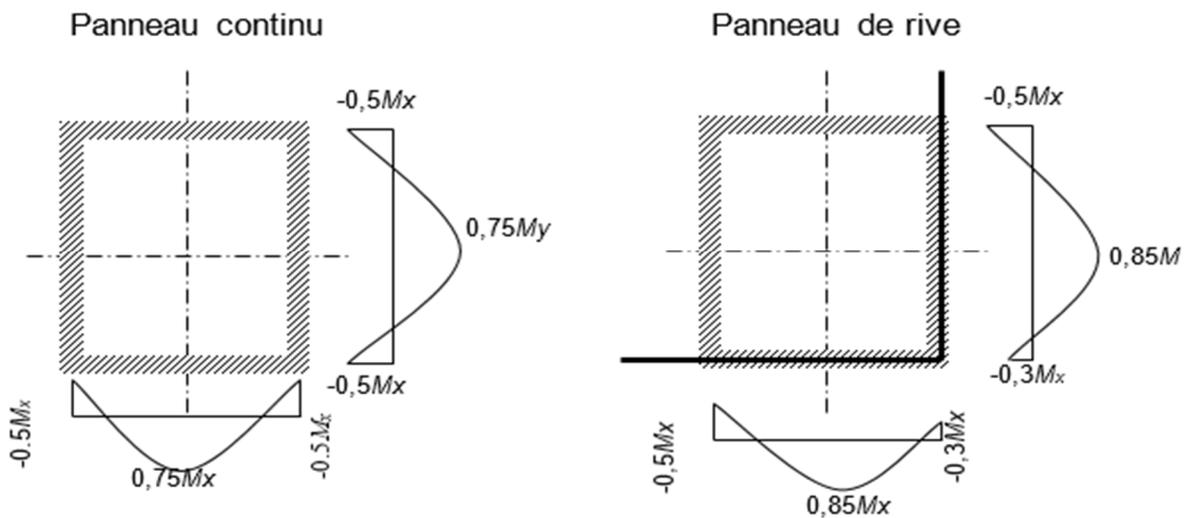


Figure III.12 : Moments dans les panneaux

III.3.1. dalle sur un appui (étage courant) :

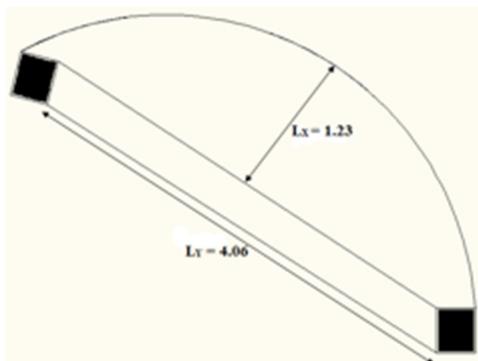


Figure II.13 : Dalle sur un appui

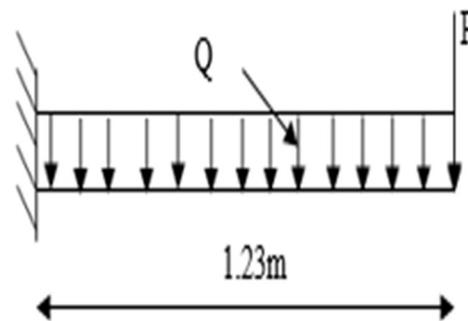


Figure III.14 : schéma statique de la dalle du balcon

❖ Dimension de l'élément :

$Lx=1,23m$  ;  $Ly=4,06m$  ;  $e =0,14m$

❖ évaluation des charges et des surcharges :

Charge permanente :  $G=5,02KN/m^2$

Charge d'exploitation :  $Q=1,5KN/m^2$

$P =1kn/m$  (la charge concentrée due au poids propre du garde-corps selon le DTR B-C 2-2).

$$P_u = 1.35 \times 1 = 1.35 \text{ KN/m.}$$

$$\rho = \frac{1.23}{4.06} = 0,30 < 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens (sens x) "comme console".}$$

❖ **Calcul des sollicitations :**

Pour une bande de 1m on a:

$$\begin{cases} q_u = 1.35 \times 5.02 + 1.5 \times 1.5 = 9.027 \text{ KN/ml.} \\ P_u = 1.35 \times 1 = 1.35 \text{ KN} \\ q_s = 4.93 + 1.5 = 6.520 \text{ KN/ml ; } P_{ser} = 1 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$M_u = - \left[ \frac{q_u \times L^2}{2} + P_u \times L \right] \Rightarrow M_u = -8.489 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = - \left[ \frac{q_{ser} \times L^2}{2} + P_{ser} \times L \right] \Rightarrow M_{ser} = -6.162 \text{ KN.m}$$

$$V = q_u \times L + P_u \Rightarrow V = 12.453 \text{ KN}$$

❖ **Ferraillage :**

Le ferraillage se fait à la flexion simple.

b=100cm; e=14cm, d=11cm;  $f_{c28}=25\text{Mpa}$ ;  $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$ ; FPN.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{8.489 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11^2 \times 14.2} = 0.049 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] \Rightarrow \alpha = 0.063 ; Z = d \left[ 1 - 0.4\alpha \right] \Rightarrow Z = 0.107 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} \Rightarrow A_s = \frac{8.489 \times 10^{-3}}{0.107 \times 348} = 2.275 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

– **Condition de non fragilité :**

$$F_{e400} \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$$

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho < 0.4$$

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 14 = 1.120 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s \geq A_{\min} \text{ donc on ferraillie avec : } A_s = 2.275 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{On choisit: } A_s = 4 \text{ HA } 10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

– Les armatures de répartition :

$$A_r = \left( \frac{A_t}{3} \right) = \frac{3.14}{3} = 1.05 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Car les charges appliquées comprennent des efforts concentrés. (Cours de béton armé- suivant les règles du BAEL91 modifié 99).

On choisit :  $3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau III.45 suivant :

**Tableau III.48 : Résultats de ferrailage de la dalle sur 1 seul appui**

$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$z$ (m)	$A_{calculée}$ ( $\text{cm}^2 / \text{ml}$ )	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2 / \text{ml}$ )	$A_{adoptée}$ ( $\text{cm}^2 / \text{ml}$ )	$A_r$ ( $\text{cm}^2 / \text{ml}$ )
8.489	0.049	0.063	0.106	2.175	1.120	4HA10 = 3.14	3HA8 = 1.51

– Vérification de l’espacement : (FPN)

**Sens principal :**

$$S_t = \min (2e ; 25\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(2 \times 14 ; 25\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 25 \text{ cm}$$

$$\text{soit : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

**Sens secondaire :**

$$S_t = \min (3e ; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min( 3 \times 14 ; 33 \text{ cm} ) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$$

$$\text{soit : } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée .}$$

– Vérification à l’effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = 12.453 \times \frac{10^{-3}}{1 \times 0.11} = 0.113 \text{ Mpa} \leq \frac{0.07 \times f_{c28}}{1.5} = 1.17 \text{ Mpa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}$  .....les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**a. A P’ELS :**

**Vérification de la contrainte de compression de béton :**

**Calcul de y :**

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d = 0 \Rightarrow \frac{100}{2} y^2 + (15 \times 3.14) y - (15 \times 3.14 \times 11) = 0$$

$$50 y^2 + 47.1 y - 518.1 = 0 \Rightarrow y = 2.782 \text{ cm}$$

**Calcul de I :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} (2.782)^3 + (15 \times 3.14) \times (11 - 2.782)^2 \Rightarrow I = 3898.635 \text{ cm}^4$$

**Calcul de  $\sigma_{bc}$ :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{6.162 \times 10^{-3} \times 0.02782}{3898.635 \times 10^{-8}} = 4.398 \text{ MPa} \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ .....condition vérifiée

– **Vérification des contraintes dans les aciers tendus :**

FPN  $\Rightarrow$  aucune vérification à faire.

– **Etat limite de déformation :**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

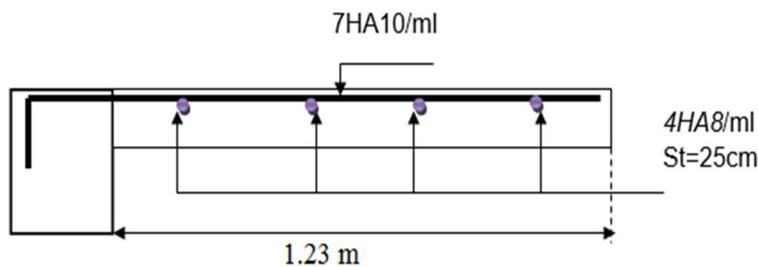
$$\frac{h}{L} = \frac{14}{123} = 0.114 > \frac{1}{16} = 0.062 \text{ La première condition est vérifiée.}$$

$$\frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.1 < \frac{h}{L} = 0.114 \text{ La deuxième condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = 0.005 < \frac{4.2}{f_e} = 0.010 \text{ La troisième condition est vérifiée}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

– **Schéma de ferrailage :**



**Figure III.15:** Schéma de ferrailage de la dalle sur un appui (type1)

III.3.2 Dalle pleine sur deux appuis :

- **Type 1 :  $\rho > 0.4$  (balcon)**

1) Calcul des sollicitations :

On a :  $G=5.02 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q=3.5 \text{ KN/m}^2$

$$\begin{cases} q_u = 1.35 \times 5.02 + 1.5 \times 3.5 = 12.027 \text{ KN/ml.} \\ q_s = 5.02 + 3.5 = 8.520 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

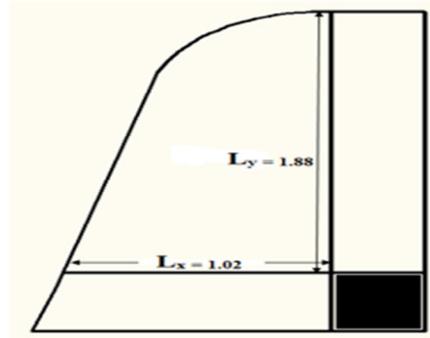


Figure II.16 : Dalle sur deux appuis (type1)

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.02}{1.88} = 0.542 \Rightarrow \rho > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travail selon deux sens } l_x \text{ et } l_y$$

$\nu = 0$  et  $\rho = 0.542$  du tableau (annexe I) on tire la valeur  $\mu_x$  et  $\mu_y$  à l'ELU et l'ELS

$$\text{à l'ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0908 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases} \quad \text{à l'ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.0948 \\ \mu_y = 0.4050 \end{cases}$$

- **Calcul des moments isostatique :**

$$\begin{cases} M_{0u}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0908 \times 1.905 \times 1.02^2 = 1.125 \text{ KN.m} \\ M_{0u}^y = \mu_y \times M_0^x = 0.25 \times 1.125 = 0.281 \text{ KN.m} \\ M_{0ser}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0948 \times 8.430 \times 1.02^2 = 0.831 \text{ KN.m} \\ M_{0ser}^y = \mu_y \times M_0^x = 0.4050 \times 0.831 = 0.337 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :**

**En travée**

$$\begin{cases} M_u^x = 0.85 M_{0u}^x = 0.956 \text{ KN.m} \\ M_u^y = 0.85 M_{0u}^y = 0.239 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ser}^x = 0.85 M_{0ser}^x = 0.706 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^y = 0.85 M_{0ser}^y = 0.286 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**En appuis**

$$\begin{cases} M_u^x = M_u^y = -0.3 M_{0u}^x = -0.337 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^x = M_{ser}^y = -0.3 M_{0ser}^x = -0.249 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Effort tranchant :**

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_u^x = \frac{11.905 \times 1.02}{2} \times \frac{1.88^4}{1.02^4 + 1.88^4} = 5.587 \text{ KN}$$

2) Ferrailage :

Le diamètre des barres utilisées doit être :  $\phi \leq \frac{e}{10} = \frac{140}{10} \Rightarrow \phi \leq 14\text{mm}$

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

On a  $b = 100\text{cm}$  ;  $e = 14\text{cm}$  ;  $c = 3\text{cm}$  ;  $f_{c28} = 25\text{MPa}$  ;  $f_e = 400\text{MPa}$  ;  $d = e - c = 11\text{cm}$ .

• Selon  $L_x$  :

En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.956 \times 10^{-3}}{1 \times (0.11)^2 \times 14.2} = 0.00556$$

$$\mu_{bu} \leq 0.186 \Rightarrow A' = 0, \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.00697$$

$$A_x^t = \frac{M_x^t}{f_{st} \times (1 - 0.4 \times \alpha) \times d} = \frac{0.956 \times 10^{-3}}{348 \times (1 - 0.4 \times 0.00697) \times 0.11} = 0.2505\text{cm}^2$$

$$\Rightarrow A_x^t = 0.2505\text{cm}^2$$

$$z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 0.11(1 - 0.4 \times 0.00697) = 10.97\text{cm}$$

En appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.337 \times 10^{-3}}{1 \times (0.11)^2 \times 14.2} = 0.00196 \\ \alpha = 0.00245 \\ \Rightarrow A_x^a = 0.08812\text{cm}^2 \\ z = 10.99 \end{array} \right.$$

D'une manière identique, on fait les calculs selon  $l_y$ .

On trouve les résultats présentés dans le tableau III.46

Tableau III.49 : Ferrailage de dalle sur 2 appuis (balcon)

Sens		M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
travée	x-x	0.956	0.00556	0.00697	10.97	0.2505
	y-y	0.239	0.00139	0.00174	11.00	0.06251
appui	y-y	0.337	0.00196	0.00245	10.99	0.008812
	x-x					

**3) Vérification à l'ELU :**

**a. Condition de non fragilité :**

$$e \geq 12cm \text{ et } \rho \geq 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \quad \text{Avec : } \rho_0 = 0.0008 \text{ Acier HA } F_e 400$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 0.0008 \times \frac{(3-0.542)}{2} \times 100 \times 14 \\ A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 14 \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 1.376cm^2 \\ A_y^{\min} = 1.120cm^2 \end{cases}$$

**NB :** La condition de non fragilité n'est pas vérifiée, alors on ferraille avec  $A_{\min}$ .

Donc on adopte :

En travées et en appuis :  $A_{\text{adp}}^y = A_{\text{adp}}^x = 4HA8 = 2.01cm^2/m$

**b. Espacement des armatures : FN**

Sens x-x:  $St_y \leq \min(2e, 25cm) = 25cm$  ; on adopte  $St_y = 25cm$ .

Sens y-y:  $St_x \leq \min(2e, 25cm) = 45cm$  ; on adopte  $St_x = 25cm$ .

**c. Vérification des armatures secondaires :**

En travée :  $A_y = 2.01cm^2 > \frac{A_x}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502cm^2$  vérifiée

**d. Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.17 MPa \quad ; \gamma_b = 1.5$$

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{5.578 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} = 0.051MPa \leq \tau_{adm} = 1.17MPa \Rightarrow \text{Pas d'armature transversale.}$$

**e. Vérification des armatures longitudinale vis-à-vis de l'effort tranchant**

On doit vérifier que :  $A_l \geq \frac{\gamma_s \times V}{f_e} \Rightarrow 2.01 \geq \frac{5.578 \times 1.15}{400} \times 10^{-3} = 0.1604cm^2 \dots \dots \dots$  Vérifiée

**4) Vérification à l'ELS**

**a. Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 MPa$$

$$y = \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

$$\sigma_{st} = 15\sigma_{bc} \frac{d-y}{y} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left[ \frac{2}{.3} \times fe ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right]$$

**Sens x-x :**

$$A_x = 2.01 \text{ cm}^2, b = 100 \text{ cm}, d = 11 \text{ cm}.$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d = 0 \Rightarrow y = 2.291 \text{ cm}.$$

$$I = 2687.6 \text{ cm}^4 ; \sigma_{bc} = 0.602 \text{ MPa} \leq \sigma_{adm} = 15 \text{ MPa}$$

**Sens y-y :**

$$A_y = 2.01 \text{ cm}^2 ; b = 100 \text{ cm} ; d = 11 \text{ cm}.$$

$$y = 2.291 \text{ cm} ; I = 2687.6 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 0.244 \leq 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{c'est verifie.}$$

Le tableau III.50 suivant illustre les résultats de calcul :

**Tableau III.50:** Contraintes dans le béton de la dalle sur deux appuis

Le sens	M(KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>adm</sub> (MPa)	σ <sub>st</sub> (MPa)	σ <sub>st</sub> (MPa)
x-x	0.706	2.291	2687.6	0.602	15	34.349	201.633
y-y	0.286	2.291	2687.6	0.244	15	13.912	201.633
appui	0.249	2.291	2687.6	0.213	15	12.134	201.633

D'après les résultats du tableau : (σ<sub>bc</sub> < σ<sub>adm</sub> et σ<sub>st</sub> < σ<sub>st</sub>).

**b. Etat limite d'ouverture des fissures : FN**

$$\sigma_{st} = 15\sigma_{bc} \frac{d-y}{y} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left[ \frac{2}{.3} \times fe ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right]$$

**Sens x-x**

$$\sigma_{st} = 15 \times 0.602 \frac{0.11 - 0.02291}{0.02291} = 34.349 \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left[ \frac{2}{.3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right] = 201.633 \text{ MPa}$$

**Sens y-y**

$$\sigma_{st} = 15 \times 0.244 \frac{0.11 - 0.02291}{0.02291} = 13.912 \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left[ \frac{2}{.3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right] = 201.633 \text{ MPa}$$

**En appui**

$$\sigma_{st} = 15 \times 0.213 \frac{0.11 - 0.02291}{0.02291} = 12.134 \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left[ \frac{2}{.3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right] = 201.633 \text{ MPa}$$

**c. Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases}$$

**Sens x-x :**

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{0.14}{1.02} \geq \frac{0.956}{20 \times 0.831} \\ \frac{2.01}{100 \times 11} \leq \frac{2}{400} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.1372 \geq 0.0575 \\ 1.827 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \end{cases}$$

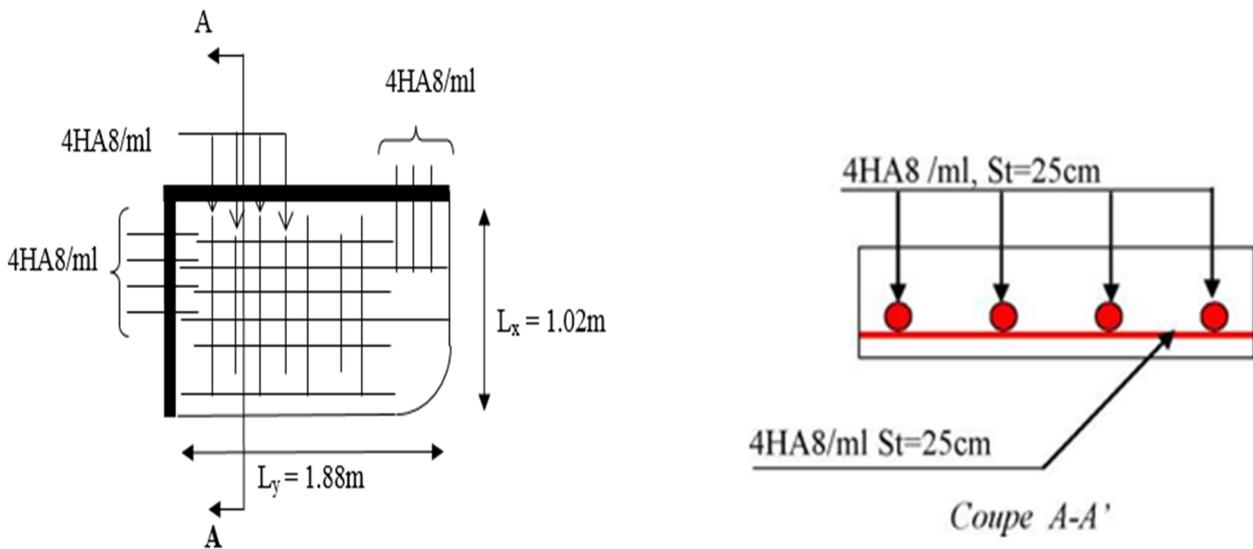
**Sens y-y :**

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{0.14}{1.88} \leq \frac{0.286}{20 \times 0.337} \\ \frac{2.01}{100 \times 11} \leq \frac{2}{400} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.0745 > 0.0424 \\ 1.827 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \end{cases}$$

D' où La vérification

n'est pas nécessaire dans les deux sens.

**5) Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis :**



**Figure III.17 :** Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur deux appuis (type 1)

- **Type 2** : C'est un balcon de type console (étage courant).

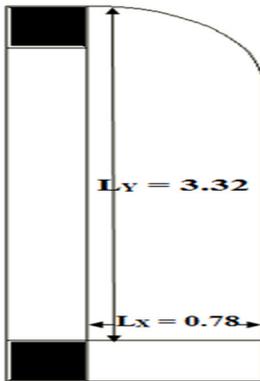


Figure III.18 : Dalle sur deux appuis (type2)

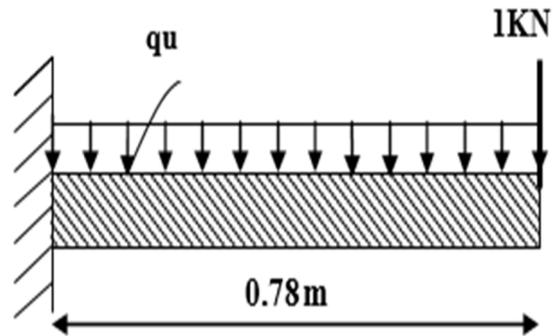


Figure III.19 : Schéma statique de la console

On a :  $L_x = 0.78 \text{ m}$ .

$$L_y = 3.32 \text{ m}.$$

$$\rho = \frac{0.78}{3.32} = 0,23 < 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille sur un seul sens (sens x) comme console.}$$

Ce type de dalle se calcule comme une console soumise à la flexion simple.

Soit :

$$G = 5.02 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P = 1 \text{ KN} \quad (\text{la charge concentrée due au poids propre du garde-corps}).$$

$$P_u = 1.35 \times 1 = 1.35 \text{ KN/ml}$$

❖ **Calcul des sollicitations :**

**A l'ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

Pour une bande de 1m on a:

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 1.35 \times 4.93 + 1.5 \times 3.5 = 11.905 \text{ KN/ml.} \\ P_u = 1.35 \times 1 = 1.35 \text{ KN} \\ q_s = 4.93 + 3.5 = 8.43 \text{ KN/ml ; } P_{ser} = 1 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$M_u = - \left[ \frac{q_u \times L^2}{2} + P_u \times L \right] \Rightarrow M_u = -4.674 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = - \left[ \frac{q_{ser} \times L^2}{2} + P_{ser} \times L \right] \Rightarrow M_{ser} = 3.344 \text{ KN.m}$$

$$V = q_u \times L + P_u \Rightarrow V = 10.636 \text{KN}$$

❖ **Ferraillage :**

Le ferraillage se fait à la flexion simple.

b=100cm; e=14cm, d=11cm;  $f_{c28}=25\text{MPa}$ ;  $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$ ,

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{4.674 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11^2 \times 14.2} = 0.027 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] \Rightarrow \alpha = 0.034 ; z = d [1 - 0.4\alpha] \Rightarrow z = 0.108 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_s = \frac{4.674 \times 10^{-3}}{0.108 \times 348} = 1.239 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

– **Condition de non fragilité :**

$$F_{e400} \Rightarrow \rho_0 = 0.0008 ; e \geq 12\text{cm} \text{ et } \rho < 0.4$$

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 14 = 1.120 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$A_s \geq A_{\min}$ .....la condition est vérifiée.

Donc on ferraille avec :  $A_s = 1.239 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

On choisit:  $A_s = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

– **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \left( \frac{A_t}{3} \right) = \frac{2.01}{3} = 0.67 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau III.48 suivant :

**Tableau III.51 : Résultats de ferraillage de la dalle sur 2 appuis**

$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$z$ (m)	$A_{calculée}$ ( $\text{cm}^2 / \text{ml}$ )	$A_{\min}$ ( $\text{cm}^2 / \text{ml}$ )	$A_{adoptée}$ ( $\text{cm}^2 / \text{ml}$ )	$A_r$ ( $\text{cm}^2 / \text{ml}$ )
4.674	0.027	0.034	0.108	1.239	1.120	4HA8 = 2.01	3HA8 = 1.51

– **Vérification de l'espacement :**

**Sens principal :**

$$S_t \leq \min( 2e; 25 \text{ cm } )$$

$$S_t \leq \min( 2 \times 14 ; 25 \text{ cm} )$$

$$S_t \leq 25 \text{ cm} \text{ soit : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

**Sens secondaire :**

$$S_t \leq \min( 3e; 33 \text{ cm} ) \Rightarrow S_t \leq \min( 3 \times 14 ; 33 \text{ cm} ) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$$

$$\text{soit : } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée .}$$

– **Vérification à l’effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 10.636 \times \frac{10^{-3}}{1 \times 0.11} = 0.0967 \text{ Mpa} \leq \frac{0.07 \times f_c 28}{1.5} = 1.17 \text{ Mpa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}$  .....les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**a. A l’ELS :**

**Vérification de la contrainte de compression de béton :**

**Calcul de y :**

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d = 0$$

$$\frac{100}{2} y^2 + (15 \times 2.01) y - (15 \times 2.01 \times 11) = 0$$

$$50 y^2 + 30.15 y - 331.65 = 0$$

$$y = 2.291 \text{ cm}$$

**Calcul de I :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} (2.291)^3 + (15 \times 2.01) \times (11 - 2.291)^2 \Rightarrow I = 2687.60 \text{ cm}^4$$

**Calcul de  $\sigma_{bc}$ :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{3.344 \times 10^{-3} \times 0.02291}{2687.60 \times 10^{-8}} = 2.851 \text{ MPa} \leq 0.6 f_c 28 = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  .....condition vérifiée.

– **Vérification des contraintes dans les aciers tendus :**

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y).$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 3.344 \times 10^{-3}}{2687.6 \times 10^{-8}} \times (0.11 - 0.02291) = 162.549 \text{ MPa} .$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left[ \frac{2}{.3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa} .$$

Avec :  $\eta = 1.6$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266.66 ; 201.63) = 201.63 \text{ MPa} .$$

$\sigma_{st} = 162.549 > \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$ .....condition vérifiée.

**- Etat limite de déformation :**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

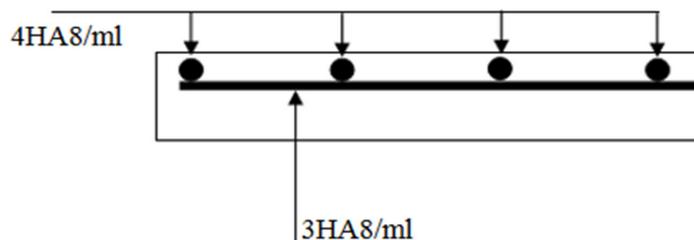
$$\frac{h}{L} = \frac{14}{78} = 0.179 > \frac{1}{16} = 0.062 \text{ La première condition est vérifiée.}$$

$$\frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.1 < \frac{h}{L} = 0.179 \text{ La deuxième condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0.002 < \frac{4.2}{f_e} = 0.010 \text{ La troisième condition est vérifiée}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

**Schéma de ferrailage :**



**Figure III.20 :** Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis (type2)

**III.3.3 : Dalle sur trois appuis:**

**Type I :**

On a :  $L_y = 1.67m$

$$L_x = 3.85m$$

$$\frac{L_y}{2} = \frac{3.85}{2} = 1.925 \text{ m} > L_x = 1.67m$$

Donc :

$$l_x \leq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_0^y = \frac{q \times l_x^3}{6} \\ M_0^x = \frac{q \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times q \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

On a:  $G = 5.02 \text{ KN/m}$ ;  $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 5.02 + 1.5 \times 1.5 = 9.027 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 5.02 + 1.5 = 6.52 \text{ KN/m}^2$$

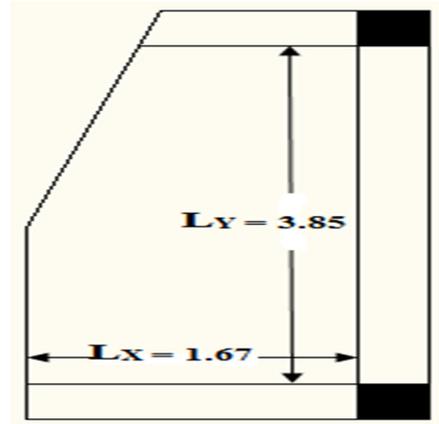


Figure III.21 : Dalle sur trois appuis

**1. Calcul à l'ÉLU :**

$$\Rightarrow \begin{cases} M_0^y = \frac{9.027 \times 1.67^3}{6} = 7.007 \text{ KN.m} \\ M_0^x = \frac{9.027 \times 1.67^2 \times 3.85}{2} - \frac{2 \times 9.027 \times 1.67^3}{3} = 20.430 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**En travée :**

$$M_{tx} = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 20.430 = 17.365 \text{ KNm} ; M_{ty} = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 7.007 = 5.956 \text{ KNm}$$

**En appuis :**

$$M_a^x = -0.3 \times M_0^x = -6.130 \text{ KNm}$$

$$M_a^y = M_a^x = -6.130 \text{ KNm}$$

• **l'effort tranchant :**

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_u^x = \frac{9.027 \times 1.67}{2} \times \frac{3.85^4}{1.67^4 + 3.85^4} = 7.280 \text{ KN}$$

a. **Calcul des armatures :** Le calcul se fait à la flexion simple.

Le diamètre des barres utilisées doit être  $\phi \leq \frac{e}{10} = \frac{140}{10} \Rightarrow \phi \leq 14 \text{ mm}$

Les résultats de ferrailage de la dalle pleine sur trois appuis sont récapitulés dans le tableau III.52

**Tableau III.52:** Ferrailage de la dalle pleine sur trois appuis

sens		M <sub>t</sub> (KN.m)	μ <sub>bu</sub>	α	Z (m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
travée	x-x	17.369	0.101	0.134	0.104	4.796	1.437	5HA12=5.50
	y-y	5.956	0.035	0.044	0.108	1.584	1.120	4HA8=2.01
appui	x-x	-6.130	0.036	0.045	0.108	1.632	1.437	4HA8=2.01
	y-y							

b. **Espacement des armatures : FPN**

Sens x-x:  $St_y \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$  ; on adopte  $St_y = 20 \text{ cm}$ .

Sens y-y :  $St_x \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$  ; on adopte  $St_x = 25 \text{ cm}$ .

c. **Vérification des armatures secondaires :**

$$A_{ty} = 2.01 \text{ cm}^2 > \frac{A_{tx}}{4} = \frac{5.50}{4} = 1.375 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ vérifiée}$$

d. **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{7.280 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} = 0.066 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 1.17 \text{ MPa} \Rightarrow \text{pas d'armature transversale}$$

e. **Vérification des armatures longitudinale vis-à-vis de l'effort tranchant**

On doit vérifier que :  $A_l \geq \frac{\gamma \times V}{f_e} \Rightarrow 2.01 \geq \frac{7.280 \times 1.15}{400} \times 10^{-3} = 0.209 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

2. **Vérification à l'ELS :**  $q_s = 6.52 \text{ KN/m}^2$

$$M_{0 \text{ ser}}^x = 14.759 \text{ KN.m}$$

$$M_{0 \text{ ser}}^y = 5.061 \text{ KN.m}$$

$$M^x_{tser} = 12.545 \text{KN.m} \qquad M^y_{tser} = 4.301 \text{KN.m}$$

$$M^x_{aser} = M^y_{aser} = -4.428 \text{KN.m}$$

**a. Vérification des contraintes**

- **La vérification de la contrainte dans le béton :**

Le tableau III.53 suivant illustre les résultats de calcul :

**Tableau III.53:** Contraintes dans le béton de la dalle sur deux appuis

Le sens	M(KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>adm</sub> (MPa)
x-x	12.545	2.291	2687.6	3.775	15
y-y	4.301	2.691	2687.6	3.668	15
appui	4.428	2.291	2687.6	1.294	15

D’après les résultats du tableau : (σ<sub>bc</sub> < σ<sub>adm</sub>).

- **Vérification des contraintes dans les aciers tendus :**

**FPN** ⇒ aucune vérification à faire.

**b. Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l’une des conditions suivantes n’est pas vérifiée.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} ; \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$$

**Sens x-x :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.14}{1.67} \geq \frac{12.545}{20 \times 14.759} \\ \frac{5.50}{100 \times 11} \leq \frac{2}{400} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.0838 \geq 0.0425 \\ 5 \times 10^{-3} \geq 5 \times 10^{-3} \end{array} \right.$$

La deuxième condition n’est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est recommandé.

**Sens y-y :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.14}{3.85} \leq \frac{4.301}{20 \times 5.061} \\ \frac{2.01}{100 \times 11} \leq \frac{2}{400} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.036 \leq 0.0425 \\ 1.827 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \end{array} \right.$$

La vérification n’est pas nécessaire dans les deux sens.

3. Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis :

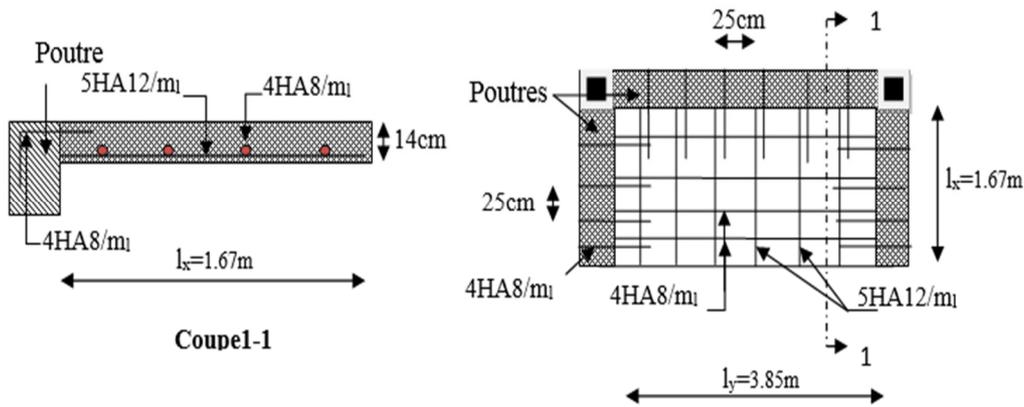


Figure III.22 : Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis (type I)

**Type II : (balcon)**

➤ Evaluation des charges :

$$G = 5.02 \text{ KN/m}^2 ; Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = (1.35Q + 1.5Q)$$

$$q_u = (1.35 \times 5.02 + 1.5 \times 3.5) = 12.027 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G + Q = 5.02 + 3.5 = 8.520 \text{ KN/m}^2$$

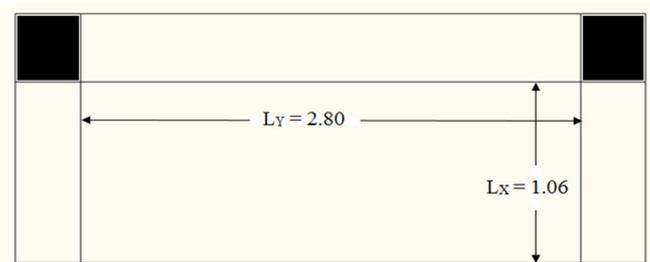


Figure III.23 : Dalle sur trois appuis (type II)

On détermine les moments isostatiques sollicitant la dalle comme suit :

$$l_x = 1.06 \text{ m} ; l_y = 2.80 \text{ m} ; l_x = 1.06 \text{ m} \leq \frac{l_y}{2} = 1.40 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } l_x \leq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_0^y = \frac{q \times l_x^3}{6} \\ M_0^x = \frac{q \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times q \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

➤ Calcul des sollicitations :

Les résultats de calcul des sollicitations à l'ELU et l'ELS de la dalle pleine sur trois appuis (type II) sont récapitulés dans le tableau III.54

Tableau III.54 : Résultats de calcul des sollicitations à l'ELU et à l'ELS

	ELU			ELS	
	M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>	V <sub>u</sub>	M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>
Sens x-x	9.369	7.964	6.246	6.637	5.642
Sens y-y	2.387	2.029	-	1.691	1.437
Appuis	9.369	2.810	-	6.637	1.991

**a. Calcul des armatures :** Le calcul se fait à la flexion simple.

Le diamètre des barres utilisées doit être  $\phi \leq \frac{e}{10} = \frac{140}{10} \Rightarrow \phi \leq 14 \text{ mm}$

Les résultats de ferrailage de la dalle pleine sur trois appuis sont récapitulés dans le tableau III.55

**Tableau III.55 :** Ferrailage de la dalle pleine sur trois appuis

sens		M <sub>t</sub> (KN.m)	μ <sub>bu</sub>	α	Z (m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
travée	x-x	7.964	0.046	0.059	0.107	2.132	1.120	4HA10=3.14
	y-y	2.029	0.011	0.014	0.109	0.533	1.120	4HA8=2.01
appui	x-x	2.810	0.016	0.021	0.109	0.741	1.120	4HA8=2.01
	y-y							

**b. Espacement des armatures : FN**

Sens x-x: St<sub>y</sub> ≤ min(2e, 25cm) = 25cm ; on adopte St<sub>y</sub> = 25cm .

Sens y-y : St<sub>x</sub> ≤ min(2e, 25cm) = 25cm ; on adopte St<sub>x</sub> = 25cm .

**c. Vérification des armatures secondaires :**

$$A_{ty} = 2.01 \text{ cm}^2 > \frac{A_{tx}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ vérifiée}$$

**d. Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.17 \text{ MPa}$

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{6.246 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} = 0.057 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 1.17 \text{ MPa} \Rightarrow \text{pas d'armature transversale}$$

**e. Vérification des armatures longitudinale vis-à-vis de l'effort tranchant**

On doit vérifier que :  $A_l \geq \frac{\gamma \times V}{f_e} \Rightarrow 3.14 \geq \frac{6.246 \times 1.15}{400} \times 10^{-3} = 0.179 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

➤ **Vérification à l'ELS :** q<sub>s</sub> = 8.520KN/m<sup>2</sup>

• **Vérification des contraintes**

**a. La vérification de la contrainte dans le béton :**

Le tableau III.56 suivant illustre les résultats de calcul :

**Tableau III.56 :** Contraintes dans le béton de la dalle sur trois appuis

Le sens	M(KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>adm</sub> (MPa)
x-x	5.642	2.782	3898.6	4.026	15
y-y	1.437	2.291	2687.6	1.226	15
appui	1.991	2.291	2687.6	1.6298	15

**b. La contrainte dans l'acier :**

Fissuration nuisible  $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{.3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_t 28} \right] = 201,633 \text{ MPa} .$

**Selon x :**

$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 178.378 \text{ MPa} .$

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$  .....condition vérifiée

**Selon y:**

$\sigma_s = 69.870 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc}$  ..... vérifiée

**Appui :**

$\sigma_s = 96.779 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc}$  ..... vérifiée

**c. Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} ; \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$

**Sens x-x :**

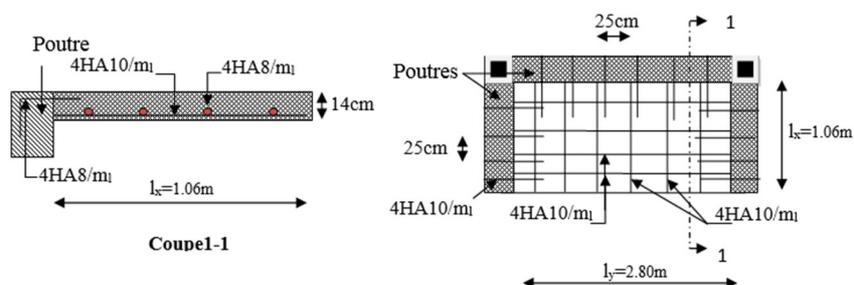
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.14}{1.06} \geq \frac{5.642}{20 \times 6.637} \\ \frac{3.14}{100 \times 11} \leq \frac{2}{400} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.132 \geq 0.0425 \\ 2.854 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \end{array} \right.$$

**Sens y-y :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.14}{2.80} \leq \frac{1.437}{20 \times 1.690} \\ \frac{3.14}{100 \times 11} \leq \frac{2}{400} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.05 \geq 0.0425 \\ 2.854 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \end{array} \right.$$

La vérification n'est pas nécessaire dans les deux sens.

➤ **Schéma de ferrailage de type II :**



**Figure III.24 : Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis (type II)**

**III.3.4. Dalle sur 4 appuis (panneau RDC) :**

$L_x = 2.75\text{m} ; L_y = 3.28\text{m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.75}{3.28} = 0.84 \Rightarrow \rho > 0.4$$

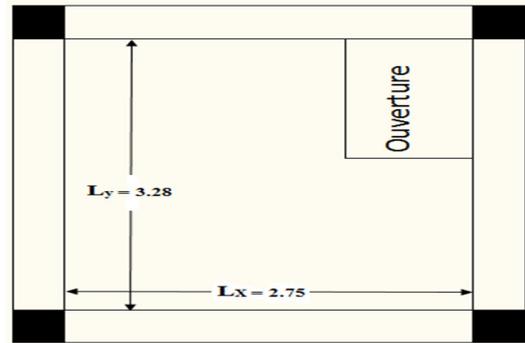
La dalle travail selon deux sens  $l_x$  et  $l_y$ .

**1. Calcul des sollicitations :**

On a :  $G=5.02 \text{ KN/m}^2 ; Q=1.5 \text{ KN/m}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 9.027 \text{ KN/ml.} \\ q_s = 6.520 \text{ KN/ml.} \end{array} \right.$$

$v = 0 \text{ et } \rho = 0.84$



**Figure III.25 : Dalle sur quatre appuis**

Du tableau (annexe I) on tire la valeur  $\mu_x$  et  $\mu_y$  à l'ELU et l'ELS

$$\text{à l'ELU} \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0517 \\ \mu_y = 0.6678 \end{array} \right. \quad \text{à l'ELS} \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0586 \\ \mu_y = 0.7655 \end{array} \right.$$

• **Calcul des moments isostatique : BAEL 91(article IV.2)**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0u}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0517 \times 9.027 \times 2.75^2 = 3.529 \text{ KN.m} \\ M_{0u}^y = \mu_y \times M_{0u}^x = 0.6678 \times 3.529 = 2.357 \text{ KN.m} \\ M_{0ser}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0586 \times 6.520 \times 2.75^2 = 2.889 \text{ KN.m} \\ M_{0ser}^y = \mu_y \times M_{0ser}^x = 0.7655 \times 2.889 = 2.212 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

• **Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :**

**En travée**  $\left\{ \begin{array}{l} M_u^x = 0.85 M_{0u}^x = 3.00 \text{ KN.m} \\ M_u^y = 0.85 M_{0u}^y = 2.003 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ser}^x = 0.85 M_{0ser}^x = 2.456 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^y = 0.85 M_{0ser}^y = 1.880 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**En appuis**  $\left\{ \begin{array}{l} M_u^x = M_u^y = -0.3 M_{0u}^x = -1.059 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^x = M_{ser}^y = -0.5 M_{0ser}^x = -0.867 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

- l'effort tranchant :

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_u^x = \frac{9.027 \times 2.75}{2} \times \frac{3.28^4}{2.75^4 + 3.28^4} = 8.307 \text{ KN}$$

## 2. Ferrailage :

Le diamètre des barres utilisées doit être  $\phi \leq \frac{e}{10} = \frac{140}{10} \Rightarrow \phi \leq 14 \text{ mm}$

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

On a  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $e = 14 \text{ cm}$  ;  $c = 3 \text{ cm}$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;  $d = e - c = 11 \text{ cm}$

### Selon $L_x$

En travée :

$$\mu_{bu} = 0.0174 \leq 0.186 \Rightarrow A' = 0, \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.022$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x^t = \frac{M_x^t}{f_{st} \times (1 - 0.4 \times \alpha) \times d} = 0.791 \text{ cm}^2 \\ z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 10.90 \text{ cm} \end{array} \right.$$

En appuis :  $\mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.0062$  ;  $\alpha = 0.0077$  ;  $z = 10.96 \text{ cm}$  ;  $A_x^a = 0.278 \text{ cm}^2$

D'une manière identique, on fait les calculs selon  $l_y$ .

On trouve les résultats présentés dans le Tableau III.57

**Tableau III.57 : Ferrailage de dalle sur 4 appuis**

Sens		M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	$A_{cal} (\text{cm}^2/\text{ml})$
travée	x-x	2.300	0.0174	0.0219	10.90	0.791
	y-y	2.003	0.0112	0.0147	10.93	0.527
appui	y-y	1.059	0.0062	0.0077	10.96	0.278
	x-x					

**3. Vérification à l'ELU :**

**a. Condition de non fragilité :**

$$e \geq 12\text{cm} \text{ et } \rho \geq 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \quad \text{Avec : } \rho_0 = 0.0008 \text{ Acier HA } F_e 400$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 0.0008 \times \frac{(3-0.84)}{2} \times 100 \times 14 \\ A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 14 \end{cases}$$

$$A_x^{\min} = 1.210\text{cm}^2 ; A_y^{\min} = 1.120\text{cm}^2$$

**NB :** La condition de non fragilité n'est pas vérifiée, alors on ferraille avec  $A_{\min}$ .

Donc on adopte :

En travées et en appuis :  $A_{\text{adp}}^y = A_{\text{adp}}^x = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2/\text{m}$

**b. Espacement des armatures :**

Sense x-x:  $St_y \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$  ; on adopte  $St_y = 25\text{cm}$ .

Sens y-y :  $St_x \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$  ; on adopte  $St_x = 25\text{cm}$ .

**c. Vérification des armatures secondaires :**

En travée :  $A_y = 2.01\text{cm}^2 > \frac{A_x}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502\text{cm}^2$  vérifiée

**d. Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.17\text{MPa} \quad \gamma_b = 1.5$$

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{8.307 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} = 0.0755\text{MPa} \leq \tau_{adm} = 1.17\text{MPa} \Rightarrow \text{pas d'armature transversale}$$

**e. Vérification des armatures longitudinale vis-à-vis de l'effort tranchant**

On doit vérifier que :  $A_l \geq \frac{\gamma \times V}{f_e} \Rightarrow 2.01 \geq \frac{8.307 \times 1.15}{400} \times 10^{-3} = 0.239\text{cm}^2 \dots \dots \dots$  Vérifiée.

**4. Vérification à l'ELS**

**a. Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$y = \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

$$\sigma_{st} = 15\sigma_c \frac{d-y}{y} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right]$$

Le tableau III.58 suivant illustre les résultats de calcul :

**Tableau III.58 : Contraintes dans le béton de la dalle sur 4 appuis**

Le sens	M(KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>adm</sub> (MPa)
x-x	2.456	2.291	2687.6	2.094	15
y-y	1.880	2.291	2687.6	1.603	15
appui	0.867	2.291	2687.6	0.739	15

D'après les résultats du tableau : (σ<sub>bc</sub> < σ<sub>adm</sub>)

**b. Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

**c. Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} ; \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$$

**Sens x-x :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.14}{2.75} \geq \frac{2.300}{20 \times 3.529} \\ \frac{2.01}{100 \times 11} \leq \frac{2}{400} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.051 \geq 0.0032 \\ 1.827 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \end{array} \right.$$

**Sens y-y :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.14}{3.28} \leq \frac{2.003}{20 \times 2.357} \\ \frac{2.01}{100 \times 11} \leq \frac{2}{400} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.0427 > 0.0425 \\ 1.827 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \end{array} \right.$$

La vérification n'est pas nécessaire dans les deux sens.

**d. Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis :**

Bien que la fissuration soit peu préjudiciable car la dalle n'est pas exposé aux intempéries, l'ouverture présente sur cette dernière peut engendrer des fissures à long terme, l'ajout d'armatures diagonales à proximité limitera les risques de fissures comme le montre la figure ci-dessus.

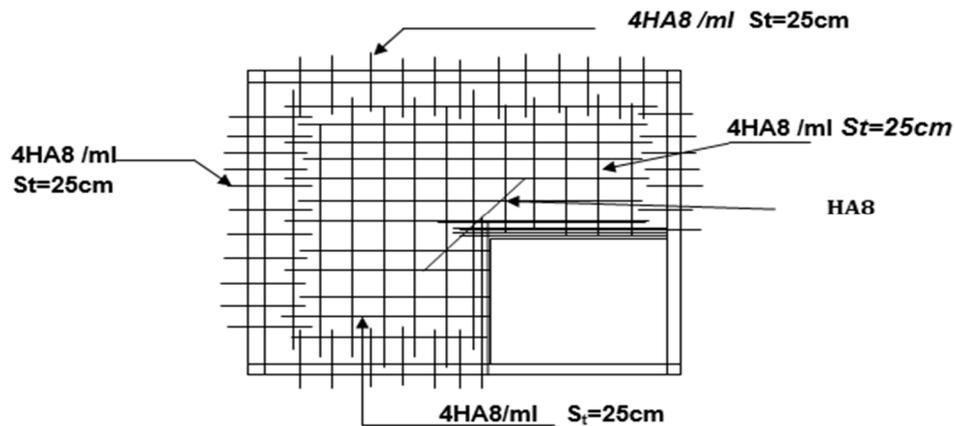


Figure III.26 : Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis

### III.5 : Escalier :

#### III.5.1. Etude de l'escalier :

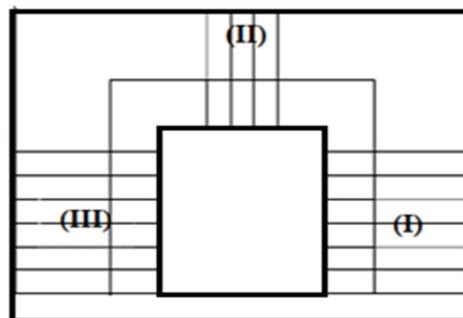


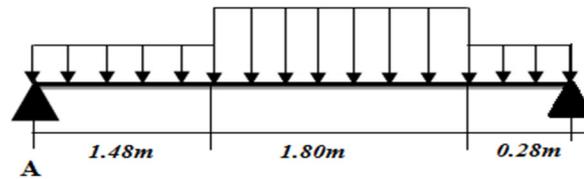
Figure III.27 : Vue en plan de l'escalier

L'escalier est une succession des plans horizontaux permettant le passage d'un niveau à un autre d'une construction.

L'escalier à étudier est constitué de :

- ◆ Un giron de 30 cm.
- ◆ Des contres marches de 16 cm.
- ◆ Deux volées parallèles d'épaisseur égale à 15 cm.
- ◆ Une volée perpendiculaire d'épaisseur égale à 15 cm.
- ◆ Des paliers d'épaisseur égale à 15 cm.

Les escaliers se calculent à la flexion simple tout en considérant la dalle comme une poutre de portée horizontale uniformément chargée et en tenant compte des types d'appuis sur lesquels elle repose.



**Figure III.28 :** Schéma statique de l'escalier  
Pour la volée I

**Remarque :**

La volée III est symétrique à la volée I ; donc on lui adopte le même ferrailage. Afin de tenir compte des semi-encastrement aux niveaux des appuis on affectera à la valeur " $M_{max}$ " calculée un coefficient minorateur de valeur égale à 0.85 en travée et à 0.5 aux appuis. Le ferrailage portera sur le calcul d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple en prenant une bonde 1ml.

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes :

- La méthode des charges équivalentes.
- La méthode R.D.M.

Dans notre structure nous avons un seul type d'escalier à trois volées qui est identique pour tous les étages.

Ce type se calcule comme suit :

**1. Volée I et III**

❖ **Evaluation des charges permanentes des escaliers :**

Sur la volée

$$G=8.24 \text{ KN/m}^2 ; Q=2.5 \text{ KN/m}^2$$

Sur le palier

$$G=5.31 \text{ KN/m}^2 ; Q=2.5 \text{ KN/m}^2$$

❖ **Combinaison de charges :**

Sur la volée

$$\text{ELU} : q_{vu} = 1.35G + 1.5Q = 14.87 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS} : q_{vs} = G + Q = 10.74 \text{ KN/m}^2$$

Sur le palier

$$\text{ELU} : q_{pu} = 1.35G + 1.5Q = 10.92 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS} : q_{ps} = G + Q = 7.81 \text{ KN/m}^2$$

❖ **Calcul des sollicitations :**

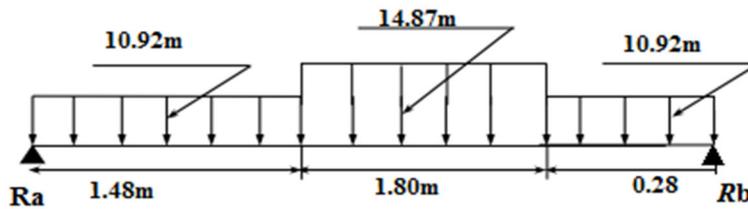


Figure III.29 : Schéma statique de volée I et III

- Réaction des appuis :

Calcul par la méthode RDM

$$\sum F_v \Rightarrow R_A + R_B = (1.48 \times 10.92) + (1.8 \times 14.87) + (0.28 \times 10.92)$$

$$R_A + R_B = 45.99 \text{ KN}$$

$$\sum M_B \Rightarrow R_A = 21.79 \text{ KN}$$

$$\sum M_A \Rightarrow R_B = 24.20 \text{ KN}$$

- Effort tranchant et moment fléchissant :

Calcul par la méthode des sections

- ✓ Tronçon 1

$$0 \leq x \leq 1.48$$

$$T_y(x) = -21.79 + 10.92x$$

$$T_y(0) = -21.79 \text{ KN}$$

$$T_y(1.48) = -5.63 \text{ KN}$$

$$M(x) = 21.79x - 10.92 \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0$$

$$M(1.48) = 20.29 \text{ KN}$$

- ✓ Tronçon 2

$$1.48 \leq x \leq 3.28$$

$$T_y(x) = -21.79 + 10.92 \times 1.48 + 14.87 \times (x - 1.48)$$

$$T_y(x) = -27.636 + 14.87x$$

$$T_y(1.48) = -5.63 \text{ KN}$$

$$T_y(3.28) = 21.14 \text{ KN}$$

$$M(x) = 21.79x - 10.92 \left(x - \frac{1.48}{2}\right) \times 1.48 - 14.87 \times \frac{(x - 1.48)^2}{2}$$

$$M(x) = 27.64x - 7.435x^2 - 4.32$$

$$M(1.48) = 20.30 \text{ KN.m}$$

$$M(3.28) = 6.35 \text{ KN.m}$$

✓ **Tronçon 3**

$$0 \leq x \leq 0.28$$

$$T_y(x) = -24.20 + 10.92x$$

$$T_y(0) = -24.20 \text{ KN}$$

$$T_y(0.28) = -21.14 \text{ KN}$$

$$M(x) = 24.20x - 10.92 \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(0.28) = 6.35 \text{ KN.m}$$

– **Calcul de x :**

$$\frac{dM}{dx} = 0 \rightarrow T(x) = 0$$

$$x = 1.86 \text{ m} ; M(1.86) = 21.37 \text{ KN.m}$$

On trouve :  $M_{max} = 21.37 \text{ KN.m}$ ;  $V_{max} = R_B = 24.20 \text{ KN}$

– **Calcul des moments réels :**

$$M_t^{max} = 0.85 M_{max} = 18.16 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{max} = -0.5 M_{max} = -10.68 \text{ KN.m}$$

❖ **Ferraillage :**

Le ferraillage se fera en flexion simple pour une section (bxh) = (100×15) cm<sup>2</sup>

$$B = 100 \text{ cm}, d = 13 \text{ cm}, h = 15 \text{ cm}$$

• **En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{18.16 \times 10^{-3}}{1 \times (0.13)^2 \times 14.2} = 0.076 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.076 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.098; Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.125 \text{ m} \Rightarrow A_t = \frac{M_t}{Z f_{st}} = 4.18 \text{ cm}^2$$

• **En appui :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{10.68 \times 10^{-3}}{1 \times (0.13)^2 \times 14.2} = 0.045 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.045 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.057; Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.127 \text{ m} \Rightarrow A_t = \frac{M_t}{Z f_{st}} = 2.41 \text{ cm}^2$$

– **Condition de non fragilité :**

On doit vérifier :  $A_t > A_{min}$

$$A_{\min} = 0.23 \cdot d \cdot b \cdot f_{c28} / Fe \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 0.13 \times 1 \times 2.1 / 400 \Rightarrow A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

En appuis :  $A = 2.46 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée.

En travée :  $A = 4.25 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée.

– **Armatures principales :**

On adopte le ferrailage suivant :

En appuis :  $A_s = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$

En travée :  $A_s = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$

– **Armatures de répartitions :**

Aux appuis :  $A_a \geq \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  on choisit :  $3\text{HA}8 / \text{ml} = 1.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

En travée :  $A_r \geq \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  on choisit :  $3\text{HA}8 / \text{ml} = 1.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

– **Espacement des armatures :**

Armatures principales :  $S_t \leq \min(3 \times h; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$  ..... On adopte  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

Armatures de répartitions :  $S_t \leq \min(3 \times h; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$  ..... On adopte  $S_t = 33 \text{ cm}$ .

❖ **Verification :**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

• **ELU :**

– **Vérification au cisaillement :**

Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  ..... (BAEL Art A.5.1)

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} ; V_u = 24.20 \text{ KN} ; \tau_u = 0.186 \text{ MPa}$$

$$F.P.N \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow 0.186 < 3.33 \text{ MPa}$  ..... pas de risque de cisaillement.

$$\frac{0.07 \times f_{cj}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{BAEL Art A.5.2.2}).$$

$\tau_u = 0.186 \text{ MPa} < 1.16 \text{ MPa}$ .  $\Rightarrow$  Condition vérifiée (les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

• **ELS :**

– **Vérification de l'état limite de compression du béton :**

$R_a = 15.65 \text{ KN}$  et  $R_b = 17.40 \text{ KN}$  ;  $M_{\max} = 15.39 \text{ KN.m}$  avec  $X = 1.86 \text{ m}$

$$M_t^{\max} = 0.85 M_{\max} = 13.08 \text{ KN.m} ; M_a^{\max} = -0.5 M_{\max} = -7.70 \text{ KN} ; \sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \cdot y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

**En travée :**

tel que :  $M_{Ser.t} = 13.08 KN.m$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A \times (d - y)^2$$

$$\frac{by^2}{2} + 15A.y - 15A.d$$

$$50y^2 + 4.52 \times 15 \times y - 15 \times 4.52 \times 13 = 0$$

$$y = 3.57 cm; \quad I = 7.56 \times 10^{-5} m^4$$

$$\sigma_{bc} = 6.18 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 6.18 < \bar{\sigma} = 15 MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**En appuis :**

tel que :  $M_{Ser.t} = 7.70 KN.m$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A \times (d - y)^2$$

$$\frac{by^2}{2} + 15A.y - 15A.d$$

$$50y^2 + 3.14 \times 15 \times y - 15 \times 3.14 \times 13 = 0$$

$$y = 3.06 cm; \quad I = 5.61 \times 10^{-5} m^4$$

$$\sigma_{bc} = 4.20 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 4.20 < \bar{\sigma} = 15 MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

– **Vérification de l'état limite de déformation :**

**Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.....BAEL 91 (Art. 6.5.2)] :

$$1. \frac{e}{l} \geq \max \left( \frac{1}{16}; \frac{M_t^x}{10 \times M_0^x} \right) \Rightarrow 0.042 < 0.061 \dots \dots \dots \text{Condition pas vérifiée.}$$

$$2. A_t^x \leq \frac{4.2 \times b_0 \times d}{f_e} \Rightarrow 4.52 < 6.5 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

**Tableau III.59:** vérification de la flèche

L (m)	As (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> )
3.56	4.52	7.19	9.72	13.08	7545.74	189551

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)
3.57	143572	92702	69269	139033	<b>0.095</b>	<b>0.712</b>

❖ Schéma de ferrailage :

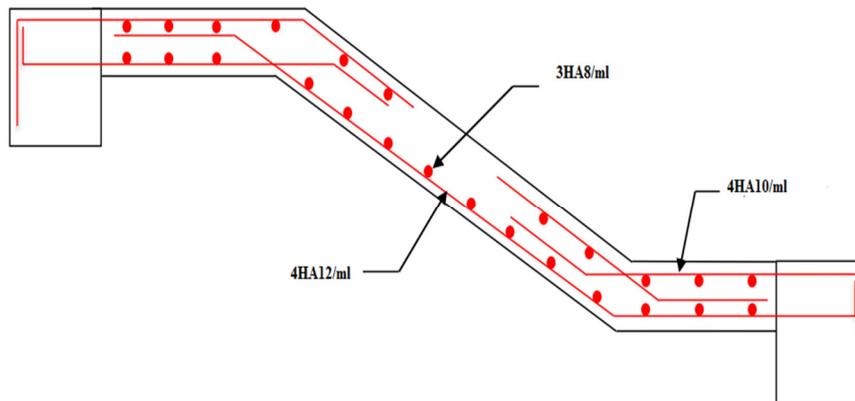


Figure III.30 : schéma de ferrailage de de la 1<sup>er</sup> et 3<sup>ème</sup> volée

2. Volée II :

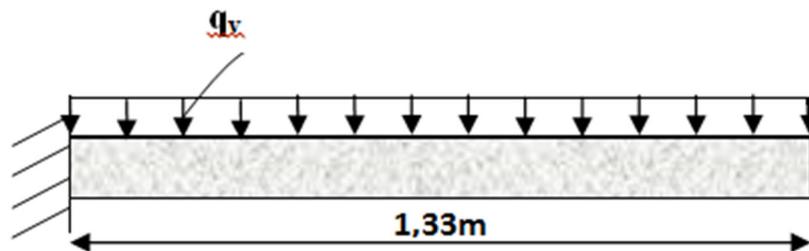


Figure III.31 : schéma statique de la 2<sup>ème</sup> volée

- Evaluation des charges permanentes:

Sur la volée

$$G = 8.24 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

- Combinaison de charges :

- ELU :  $q_{vu} = 1.35G + 1.5Q = 14.87 \text{ KN/m}^2$

- ELS :  $q_{vs} = G + Q = 10.74 \text{ KN/m}^2$

• **Calcul des sollicitations**

- **ELU**

$$M_{max} = - \frac{q_u \times l^2}{2} = 13.15 \text{ KN.m}$$

$$V_{max} = P_u = 14.87 \text{ KN}$$

- **ELS**

$$M_{max} = - \frac{q_u \times l^2}{2} = 9.50 \text{ KN.m}$$

$$V_{max} = q_u = 10.74 \text{ KN}$$

❖ **Ferraillage**

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau III.60 suivant :

**Tableau III.60 : résultat du ferraillage de la 2<sup>ème</sup> volée**

$M_u$ (kN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{calculé}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{choisit}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	Arépartition (cm <sup>2</sup> /ml)
13.15	0.054	0.07	0.126	2.99	1.57	<b>5HA10/ml = 3.93</b>	<b>3HA8/ml = 1.51</b>

• **Espacement des armatures :**

- Armatures principales :  $S_t \leq \min(3 \times h; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$  ..... On adopte  $S_t = 20 \text{ cm}$ .
- Armatures de répartitions :  $S_t \leq \min(3 \times h; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$  ..... On adopte  $S_t = 33 \text{ cm}$ .

❖ **Vérification :**

**ELU**

- **Vérification au cisaillement :**

Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec :  $\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$  ;  $V_u = 14.87 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 0.114 \text{ MPa}$

$$\frac{0.07 \times f_{cj}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ (BAEL Art A.5.2.2).}$$

$\tau_u = 0,114 \text{ MPa} < 1,16 \text{ MPa}$  ..... Condition vérifiée  $\Rightarrow$  les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**ELS**

La vérification se fait en considérant la fissuration peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont

- **Vérification de l'état limite de compression du béton :**

$V_{max} = 10.74 \text{ KN}; M_{max} = 9.50 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \cdot y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

\* Calcul de  $y$  :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s y - 15A_s d = 0$$

$$50y^2 + 58.95y - 766.35 \Rightarrow y = 3.42\text{m.}$$

\* Calcul de  $I$  :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_s(d-y)^2$$

$$I = 6.74 \times 10^{-5} \text{m}^4$$

\* Calcul de  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \cdot y = 4.82 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque de fissuration du béton.}$$

– Vérification de l'état limite de déformation :

\* Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée [BAEL 91 (Art. 6.5.2)] :

$$2. \frac{e}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t^x}{10 \times M_0^x}\right) \Rightarrow 0.113 > 0.061 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$3. A_t^x \leq \frac{4.2 \times b_0 \times d}{f_e} \Rightarrow 3.93 < 6.5 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Schéma de ferrailage

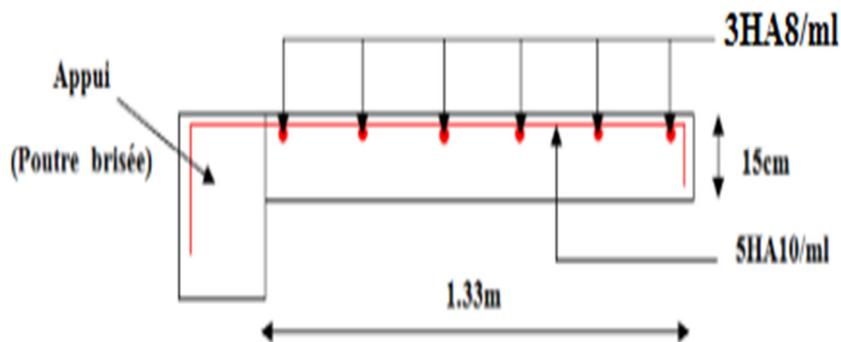


Figure III.32 : schéma de ferrailage de de la 2<sup>ème</sup> volée

a. Etude de la poutre brisée

La poutre brisée est une poutre inclinée qui suit la forme de la deuxième volée, elle se calcule en flexion simple et en torsion.

- Le pré dimensionnement :

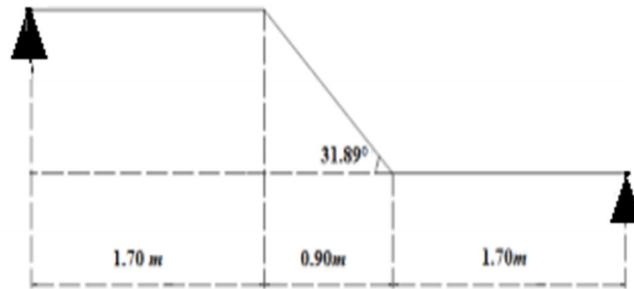


Figure III.33 : Schéma statique de la poutre brisée

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$L = 1.70 + \frac{0.90}{\cos \alpha} + 1.70 = 4.46m.$$

Avec  $\alpha$  : c'est l'inclinaison de la paillasse.

$$\frac{446}{15} \leq h \leq \frac{446}{10} \Rightarrow 29.73 \leq h \leq 44.6 \text{ soit } h = 40cm.$$

Donc la section de la poutre brisée à adopter est :  $b \times h = 35 \times 40 \text{ cm}^2$ .

- Verification des conditions du RPA :

Les recommandations du RPA99 (version 2003), on doit satisfaire les conditions suivantes : (RPA version 2003 Art 7.5.1)

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 35 > 20cm \\ h = 40 > 30cm \\ \frac{h}{b} = 1.14 < 4 \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

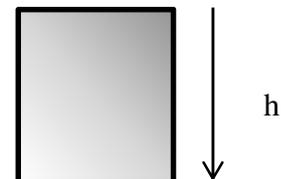


figure III.34 : section de la poutre brisée

Sachant que  $b$  : largeur de la poutre  
 $h$  : hauteur de la poutre

- Calcul à la flexion simple

La poutre est soumise à :

- Poids propre :  
 $G_0 = 25 \times 0.35 \times 0.40 = 3.5 \text{ KN/ml. (Partie horizontale)}$
- Poids des murs :  
 $G_m = 20 \times 0.1 \times 2.88 = 5.76 \text{ KN/ml}$   
 $G_I = (25 \times 0.35 \times 0.40) / \cos 31.89^\circ = 4.12 \text{ KN/ml. (partie inclinée)}$
- Charges transmises par l'escalier :  
 $R_I = 24.02 \text{ KN/ml}$

$$R_2 = 14.87 \text{ KN/ml.}$$

Avec :

$R_1$  : la charge ramenée par la volée I et III.

$R_2$  : la charge ramenée par la volée II.

– Calcul des sollicitations :

A la suite du calcul par la méthode de la RDM on a trouvé :

**Tableau III.61** : Les résultats du calcul par la méthode de la RDM

$R_A(KN)$	$R_B(KN)$	$X(m)$	$M_0(KN.m)$	$M_a(KN.m)$	$M_t(KN.m)$	$V_u(KN)$
61.49	61.49	2.15	65.83	32.92	55.96	61.49

– Ferrailage de la poutre brisée à la flexion simple :

**Tableau III.62** : Ferrailage de la poutre brisée en travée et aux appuis

$M_u (KN. m)$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z (m)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_{calculée} (cm^2)$	$A_{adop} (cm^2)$
<b>En travée</b>						
55.96	0.078	0.102	0.365	1.61	4.41	4HA12=4.52
<b>En appui</b>						
32.92	0.046	0.059	0.371	1.61	2.55	4HA10=3.14

- exigence du **RPA Art7.5.2.1**:  $A_{min} = 0.5\% b \times h \Rightarrow A_{min} = 7cm^2$

– Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$V_u = 61.49KN \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.462 \\ \tau_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5MPa\right) = 3.33MPa \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

– armature transversale à la flexion simple :

Soit  $St = 25 \text{ cm}$

$St = 25 \text{ cm} < \min(0.9 d; 40 \text{ cm}) = 34.2 \text{ cm} \dots\dots\dots$  Condition vérifiée.

$$A_t = 0.4 \times b \times St / f_e \Rightarrow A_t = 0.875 \text{ cm}^2$$

$$A_t = b(\tau - 0.3f_{t28}) St / 0.8f_e \Rightarrow A_t = -0.46 \text{ cm}^2 < 0$$

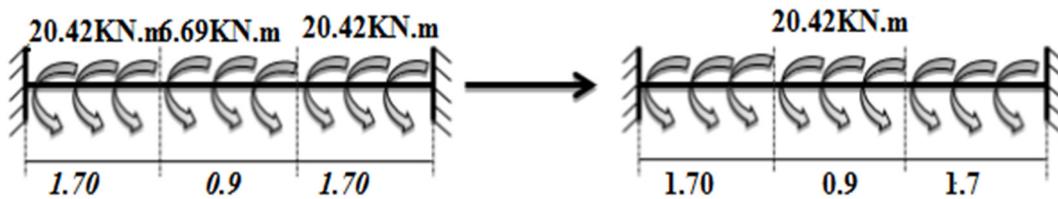
Donc  $A_t = 0.60 \text{ cm}^2$

• **calcul à la torsion :**

La poutre est soumise à trois moments de torsion uniformément réparties dus aux différentes parties de l'escalier.

- $M_1 = R_1 \times l/2 = 24.02 \times 1.7/2 = 20.42 \text{ KN.m}$ , dû à la volée I et III.
- $M_2 = R_2 \times l/2 = 14.87 \times 0.9/2 = 6.69 \text{ KN.m}$ , dû à la volée II.

\* **Le moment de torsion :**



Le moment de torsion max est concentré aux appuis

$M = 20.42 \text{ KN.m}$

\* **Le moment de torsion :**

$M = 20.42 \text{ KN.m}$

\* **Calcul de la contrainte de cisaillement due à la torsion :**

$$\tau_T = \frac{M_T}{2 \Omega e}$$

$e = b/6 = b/6 = 5.83 \text{ cm}$

$\Omega = [b - e] \times [h - e] = 0.0997 \text{ m}^2$

$$\tau_{Torsion} = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e} = \frac{20.42 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0997 \times 0.0583} = 0.176 \text{ Mp}$$

On doit vérifier que :

$$\tau \leq \bar{\tau}$$

La résultante des contraintes tangentielles :

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{bu}^2 + \tau_{Torsion}^2} = 0.49 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left( \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

Donc :  $\tau \leq \bar{\tau}$  .....pas de risque de rupture par cisaillement.

- \* **Armatures longitudinales en torsion :**

$$A_l = \frac{M_{tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

$$U = 2 \times [(h - e) + (b - e)] = 1.5m \Rightarrow A_l = 5.76 \text{ cm}^2$$

- \* **Armatures transversales en torsion :**

$$\frac{A_t \times f_e}{St \times \gamma_s} = \frac{M_T}{2 \times \Omega}$$

Si on fixe  $St = 25 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{M_{tu} \times St \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 0.96 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage de la poutre brisée :**

- **Armatures transversales :**

$$A_t = A_t^{flexion simple} + A_t^{torsion} = 1.56 \text{ cm}^2$$

- **Armatures longitudinales :**

**En appuis :**

$$A_l^a = A_t^{flexion simple} + \frac{1}{2} A_t^{torsion}$$

$$A_l^a = 3.14 + \frac{5.76}{2} = 6.02 \text{ cm}^2$$

**En travée :**

$$A_l^t = A_t^{flexion simple} + \frac{1}{2} A_t^{torsion}$$

$$A_l^t = 4.52 + \frac{5.76}{2} = 7.4 \text{ cm}^2$$

- **Choix de ferraillage :**

Pour  $A_l^t$  on choisit 5HA14 = 7.70 cm<sup>2</sup>.

Pour  $A_l^a$  on choisit 5HA14 = 7.70 cm<sup>2</sup>.

Pour  $A^t$  on choisit 1 cadre de  $\Phi 8 = 2.00 \text{ cm}^2$ .

- **Vérification à l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible, donc il suffit de vérifier la contrainte dans béton. Les calculs à l'ELS sont présentés dans le tableau III.60.

- **Calcul à l'ELS :**

**Tableau III.63 : Calcul à l'ELS**

R <sub>A</sub> (KN)	R <sub>B</sub> (KN)	X(m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> (KN .m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
44.71	44.71	2.01	61.01	30.01	51.86

– Vérification de l'état limite de compression de béton :

Tableau III.64 : Vérification des états limite de compression

$M_t(KN.m)$	$Y (cm)$	$I (m^4)$	$\sigma(MPa)$	$\bar{\sigma}(MPa)$	$\sigma \leq \bar{\sigma}$
51.86	11.99	$1.038 \times 10^{-3}$	5.99	15	Vérifier

La fissuration peut nuire donc la vérification  $\sigma_{st}$  n'est pas nécessaire.

– Vérification de la flèche :

1.  $\frac{h}{L} = \frac{40}{430} = 0.093 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$  ..... condition vérifiée

2.  $\frac{h}{L} = \frac{40}{430} = 0.093 > \frac{51.86}{10 \times 61.01} = 0.085$  ..... condition vérifiée

$\frac{A}{b \times d} = \frac{7.70}{30 \times 28} = 0.00578 < \frac{4.2}{400} = 0.0105$  ..... condition vérifiée

• Schéma de ferrailage:

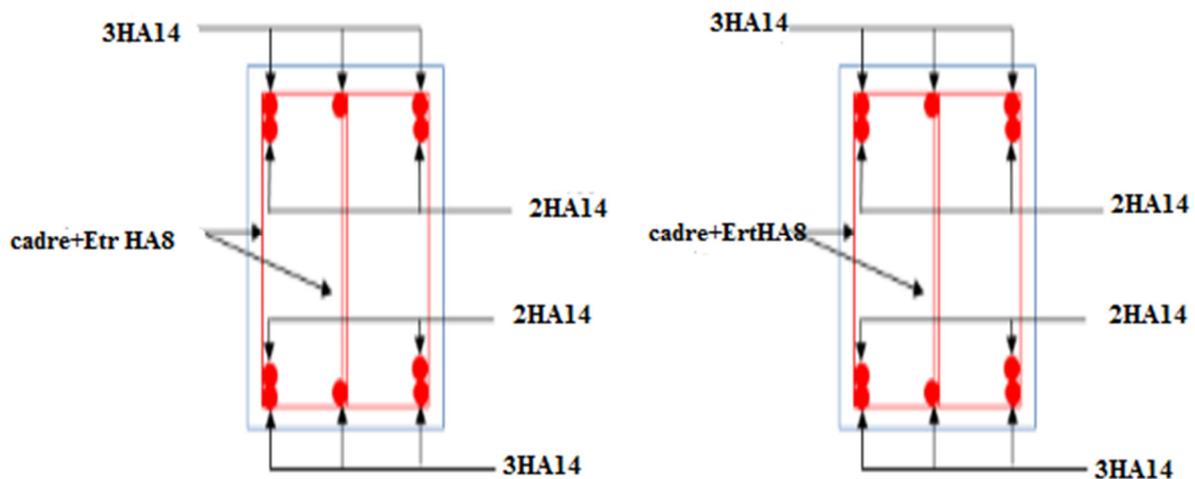


Figure. III.35 : Schéma de ferrailage de la poutre brisée

III.6 :L'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement des personnes vers les différents niveaux. Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale munie d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

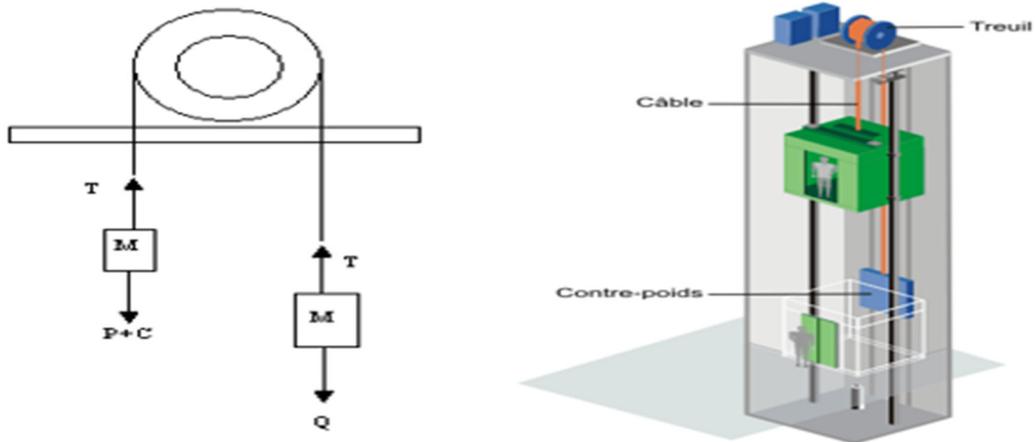
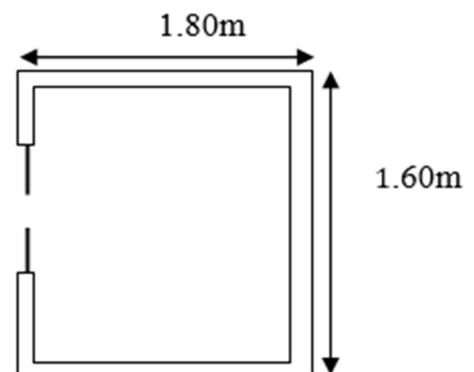


Figure III.36 : Schéma statique et concept d'ascenseur

L'ascenseur qu'on étudie est pour 8 personnes, dont les caractéristiques sont les suivantes :  
 Les caractéristiques d'après la table dimensionnelle T30 (Annexe 4).

- Longueur : 180cm
- largeur : 160cm
- hauteur : 2.20 cm
- $F_c$  : Charge due à la cuvette = 145KN
- $P_m$  : Charge due à l'ascenseur = 15KN
- $D_m$  : Charge due à la salle des machines = 51KN
- La charge nominale est de 630 kg.
- La vitesse  $V= 1.6m/s$

Donc :  $g = D_m + P_m + P_{personnes}$   
 $g = 15 + 51 + 6.30 = 72.3 \text{ KN}$



III 5.1 : Étude de la dalle pleine du local machine :

Figure III.37 : Schéma représentant de l'ascenseur

La dalle repose sur quatre appuis, son épaisseur est défini par :

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \Rightarrow 3.55cm \leq e \leq 4cm$$

$e \geq 11cm \rightarrow 2H$  de coupe-feu.

$e \geq 13cm \rightarrow$  isolation phonique.

On prend  $e = 14 \text{ cm}$

**III 5.2 : Etude de la dalle de l'ascenseur :**

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour quelle puisse supporter les charges importantes (machines + ascenseur) qui lui sont appliquées.

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1,6}{1,8} = 0,89 > \rho = 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

❖ **Evaluation des charges et surcharges :**

$G_1 = 25 \times 0,14 = 3.5KN/m^2$	Poids de la dalle en béton armé.
$G_2 = 22 \times 0,03 = 0.6KN/m^2$	Poids du mortier de pose (e= 3cm)
$G_3 = 0.1 KN/m^2$	Poids de l'isolant thermique.
$G_4 = 22 \times 0.03 = 0.66 KN/m^2$	Poids de la forme de pente méta chape.
$G_5 = 22 \times 0.02 = 0.44$	Poids du revêtement dallage colle.
$G' = 5.30 KN/m^2$	Somme de $G_1, G_2...G_5$ .
$G'' = \frac{Fc}{S} = \frac{145}{1.80 \times 1.60} = 50.35 KN / m^2$	Poids de la machine.
$G_{totale} = G' + G'' = 55.65KN/m^2$	
$Q = 1KN/m^2$	

**a) Cas d'une charge répartie :**

**1. Calcul des sollicitations**

• **A l'ELU**

$$q_u = 1,35G_{totale} + 1,5 Q = 1.35(55.65) + 1.5(1) = 76.63KN/m^2$$

$$\rho = 089 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0466 \\ \mu_y = 0.7635 \end{array} \right. \quad \text{(Annexe I)}$$

**Sens x :**  $M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0466 \times 76.63 \times 1.60^2 = 9.141 KN.m$

**Sens y :**  $M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.7635 \times 9.14 = 6.979KN.m$

• **Calcul des moments réels**

En travée : Sens x-x' :  $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 9.141 = 7.777KNm$

Sens y-y' :  $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 6.679 = 5.932KNm$

En appui :  $M_a^x = M_a^y = -0.3 \times M_0^x = -0.3 \times 9.141 = 2.742KNm$

On vérifie que : [CBA 93 (Article E.2)]

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1.25 \times M_0 \Rightarrow 11.433 \geq 11.42$$

$$M_g = 0.3 \times M_0 = 2.742 \text{ KN.m}$$

$$M_d = 0.5 \times M_0 = 4.570 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 7.777 \text{ KN.m}$$

$\Rightarrow$  La condition est vérifiée.

## 2. Calcul du ferrailage :

Le calcul sera mené sur une dalle de 1m de longueur et de 14 cm d'épaisseur soumise à la flexion simple avec  $d = 0.11\text{m}$ , FPN,  $F_e = 400\text{MPa}$ ,  $F_{c28} = 25\text{MPa}$  et  $c = 0.03\text{m}$ .

- **En travée :**

Sens X-X :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = 0,0453$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0,058 ; z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,1074\text{m}$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = 2.079 \text{ cm}^2$$

Sens Y-Y :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^y}{b \times d_y^2 \times f_{bu}} = 0,0346$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0,044 ; z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,1081\text{m}$$

$$A_t^y = \frac{M_t^y}{z \times f_{st}} = 1.578 \text{ cm}^2$$

- **En appuis :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = 0.0159$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0,0202 ; z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,1091 \text{ m}$$

$$A_a^x = A_a^y = \frac{M_a^{y,x}}{z \times f_{st}} = 0,722 \text{ cm}^2$$

Tableau III.65 : Ferrailage de la dalle pleine du local machine

Sens		M (KN/m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
Travée	x-x	7.777	0.0453	0.058	0.1074	2.079	1.182	4HA10
	y-y	5.932	0.0346	0.044	0.1081	1.5578	1.120	4HA8
Appui	x-x	2.742	0.0159	0.020	0.1091	0.722	1.182	4HA8
	y-y							

3. Vérification à l'ELU :

- Condition à non fragilité

En travée :

$$A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times e = 0,0008 \times \frac{(3 - 0,89)}{2} \times 1 \times 0,14 = 1,182 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\rho_0 = 0,0008 \text{ (On a des HA } f_e E400) ; \rho = 0,89$$

$$A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e = 0,008 \times 1 \times 0,14 = 1,120 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^x = 2.079 \text{ cm}^2 > A_{min}^x = 1,182 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$A_t^y = 1.578 \text{ cm}^2 > A_{min}^y = 1,120 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$A_t^y = 1.578 \text{ cm}^2/\text{ml} > \frac{A_t^x}{4} = \frac{1.182}{4} = 0.295 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

On choisit :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t^x = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_t^y = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

En appuis :

$$A_a^y = A_a^x = 0.722 \text{ cm}^2 < A_{min}^x = 1,182 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On ferraille avec } A_{min}^x$$

$$A_a^x = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Calcul des espacements

Armatures // L<sub>x</sub> :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

Armatures // L<sub>y</sub> :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

- Vérification au cisaillement:

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_u^x = \frac{76.627 \times 1.6}{2} \times \frac{1.8^4}{1.6^4 + 1.8^4} = 37.740 \text{ KN} :$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{37.740 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} = 0.343 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.17 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}$  .....la condition est vérifiée.

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**e. Vérification à l'ELS**

À l'ELS : ( $\nu = 0.2$ )

$$\rho = 0.89 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0537 \\ \mu_y = 0.8358 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

$$q_s = G_{\text{total}} + Q = 55.56 + 1 = 56.65 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{0_{ser}}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0537 \times 56.65 \times 1.60^2 = 7.789 \text{ KN.m}$$

$$M_{0_{ser}}^y = \mu_y \times M_0^x = 0.8358 \times 7.789 = 6.509 \text{ KN.m}$$

$$M_{a_{ser}}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0537 \times 56.65 \times 1.60^2 = 2.336 \text{ KN.m}$$

**Moments réel :**

$$M^x_{tser} = 6.620 \text{ KN .m}$$

$$M^y_{tser} = 5.533 \text{ KN .m}$$

$$M^x_{aser} = M^y_{atser} = 2.336 \text{ KN .m}$$

**c. Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$y = \frac{b \times y^2}{2} + 15 (A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

$$\sigma_{st} = 15 \sigma_{bc} \frac{d - y}{y} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left[ \frac{2}{.3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right]$$

Le tableau III.66 suivant illustre les résultats de calcul :

**Tableau III. 66 :** Contraintes dans le béton de la dalle sur deux appuis

Le sens	M(KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>adm</sub> (MPa)
x-x	6.620	2.782	38986	4.724	15
y-y	5.553	2.291	2687.60	4.717	15
appui	2.336	2.782	3898.6	1.665	15

D’après les résultats du tableau : σ<sub>bc</sub> < σ<sub>adm</sub>.

**d. Etat limite d’ouverture des fissures :**

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

**e. Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l’une des conditions suivantes n’est pas vérifiée.

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases}$$

**Sens x-x :**

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{0.14}{1.60} \geq \frac{6.620}{20 \times 7.789} \\ \frac{2.01}{100 \times 11} \leq \frac{2}{400} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.0875 \geq 0.0425 \\ 1.827 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \end{cases}$$

**Sens y-y :**

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{0.14}{1.80} \leq \frac{5.533}{20 \times 6.509} \\ \frac{2.01}{100 \times 11} \leq \frac{2}{400} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.0778 > 0.0425 \\ 1.827 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \end{cases}$$

La vérification n’est pas nécessaire dans les deux sens.

**a. Cas d’une charge concentrée:**

La charge concentrée *q* est appliquée à la surface de la dalle sur une aire *a*<sub>0</sub> × *b*<sub>0</sub>, elle agit uniformément sur une aire *u* × *v* située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$  : Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$  : Surface d'impact.

$a_0$  et  $u$  : Dimensions suivant le sens x-x'.

$b_0$  et  $v$  : Dimensions suivant le sens y-y'.

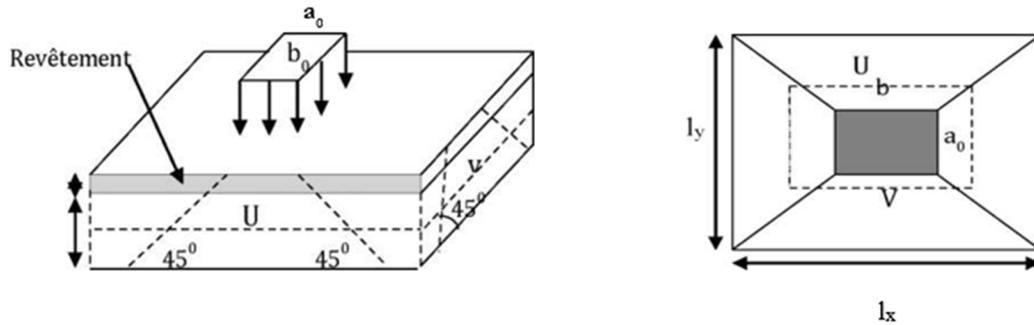


Figure III.38 : Schéma représentant la surface d'impact

On a une vitesse  $V = 1.6m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 150cm \\ b_0 = 160cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$

On a un revêtement en béton d'épaisseur  $h_1 = 4cm \Rightarrow \xi = 1$ .

Donc :

$$\begin{cases} u = 150 + 14 + 2 \times 1 \times 4 = 172cm. \\ v = 160 + 14 + 2 \times 1 \times 4 = 182cm. \end{cases}$$

❖ **Evaluation des moments  $M_x$  et  $M_y$  du système de levage**

• **Calcul à l'ELU**

**a. Calcul des sollicitations**

$$\begin{cases} M_x = q_u \times (M_1 + v \times M_2). \\ M_y = q_u \times (M_2 + v \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec } v : \text{Coefficient de poisson } \begin{cases} v = 0 \rightarrow ELU \\ v = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

On a :  $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 51 + 15 + 6.3 = 72.30KN$

$q_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.30 \Rightarrow q_u = 97.605KN$

$M_1$  En fonction de  $\frac{u}{l_x}$  et  $\rho$        $\frac{u}{l_x} = \frac{172}{160} = 1.075$       et  $\rho = 0.89$

$M_2$  En fonction de  $\frac{v}{l_y}$  et  $\rho$        $\frac{v}{l_y} = \frac{182}{180} = 1.011$       et  $\rho = 0.89$

En se référant à l'annexe III on trouve :

$$M_1 = 0.042 \text{ et } M_2 = 0.032$$

- **Evaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  du système de levage à l'ELU :**

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u \times M_1 \\ M_{y1} = q_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 97.605 \times 0.042 = 4.099 \text{KN.m} \\ M_{y1} = 97.605 \times 0.032 = 3.123 \text{KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 4.099 \text{KNm} \\ M_{y1} = 3.123 \text{KNm} \end{cases}$$

- **Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :**

$$\rho = 0.89 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0466 \\ \mu_y = 0.7635 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

$$q_u = 1.35 \times G' + 1.5 \times Q \Rightarrow q_u = 1.35 \times 5.30 + 1.5 \times 1 = 8.655 \text{KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.032 \text{KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.788 \text{KNm}$$

- **Superposition des moments :**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5.131 \text{KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3.911 \text{KNm} \end{cases}$$

Pour tenir compte de l'encastrement

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times 5.131 = 4.361 \text{KNm} \\ M_t^y = 0.85 \times 3.911 = 3.324 \text{KNm} \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } M_y^a = M_x^a = -0.3 \times 4.361 = -1.308 \text{KNm}$$

**b. Ferrailage :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant  $d_x = 1 \text{cm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau III.67 suivant :

**Tableau III.67 : Résultats des calculs**

Sens	M <sub>t</sub> (KNm)	M <sub>a</sub> (KNm)	A <sub>t</sub> calculé (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>a</sub> calculé (cm <sup>2</sup> /ml)
Sens x-x'	4.361	-1.308	1.154	0.272
Sens y-y'	3.324	-1.308	0.877	0.272

- Vérification a l'ELU : on a un chargement concentré et FPN

$$St \leq \begin{cases} \min(3e; 25\text{cm}) \rightarrow xx \\ \min(3e; 33\text{cm}) \rightarrow yy \end{cases} \Rightarrow St = 25\text{cm}$$

**Tableau III.68 : Vérification de la section d'acier**

Sens	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)	A <sub>t</sub> <sup>y</sup> ≥ A <sub>t</sub> <sup>x</sup> /3	observation	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
Sens x-x	1.154	25	2.01 ≥ 0.67	A <sub>calculé</sub> > A <sub>min</sub>	4HA8=2.01 cm <sup>2</sup> /ml
Sens y-y	0.877	25		A <sub>calculé</sub> < A <sub>min</sub>	4HA8=2.01 cm <sup>2</sup> /ml
Appui	0.272	25		A <sub>calculé</sub> < A <sub>min</sub>	4HA8=2.01 cm <sup>2</sup> /ml

**b) Vérification au poinçonnement :**

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

**BAEL91 (Article H. III.10)**

Avec :

$Q_u$  : Charge de calcul à l'état limite.

$h$  : Epaisseur de la dalle.

$U_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (172 + 182) \Rightarrow U_c = 708\text{cm}$$

$$Q_u = 97.60\text{KN}; \gamma_b = 1.5$$

Après le calcul on constate que  $Q_u = 97.60 \leq 0.045 \times 7.32 \times 0.14 \times \frac{25}{1.5} = 743.4\text{KN}$  ....condition

vérifiée.

**c. Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.17\text{MPa}$$

On a  $v > u \Rightarrow$  au milieu de  $u : V_u = \frac{Q_u}{3 \times v} = 18.91\text{KN}$

au milieu de  $v : V_u = \frac{Q_u}{2 \times v + u} = 17.87\text{KN}$

Donc :

$$V_{\max} = 17.61\text{KN}$$

$$\tau_u = 0.16\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17\text{MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

**d) Diamètre maximum des barres :**

$$\phi_{\max} < \frac{e}{10} = 14\text{mm}$$

$$\phi_{\max} = 10\text{mm} < 14\text{mm}$$

❖ Calcul à l'ELS :

- Les moments engendrés par le système de levage:

$$q_{ser} = g = 723KN$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 723 \times (0.090 + 0.2 \times 0.058) = 7.346KNm \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 723 \times (0.058 + 0.2 \times 0.090) = 5.495KNm \end{cases}$$

- Les moments dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 5.30 + 1 = 6.30KN$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.866KNm$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.724KNm$$

- Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.212KNm \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.219KNm \end{cases}$$

Les moments en travée et en appuis :

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times 8.212 = 6.980KN.m \\ M_t^y = 0.85 \times 6.219 = 5.286KN.m \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } M_a^x = M_a^y = -0.3 \times 6.980 = M_a = -2.094KN.m$$

- Vérification des contraintes :

On a une fissuration peu nuisible → vérification de la contrainte du béton comprimé.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15MPa$$

**Sens x-x :**

**En travée :**

$$\frac{b_0 \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 2.674cm$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 3902.407cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6.980 \times 10^{-3}}{3902.407 \times 10^{-8}} \times 2.674 \times 10^{-2} = 4.783MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

**Sens y-y :**

**En travée :**  $M_t^y = 5.286KN.m, A_t^y = 3.14cm^2/ml, d = 11cm$

$y = 2.674\text{cm}$  ,  $I = 3902.407\text{cm}^4$

$\sigma_{bc} = 3.622\text{ MPa} < 15\text{MPa}$  ..... Vérifié.

**En appui :**  $M_a = 2.094\text{ KN.m}$ ,  $A_a = 3.14\text{cm}^2/\text{ml}$ ,  $d = 11\text{cm}$

$y = 2.674\text{cm}$  ,  $I = 3902.407\text{cm}^4$

$\sigma_{bc} = 1.435\text{ MPa} < 15\text{MPa}$  ..... Vérifié.

• **Etat limite d’ouverture des fissures :**

Puisque la condition de non fragilité est satisfaite donc aucune vérification à effectuer.

• **Vérification de la flèche :**

$h = 14\text{cm}$ ,  $b = 100\text{cm}$ ,  $d = 11\text{cm}$ ,  $A = 3.14\text{ cm}^2/\text{ml}$ .

Sens x-x :  $l_x = 160\text{cm}$ ,  $M_{tx} = 6.980\text{KN.m}$ ,  $M_{0x} = 8.212\text{KN.m}$

Sens y-y :  $l_y = 180\text{cm}$ ,  $M_{ty} = 5.286\text{KN.m}$ ,  $M_{0y} = 6.219\text{KN.m}$

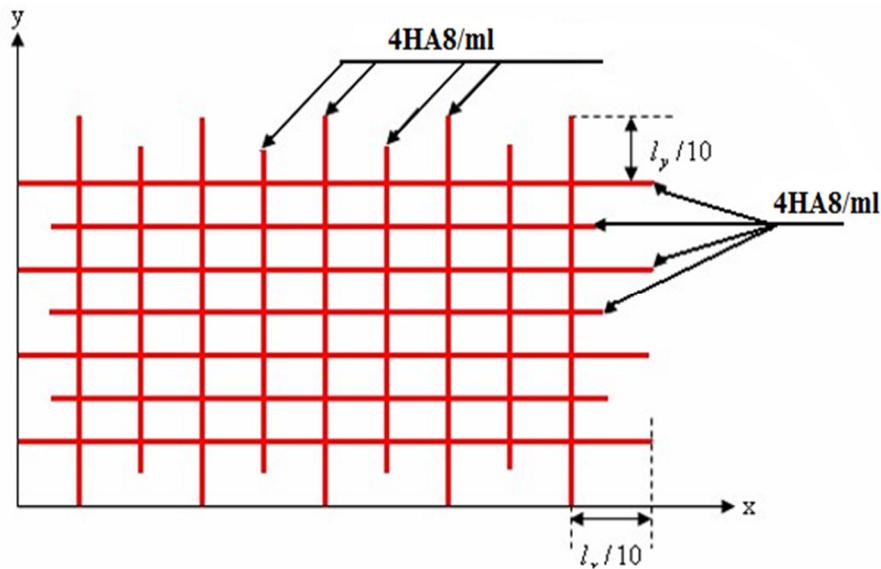
1.  $\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$

2.  $\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 * M_0}$  .....c’est vérifié.

3.  $\frac{A_s}{b * d} \leq \frac{2,4}{f_e}$

Les trois conditions ci-dessus sont vérifiées donc la vérification de la flèche est inutile pour les deux sens(x ou y).

• **Schéma de ferrailage :**



**Figure III.39 : Schéma de ferrailage de la dalle**

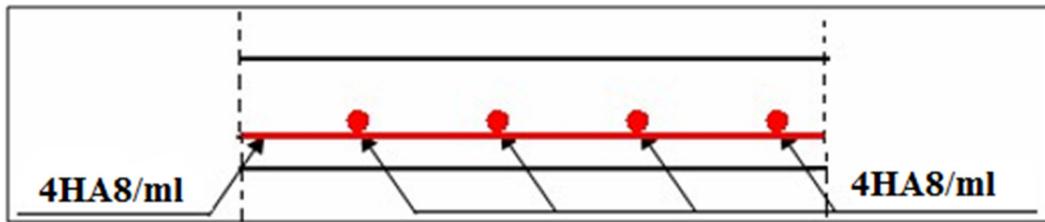


Figure III.40 : Vue en coupe du ferrailage de la dalle

### III.7.CONCLUSION :

Ce chapitre a récapitulé, les calculs et ferrailages des éléments secondaires, à savoir : les poutrelles, l'acrotère, dalles pleines, dalle de l'ascenseur et les escaliers.

# ***Chapitre IV***

## IV.1.Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante selon son intensité. Vu que le projet est situé dans une zone de moyenne sismicité cela impose la nécessité de l'étude du comportement dynamique de la structure qui a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

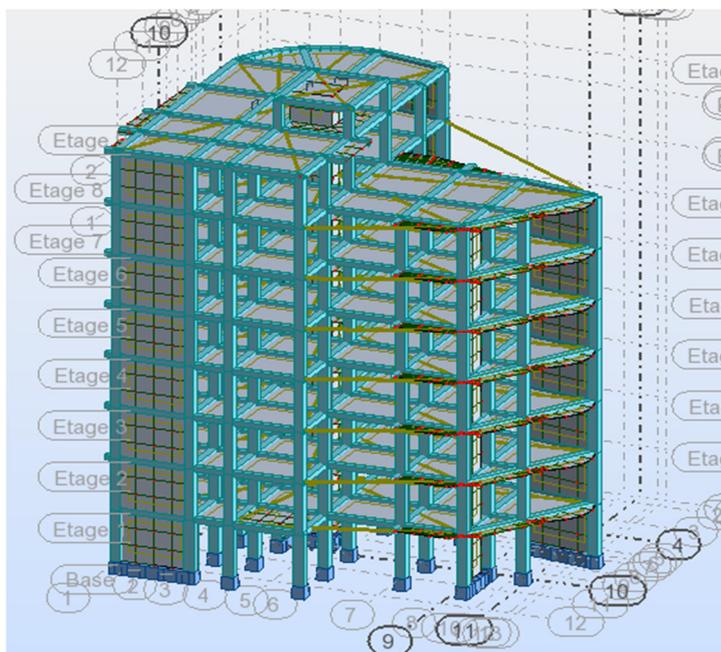
Dans le cadre de notre travail nous avons tenté d'analyser et d'étudier un R+7+2 entresols contreventés par un système mixte voile-portique en utilisant Autodesk Robot Structural Analysis Professionnal.

## IV.2.Présentation du logiciel de calcul :

- **Modélisation de la structure par le logiciel robot :**

Robot est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments, châteaux d'eau...) et des travaux publics (ponts, tunnels...). Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception. Il permet aussi la vérification des structures en béton armé ou en charpente métallique.

L'interface graphique disponible facilite, considérablement, la modélisation et l'exploitation des résultats.



**Figure IV.1 :** modélisation 3D de la structure

**IV.3.Méthodes de calcul :**

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ Par la méthode statique équivalente.
- ✓ Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

**IV.3.1.Méthode statique équivalente :**

L'analyse statique équivalente du contreventement des bâtiments peut être effectuée, soit en modèle discontinu, soit en modèle continu.

Le premier est plus conforme à la réalité mais nécessite l'emploi d'un ordinateur ; le deuxième est moins conforme à la réalité mais permet la résolution approximative du problème avec des moyens de calcul plus modestes.

Le calcul par analyse statique équivalente est utilisé pour les structures de bâtiments considérés comme réguliers.

Les codes parasismiques modernes autorisent de conduire l'analyse de ces ouvrages sous les actions sismiques par des méthodes simplifiées ne prenant en compte que le mode fondamental de vibration dans deux directions perpendiculaires successives.

L'analyse statique équivalente permet d'avoir des résultats conservatifs (pour les efforts, les contraintes ou les déplacements) par le fait que la masse totale en vibration est intégrée dans le mode fondamental.

On appelle mode fondamental de la structure (ou premier mode) le mode correspondant à la fréquence la plus basse.

**a. Principe de la méthode**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

**b. Calcul de la force sismique totale : (Article 4.2.3) RPA 99V2003 :**

La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans directions horizontale et orthogonale, selon la formule

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots \text{RPA99.Art (4.2.3)}$$

A : Coefficient d'accélération de zone pris suivant la zone sismique et le groupe d'usage du

$$\text{bâtiment. } \begin{cases} \text{groupe d'usage 2} \\ \text{zone II}_a \end{cases} \Rightarrow A = 0.15$$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$\begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \dots\dots\dots \text{RPA (formule 4-2)} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec  $T_1, T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (Donnée par

$$\text{On a un sol meuble (site S3)} \Rightarrow \begin{cases} T_2 = 0.5s \\ T_1 = 0.15s \end{cases} \quad \text{tableau 4.7 RPA99 / 2003}$$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :  $\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} \geq 0.7$

Où  $\zeta$  : est le pourcentage (%) d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages (**tableau 4.2).**RPA99/V2003.

On a un contreventement mixte :

$$\zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\% \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0.81 \geq 0.7$$

T : Période fondamentale de la structure.

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de la formule empirique suivante :

$$\begin{cases} T_c = C_T h_t^{3/4} \\ T = 0.09H / \sqrt{L} \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Article 4.2.4) RPA99 / 2003}$$

Avec :  $h_t$  est la hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$$h_t = 24.78m$$

$C_T$ : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage, il est donné par (Tableau 4.6) RPA 99V2003.

$C_T=0.05$

$L$ : Dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

$L_x= 19.35m$

$L_y= 21.97m$

$$\begin{cases} T_C = 0.05 \times (24.78)^{3/4} = 0.56s \\ T_x = 0.09 \times 24.78 / \sqrt{19.35} = 0.51s \\ T_y = 0.09 \times 24.78 / \sqrt{21.97} = 0.47 \end{cases}$$

Sachant que :

$$\begin{cases} T_x = \min(T_x; T_C) = 0.51s > T_2 = 0.5s \\ T_y = \min(T_y ; T_C) = 0.47s < 0.5s \end{cases}$$

$\Rightarrow D_y = 2.5\eta \quad \text{car } 0 \leq T \leq T_2 \quad \text{et } D_x = 2.5\eta(T_2 / T)^{2/3} \quad \text{car } T_2 \leq T \leq 3s$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.81 (0.5 / 0.51)^{2/3} = 1.998 \\ D_y = 2.5 \times 0.81 = 2.025 \end{cases}$$

La période vibration fondamentale statique majorée de 30% :

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times 0.51 = 0.66s \\ T_{Sy} = 1.3 \times 0.47 = 0.61s \end{cases}$$

$R$  : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement ..... (Tableau 4.3) RPA99/V2003.

On a un contreventement mixte  $\Rightarrow R=5$

$Q$  : Facteur de la qualité de la structure il est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de  $Q$  est déterminée par la formule suivante : **RPA99/2003** (formule 4-4).

$$Q = 1 + \sum_q^6 P_q \quad \text{avec :}$$

$P_q$ : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité "q" est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée par le tableau IV.1 :

**Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités  $P_q$**

Critère q	observé	$P_q/xx$	observé	$P_q/yy$
1-conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2-redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3-régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4-régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5-contrôle de qualité de matériaux	Oui	0	Oui	0
6-contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc :  $Q_x = 1.2$  ;  $Q_y = 1.2$

W : Poids total de la structure :

$$W = 1 + \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes totales.

$W_{Qi}$  : Poids du aux Surcharge d'exploitation.

$\beta$  : 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 RPA).

La valeur du poids total donnée sous le logiciel robot est de :  $W = 22797.85 \text{ KN}$ .

On a: La force sismique à la base de la structure est:

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_x = \frac{0.15 \times 1.998 \times 1.2}{5} \times 22797.85 \Rightarrow V_x = 1639.804 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0.15 \times 2.025 \times 1.2}{5} \times 22797.85 \Rightarrow V_x = 1661.963 \text{ KN}$$

### IV.3.2.Méthode dynamique modale spectrale :

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à 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 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

Ce spectre de réponse étant intégré dans le logiciel robot structural analysis avec lequel nous avons modélisé la structure, les données correspondantes à notre projet sont :

- La zone IIa.
- Groupe d'usage 2.
- Facteur de la qualité de la structure ( $Q_x = Q_y = 1.2$ )
- Coefficient de comportement global de la structure  $R=5$ .
- Site meuble : S3.
- Le pourcentage (%) d'amortissement critique  $\zeta = 8.5$
- ❖ **Dispositions des voiles de contreventement :**

L'aspect architectural de notre structure dans le sens principal (x-x) présente une insuffisance d'emplacements disponible pour la disposition des voiles, ce qui nous a compliqué le choix de la disposition. Nous avons essayé plusieurs disposition 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 :

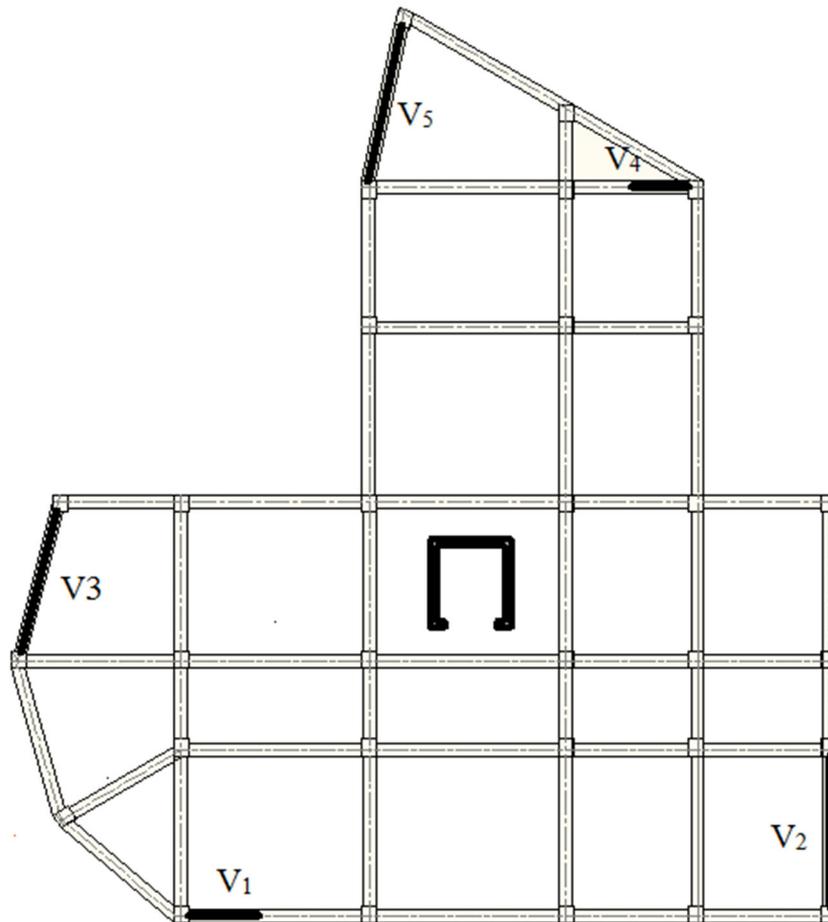


Figure IV.2 : dispositions des voiles

**VI.4.Vérification de la résultante des forces sismiques :**

Selon l'article 4.3.6 de l'RPA/2003, la résultante des forces sismiques à la base  $V_{dyn}$  obtenue par combinaisons des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalent  $V_{st}$ .

Tableau IV.2 : vérification de la résultante des forces sismique

Sens	$V_{dyn}$	$0.8V_{st}$	Observation
Sens x-x	1244.54	1311.84	Non vérifiée
Sens y-y	1474.32	1329.57	vérifiée

On remarque que la condition n'est pas vérifiée suivant le sens x-x donc on doit augmenter tous les paramètres de la réponse en les multipliant par le rapport  $0.8V_{st}/V_{dy}$ .

## IV.5. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique :

## ➤ Résultats obtenus :

- Périodes de vibration et participation massique :

Tableau IV.3 : Modes et Périodes de vibration et taux de participation massique

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées (%)		Masse Modal [%]	
			UX	UY	UX	UY
1	1,55	0,65	67,06	1,15	67,06	1,15
2	2,04	0,49	67,67	67,59	0,60	66,44
3	2,40	0,42	72,99	68,14	5,32	0,55
4	5,35	0,19	86,37	68,36	13,38	0,22
5	8,31	0,12	86,39	85,08	0,02	16,72
6	9,78	0,10	89,00	86,85	2,61	1,77
7	10,65	0,09	92,50	87,09	3,50	0,24
8	12,47	0,08	92,50	87,09	0,00	0,00
9	13,42	0,07	92,54	87,1	0,04	0,01
10	15,12	0,07	93,05	87,15	0,51	0,05
11	15,88	0,06	93,09	87,25	0,03	0,10
12	16,49	0,06	95,17	87,41	2,08	0,16
13	17,74	0,06	95,28	91,73	0,11	4,33
14	18,22	0,05	95,34	91,76	0,06	0,02
15	18,32	0,05	95,34	91,76	0,00	0,00
16	18,32	0,05	95,34	91,76	0,00	0,00
17	18,34	0,05	95,35	91,76	0,01	0,00
18	18,36	0,05	95,35	91,79	0,00	0,03
19	18,49	0,05	95,36	92,93	0,01	1,13
20	21,38	0,05	95,74	93,4	0,38	0,47
21	22,21	0,05	95,77	93,4	0,03	0,00
22	22,68	0,04	97,17	93,47	1,40	0,07
23	23,33	0,04	97,18	93,49	0,01	0,02
24	25,77	0,04	97,24	93,5	0,06	0,02
25	27,26	0,04	97,25	93,51	0,00	0,01
26	27,97	0,04	97,25	96,22	0,00	2,72
27	29,68	0,03	98,40	96,24	1,15	0,02
28	32,68	0,03	98,40	96,39	0,00	0,15
29	34,07	0,03	98,40	96,39	0,00	0,00
30	36,21	0,03	98,96	96,45	0,55	1,15

La masse modale est atteinte au 13<sup>ème</sup> mode selon les deux sens x-x et selon y-y, cela veut dire que les 13 premiers modes sont suffisants pour donner une réponse combiné de la structure qui approche le comportement réel de cette dernière.

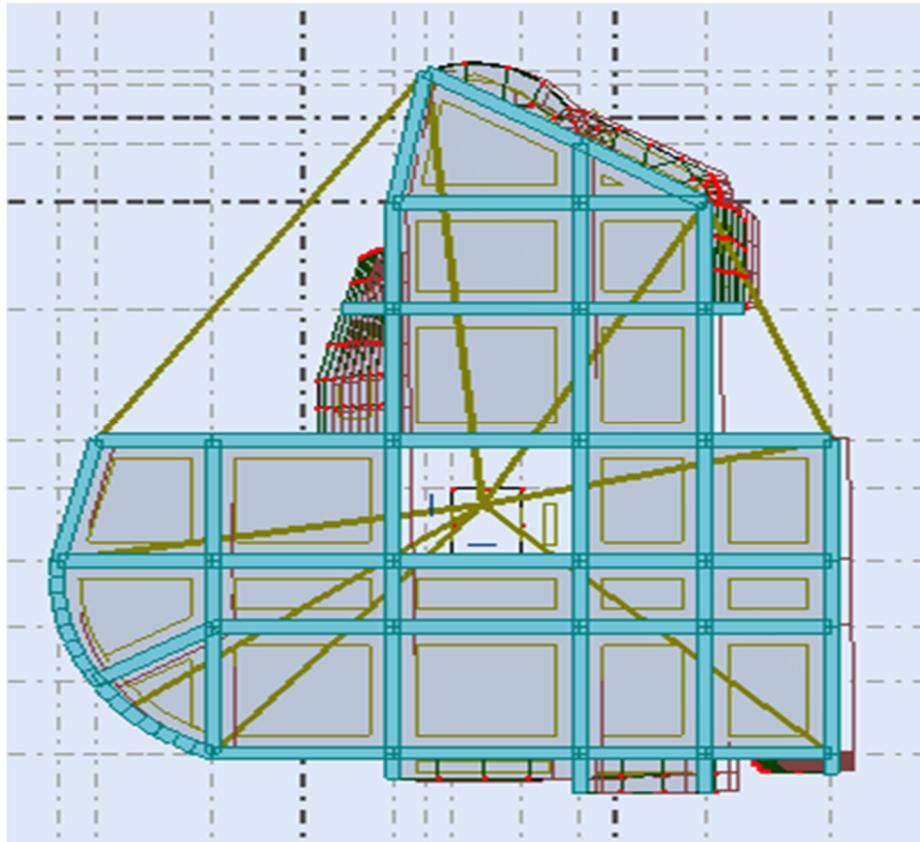


Figure IV.3 : 1<sup>er</sup> mode avec  $T=0.65s$

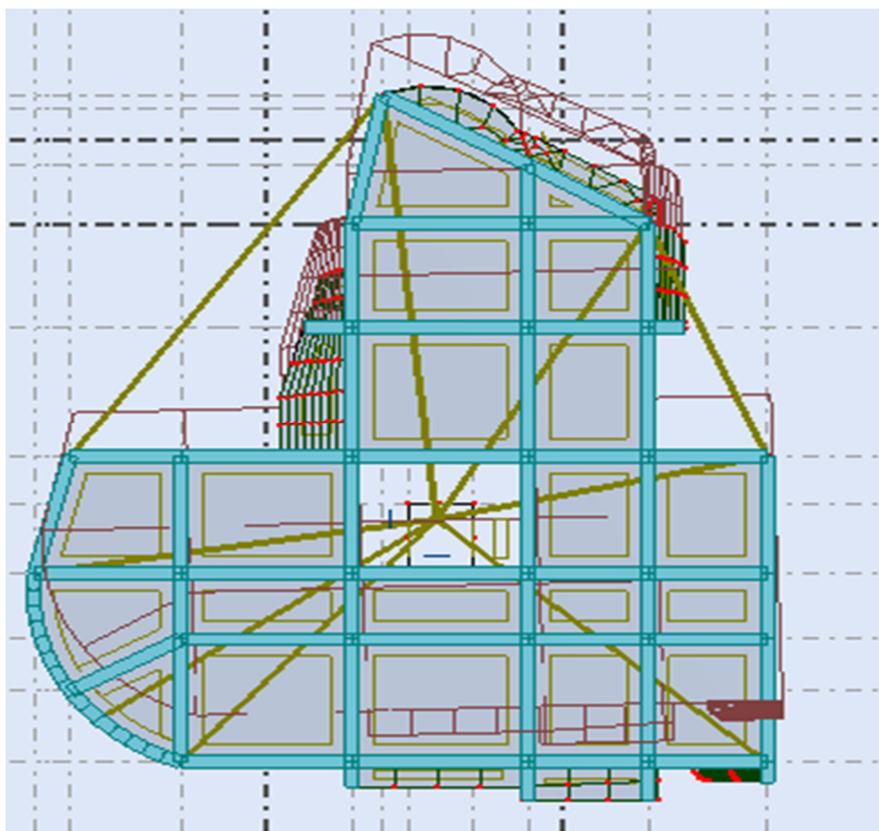


Figure IV.4 : 2<sup>eme</sup> mode avec  $T=0.49s$

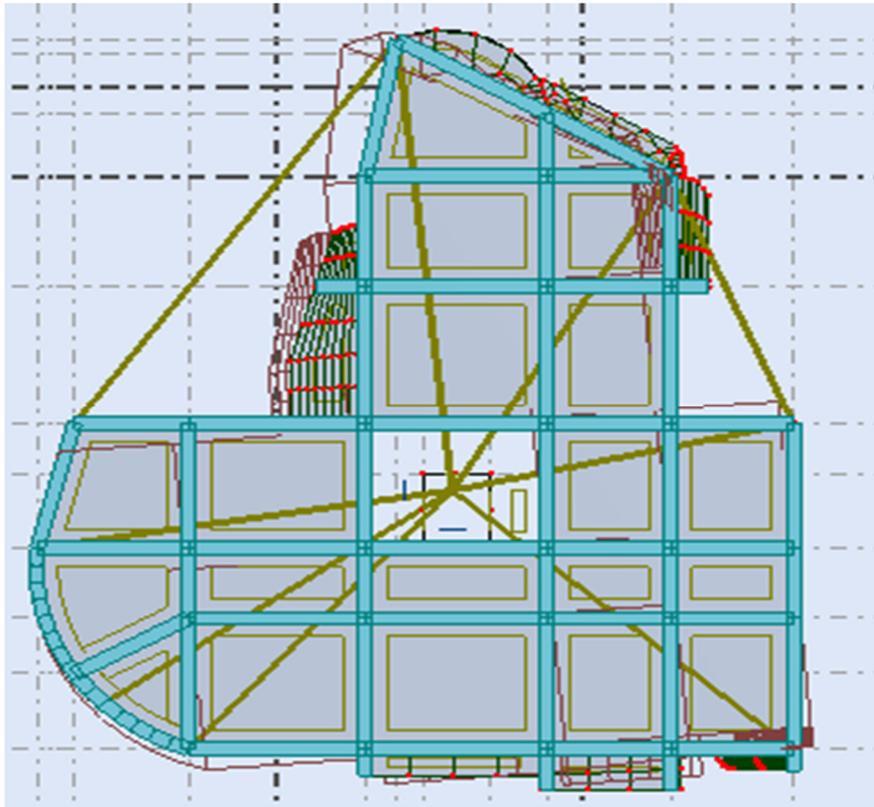


Figure IV.5 : 3<sup>eme</sup> mode avec  $T=0.42s$

• **Justification de l'interaction voiles –portique :**

Les tableaux IV5; IV6 illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges verticales et horizontales.

**L'interaction sous charges verticales :**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

**Tableau IV.4 : vérification sous charge verticales**

Etage	Charges reprises(KN)		Pourcentage repris(%)	
	Portique	Voile	Portique	Voile
RDC	-20811,42	-4949,17	80,79	19,21
1	-17606,05	-4181,22	80,81	19,19
2	-14903,77	-3630,98	80,41	19,59
3	-12259,29	-3023,52	80,22	19,78
4	-9600,21	-2453,03	79,65	20,35

5	-7042,27	-1805,23	79,60	20,40
6	-4531,53	-1118,78	80,20	19,80
7	-1944,66	-523,99	78,77	21,23

L'interaction est vérifiée dans la majorité des niveaux, sauf pour les niveaux 4,5 et 7 où l'écart n'est pas suffisamment conséquent.

**Sous charges horizontales**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les}$$

voiles.

**Tableau IV.5 : Vérification sous charges horizontales**

Niveau	Selon x-x :				Selon y-y			
	Portique (KN)	Voile (KN)	P(%)	V(%)	Portique (KN)	Voile (KN)	P(%)	V(%)
RDC	552,23	692,31	44,37	55,63	468,29	1006,04	31,76	68,24
1	442,19	762,08	36,72	63,28	279,65	1150,49	19,56	80,44
2	485,64	649,14	42,79	57,20	324,89	1023,63	24,09	75,91
3	497,13	536,99	48,07	51,93	349,25	886,67	28,26	71,74
4	430,08	471,85	47,68	52,31	357,01	728,8	32,85	67,15
5	393,53	342,3	53,48	46,52	345,59	552,38	38,49	61,51
6	336,02	196,52	63,10	36,90	336,03	324,86	50,84	49,16
7	58,08	26,83	68,40	31,60	244,39	113,93	68,20	31,80

On remarque que l'interaction sous charges horizontales est vérifiée dans tous les niveaux selon E<sub>x</sub> mais selon E<sub>y</sub> l'interaction est vérifiée dans la majorité des niveaux, sauf pour les niveaux 1et 2 où l'écart n'est pas suffisamment conséquent.

- **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 **RPA (7.4.3.1)** exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limite par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où B est l'aire de la section transversale du poteau considère.

Tableau IV.6 : Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	Type de poteau	$N_d(KN)$	$\nu$	observation
RDC	50x55	1435.74	0.209	vérifiée
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup>	50x50	1217.73	0.195	vérifiée
4 <sup>eme</sup> , 5 <sup>eme</sup> et 6 <sup>eme</sup>	45x50	668.95	0.119	vérifiée
7 <sup>eme</sup>	45x45	181.67	0.036	vérifiée

• **Justification vis-à-vis des déformations :**

Selon le RPA 99 /2003(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 a :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1} \quad \text{Avec :} \quad \delta_K = R \times \delta e_K$$

$\delta_K$ : Déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure donne par **RPA99/2003 (art4.43)**

$\delta e_K$ : Déplacement du aux forces sismiques  $F_i$

R : coefficient de comportement (R=5)

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 : vérification du déplacement

Niveau	Sens x-x					
	$\delta e_K (cm)$	$\delta K (cm)$	$\delta K-1(cm)$	$\Delta K (cm)$	$Hk (cm)$	$\Delta_k / Hk$
RDC	0.06	0.3	0	0.3	288	0.10%
1 <sup>er</sup>	0.2	1.0	0.3	0.7	288	0.24%
2 <sup>eme</sup>	0.34	1.7	1.0	0.7	288	0.24%
3 <sup>eme</sup>	0.5	2.5	1.7	0.8	288	0.28%
4 <sup>eme</sup>	0.66	3.3	2.5	0.8	288	0.28%
5 <sup>eme</sup>	0.82	4.1	3.3	0.8	288	0.28%
6 <sup>eme</sup>	0.94	4.7	4.1	0.6	288	0.21%
7 <sup>eme</sup>	1.16	5.8	4.7	1.1	288	0.38%
Niveau	Sens y-y					
	$\delta e_K (cm)$	$\delta K (cm)$	$\delta K-1(cm)$	$\Delta K (cm)$	$Hk (cm)$	$\Delta_k / Hk$
RDC	0.04	0.2	0	0.2	288	0.07%
1 <sup>er</sup>	0.1	0.5	0.2	0.3	288	0.10%

2 <sup>eme</sup>	0.2	1.0	0.5	0.5	288	0.17%
3 <sup>eme</sup>	0.32	1.6	1.0	0.6	288	0.21%
4 <sup>eme</sup>	0.44	2.2	1.6	0.6	288	0.21%
5 <sup>eme</sup>	0.56	2.8	2.2	0.6	288	0.21%
6 <sup>eme</sup>	0.68	3.4	2.8	0.6	288	0.21%
7 <sup>eme</sup>	0.8	4.0	3.4	0.6	288	0.21%

Ce tableau nous montre bien que le déplacement relatif sur la hauteur d'étage est inférieur à 1%, et ce pour x-x et y-y.

• **Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ: [RPA (5.9)]**

Les effets de deuxième ordre (ou P-Δ) 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<sub>k</sub>: Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (K).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V<sub>k</sub>: Effort tranchant d'étage au niveau (k).

Δ<sub>k</sub>: Déplacement relatif du niveau(k) par rapport au niveau (k-1).

h<sub>k</sub> : Hauteur de l'étage (k).

Si 0.1 ≤ Θ<sub>k</sub> ≤ 0.2 les effets (P-Δ) peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée aux moyens d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur (1/ (1-qK)).

Si Θ<sub>k</sub> > 0.2 la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.8 : Vérification de l'effet (P-Δ)**

Niveau	h <sub>k</sub> (cm)	P <sub>k</sub> (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ <sub>k</sub> (cm)	V <sub>k</sub> (KN)	Θ <sub>k</sub>	Δ <sub>k</sub> (cm)	V <sub>k</sub> (KN)	Θ <sub>k</sub>
RDC	288	22647,04	0.3	1244,54	0.019	0.2	1474,32	0.010

1 <sup>er</sup>	288	19421,89	0.7	1204,27	0.039	0.3	1430,14	0.014
2 <sup>eme</sup>	288	16536,57	0.7	1134,78	0.035	0.5	1348,52	0.021
3 <sup>eme</sup>	288	13651,59	0.8	1034,12	0.037	0.6	1235,92	0.023
4 <sup>eme</sup>	288	10788,98	0.8	901,93	0.033	0.6	1085,82	0.021
5 <sup>eme</sup>	288	7950,20	0.8	735,83	0.030	0.6	897,96	0.018
6 <sup>eme</sup>	288	5119,97	0.6	532,54	0.020	0.6	660,89	0.016
7 <sup>eme</sup>	288	2274,65	1.1	84,91	0.102	0.6	358,32	0.013

D'après les résultats obtenus dans ce tableau, les effets P- $\Delta$  peuvent être négligés.

### **VI.6.Conclusion :**

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, comme dans notre cas, les contraintes architecturales peuvent entraver certaines étapes, principalement la disposition des voiles adéquate.

La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel Robot Structural Analysis, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, et d'avoir une meilleure approche du comportement réel de la structure.

Les sections des poteaux déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées pour satisfaire les exigences des règles parasismiques algériennes en vigueur.

# *Chapitre V*

### V.1.Introduction :

La résistance d'une construction en béton armé est ficelée aux éléments de la superstructure. La superstructure est la partie supérieur du bâtiment, située au-dessus du sol .elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux, poutres) et les voiles. ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après un tremblement de terre, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations

### V.2.Etude des poteaux :

#### ➤ Définition :

Les poteaux sont des éléments porteurs, leur rôle dans une construction servent à transmettent les charges de la superstructure vers les fondations. Ces poteaux sont soumis à un couple de sollicitation constitué d'un moment fléchissant et un effort normal.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du ROBOT ANALYSIS STRUCTURAL :

1). $1.35G+1.5Q$	} <b>RPA99/2003 (Article5.2)</b>
2). $G+Q$	
3). $G+Q+E$	
4). $G+Q-E$	
5). $0.8G+E$	
6). $0.8G-E$	

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- l'effort normal maximal( $N_{max}$ ) et le moment correspondant( $M_{coerr}$ ).
- l'effort normal minimal( $N_{min}$ ) et le moment correspondant( $M_{coerr}$ ).
- le moment maximum ( $M_{max}$ ).et l'effort normal correspondant( $N_{coerr}$ ).

➤ Les recommandations du RPA 99/2003 :

• Les armatures longitudinales : RPA99 (Article 7.4.2.1)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Le pourcentage minimal est de:  $A_{min} = 0.8 \% \times (b_1 \times h_1)$  (Zone II-a).
- Le pourcentage maximal et de :
  - $A_{max} = 4\%$  de la section de béton (en zone courante).
  - $A_{max} = 6\%$  de la section de béton (en zone de recouvrement).
- Le diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales est  $\Phi_{min} = 12mm$ .
- La longueur minimale des recouvrements ( $L_{min}$ ) est de  $40\Phi$  en zone II-a.
- La distance ou espacement ( $St$ ) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).
- La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$  tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} l' = 2 h \\ h' = \max \left( \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm \right) \\ h_e = \text{hauteur de l'étage} \end{array} \right.$$

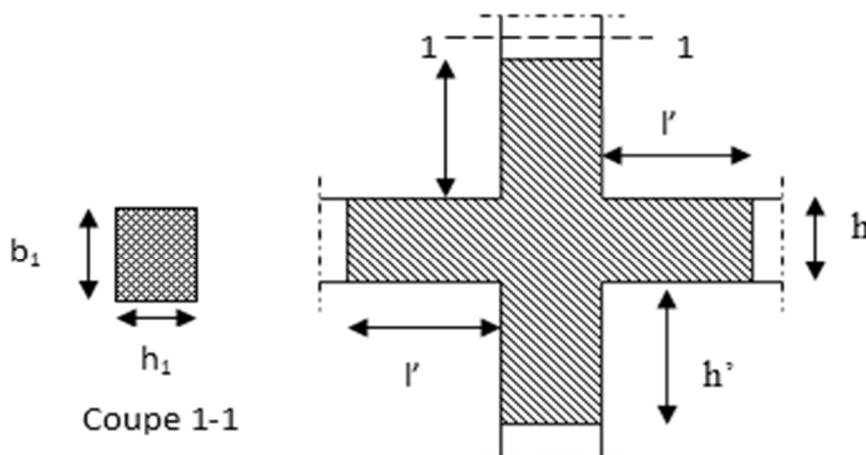


Figure V.1 : zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux exigences du RPA99 sont évoquées dans le tableau V.1:

**Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux**

Niveau	Section du poteau	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Entresol 1+2 RDC	50x55	22	110	165
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	50x50	20	100	150
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	45x50	18	90	135
7 <sup>ème</sup> étage	45x45	16.2	81	121.5

➤ **Armatures transversales : RPA99 (Article 7.4.2.2)**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_l \cdot f_e} \quad \text{Avec :}$$

- $V_u$  : l'effort tranchant de calcul.
- $h_l$  : hauteur totale de la section brute.
- $f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- $\rho_a$  : un coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égale à :

$$\begin{cases} 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 & (\lambda_g : \text{l'élancement géométrique}) \\ 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

- $t$  : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente, par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :
  - ✓ **Dans la zone nodale** :  $t \leq \text{Min}(10 \phi_l, 15 \text{ cm})$  en zone IIa.
  - ✓ **Dans la zone courante** :  $t \leq 15 \phi_l$  en zone IIa.

Où  $\phi_l$  : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

➤ **Sollicitations de calcul :**

Les Résultats de sollicitations maximales des poteaux sont directement extraits du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS qui sont récapitulés dans le tableau imminent :

**Tableau V.2 : Sollicitations dans les poteaux**

Niveau	$(N_{max} \rightarrow M_{corr})$		$(M_{max} \rightarrow N_{corr})$		$(N_{min} \rightarrow M_{corr})$	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
Entresol 1+2 RDC	1435.58	16.33	73.28	1402.01	- 852.01	50.86
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	1217.33	35.19	67.14	320.78	- 618.94	17.89
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	668.84	22.61	63.40	56.95	- 123.39	11.53
7 <sup>ème</sup> étage	181.65	28.45	72.11	71.98	-65.19	4.35

➤ **Ferraillage des poteaux :**

- **Les armatures longitudinales :**

**Tableau V.3 : calcul des armatures longitudinales**

Niveau	sections	A (cm <sup>2</sup> )	ARPA (cm <sup>2</sup> )	Aadap (cm <sup>2</sup> )	barres
entre-sol 1+2 RDC	<b>50×55</b>	15.48	22	<b>22.24</b>	<b>8HA16+4HA14</b>
1,2 et 3 <sup>ème</sup> étage	<b>50×50</b>	10.13	20	<b>20.36</b>	<b>4HA16+8HA14</b>
4,5 et 6 <sup>ème</sup> étage	<b>45×50</b>	3.49	18	<b>18.45</b>	<b>12HA14</b>
7 <sup>ème</sup> étage	<b>45×45</b>	4.29	16.20	<b>16.84</b>	<b>8HA14+4HA12</b>

➤ **Les armatures transversales :**

**Tableau V.4 : calcul des armatures transversales**

Niveau	Entre sol 1	RDC, Entre sol 2 <sup>ème</sup>	1 <sup>er</sup> +2+3 <sup>ème</sup> étage	4+5+6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> étage
Section (cm <sup>2</sup> )	50 × 55	50 × 55	50 × 50	45 × 50	45 × 45

$\phi_l^{max}$ (cm)	1.6	1.6	1.6	1.4	1.4
$\phi_l^{min}$ (cm)	1.4	1.4	1.4	1.4	1.2
$l_f$ (cm)	202.3	201.6	201.6	201.6	201.6
$\lambda_g$	3.678	3.665	4.032	4.032	4.4864
$V_u$ (KN)	69.59	69.59	68.86	67.23	42.57
$l_r$ (cm)	64	64	64	56	56
$t$ zone nodal (cm)	10	10	10	10	10
$t'$ zone courante (cm)	20	20	20	20	15
$\rho_a$	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	2.37	2.37	2.58	2.52	1.77
$A_t^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.99	1.	0.726	0.65	0.26
$A_t$ adopté (cm <sup>2</sup> )	3.02	3.02	3.02	3.02	3.02
Nombre de barre	<b>6HA8</b>	<b>6HA8</b>	<b>6HA8</b>	<b>6HA8</b>	<b>6HA8</b>

Conformément au **CBA93 (Article A.7.1.3)**, le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} \frac{16}{3} = 5.33 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification :**

• **Vérification au flambement :**

Selon le **BAEL99 (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.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :  $N_d \leq N_u = \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$  **CBA93 (Article B.8.2.1)**

- $A_s$  : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.
- $B_r$  : est la section réduite du poteau.
- $\gamma_b = 1.5$  coefficient de sécurité du béton.
- $\gamma_s = 1.15$  coefficient de sécurité de l'acier.
- $\alpha$  : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique  $\lambda$  qui prend les valeurs :

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

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

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace  $\alpha$  par  $\alpha / 1.10$ .

L'élancement mécanique est donné par :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \lambda = 3.46 \times l_f / b & \text{pour les sections rectangulaires.} \\ \lambda = 4 \times l_f / f & \text{pour les sections circulaires.} \end{array} \right.$$

$L_f = 0.7l_0$  longueur de flambement. ;  $B_r = (a-2)(b-2)$ . pour le poteau rectangulaire .

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra celui du RDC.

$$N_d = 1435.58 \text{ KN} ; l_f = 201.6 \text{ cm} \rightarrow \lambda = 13.95 < 50 \rightarrow \alpha = 0.823/1.10 = 0.748$$

$$B_r = (0.55 - 0.02) \times (0.5 - 0.02) = 0.2544 \text{ m}^2.$$

$$N_u = 0.748 \times \left[ \frac{0.2544 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{22.24 \times 10^{-3} \times 400}{1.15} \right] = 4.10801 \text{ MN}$$

$N_d = 1.43558 \text{ MN} < 4.10801 \text{ MN} \rightarrow$  pas de risque de flambement.

**Tableau V.5 : vérification du flambement des poteaux**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	L <sub>0</sub> (m)	l <sub>f</sub> (m)	λ	α	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	B <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sub>max</sub> (MN)	N <sub>u</sub> (MN)	Obs
<b>E-sol 1</b>	50×55	2.89	2.023	14	0.749	22.24	2544	1.43558	4.10801	<b>Vérifiée</b>
<b>E-s2.RDC</b>	50×55	2.88	2.016	13.95	0.748	22.24	2544	1.43558	4.10253	<b>Vérifiée</b>

<b>Etage 1-3</b>	50×50	2.88	2.016	13.95	0.748	20.36	2304	1.18203	3.72117	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 4-6</b>	45×50	2.88	2.016	15.50	0.742	18.45	2064	0.66884	3.31225	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 7</b>	45×45	2.88	2.016	15.50	0.742	16.83	1849	0.18165	2.97502	<b>Vérifiée</b>

• **Vérification des contraintes :**

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

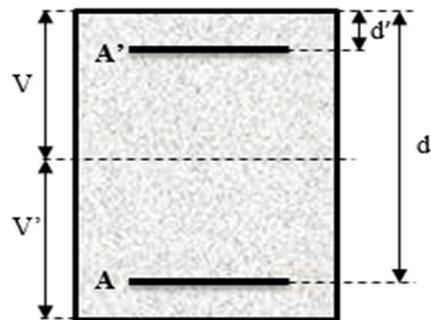


Figure V.2 : section d'un poteau

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure.}$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogène).}$$

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left( \frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

On a  $A' = 0 \Rightarrow I_{yy} = b/3 (V^3 + V'^3) + 15A (d-V)^2$  et  $v = \frac{\frac{b \times h^2}{12} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$

Tous les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.6 : vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux**

Niveaux	Entre sol 1	RDC, Entre sol 2 <sup>eme</sup>	1 <sup>er</sup> +2+3 <sup>eme</sup> étage	4+5+6 <sup>eme</sup> étage	7 <sup>eme</sup> étage
Section (cm <sup>2</sup> )	50x55	50x55	50x50	45x50	45x45
d (cm)	50	50	45	45	40
A (cm <sup>2</sup> )	22.24	22.24	20.36	18.45	16.83
v (cm)	0.3	0.3	0.27	0.27	0.24
v' (cm)	0.25	0.25	0.23	0.23	0.21
$I_{gg}$ (m <sup>4</sup> )	$8.45 \times 10^{-3}$	$8.45 \times 10^{-3}$	$6.3 \times 10^{-3}$	$5.37 \times 10^{-3}$	$4.11 \times 10^{-3}$
$N_{ser}$ (KN)	1041.75	1041.75	861.58	487.86	133.20
$M_{ser}$ (KN.m)	32.69	32.69	29.83	29.84	39.44
$M_G^{ser}$ (KN.m)	58.73	58.73	12.59	20.08	37.44
$\sigma_{bc1}$ (MPa)	5.46	5.46	3.61	2.94	2.77
$\sigma_{bc2}$ (MPa)	1.64	1.64	2.61	1.07	-1.33
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15	15
observation	vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	vérifiée	Vérifiée

- **Vérification aux sollicitations tangentes :**

D'après le **RPA99 version 2003 (Article 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

avec :

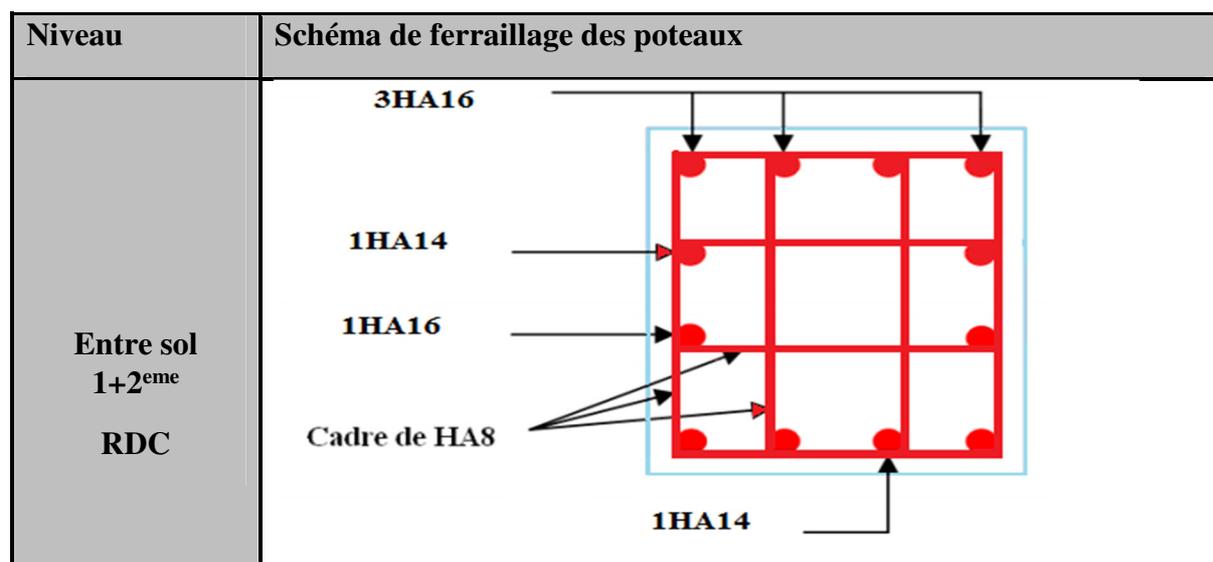
$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.040 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau V.7 : vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux**

Niveau x	Section (cm <sup>2</sup> )	l <sub>r</sub> (cm)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	d (cm)	V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>bu</sub> (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
E_sol 1	50×55	202.3	14	0.04	0.50	69.59	0.28	1	Vérifiée
E-s2.RD C	50×55	201.6	13.95	0.04	0.50	69.59	0.28	1	Vérifiée
Etage 1-3	50×50	201.6	13.95	0.04	0.45	68.86	0.31	1	Vérifiée
Etage 5-6	45×50	201.6	15.50	0.04	0.45	67.23	0.33	1	Vérifiée
Etage 7	45×45	201.6	15.50	0.04	0.4	42.57	0.24	1	Vérifiée

➤ Schéma de ferrailage :



<p>1<sup>er</sup> + 2+3<sup>eme</sup> étage</p>	
<p>4+ 5+6<sup>eme</sup> étage</p>	
<p>7<sup>eme</sup> étage</p>	

## V.2. Etude des poutres :

### ➤ 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 Robot analysis structural 2013, 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.2.1. 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 à  $90^\circ$ .

#### b. Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times St \times b$$

$St$  : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $St \leq \min (h/4; 12\Phi_1)$  en zone nodale ;  $St \leq h/2$  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  $\phi_l$  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 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement

**V.2.2.Recommandation de BAEL :**

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition de non fragilité}) \quad \text{BAEL91 (Art F.IV.2)}$$

**V. 2.3. 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 Robot structural analysis

- **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 :

$$A_s' = 0 \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

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

$$A_s' = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_l}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A_s'$$

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 (40×30) la plus sollicitée avec les sollicitations suivantes :

$$\left[ \begin{array}{l} Mt = 46.38 \text{KN.m} \dots\dots\dots (ELA) \\ Ma = 45.98 \text{KN.m} \dots\dots\dots (ELA) \end{array} \right.$$

- **Armatures en travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{46.38 \times 10^{-3}}{18.48 \times 0.3 \times 0.37^2} = 0.061 < 0.186$$

$$\text{Pivot A: } \Rightarrow A' = 0 ; \xi_{st}=10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.061}) = 0.079$$

$$Z = 0.37 \times (1 - 0.4 \times 0.079) = 0.358 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{46.38 \times 10^{-3}}{400 \times 0.358} = 3.24 \text{ cm}^2$$

• **Armatures en appui :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\text{int}}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{45.98 \times 10^{-3}}{0.3 \times 3.7^2 \times 18.48} = 0.060$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st}=10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.06}) = 0.077$$

$$Z = 0.37 \times (1 - 0.4 \times 0.077) = 0.359$$

$$A_a = \frac{45.98 \times 10^{-3}}{400 \times 0.359} = 3.21 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres

**Tableau V.8 :** Ferrailage des poutres principales et secondaires

Niveau	Type de poutres	Section (cm <sup>2</sup> )	Localisation	M (KN.m)	V (KN)	A (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
Etages commercial	Principale	30x40	Appui	45.98	61.09	3.21	6	<b>3 HA14+2HA12= 6.88</b>
			Travée	46.38		3.24		<b>3 HA14+2HA12= 6.88</b>
	Secondaire	30x35	Appui	89.03	137.68	9.04	5.25	<b>3HA14+3HA16=10.65</b>
			Travée	46.95		4.47		<b>3HA14+2HA10 = 6.19</b>
Etage à usage d'habitation	Principale	30x40	Appui	75.19	143.37	5.36	6	<b>3 HA14+2HA12= 6.88</b>
			Travée	75.93		5.42		<b>3 HA14+2HA12= 6.88</b>
	Secondaire	30x35	Appui	62.60	93.36	5.20	5.25	<b>3HA16=6.03</b>
			Travée	43.94		3.58		<b>3HA16=6.03</b>

Terrasse inaccessible	Principale	30x40	Appui	60.51	83.21	3.17	6	3 HA14+2HA12= 6.88
			Travée	42.37		2.84		3 HA14+2HA12= 6.88
	Secondaire	30x35	Appui	66.26	102.46	6.48	5.25	3 HA14+2HA12= 6.88
			Travée	36.84		3.46		3HA14+2HA10 = 6.19

**V. 2.4. Vérification des armatures selon le RPA 99 :**

**a. Longueur de recouvrement :**

- $L_r \geq 40 \Phi_l$  **RPA/2003 Art (7.5.2.1).**
- $\Phi_l = 16\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.6 = 64\text{cm}$ , on adopte :  $L_r = 65\text{cm}$ .
- $\Phi_l = 14\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$ , on adopte :  $L_r = 60\text{cm}$ .
- $\Phi_l = 12\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$ , on adopte :  $L_r = 50\text{cm}$ .

**b. Pourcentage maximum des armatures longitudinales :**

**En zone courante :**  $A_{\max} = 4\% b \times h = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 > A_{\text{Adopté}}$

**En zone de recouvrement :**  $A_{\max} = 6\% b \times h = 0,06 \times 30 \times 45 = 72 \text{ cm}^2 > A_{\text{Adopté}}$

**c. Les armatures transversales :**

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad \text{BAEL91 (article H.III.3).}$$

✓ **Poutres principales :**

$$\phi \leq \min\left(1.6; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) \leq 1.14 \Rightarrow \phi = 8\text{mm}$$

Donc on prend  $\phi_t = 8\text{mm} \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01\text{cm}^2$  (un cadre et un étrier).

✓ **Poutres secondaires :**

$$\phi \leq \min\left(1.6; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right) \leq 1.00 \Rightarrow \phi = 8\text{mm}.$$

Donc on prend  $\phi_t = 8\text{mm} \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01\text{cm}^2$  (un cadre et un étrier).

**d. Calcul des espacements des armatures transversales**

Selon le **RPA99/version 2003(art 7.5.2.2) :**

- **Zone nodale :**  $S_t < \min(h/4, 12\phi_{\min})$

**Poutres principales :**  $S_t \leq \text{Min}(10\text{cm}; 16.8\text{cm})$  Soit :  $S_t = 10 \text{ cm}$

**Poutres secondaires :**  $S_t \leq \text{Min}(8.75\text{cm}; 14.4\text{cm})$  Soit :  $S_t = 10 \text{ cm}$

- Zone courante :  $S_t \leq \frac{h}{2}$

Poutres principales :  $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow S_t \leq 20$  ; soit  $S_t = 15$  cm.

Poutres secondaires :  $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{35}{2} = 17.5 \Rightarrow S_t \leq 17.5$  ; soit  $S_t = 10$  cm.

**e. Vérification de la section d'armatures transversales :**

• **Poutre principales :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Poutre secondaires:**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 0.9 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**f. Vérifications L'ELU :**

**1) Condition de non fragilité**

$$A > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.52 \text{ cm}^2$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée

**a) Vérification des contraintes tangentielles maximal :**

**Vérification de l'effort tranchant :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

**BAEL91 (art H.III.2).**

$$\text{Tel que : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Fissuration peu nuisible :  $\bar{\tau}_{bu} = \min (0.133 \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau V.9 : Vérification des contraintes tangentielles**

Poutres	V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	τ̄ <sub>u</sub> (MPa)	Observation
Principales	143.37	1.19	3.33	Vérifiée
Secondaires	137.68	1.31	3.33	Vérifiée

Donc pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

**Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

✓ Appuis de rives  $A_l \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} \longrightarrow$  **BAEL91 (Art H.IV.2)**

✓ Appuis intermédiaires  $A_l \geq \frac{1}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}] \quad \gamma_s = 1 ; f_e = 400 \text{MPa}$

Tableau V.10 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutre	$A_l$ (cm <sup>2</sup> )	$V_u$ (KN)	$M$ (MPa)	$A_{l^{riv}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{l^{int}}$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
Principale	6.63	143.37	75.19	3.58	-2.06	vérifiée
Secondaire	10.65	137.68	89.03	3.44	-4.89	vérifiée

V.2.5. Vérification à l'ELS :

1) État limite de compression du béton

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

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 vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.11 : Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres	Localisation	$M_{ser}$ (KN.m)	$A$ (cm <sup>2</sup> )	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$Y$ (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	27.65	6.63	79208.05	12.69	4.43	15	vérifiée
	Travées	16.53	6.63	79208.05	12.69	2.65	15	vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	62.77	10.65	79191.81	13.89	11.01	15	vérifiée
	Travées	33.08	6.19	53181.57	11.20	6.97	15	vérifiée

b. État limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le BAEL91 et le CBA93 la vérification à la flèche est inutile si :

1.  $\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$ ; 2.  $\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$ ; 3.  $\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$  ..... BAEL91 (Art B.6.5)

Tableau V.12 : Vérification de la flèche pour les poutres

	$h_t$ cm	$b$ cm	$L$ (cm)	$A_s$ (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	40	30	460	6.63	0.09	0.075	0.006	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	35	30	415	10.65	0.084	0.075	0.010	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

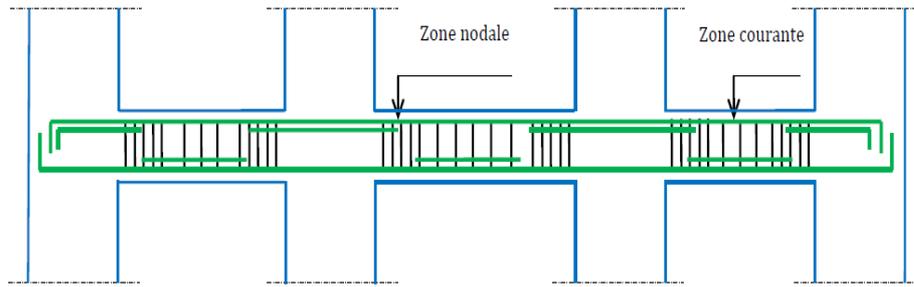


Figure V.3 : Dispositions constructives des armatures de poutre

V.2.6. Schéma de ferrailage :

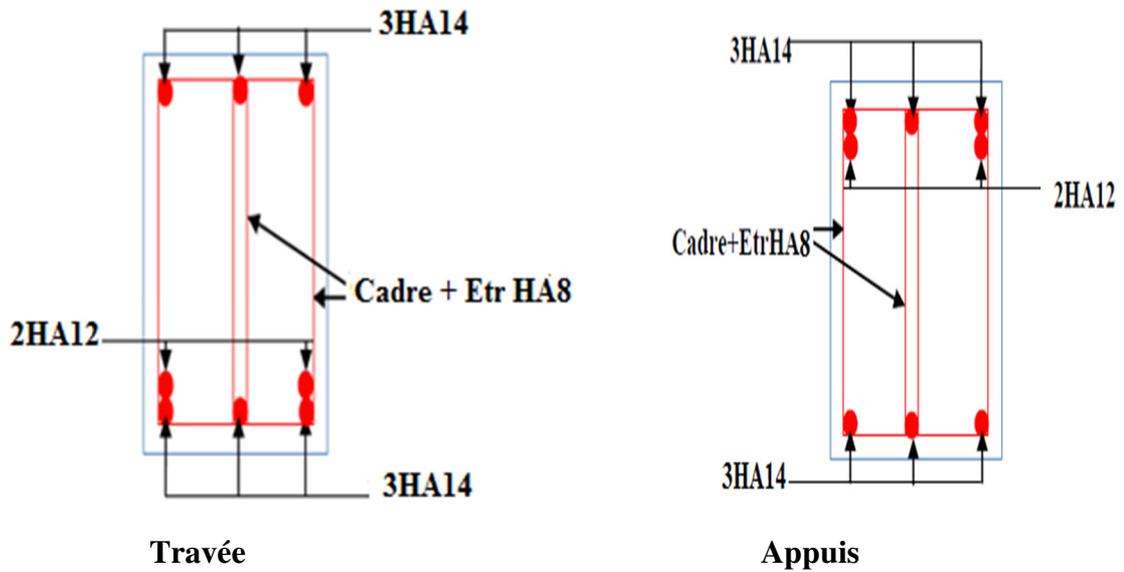


Figure V.4 : Schémas de ferrillages de la poutre principale d'étage commercial

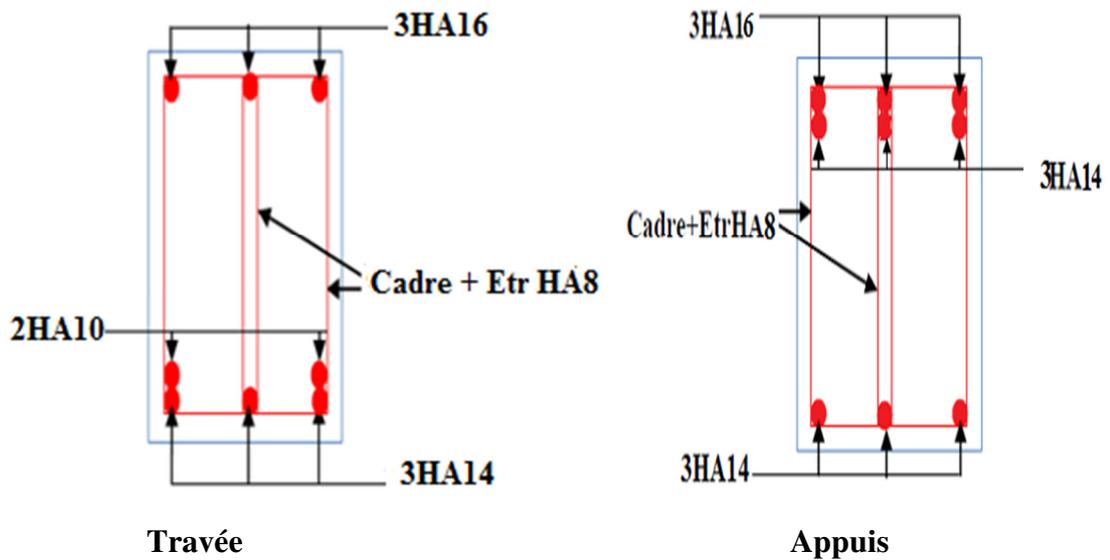


Figure V.5 : Schémas de ferrillages de la poutre secondaire d'étage commercial

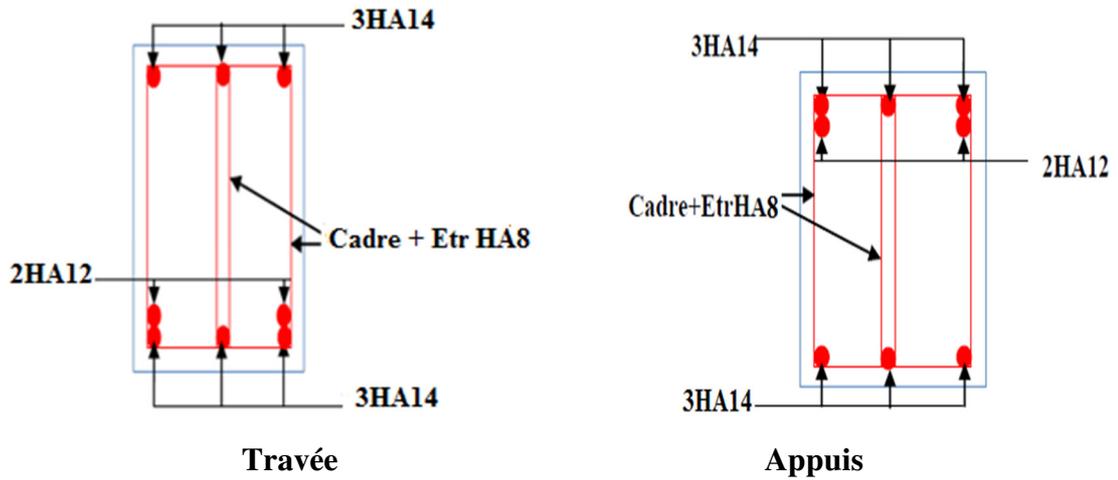


Figure V.6 : Schémas de ferrailages de la poutre principale d'étage à usage d'habitation

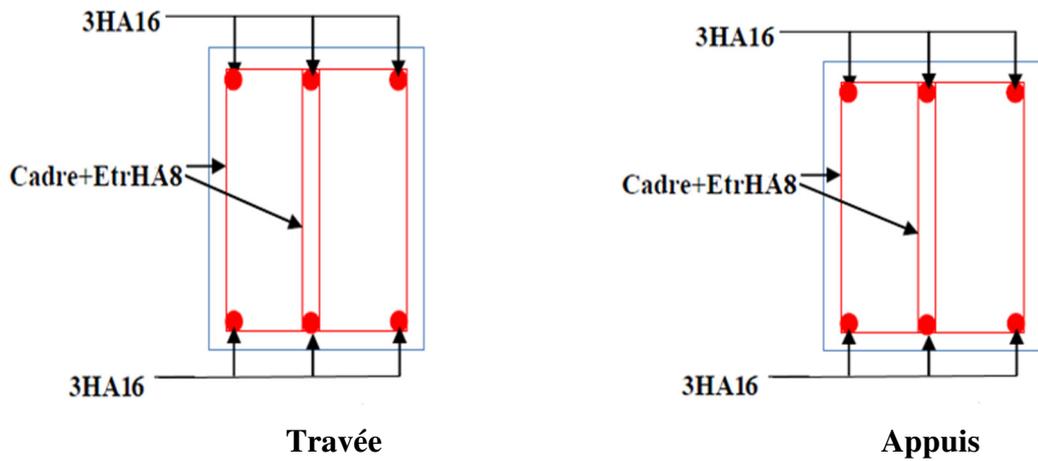


Figure V.7 : Schémas de ferrailages de la poutre secondaire d'étage à usage d'habitation

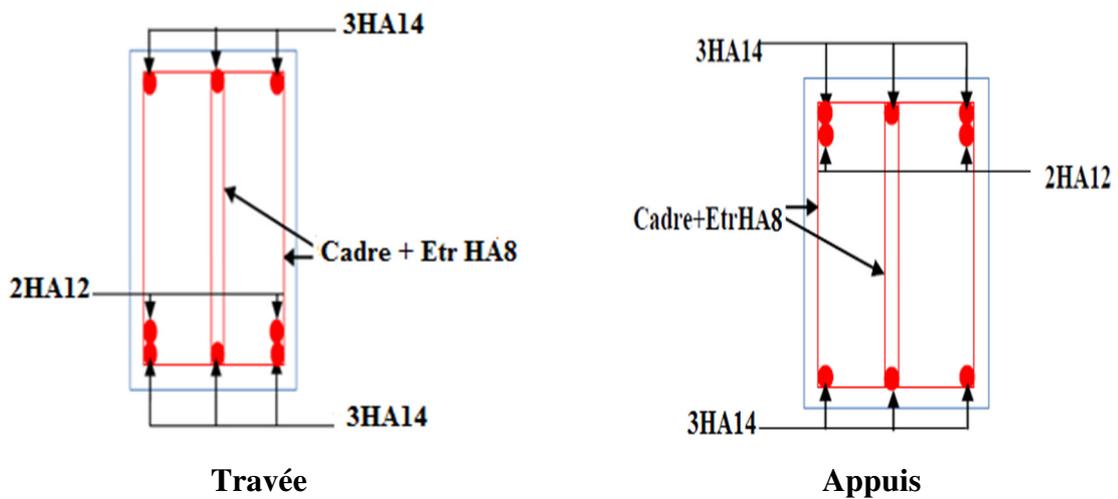


Figure V.8 : Schémas de ferrailages de la poutre principale de la terrasse inaccessible

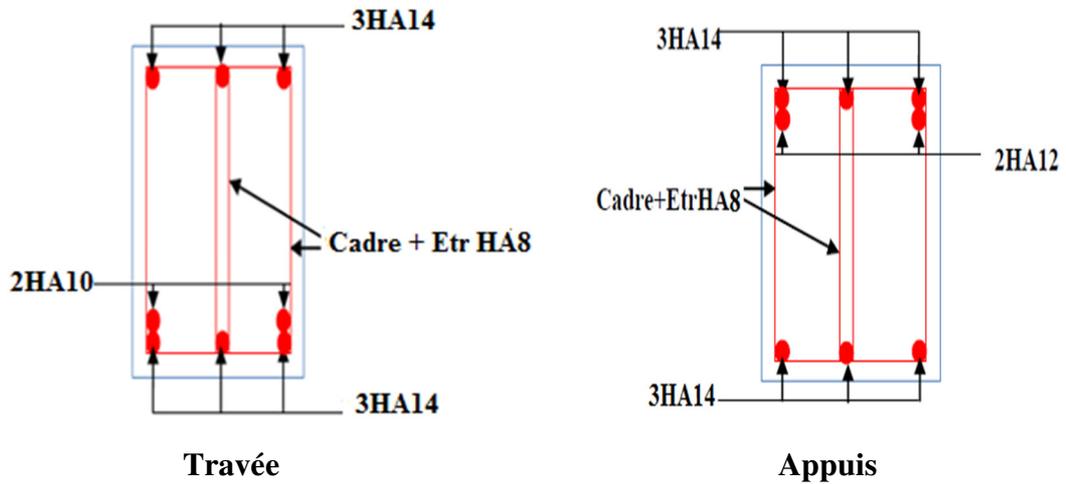


Figure V.9 : Schémas de ferrailages de la poutre secondaire de la terrasse inaccessible

V. ? Vérification des zones nodales

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA99 (Article 7.6.2) exige 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).

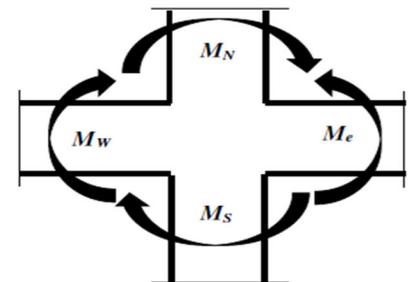


Figure V.10 : La zone nodale

1) 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 du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{Avec : } z = 0.85 \times h \quad (h : \text{La hauteur totale de la section du béton}).$$

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous:

Tableau V.13 : Les moments résistants dans les poteaux

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	MR(KN.m)
1 <sup>er</sup> E-S, 2 <sup>eme</sup> E-S et RDC	50x55	46.75	22.24	361.822

1 <sup>ere</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	50×50	42.5	20.36	300.976
4 <sup>eme</sup> , 5 <sup>eme</sup> et 6 <sup>eme</sup> étage	45×50	42.5	18.45	272.875
7 <sup>eme</sup> étage	45×45	38.25	16.84	224.157

2) Détermination du moment résistant dans les poutres :

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ; les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales (Tableau V.14). On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central:

Tableau V.14 : Vérification de la zone nodale.

Niveau		Mn=Ms pot	Mn+Ms	Mw=Me ptr	1,25(Mw+Me)	obs
1 <sup>er</sup> E-S, 2 <sup>ème</sup> E-S et RDC	PP	361.822	723.644	81.404	244.212	vérifiée
	PS	361.822	723.644	62.428	156.07	
1 <sup>ere</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	PP	300.976	601.952	81.404	244.212	vérifiée
	PS	300.976	601.952	62.428	156.07	
4 <sup>eme</sup> , 5 <sup>eme</sup> et 6 <sup>eme</sup> étage	PP	272.875	545.75	81.404	244.212	vérifiée
	PS	272.875	545.75	62.428	156.07	
7 <sup>eme</sup> étage	PP	224.157	448.314	81.404	244.212	vérifiée
	PS	224.157	448.314	62.428	156.07	

➤ Conclusion :

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans les poutres, donc la formation des rotules plastiques sera dans les poutres et non pas 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 ils 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 épingles 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. Le ferrailage :**

**a. Les armatures verticales :**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables ( $M, N$ ) pour une section ( $b \times h$ ).

La section trouvée ( $A$ ) sera répartie sur toute la moitié de la section en respectant toutes les recommandations du RPA99, addenda 2003.

**b) Les armatures horizontales :**

Leurs sections sont calculées selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\tau - 0.3 f_{ij} \times k}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s} (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Elle doit aussi respecter les conditions du RPA.

Les résultats de ferrillages seront récapitulés dans le tableau ci-après où :

$A_v^{\min} / \text{voil}$  : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet

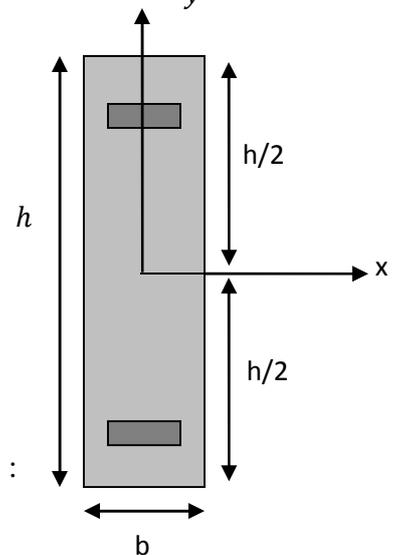


Figure V.11: Section du voile

$$A_{\min} = 0.15\%b \times h$$

$A_v^{cal}$  / face : Section d'armature calculée pour une seule face de voile.

$A_v^{adopte}$  : Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.

$S_t$ : Espacement.

$A_h^{\min}$  / voil : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet

$A_h^{adopte}$  / ml : Section d'armature adoptée pour un mètre linière.

$N^{bre}$  / ml : Nombre de barres adopté par un mètre linière.

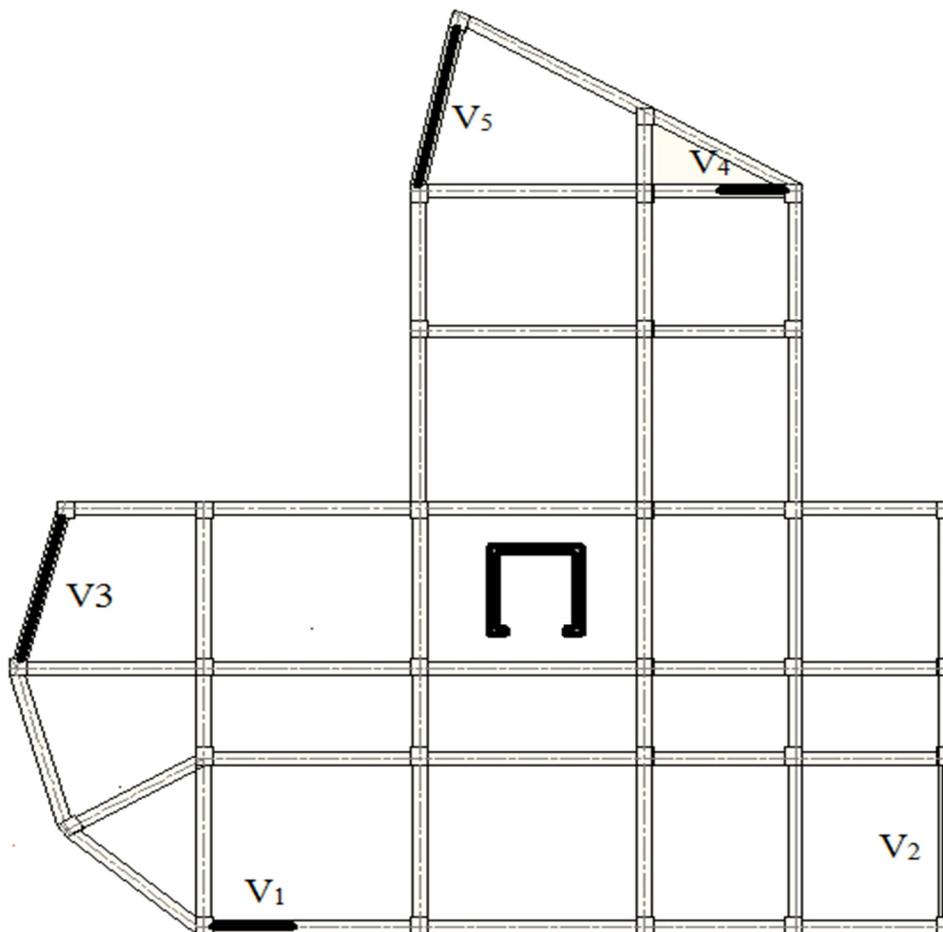


Figure V.12: schéma de répartitions des voiles

### V.3.3.Sollicitation de calcul :

Le robot structural analysis nous donne les sollicitations (N, M, V) dans chaque voile.

Après avoir comparé les valeurs les plus défavorables des sollicitations, selon les différentes combinaisons d'action citée auparavant.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux qui suivent :

**Tableau V.15 :** Sollicitations maximales de calcul dans le voile ( $V_I$ )

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)	
RDC	$V_I$	-389.73	680.68	688.64	244.73	1239.45	657.97	570.61
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> étage	$V_I$	-98.82	171.73	442.98	108.05	829.82	413.18	338.56
4, 5, 6 <sup>ème</sup> étage	$V_I$	-73.25	140.08	203.60	67.00	423.79	147.62	379.49
7 <sup>ème</sup> étage	$V_I$	-42.12	70.38	161.67	83.44	191.14	71.61	294.62

**V.3.4.Calcul du ferrailage:**

On va exposer un seul exemple de calcul // à y-y' et les autres seront résumés dans un tableau.

➤ **Calcul sous  $N^{max}$  et  $M^{cor}$  :**

- **Armatures verticales :**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section (e x l). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$l = 2.20m ; d = 2.15m ; e = 0,15 m.$



$N_{max} = -389.73KN$  (traction)

$M_{cor} = 680.68KN.m.$

**Figure V.13 :** Voile  $v_I$

$e_G = M/N = 1.746m > l/2 = 1.1m \Rightarrow$  (le centre de pression est à l'extérieur de la section).

N(Traction) et le centre de pression est à l'extérieur de la section  $\Rightarrow$  Section partiellement comprimée (SPC).

La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$M_{UA} = M + N \times (d - \frac{h}{2}) = 680.68 - 389.73 \times (2.15 - 1.1) = 271.463KN.m$

$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{271.463 \times 10^{-3}}{0.15 \times 2.15^2 \times 18.48} = 0.021$

$\mu_{bu} = 0.021 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A' = 0$

$$\alpha = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] \Rightarrow \alpha = 0.027$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 2.127 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_a}{Z \times f_{bu}} = \frac{271.463 \times 10^{-3}}{2.127 \times 400} = 3.190 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{Su}} = 3.190 - \frac{-389.73 \times 10^{-3}}{400} \times 10^{-4} = 12.933 \text{ cm}^2$$

– Calcul de la longueur de la partie tendue  $L_t$  :

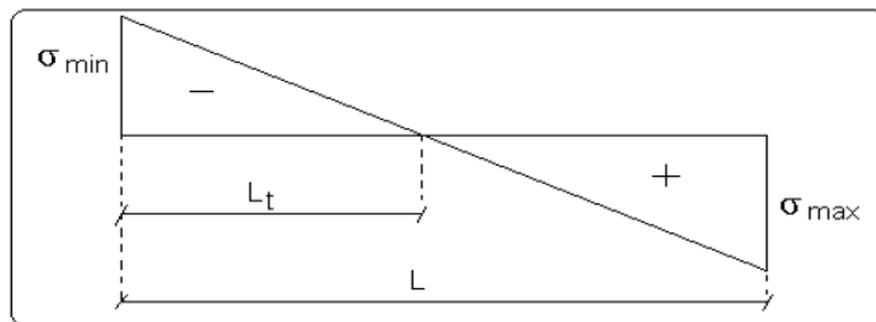


Figure V.14 : La longueur tendue

$$L_t = \frac{\sigma_{\min} \cdot L}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} y = \left( \frac{-389.73 \times 10^{-3}}{0.15 \times 2.20} + \frac{680.68 \times 10^{-3}}{0.133} \times 1.1 \right) = 4.449 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = \left( \frac{-389.73 \times 10^{-3}}{0.15 \times 2.20} - \frac{680.68 \times 10^{-3}}{0.133} \times 1.1 \right) = -6.812 \text{ MPa}$$

$$L_t = \frac{6.812 \times 2.20}{6.812 + 4.449} = 1.331 \text{ m}$$

• Armatures horizontales :

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$V_d = 570.61 \text{ kN}; \frac{A_h}{e \cdot S_h} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \cdot f_e}; \tau_u = \frac{1.4 \cdot V_d}{e \cdot d} = \frac{1.4 \times 570.61 \times 10^{-3}}{0.15 \times 2.15} = 2.477 \text{ MPa}$$

$$\text{Soit } S_h = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_h = 2.322 \text{ cm}^2$$

$$A_h^{\min} = 0.15\% \times e \times S_h = 0.45 \text{ cm}^2.$$

➤ Calcul sous  $N^{\min}$  et  $M^{\text{cor}}$  :

$$N^{\min} = 1239.45 \text{ kN (compression)}; M^{\text{cor}} = 657.97 \text{ kN.m}$$

• **Armatures verticales :**

$e_G = 0.531\text{m} < (l/2) = 1.1\text{m} \Rightarrow$  (le centre de pression est à l'intérieur de la section).

Il faut vérifier la condition suivante :

(a) ≤ (b)..... (1)

(a) =  $(0.337h - 0.81 \cdot d')$  b.h.fbu =  $(0.337 \times 2.20 - 0.81 \times 0.05) 0.15 \times 2.2 \times 18.48 = 4.274\text{MN.m}$

$M_{UA} = M + N (d - l/2) = 657.97 + 1239.45(2.15 - 1.1) = 1959.392\text{ kN.m}$

(b) =  $Nu (d - d') - M_{UA} = 0.643\text{MN.m}$

$\Rightarrow$  (1) n'est pas vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$\mu_{bu} = 0.153 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A' = 0$

$A = 0.208 ; Z = 1.971\text{m} ; A_1 = 24.857\text{ cm}^2 ; A = -6.129\text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A_s = 0.$

• **Calcul de la longueur de la partie tendue Lt :**

$\sigma_{max} = 4.30\text{ MPa} ; \sigma_{min} = 3.213\text{ MPa} ; L_t = 0.940\text{m}.$

➤ **Calcul sous M<sup>max</sup> et N<sup>cor</sup> :**

$M^{max} = 688.64\text{KN.m} \rightarrow N^{cor} = 244.73\text{KN}$  (compression)

**a. Armatures verticales :**

$e_G = 2.814\text{m} < (l/2) = 1.975\text{m} \Rightarrow$  (le centre de pression est à l'extérieur de la section).

Il faut vérifier la condition suivante :

(a) =  $(0.337h - 0.81 \cdot d')$  b.h.fbu =  $(0.337 \times 2.20 - 0.81 \times 0.05) 0.15 \times 2.2 \times 18.48 = 4.274\text{MN.m}$

$M_{UA} = M + N (d - l/2) = 688.64 + 244.73(2.15 - 1.1) = 945.607\text{kN.m}$

(b) =  $Nu (d - d') - M_{UA} = -0.432\text{MN.m}$

$\Rightarrow$  (1) n'est pas vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$\mu_{bu} = 0.074 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A' = 0 ; \alpha = 0.096 ; Z = 2.067\text{m} ; A_1 = 11.434\text{cm}^2 ; A = 5.3159\text{cm}^2.$

• **Calcul de la longueur de la partie tendue Lt :**

$\sigma_{max} = 6.437\text{MPa} ; \sigma_{min} = -4.954\text{MPa} ; L_t = 0.957\text{m}.$

Donc on opte pour la section d'armature la plus défavorable pour le ferrailage du voile Vy1 :

$$A_v (ZT) = 0 \text{ cm}^2; A_h = 2.322 \text{ cm}^2.$$

➤ **Vérifications:**

$$A_{min}(ZT) = 0.2\% \times e \times L_t = 0.2\% \times 15 \times 133.1 = 3.993 \text{ cm}^2. \text{ (Amin en zone tendue par le RPA).}$$

$$A_{min}(ZC) = 0.1\% \times e \times (L - 2L_t) = 0.693 \text{ cm}^2. \text{ (Amin en zone comprimée par le RPA).}$$

$$A_{min}(ZG) = 0.15\% \times e \times L = 0.15\% \times 15 \times 220 = 4.95 \text{ cm}^2. \text{ (Amin en zone globale du voile par le RPA).}$$

Donc on ferraille avec :

$$\text{En zone tendue : } A_{min} (ZT) = 3.993 \text{ cm}^2; \text{ on ferraille avec } A_v = 12.933 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On opte pour : } 9\text{HA}14 = 13.85 \text{ cm}^2$$

Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des voiles à chaque niveau :

**Tableau V.16 :** Sollicitations de calcul dans le voile V<sub>1</sub> dans tous les niveaux

Niveau	RDC	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0.15×2.20	0.15×2.20	0.15×2.20	0.15×2.20
M(KN)	680.68	442.98	140.08	70..38
N(KN)	-389.73	108.05	-18.06	-42.12
section	<b>Partialement comprimée</b>	<b>Partialement comprimée</b>	<b>Partialement comprimée</b>	<b>Partialement comprimée</b>
V (KN)	570.61	338.56	379.49	294.62
τ <sub>u</sub> (MPa)	2.477	1.470	1.647	1.279
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A <sub>v</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	12.933	3.916	1.866	1.357
A <sub>v</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	4.950	4.950	4.950	4.950
A <sub>v</sub> <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )	<b>13.85</b>	<b>7.07</b>	<b>7.07</b>	<b>7.07</b>
N <sup>bre</sup> /par face	9HA14	9HA10	9HA10	9HA10
S <sub>t</sub> (cm)	25	25	25	25
A <sub>h</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	2.322	1.378	1.544	1.20
A <sub>h</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	0.45	0.45	0.45	0.45
A <sub>h</sub> <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )	<b>3.08</b>	<b>1.57</b>	<b>1.57</b>	<b>1.57</b>
N <sup>bre</sup> /par Plan/ml	2HA14	2HA10	2HA10	2HA10

Tableau V.17 : Sollicitations de calcul dans le voile V<sub>2</sub> dans tous les niveaux

Niveau	RDC	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0.15×3.55	0.15×3.55	0.15×3.55	0.15×3.55
M(KN)	35.05	1207.59	9.68	79.32
N(KN)	-173.82	506.87	-16.39	107.52
section	<b>Entièrement comprimée</b>	<b>Partialement comprimée</b>	<b>Entièrement tendue</b>	<b>Entièrement comprimée</b>
V (KN)	468.68	515.82	310.84	103.90
$\tau_u$ (MPa)	1.250	1.337	0.806	0.269
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	4.100	2.685	0.273	0.583
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	7.695	8.212	8.212	8.212
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>9.42</b>	<b>9.42</b>	<b>9.42</b>	<b>9.42</b>
$N^{bre}$ /par face	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10
S <sub>t</sub> (cm)	30	30	30	30
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1.172	1.254	0.755	0.255
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>1.57</b>	<b>1.57</b>	<b>1.57</b>	<b>1.57</b>
$N^{bre}$ /par Plan/ml	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10

Tableau V.18 : Sollicitations de calcul dans le voile V<sub>3</sub> dans tous les niveaux

Niveau	RDC	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0.15×3.42	0.15×3.42	0.15×3.42	0.15×3.42
M(KN)	21.83	11.30	9.51	20.63
N(KN)	-107.44	-68.78	-10.82	-8.77
section	<b>Entièrement tendue</b>	<b>Entièrement tendue</b>	<b>Entièrement tendue</b>	<b>Partialement comprimée</b>
V (KN)	293.25	332.84	212.33	78.85
$\tau_u$ (MPa)	0.812	0.922	0.588	0.218
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1.507	0.945	0.209	0.264
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	7.695	7.695	7.695	7.695

$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>9.05</b>	<b>9.05</b>	<b>9.05</b>	<b>9.05</b>
$N^{bre}$ /par face	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12
$S_t$ (cm)	43	43	43	43
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	0.761	0.864	0.551	0.205
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>1.57</b>	<b>1.57</b>	<b>1.57</b>	<b>1.57</b>
$N^{bre}$ /par Plan/ml	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10

Tableau V.19 : Sollicitations de calcul dans le voile  $V_4$  dans tous les niveaux

Niveau	RDC	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0.15×2.20	0.15×2.20	0.15×2.20
M(KN)	482.54	3.62	3.420
N(KN)	705.74	-69.37	-7.850
section	<b>Entièrement comprimée</b>	<b>Entièrement tendue</b>	<b>Partialement Comprimée</b>
V (KN)	349.59	367.95	310.67
$\tau_u$ (MPa)	1.518	1.597	1.349
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	0	0.911	1.510
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	4.950	4.950	4.950
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>6.28</b>	<b>6.28</b>	<b>6.28</b>
$N^{bre}$ /par face	8HA10	8HA10	8HA10
$S_t$ (cm)	28	28	28
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1.423	1.497	1.264
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>1.57</b>	<b>1.57</b>	<b>1.57</b>
$N^{bre}$ /par Plan/ml	2HA10	2HA10	2HA10

Tableau V.20 : Sollicitations de calcul dans le voile  $V_5$  dans tous les niveaux

Niveau	RDC	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0.15×3.79	0.15×3.79	0.15×3.79

M(KN)	1571.40	9.91	7.71
N(KN)	-140.41	-69.37	-24.558
section	Partialement comprimée	Entièrement tendue	Entièrement tendue
V (KN)	287.47	265.86	178.36
$\tau_u$ (MPa)	0.717	0.663	0.445
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	12.436	0.865	0.359
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	8.527	8.527	8.527
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>13.85</b>	<b>7.07</b>	<b>7.07</b>
$N^{bre}$ /par face	9HA14	9HA10	9HA10
$S_t$ (cm)	42	42	42
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	0.672	0.622	0.417
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>1.57</b>	<b>1.57</b>	<b>1.57</b>
$N^{bre}$ /par Plan/ml	2HA10	2HA10	2HA10

V.3.5. Schéma de ferrailage :

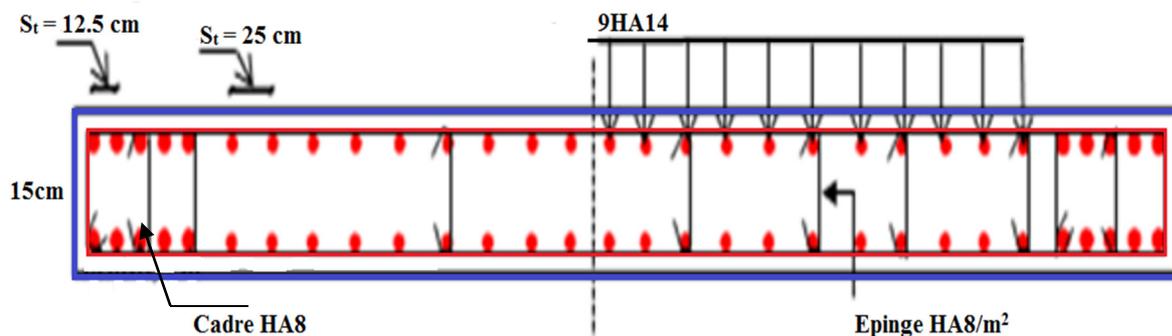


Figure V.15 : Schéma de ferrailage du voile V<sub>1</sub> au niveau du RDC

**V.4.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. Dans la détermination des ferraillements des différents éléments principaux ; il a été tenu compte des ferraillements obtenus par le logiciel de calcul (Robot Structurale Analysis) ainsi que le ferraillement minimum édicté par les règles parasismiques Algériennes. Les sections minimales exigées par le RPA99/Version 2003 sont souvent importantes par rapport à celles données par le logiciel utilisé. Les règles RPA favorisent la sécurité avant l'économie.

# ***Chapitre VI***

**VI.1. Introduction :**

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour motif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (fondations superficielles) ou indirecte (fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

L'infrastructure représente donc la partie vitale de l'ouvrage, puisque L'instabilité des constructions lors d'un tremblement de terre est souvent engendrée par le sous dimensionnement des fondations. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

**VI.2. Les fondations :****➤ Définition :**

La fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure d'un ouvrage au sol, à savoir le poids propre ou charges permanentes, les surcharges d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques. Une fondation ne peut donc être calculée que lorsque la superstructure et ses charges et les caractéristiques du sol sont connues.

**➤ Choix du type des fondations :**

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol ;
- La profondeur de la couche d'assise ;
- Les Charges transmises au sol ;
- La distance entre axes des poteaux ;
- Le type d'ouvrage à construire.

Pour le choix de type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées puis Les semelles filantes et si les deux choix ne conviennent pas on passe au radier générale.

**➤ Combinaisons d'actions à considérer :**

D'après **RPA 99/2003 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- 1)  $G+Q\pm E$

2) 0.8×G±E

➤ Etude des fondations :

✓ Vérification de la semelle isolée :

La vérification à faire est :

$$\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

- N : l'effort normal agissant sur la semelle obtenu par Robot.
- S : surface d'appui de la semelle S=A×B.
- $\overline{\sigma_{sol}}$ : Contrainte admissible du sol.

$$N_1 = 1435.58 \text{KN}, \quad \overline{\sigma_{sol}} = 0.15 \text{Mpa}$$

$$\sigma = \frac{N}{A \times B} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}} \dots \dots \dots (1)$$

- Semelle et poteau homothétiques :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B \dots \dots \dots (2)$$

- Avec a, b : les dimensions du poteau.

$$B_1 = \sqrt{\frac{0.50 \times 1435.58 \times 10^{-3}}{0.15 \times 0.55}} = 3m$$

$$A_1 = \frac{a}{b} \times B = 4.58m \Rightarrow 3.33m$$

- La distance entre axes des poteaux dans le sens y et x varie entre 2.88m et 2.10m
- On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles. Donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

✓ Vérification de la semelle filante.

Pour la vérification, on va choisir la semelle filante intermédiaire qui nous semble d'être la plus sollicitée.

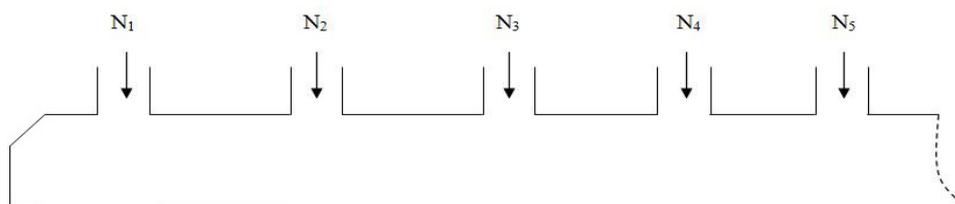


Figure VI.1. Semelle filante

La surface totale des semelles est donné par :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

$N_i$ : L'effort normal provenant du poteau « i ».

$$N_1 = 1273.88 \text{ KN} ; N_4 = 1081,63 \text{ KN}$$

$$N_2 = 1435,58 \text{ KN} ; N_6 = 477.84 \text{ KN}$$

$$N_3 = 1267.54 \text{ KN} ;$$

$$\sum_{i=1}^7 N_i = 5536.47 \text{ KN} \text{ '}$$

$$B \geq \frac{9602,535 \times 10^{-3}}{15.2 \times 0.15} = 2,42 \text{ m}$$

L'entraxe minimal des poteaux est de 2.10m, donc il y a un chevauchement entre les semelles filantes, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

✓ **Radier général :**

Un radier est un plancher à dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations du bâtiment, il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

Le radier est soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide).

Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

❖ **Etude du radier :**

- **Caractéristiques géométriques du radier :**

- **Condition de coffrage :**

$h_t$  : hauteur des nervures.

$h_r$  : hauteur de la dalle.

$L_{max}$  : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ( $L_{max} = 4.6\text{m}$ )

$$h_r \geq \frac{L}{20} = \frac{460}{20} \geq 23 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ (pour la dalle).}$$

$$h_t \geq \frac{L}{10} = \frac{46}{10} = 46 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ (pour les nervures).}$$

- **Condition de rigidité**

Pour qu'un radier soit rigide il faut que :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)}$$

Avec

$L_e$  : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$K$  : coefficient de raideur du sol  $K=4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$  (sol moyen);

$E$  : module d'élasticité du béton :  $E = 3,216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$  ;

$b$  : largeur de la semelle ;

$I = \frac{b \cdot h_t^3}{12}$ , inertie de la semelle ;

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 4,6^4 \times 4 \cdot 10^4}{\pi^4 3,216 \cdot 10^7}} = 65 \text{ cm}$$

Donc,  $h_t \geq 65 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 70 \text{ cm}$

- **La surface du radier :**

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

**Calcul du Poids :**

$N_{ser} = 25752.04 \text{ KN}$  (Poids total transmis par la superstructure).

$P_{rad} = 0.3 \times 314.64 \times 25 = 2359.8 \text{ KN}$  (Poids du radier)

$S_{bat} = 314.64 \text{ m}^2$ .

$N_{ser} + P_{rad} = 25752.04 + 2359.8 = 28111.84 \text{ KN}$

$$S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{28.11184}{0.15} = 187.41 \text{ m}^2$$

$S_{rad} = 187.41 \text{ m}^2 < S_{bati} = 314.64 \text{ m}^2 \Rightarrow$  On opte pour un radier général sans débord.

- **Dimensions du radier**

Nous adopterons pour les dimensions suivantes:

Hauteur de la nervure  $h_t = 70 \text{ cm}$  ;

Hauteur de la table du radier  $h_r = 30 \text{ cm}$  ;

- Vérifications nécessaires :

• Condition de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} \leq \tau_{ad} = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}, 4MPa\right) \dots \dots \dots (I) \text{ CBA93, (Art A.5.1.2.11)}$$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max} \times b}{2 \times S} \Rightarrow V_u = \frac{38534.78 \times 4.6 \times 1}{2 \times 314.64} = 281.68 \text{ KN}$$

$N_u$ : effort normal de calcul issu de la combinaison la plus defavorable (ELU).

$$\tau_u = \frac{281.68 \times 10^{-3}}{1 \times 0.28} = 1.01 \text{ MPa}$$

$\tau_u \leq \tau_{ad} \dots \dots \dots$  vérifiée .

• Vérification de la poussée hydrostatique :

$$N \geq f_s \times H \times S \times \gamma_w$$

Avec :

$f_s$  : coefficient de sécurité = 1,5

$H$  : la hauteur d'ancrage du bâtiment = 1.2 m

$S$  : surface totale = 314.64m<sup>2</sup>

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$  (poids volumique de l'eau)

$$N = 25752.04 \geq 1.5 \times 1.2 \times 314.64 \times 10 = 5663.52 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ Vérifiée.}$$

• Vérification au poinçonnement

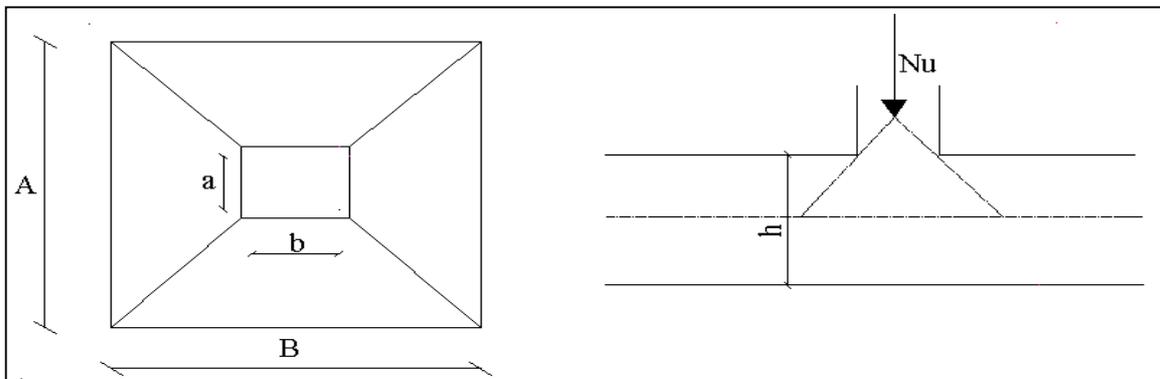


Figure VI.2 : Schéma correspondant au poinçonnement

Selon le **BAEL 99(Articl A.5.2.4.2)**,il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant ,cette verification s'effectue comme suit :

Il faut vérifier que :  $N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$h_t$  : Hauteur du radier

$N_d$  : L'effort normal sur le poteau le plus sollicité.

$U_c$ : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A+B) \begin{cases} A = a + h_t = 0.50 + 0.3 = 0.8m \\ B = b + h_t = 0.55 + 0.3 = 0.85m \end{cases}$$

On trouve :  $U_c = 3.3m$

$N_u = 1435.58MN$ .

$$N_d = 1.43558 MN \leq 0.045 \times 0.7 \times 3.3 \times \frac{25}{1.5} = 1.73 MN \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

• **Vérification des contraintes dans le sol :**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x, y)$$

- **sens xx :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x, y)$$

$N$  : l'effort normal du aux charge verticales.

$M$  : moment sismique a la base.

**Après calcul du centre de gravité et en s'appuyant sur « GEOSEC », (voir schéma de décomposition suivant) on trouve :**

$$I_x = 5759.684m^4 \text{ et } X_G = 9.053m$$

$$I_y = 7228.214m^4 \text{ et } Y_G = 7.206m$$

$$M_y = 5268.83KN.m; M_x = 17530.71KN.m$$

$$N_{ser} = 28111.84KN$$

$$\sigma_1 = \frac{28.11184}{314.64} + \frac{5.26883 \times 9.053}{7228.21} = 0.09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{28.11184}{314.64} - \frac{5.26883 \times 9.053}{7228.21} = 0.08 \text{ MPa}$$

$\sigma_1, \sigma_2$  : Sont supérieurs de zéro donc répartition trapézoïdale des contraintes, il faut vérifier que :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0.09 + 0.08}{4} = 0.0875 < 0.15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m < \sigma_{sol}$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens xx.

- **sens yy:**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x Y_G}{I_x}$$

$$\sigma_1 = \frac{28.11184}{314.64} + \frac{17.53071 \times 7.206}{5759.684} = 0.111 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{28.11184}{314.64} - \frac{17.53071 \times 7.206}{5759.684} = 0.067 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0.111 + 0.067}{4} = 0.1 < 0.15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = 0.1 < \sigma_{sol} = 0.15 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée dans le sens yy .

• **Vérification de la stabilité au renversement :**

Selon le **RPA 99/2003(Article .101.5)** On doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

$$\text{Sens xx : } e = \frac{17503.71}{28111.84} = 0.62 \text{ m} < \frac{21.43}{4} = 5.36 \text{ m} \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Sens yy : } e = \frac{5268.83}{28111.84} = 0.18 \text{ m} < \frac{19.08}{4} = 4.77 \text{ m} \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **Ferraillage du radier :**

Le radier sera calculé comme une dalle renversée, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferraillage pour tout le radier.

**a. Calcul des sollicitations :**

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.3 = 7.5 \text{ KN/m}^2$$

$$p_u = \frac{N_u}{S_{tot}} + 1.35 G_0 = \frac{38534 \cdot 78}{314 \cdot 64} + 1.35 \times 7.5 = 132.60 \text{ KN / m}^2$$

$N_u$  : est l'effort normal ultime ramène par la superstructure, et l'infrastructure.

Pour faciliter l'exécution et homogénéiser le ferrailage, il est préférable de calculer le panneau le plus sollicité.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{3.7}{4.15} = 0.89 > 0.4$$

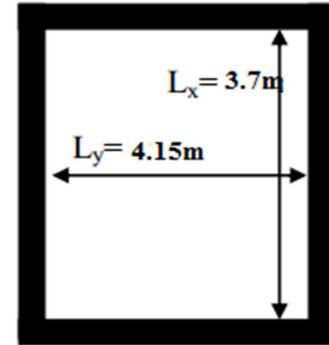


Figure VI.3: panneau de dalle

La dalle travaille dans les deux sens

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m

**b. Calcul de Ferrailage :**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0466 \\ \mu_y = 0.7635 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe I).}$$

$$M_0^x = \mu_x \times p_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.0466 \times 132.60 \times 3.70^2 \text{ KNm}$$

$$M_0^x = 84.60 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 84.60 \times 0.7635 = 64.59 \text{ KN.m}$$

**Calcul des moments réels :**

➤ **En travées :**

$$M_i^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_i^x = 71.91 \text{ KN .m}$$

$$M_i^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_i^y = 54.90 \text{ KN .m}$$

➤ **En appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 M_0^x = -42.3 \text{ KN .m}$$

Le ferrailage se fait pour une section  $b \times h = (1 \times 0.30) \text{ m}^2$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

**Condition de non fragilité :**

$$\begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \left( \frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times h_r \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times h \end{cases}$$

Avec :  $\rho_0 = 0.0008$  pour des HA et  $f_e E 400$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 0.0008 \times (3 - 0.89) \times 100 \times 30 / 2 = 2.53 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

Tableau VI.1. Ferrailage du radier :

Localisation	sens	M (KN.m)	A <sub>calculée</sub> (cm <sup>2</sup> / ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> / ml)	A <sub>opt</sub> (cm <sup>2</sup> / ml)	Choix /ml	S <sub>t</sub> (cm)
Travée	x-x	71.91	7.64	2.53	9.24	6HA14	20
	y-y	54.90	5.78	2.4	6.79	6HA12	20
Appuis		42.3	4.43	2.53	4.71	6HA10	20

**Espacement des armatures :**

$$\begin{cases} \text{armatures} // L_x : S_t = 20\text{cm} \leq \min(2e; 25\text{cm}) = 25\text{cm} \\ \text{armatures} // L_y : S_t = 20\text{cm} \leq \min(3e; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \end{cases}$$

**Vérification a l'ELU :**

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_u^y = \frac{P_u \times L_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_u^x = \frac{132.60 \times 3.7}{2} \times \frac{4.15^4}{3.7^4 + 4.15^4} = 150.33 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{132.60 \times 4.15}{2} \times \frac{3.7^4}{3.7^4 + 4.15^4} = 106.54 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{150.33 \times 10^{-3}}{1 \times 0.28} = 0.54 < \bar{\tau} = 0.15 / \gamma_b \times f_{c28} = 2.5 \text{ MPa}$$

Pas de risque de cisaillement.

**Vérification à l'ELS : (ν = 0.2)**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0537 \\ \mu_y = 0.8358 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe II).}$$

$$N_{ser} = 25752.04 \text{ KN.}$$

$$p_s = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} + G_0 \Rightarrow p_s = \frac{25752.04}{314.64} + 7.5 \Rightarrow p_s = 89.34 \text{ KN/m}^2$$

$$M_0^x = \mu_x \times p_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.0537 \times 89.34 \times 3.7^2$$

$$M_0^x = 65.68 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 65.68 \times 0.8358 = 54.89 \text{ KN.m}$$

• **Moment en travées :**

$$M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 55.83 \text{ KN.m}$$

$$M_i^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_i^y = 46.66 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 M_a^x = -32.84 \text{ KN.m}$$

**Etat limite de compression du béton :**

- **En travée :**

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A_s') \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A_s') = 0$$

$$\text{Calcul de } I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A_s' \times (y - d')^2]$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} .$$

**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.

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

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	sens	$M_{serv}(KN.m)$	$Y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_s (MPa)$	obs	$\sigma_{bc} (MPa)$	obs
Travée	x-x	55.83	7.53	72308.2264	237.07	Non vér	5.81	vérifiée
	y-y	44.66	6.60	56226.426	254.96	Non vér	5.24	Vérifiée
Appui		32.84	5.62	41302.88	266.91	Non vér	4.47	vérifiée

On remarque que les contraintes dans l'acier ( $\sigma_s$ ) ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section de l'acier.

Les résultats finals de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

**VI.3.redimensionnement du ferrailage**

localisation	sens	Choix des barres	$Y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_s (MPa)$	obs	$\sigma_{bc} (MPa)$	obs
Travée	x-x	<b>8HA14</b>	8.50	90741.03	179.96	vérifiée	5.23	vérifiée
	y-y	<b>8HA14</b>	8.50	90741.03	143.95	vérifiée	4.18	Vérifiée
Appui		<b>8HA12</b>	7.46	71110.48	142.28	vérifiée	3.44	vérifiée

**Espacement des armatures :**

Armatures //  $L_x$ :  $S_t = 12\text{cm} \leq \min(3 e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Armatures //  $L_y$ :  $S_t = 12 \text{ cm} \leq \min(4 e; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

- Schéma de ferrailage du radier : homogénéisation du ferrailage suivant le panneau le plus sollicité.

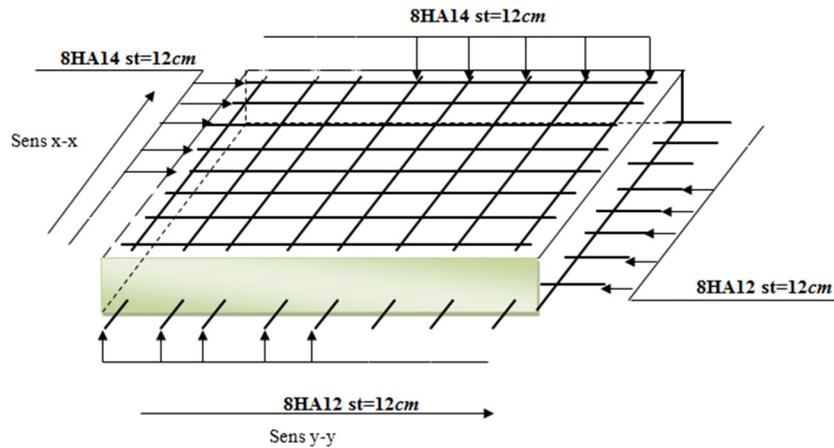


Figure VI.4. schéma de ferrailage du radier

❖ **Ferrailage des nervures :**

Les nervures se calculent comme des poutres continues renversée avec des charges transmises par les panneaux de la dalle (trapézoïdale, triangulaire, uniforme...), 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

Tableau VI.4. Répartition des charges selon les linges de rupture :

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{Q}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right]$ $P_v = \frac{Q}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right]$	$P'_v = p'_m = \frac{Q_u}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$ $P_v = P'_m = 2/3 Q_u l_x$

Avec :

$$\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y} ; \rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$$

$$P_u = 132.60 \text{ KN/m}^2, P_s = 89.34 \text{ KN/m}$$

Selon x-x

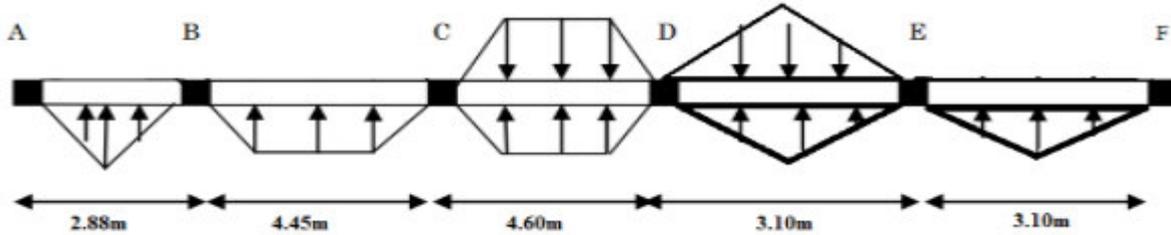


Figure.VI.5. Charges transmises aux nervures principales de radier

Selon (y-y) :

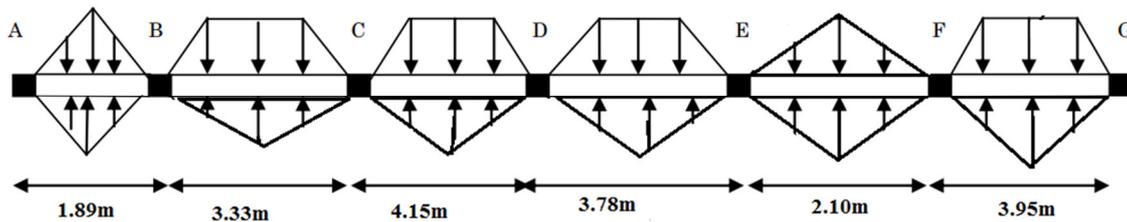


Figure.VI.6 : charges transmises aux nervures secondaires de radier

**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 :

Avec : Les longueurs fictives :  $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

**Moments :**

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

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

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

Avec :  $M_g, M_d$  moments sur appuis de gauche et droite respectivement

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci- dessous

**Tableau VI.5.** Sollicitations de la nervure dans le sens x\_x

Travée	l <sub>x</sub> (m)	P (KN/m)	M <sub>a</sub> (KN.m)		X (m)	M <sub>t</sub> (KNm)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
			M <sub>g</sub>	M <sub>d</sub>				
A-B	2.88	169.77	23.89	-139.93	1.15	113	195.88	-293.06
B-C	4.45	214.81	-139.93	-331.68	2.02	300	434.86	-521.04
C-D	4.60	353.71	-331.68	-413.58	2.24	556.57	795.72	-831.33
D-E	3.10	341.4	-413.58	-324.22	1.63	42.42	557.99	-500.34
E-F	3.10	219.32	-324.22	23.89	2.02	126.28	444.53	-235.35

**Tableau VI.6.** Sollicitations de la nervure dans le sens y-y

Travée	l <sub>x</sub> (m)	P (KN/m)	M <sub>a</sub> (KN.m)		X (m)	M <sub>t</sub> (KNm)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
			M <sub>g</sub>	M <sub>d</sub>				
A-B	2.88	169.77	23.89	-139.93	1.15	113	195.88	-293.06
B-C	4.45	214.81	-139.93	-331.68	2.02	300	434.86	-521.04
C-D	4.60	353.71	-331.68	-413.58	2.24	556.57	795.72	-831.33
D-E	3.10	341.4	-413.58	-324.22	1.63	42.42	557.99	-500.34
E-F	3.10	219.32	-324.22	23.89	2.02	126.28	444.53	-235.35

❖ **Ferraillage :**

➤ **Sens x-x :**

Le ferraillage se fera pour une section en Té en flexion simple.

$$h = 0.7m$$

$$h_0 = 0.3m$$

$$b_0 = 0.65m$$

$$d = 0.68m$$

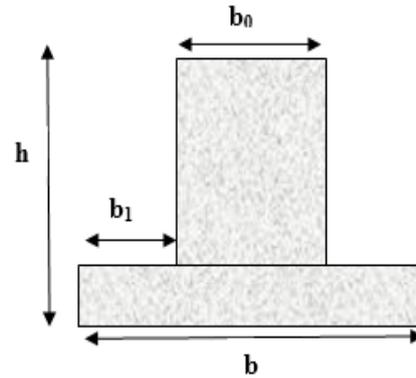
$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{4.15}{10}; \frac{3.7}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0.415; 1.85)$$

$$\text{Soit : } b_1 = 0.415m$$

Donc :  $b = 2b_1 + b_0 = 148\text{cm}$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$



VI.7. section de la nervure (x-x)

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci- dessous :

Tableau VI .7. Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens x-x) :

Sens	localisation	$M_u$ (KN.m)	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{adoptée}$ ( $\text{cm}^2$ )	Choix
x-x	travée	556.57	24.23	12.15	29.45	6HA25
	appui	413.58	18.43	12.15	18.85	6HA20

Sens y-y

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci- dessous :

Tableau VI.8. Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens y-y) :

Sens	localisation	$M_u$ (KN.m)	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{adoptée}$ ( $\text{cm}^2$ )	Choix
y-y	travée	589.62	25.72	12.15	29.45	6HA25
	appui	583.35	26.62	12.15	29.45	6HA25

- Vérification :

A l'ELU :

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{e28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau qui suit :

**Tableau VI.9. Vérification de l'effort tranchant :**

Sens	$V_u$ (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	observation
Sens x-x	831.33	0.826	2.5	vérifiée
Sens y-y	1072.79	1.07	2.5	vérifiée

**A l'ELS :**

➤ **Les contraintes dans le béton :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} .$$

➤ **Les contraintes dans l'acier :**

La fissuration est préjudiciable donc la contrainte de traction des armatures est limitée.  
Ces le cas des éléments exposent aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.10. Résumé des résultats (vérification des contraintes) :**

Sens	Localisation	$M_{ser}$ (KNm)	$\sigma_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
X-X	Travée	393.19	4.91	15	214.64	201.63
	Appui	-296.26	4.42	15	248.58	201.63
Y-Y	Travée	326.5	4.07	15	178.26	201.63
	Appui	328.65	4.11	15	179.40	201.63

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on refait à l'ELS  
Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.11. Résumé des résultats (vérification des contraintes)**

localisation		Choit/ml	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_{ser}$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_s$ (MPa)	Obs
x-x	Travée	12HA20	37.70	393.19	19.29	1695850.67	169.4	Vérifiée
	appui	12HA20	37.70	296.26	19.29	1695850.67	127.64	vérifiée

**Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t\right) = \min(20;65;25)$$

$$\phi_t \leq 25mm \text{ Soit } \phi_t = 10mm$$

On adopte un espacement entre les armatures transversales  $St = 15 \text{ cm}$

**Remarque**

Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton.

D'après le **CBA93 (Art A.7.3)**, leur section est d'au moins  $3 \text{ cm}^2$  par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction

$$\text{Donc, } A_p = 3 \times 0,70 = 2,21 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } 2HA14 = 3,08 \text{ cm}^2 \text{ par face.}$$

**Schéma de ferrailage des nervures :**

**tableau VI.12 : ferrailage des nervures dans le sens xx**

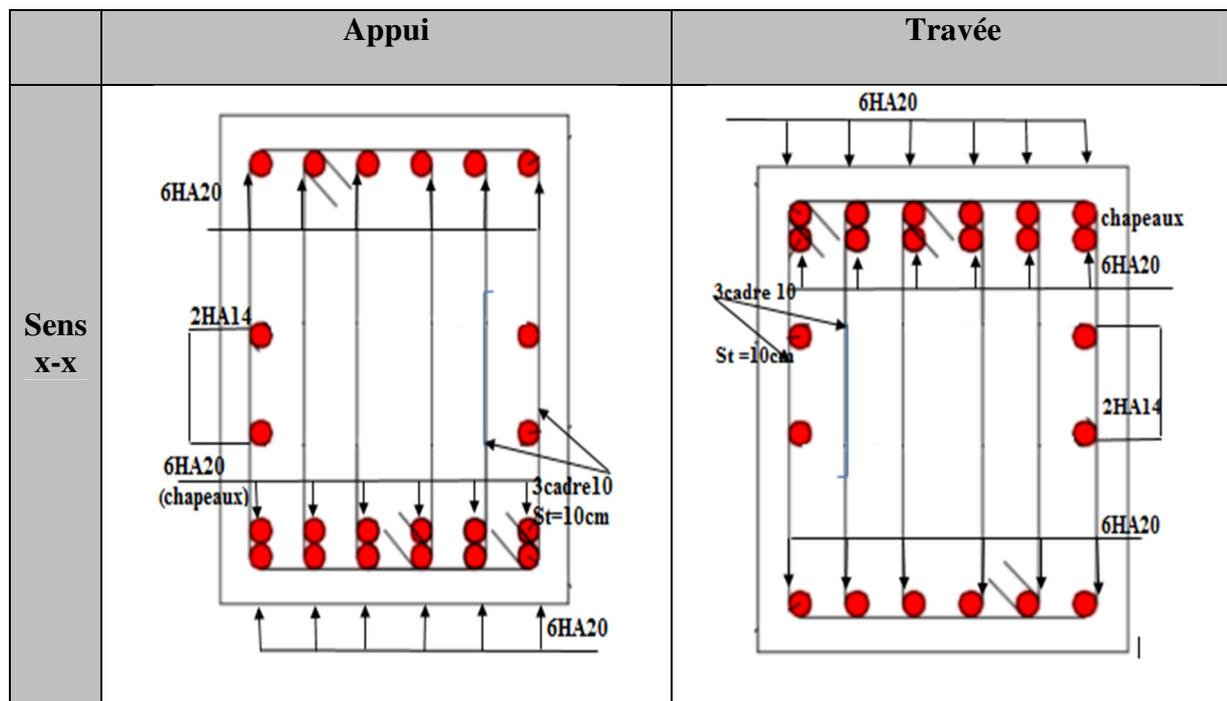
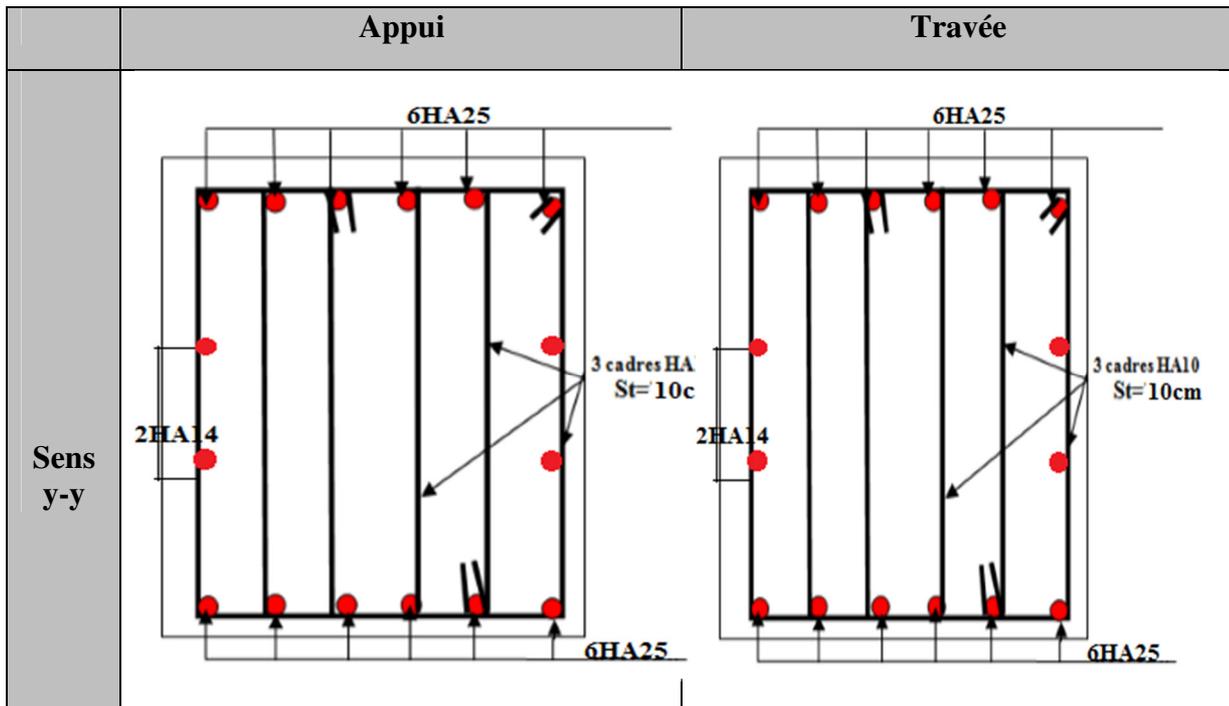


Tableau VI.13 : ferrailage des nervures dans le sens yy



**VI.3. Etude du voile Périphérique :**

D'après le RPA 99/2003 (Art 10.1.2), Le voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base doit avoir les caractéristiques 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.

**1. Dimensionnement des voiles**

- Hauteur  $h=2.89$  m
- Longueur  $L=4.6$  m
- Épaisseur  $e=20$  cm

**1. Caractéristiques du sol**

- Poids spécifique  $\gamma_h = 21.3$  KN/m<sup>3</sup>
- Cohésion du sol  $c = 0.1$  bar

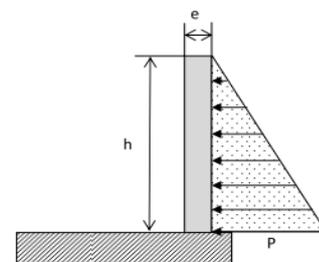


Figure VI.8. Poussée des terres sur les voiles périphériques

- Angle de frottement :  $\phi = 22.5^\circ$

**2. Evaluation des charges et surcharges**

Le voile périphérique est soumis aux chargements suivants :

✓ **La poussée des terres**

$$G = h \times \gamma \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) - 2 \times c \times tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$G = 2.89 \times 21.3 \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{22.5}{2}\right) - 2 \times 0.1 \times tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{22.5}{2}\right) = 27.34 \text{ KN/m}^2$$

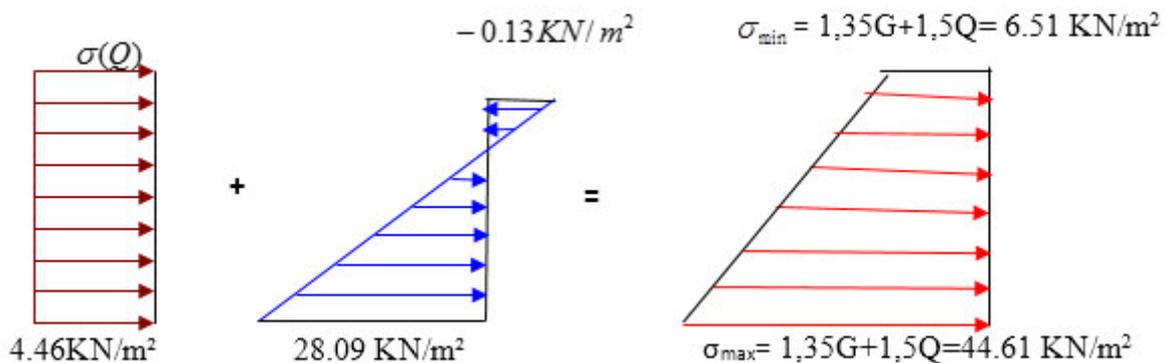
✓ **Surcharge accidentelle**

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \Rightarrow Q = 4.46 \text{ KN/m}^2$$

**2. . 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.



**Figure VI.9 :** répartitions des contraintes sur le voile périphérique

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 44.61 + 6.51}{4} = 35.09 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 35.09 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont

$$L_x = 2.89 \text{ m} \quad b = 1 \text{ m}$$

$$L_y = 4.60 \text{ m} \quad e = 0.20 \text{ m}$$

$$\rho = 2.89/4.6 = 0.63 > 0.4 \Rightarrow \text{Le voile porte dans les deux sens.}$$

**Calcul des moments isostatiques**

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$\rho = 0,63 \Rightarrow ELU \begin{cases} \mu_x = 0,0779 \\ \mu_y = 0,3338 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 0,0779 \times 35,09 \times 2,89^2 = 22,83 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,3338 \times M_{0x} = 7,62 \text{ KN.m}$$

✓ **Les moments corrigés**

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 19,40 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,85 M_{0y} = 6,48 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -9,70 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec :  $A_{min} = 0,1\% \times b \times h$

**Tableau VI.14.** Ferrailage des voiles périphérique

	Sens	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	x-x	19.40	0.042	0.053	0.176	3.17	2	4HA12=4.52
	y-y	6.48	0.014	0.018	0.178	1.04	2	4HA10=3.14
Appui		9.70	0.022	0.027	0.178	1.56	2	4HA10=3.14

✓ **Espacements**

Sens x-x :  $S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

Sens y-y :  $S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

✓ **Vérifications**

$\rho = 0,63 > 0,4$

$e = 20 \text{ cm} > 12$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) b \times e$$

$$A_x^{min} = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,63) 100 \times 20 = 1,9 \text{ cm}^2 \quad A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul de l'effort tranchant**

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{35,09 \times 2,89}{2} \times \frac{4,6^4}{2,89^4 + 4,6^4} = 43,87 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{35,09 \times 4,6}{2} \times \frac{2,89^4}{2,89^4 + 4,6^4} = 10,88 \text{ KN}$$

✓ Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = 0,24 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa}$$

➤ Vérification A L'ELS

$$\rho = 0,63 \Rightarrow ELS \begin{cases} \mu_x = 0,0831 \\ \mu_y = 0,5004 \end{cases}$$

$$\sigma_{max} = G + Q = 32,55 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = Q - G = 4,33 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 50,93 + 6,56}{4} = 25,50 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 25,50 \text{ KN/ml}$$

✓ Calcul des moments isostatiques

$$M_{0x} = 0,0831 \times 25,50 \times 2,89^2 = 17,70 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,5004 \times M_{0x} = 8,86 \text{ KN.m}$$

✓ Les moments corrigés

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 15,05 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,85 M_{0y} = 7,53 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -8,85 \text{ KN.m}$$

✓ Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$$

• Vérification des contraintes :

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( 2 \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

• Contraintes dans le béton :

$$y = 4,31 \text{ cm}$$

$$I = 15375,58 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 4,22MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \Rightarrow \text{La contrainte dans le béton est vérifiée.}$$

- Contraintes dans l'acier :

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 201$$

la fissuration est considérée nuisible

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 201,63$$

Avec :  $\eta=1,6$

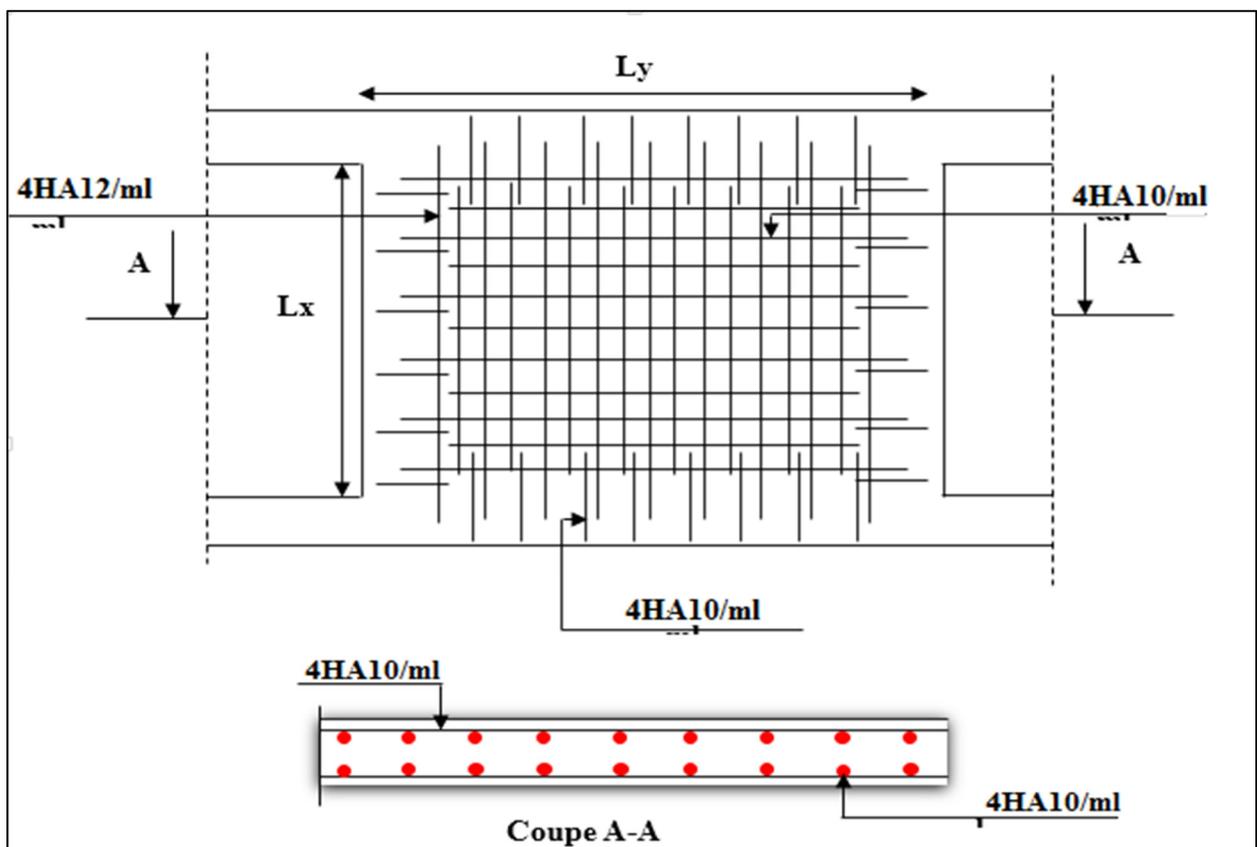
$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$  .....Condition vérifiée,

Donc le choix de ferrailage est :  $A_{tx} = 4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

$$A_{ty} = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$A_a = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

- Schéma de ferrailage du voile périphérique :



FigureVI.10 : schéma de ferrailage du voile périphérique

**VI.4. Conclusion**

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure.

Dans un premier temps nous avons essayé d'utiliser des semelles isolées. Cette solution a été écartée à cause du chevauchement qu'elle induisait. Les mêmes raisons ont fait écarter la solution de la semelle filante. Nous avons donc opté à des fondations sur radier général

***Conclusion***

***Générale***

## *Conclusion général*

---

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment multifonctionnel (R + 7 +2E-sol) qui regroupe commerces, bureaux et logements d'habitation, contreventé par une structure mixte (voiles + portiques).

Pour avoir un bon comportement de la structure et limiter les effets de la torsion accidentelle, plusieurs dispositions de voiles de contreventement ont été testées (avec introduction des escaliers dans la modélisation de la structure) dans le but d'aboutir à un système de contreventement mixte satisfaisant, une bonne répartition des charges entre portiques et voiles (interaction) et les contraintes architecturales de la structure.

On a constaté au cours de notre étude que l'introduction des escaliers influe sur le comportement de la structure (ils engendrent des effets de torsion), donc il faut étudier le comportement (meilleure disposition des voiles) en tenant compte de ces derniers dans la structure modélisée.

L'étude de la réponse sismique, particulièrement la recherche du comportement dynamique nous a conduit à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- ✦ Le rôle très important que jouent les dispositions constructives dans le comportement dynamique de la structure.
- ✦ L'emplacement des escaliers dans la superstructure influe directement sur la nature des modes de vibrations ; ils peuvent engendrer des modes de torsions non négligeables.
- ✦ La vérification de l'effort normal réduit conduit à l'augmentation de la section de poteaux.
- ✦ La vérification des moments résistants en zones nodales évite le risque de formation de rotules plastiques dans les poteaux (assurer leurs continuités et le maintien de la structure).
- ✦ La justification de l'interaction voiles-portiques quantifie l'effort tranchant repris par les voiles et ceux repris par les portiques. Elle permet de justifier le choix du système de contreventement mixte. Une bonne disposition peut s'avérer très économique.
- ✦ La vérification de la condition  $P-\Delta$  (effets du second ordre) contribue à assurer la stabilité globale vis-à-vis des déplacements horizontaux.

Outre le critère de résistance, on doit lui associer celui de l'économie en jouant sur le choix de section de béton et d'armatures dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par les règlements en vigueur.

D'autre part notre étude nous a permis de savoir que la modélisation de la structure constitue une étape décisive qui nous renseigne sur son éventuel comportement en service.

# ***Bibliographie***

## ***Bibliographie***

---

- Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Cours de béton armé, 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> année Génie Civil.
- Enciens mémoires de fin d'étude.

# ***Annexes***

## Annexe 1

$\alpha = L_x/L_y$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

## Annexe 2

### Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique  $P = 1$  s'exerçant sur une surface réduite  $u \times v$  au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$L_x \times L_y$$

Avec  $L_x < L_y$ .

$$\rho = 0.9$$

u/lx v/ly		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
<b>Valeur de M<sub>1</sub></b>	<b>0.0</b>	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	<b>0.1</b>	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	<b>0.2</b>	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	<b>0.3</b>	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	<b>0.4</b>	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	<b>0.5</b>	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	<b>0.6</b>	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	<b>0.7</b>	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	<b>0.8</b>	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	<b>0.9</b>	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	<b>1.0</b>	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
<b>Valeur de M<sub>2</sub></b>	<b>0.0</b>	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	<b>0.1</b>	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	<b>0.2</b>	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	<b>0.3</b>	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	<b>0.4</b>	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	<b>0.5</b>	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	<b>0.6</b>	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	<b>0.7</b>	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	<b>0.8</b>	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	<b>0.9</b>	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	<b>1.0</b>	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

### Annexe 3

#### Tableau des Armatures (en Cm<sup>2</sup>)

<b>Ø</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>
<b>1</b>	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
<b>2</b>	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
<b>3</b>	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
<b>4</b>	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
<b>5</b>	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
<b>6</b>	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
<b>7</b>	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
<b>8</b>	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
<b>9</b>	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
<b>10</b>	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
<b>11</b>	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
<b>12</b>	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
<b>13</b>	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
<b>14</b>	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
<b>15</b>	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
<b>16</b>	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
<b>17</b>	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
<b>18</b>	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
<b>19</b>	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
<b>20</b>	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

# Performances & Raffinement

## Table dimensionnelle T30

ascenseurs de personnes  
machinerie supérieure  
entraînement électrique

Ligne Building

Charge nominale en kg	Vitesse nominale en m/s	Entrain. (1)	Nombre niveaux maxi	Course maxi en m	Dimensions de cabine	Passage libre de portq	Dimensions de gaine	Profondeur de cuvette (2)	
					BK x TK x HK	BT x HT	BS x TS	HSG	HSG
<b>630</b> 8 pers.	1.00	2 v	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
		Dy S	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
		ACVF	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
	1.60	Dy S	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160
		ACVF	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160
<b>800</b> 10 pers.	1.00	2 v	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
		Dy S	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
		ACVF	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
	1.60	Dy S	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160
		ACVF	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160
<b>1000</b> 13 pers.	1.00	2 v	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140
		Dy S	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140
		ACVF	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140
	1.60	Dy S	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155	160
		ACVF	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155	160
	2.50	Dy MV	28	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180	220
TD 2		31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180	220	
<b>1250</b> 16 pers.	1.00	Dy S	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140	160
		ACVF	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140	160
	1.60	Dy S	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155	160
		ACVF	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155	160
	2.50	Dy MV	28	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180	220
		TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180	220
<b>1600</b> 21 pers.	1.00	Dy S	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140	160
		ACVF	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140	160
	1.60	Dy S	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155	160
		ACVF	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155	160
	2.50	Dy MV	28	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220
		TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220
4.00	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	320		
	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	400		

Notes: Toutes les cotes sont exprimées en centimètres sauf indications contraires. (2) Les profondeurs de cuvette et hauteurs sous dalle sont indiquées suivant la norme NF EN 81-1. Figurent en italique les valeurs du fascicule de documentation P 82-208.  
(1) Entraînement: 2 v = 2 vitesses, Dy S = Dynatron S (variation continue de vitesse), ACVF = Variation continue de fréquence, Dy MV = Dynatron MV (variation continue de vitesse), TD 2 = Transatron Gedussa (variation de tension sans treuil). (3) La puissance est calculée suivant la norme C.15-100 et C.15-105. c'est-à-dire en prenant en compte le facteur de puissance et le rendement.

# Caractéristiques générales

Disposition	en simplex (pour les dispositions en batterie, consulter la table T31)	Maintenance	collective descente selective, à analyse permanente de trafic à ouverture centrale trafic intense
Nombre de faces de service	simple accès	Portes automatiques	
Distance mini entre niveaux	255 cm		

Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (3) en kVA	Réaction maxi en daN		
	BO	TO	HO		TRI 220 V		TRI 380 V			FC	DM	PM
					In	Id	In	Id				
355 380	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355 380	180	380	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355 380	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365 400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365 400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365 420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365 420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	67	33	25000	8400	1500
365 420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375 420	240	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	25500	9000	1500
375 420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435 520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465 520	240	460	220	150 x 100	♣	♣	♣	♣	♣	28000	11000	2000
490	240	500	240	140 x 120	♣	♣	♣	♣	♣	30000	12500	3000
400 440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	9500	1500
400 440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	9500	1500
410 440	260	400	200	160 x 100	♣	♣	♣	♣	♣	29000	9500	1500
410 440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	85	41	30000	11000	1500
435 540	260	460	220	200 x 120	141	451	82	262	111	30000	11000	1500
465 540	260	460	220	150 x 120	♣	♣	♣	♣	♣	31000	12000	2000
530	260	500	240	160 x 120	♣	♣	♣	♣	♣	32000	12000	2500
400 440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
400 440	260	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410 440	260	430	200	170 x 100	♣	♣	♣	♣	♣	33000	11000	1500
410 440	260	430	200	140 x 100	66	165	38	95	46	33500	12500	1500
460 540	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	35000	13500	2500
470 540	260	520	220	150 x 120	♣	♣	♣	♣	♣	36000	14000	3000
540	260	520	240	200 x 120	♣	♣	♣	♣	♣	36000	14000	3000
590	260	520	280	230 x 140	♣	♣	♣	♣	♣	38000	18000	5000
					♣	♣	♣	♣	♣	38000	19500	7000



Symbolisme attribué par le Comité National de Liaison pour la Réadaptation des Handicapés (autorisation d'emploi n° 001). Les appareils sont conformes à la Norme NF P 91-201 et accessibles aux handicapés circulant en fauteuil roulant.

Il n'est pas possible de donner des valeurs précises dans le contexte d'un document général. S'agissant d'installations à très hautes performances, il est vivement conseillé de prendre contact avec votre correspondant Schindler habituel.

# *Plan de la Structure*