



جامعة بجاية  
Tasdawit n'Bgayet  
Université de Béjaïa

***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 cycle**

*En Vue d'Obtention du Diplôme Master en Génie Civil*

*Option : Matériaux et Structures*

## **Thème**

*Etude d'un bâtiment ( $\mathcal{R}+7+2$  entre sol + sous-sol)  
à usage d'habitation, service et commercial  
contreventé par un système mixte (voiles-portiques)*

**Encadré par :**

**Mr: Dj. BENYESSAD**

**Réalisé par**

**MAIBECHE Yacine**

**MOUMENI Mohamed**

**RADI Noredline**

**Membres de jury:**

**M<sup>r</sup> : N.OUDENI**

**M<sup>elle</sup> : W.BOUGHAMSSA**

**Juin 2013**

# Remerciements

*Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre  
profonde gratitude et nos vifs remerciements :*

*Avant tous, nous remercions ALLAH le tout puissant pour nous  
avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.*

*A nos familles : qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant  
toutes nos études.*

*A M<sup>r</sup> BENYESSAD notre promoteur, pour avoir accepté de nous  
guider sur le bon chemin du travail.*

*Aux membres de jury : pour avoir accepté de juger notre travail.*

*A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce  
mémoire.*

*Yacine, Noredidine & Mohamed*

# *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail*

*À 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 afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*

*À mon très cher frère FATEH et mes très chères sœurs LYNDIA et KAMILIA.*

*À mes très chers grands-pères et grands-mères.*

*À toute ma famille sans exception.*

*À mes chers AMIS.*

*À toute l'équipe de K207 et B312.*

*À tous ceux que j'aime et tous ceux qui m'aiment.*

*En fin, je remercie mes binômes MAIBECHE YACINE et MOUMENI MOHAMED qui ont contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

*RADI NOREDDINE*

# *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail*

*À mes très chers parents MALIKA et ABDELHAMID 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 afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*

*À ma grand-mère OUNISSA et à ma tante ZAHRA*

*À ma très chère THIZIRI ainsi que sa famille.*

*À mes chers AMIS*

*RIAD, MOULOUD, MAKHLOUF, BADIS, KARIM, NABIL et YANIS*

*À toute ma famille sans exception.*

*En fin, je remercie mes binômes RADI NOREDDINE et MOUMENI MOHAMED qui ont contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

*MAIBECHÉ YACINE*

# *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail*

*À 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 afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*

*À ma très chère sœur HANANE et mes frères SADDAK ET NOREDDINE et sa femme et leurs enfants.*

*À toute ma famille sans exception.*

*À ma très chère NADIA ainsi que sa famille.*

*À tout mes amis en particulier M<sup>r</sup> HIMI ARZEKI*

*En fin, je remercie mes binômes RADI NOREDDINE et MAIBECHÉ YACINE qui ont contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

*MOUMENI Mohamed*

# Sommaire

<b>Introduction générale</b>	
<b>Chapitre I : Généralités</b>	
I.1 : Présentation du projet	1
I.2 : Caractéristique de la structure	1
I.3 : Hypothèses fondamentales de calcul aux états limite	2
I.4 : Caractéristiques des matériaux	3
I.5 : Les actions et combinaisons d'actions	7
I.6 : Règlements et normes utilisés	8
<b>Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments</b>	
II.1 : Introduction	9
II.2 : Pré dimensionnement des éléments secondaires	9
II.3 : Pré dimensionnement des éléments principaux	14
II.4 : Evaluation des charges et surcharges	17
II.5 : Descente de charge	19
<b>Chapitre III : Calcul des éléments secondaires</b>	
III.1 : Etude des planchers	29
III.2 : Dalles pleines	60
III.3 : Etude de l'ascenseur	68
III.4 : Etude des escaliers	78
<b>Chapitre IV : Etude au séisme</b>	
IV.1 : Introduction	101
IV.2 : Objectifs et exigences	101
IV.3 : Méthode de calcul	101
IV.4 : Exigences du RPA99/2003 pour les systèmes mixtes	105
IV.5 : Interpolation des résultats de l'analyse dynamique	106
IV.6: Conclusion	113
<b>Chapitre V : Etude des éléments structuraux</b>	
V.1 : Etude des poutres	113
V.2 : Etude des poteaux	121
V.3 : Etude des voiles	129
<b>Chapitre VI : Etude de l'infrastructure</b>	
VI.1 : Introduction	139
VI.2 : Choix du type des fondations	139
VI.3 : Combinaisons d'actions à considérer	139
VI.4 : Etude des fondations	139
VI.5 : Voile périphérique	154
<b>Conclusion</b>	
<b>Bibliographie</b>	
<b>Annexes</b>	

# Sommaire

# Listes des figures

<b>Fig.I.1</b> : Diagramme des contraintes-déformations du béton (compression pure)	<b>5</b>
<b>Fig.I.2</b> : Diagramme contrainte-déformation de l'acier	<b>6</b>
<b>Fig.II.1</b> : Plancher à corps creux	<b>9</b>
<b>Fig.II.2</b> : Schéma d'une poutrelle	<b>10</b>
<b>Fig.II.3</b> : Dalle sur deux appuis	<b>11</b>
<b>Fig.II.4</b> : Dalle sur trois appuis	<b>11</b>
<b>Fig.II.5</b> : Schéma d'escalier	<b>12</b>
<b>Fig.II.6</b> : Schéma statique de type I	<b>12</b>
<b>Fig.II.7</b> : Surface afférente de plancher étage courant de poteau B-4	<b>20</b>
<b>Fig.II.8</b> : Surface afférente de plancher duplex, 2 <sup>ème</sup> entre sol et sous-sol de poteau B-4	<b>20</b>
<b>Fig.II.9</b> : Surface afférente de plancher étage courant de poteau B-3	<b>23</b>
<b>Fig.III.1</b> : Disposition des poutrelles	<b>29</b>
<b>Fig.III.2</b> : Moments sur une poutre à plus de deux travées	<b>31</b>
<b>Fig.III.3</b> : Moments sur une poutre à deux travées	<b>31</b>
<b>Fig.III.4</b> : Evaluation des efforts tranchants.	<b>32</b>
<b>Fig.III.5</b> : Schéma statique de la poutrelle a deux travées	<b>33</b>
<b>Fig.III.6</b> : Schéma statique de la poutrelle a trois travées	<b>34</b>
<b>Fig.III.7</b> : Ferrailage de la dalle de compression	<b>60</b>
<b>Fig.III.8</b> : Dalle sur deux appuis	<b>60</b>
<b>Fig.III.9</b> : Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis	<b>64</b>
<b>Fig.III.10</b> : Dalle sur trois appuis	<b>64</b>
<b>Fig.III.11</b> : Schéma de ferrailage de la dalle à trois appuis	<b>68</b>
<b>Fig.III.12</b> : Cage d'ascenseur	<b>69</b>
<b>Fig.III.13</b> : La surface d'impact dalle ascenseur	<b>73</b>
<b>Fig.III.14</b> : Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur	<b>78</b>
<b>Fig.III.15</b> : Schéma statique de type I	<b>79</b>
<b>Fig.III.16</b> : Schéma statique de la console	<b>79</b>
<b>Fig.III.17</b> : Schéma de ferrailage de la console	<b>82</b>
<b>Fig.III.18</b> : Schéma statique de la volée	<b>82</b>
<b>Fig.III.19</b> : Diagramme des efforts internes à l'ELU	<b>83</b>
<b>Fig.III.20</b> : Diagramme des efforts internes a l'ELS	<b>83</b>
<b>Fig.III.21</b> : Schéma de ferrailage de la 2 <sup>ème</sup> volée de type I	<b>86</b>
<b>Fig.III.22</b> : Schéma statique de la 3 <sup>ème</sup> volée	<b>86</b>
<b>Fig.III.23</b> : Schéma de ferrailage de la 3 <sup>ème</sup> volée	<b>88</b>
<b>Fig.III.24</b> : Schéma statique de type II	<b>89</b>
<b>Fig.III.25</b> : Schéma statique de la poutre palière	<b>89</b>
<b>Fig.III.26</b> : Section à considérer dans le calcul à la torsion.	<b>92</b>
<b>Fig.III.27</b> : Schéma de ferrailage de la poutre palière	<b>93</b>
<b>Fig.III.28</b> : Schéma statique de la 2 <sup>ème</sup> volée	<b>94</b>
<b>Fig.III.29</b> : Schéma de ferrailage de la 2 <sup>ème</sup> volée	<b>96</b>
<b>Fig.III.30</b> : Schéma de ferrailage de la poutre brisé	<b>99</b>
<b>Fig. IV.1</b> : Disposition des voiles de contreventement	<b>106</b>
<b>Fig. IV.2</b> : 1 <sup>er</sup> mode (translation suivant X)	<b>107</b>

# Listes des figures

<b>Fig. IV.3</b> : 2 <sup>ème</sup> mode (translation suivant Y)	<b>107</b>
<b>Fig. IV.4</b> : 3 <sup>ème</sup> mode (torsion autour de Z)	<b>108</b>
<b>Fig. V.1</b> : Section d'un poteau	<b>125</b>
<b>Fig. V.2</b> : Schéma d'un voile pleine	<b>132</b>
<b>Fig. V.3</b> : Schéma de ferrailage de voile Vx1 dans le sous-sol, 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> entre sol	<b>138</b>
<b>Fig. IV.1</b> : Schéma d'une semelle isolée	<b>140</b>
<b>Fig. IV.2</b> : Schéma d'une semelle filante	<b>141</b>
<b>Fig. IV.3</b> : Schéma du poinçonnement.	<b>143</b>
<b>Fig. IV.4</b> : Dalle sur 4 appuis	<b>146</b>
<b>Fig. IV.5</b> : Schéma de ferrailage du radier	<b>148</b>
<b>Fig. IV.6</b> : Coupe A-A du radier	<b>149</b>
<b>Fig. IV.7</b> : Schéma de distribution des charges sur les nervures.	<b>149</b>
<b>Fig. IV.8</b> : Chargement de la nervure intermédiaire dans le sens y-y	<b>150</b>
<b>Fig. IV.9</b> : Chargement de la nervure intermédiaire dans le sens x-x	<b>150</b>
<b>Fig. IV.10</b> : Schéma statique sens Y-Y	<b>150</b>
<b>Fig. IV.11</b> : Schéma statique sens X-X	<b>151</b>
<b>Fig. IV.12</b> : Section à ferrailer	<b>151</b>
<b>Fig. IV.13</b> : Schéma de répartition des contraintes sur le mur	<b>155</b>
<b>Fig. IV.14</b> : Schéma de ferrailage de voile périphérique	<b>158</b>

# Listes des figures

# Liste des tableaux

<b>Tableau I.1</b> : fe en fonction de type d'acier	<b>6</b>
<b>Tableau II.1</b> : Pré dimensionnement de l'escalier	<b>14</b>
<b>Tableau II.2</b> : Evaluation de la charge de la toiture	<b>17</b>
<b>Tableau II.3</b> : Evaluation des charges du plancher étage courant	<b>17</b>
<b>Tableau II.4</b> : Evaluation des charges du plancher	<b>18</b>
<b>Tableau II.5</b> : Evaluation des charges des cloisons extérieures	<b>18</b>
<b>Tableau II.6</b> : Evaluation des charges du palier	<b>18</b>
<b>Tableau II.7</b> : Evaluation des charges de la volée	<b>19</b>
<b>Tableau II.8</b> : Charge permanente des différents niveaux de poteau B-4	<b>22</b>
<b>Tableau II.9</b> : Surcharge d'exploitation des différents niveaux de poteau B-4	<b>22</b>
<b>Tableau II.10</b> : Charge permanente des différents niveaux de poteau B-3	<b>24</b>
<b>Tableau II.11</b> : Surcharge d'exploitation des différents niveaux de poteau B-3	<b>25</b>
<b>Tableau II.12</b> : L'effort normal à chaque niveau	<b>25</b>
<b>Tableau II.13</b> : Vérifications à la compression de tous les poteaux	<b>26</b>
<b>Tableau II.14</b> : Vérification au flambement des poteaux	<b>28</b>
<b>Tableau III.1</b> : Type des poutrelles	<b>30</b>
<b>Tableau III.2</b> : Les sollicitations des poutrelles l'ELU de plancher de l'étage courant	<b>36</b>
<b>Tableau III.3</b> : Les sollicitations des poutrelles l'ELS de plancher de l'étage courant	<b>37</b>
<b>Tableau III.4</b> : Les sollicitations des poutrelles l'ELU de plancher de l'étage service	<b>37</b>
<b>Tableau III.5</b> : Les sollicitations des poutrelles a l'ELS de plancher de l'étage service	<b>38</b>
<b>Tableau III.6</b> : Les sollicitations des poutrelles a l'ELU de plancher de l'étage commercial	<b>38</b>
<b>Tableau III.7</b> : Les sollicitations des poutrelles l'ELS de plancher de l'étage commercial	<b>39</b>
<b>Tableau III.8</b> : Les sollicitations maximales sur les poutrelles de plancher étage courant	<b>40</b>
<b>Tableau III.9</b> : Les sollicitations maximales sur les poutrelles de plancher étage service	<b>40</b>
<b>Tableau III.10</b> : Les sollicitations maximales sur les poutrelles de plancher étage commercial	<b>41</b>
<b>Tableau III.11</b> : Résultats de ferrailages des poutrelles de l'étage courant	<b>44</b>
<b>Tableau III.12</b> : Résultats de ferrailages des poutrelles de l'étage service	<b>44</b>
<b>Tableau III.13</b> : Résultats de ferrailages des poutrelles de l'étage commercial	<b>45</b>
<b>Tableau III.14</b> : Vérification de la condition de non fragilité.	<b>46</b>
<b>Tableau III.15</b> : Vérification à l'effort tranchant	<b>47</b>
<b>Tableau III.16</b> : Vérification des armatures longitudinales au niveau des appuis de rives.	<b>48</b>
<b>Tableau III.17</b> : Vérification des armatures longitudinales au niveau des appuis intermédiaire	<b>48</b>
<b>Tableau III.18</b> : Vérification de la bielle.	<b>49</b>
<b>Tableau III.19</b> : Vérification de la jonction table-nervure.	<b>50</b>
<b>Tableau III.20</b> : Vérification de l'état limite de compression de béton	<b>53</b>
<b>Tableau III.21</b> : Evaluation de la flèche pour les poutrelles	<b>56</b>
<b>Tableau III.22</b> : Résultats de ferrailage des différents types de poutrelles	<b>57</b>
<b>Tableau III.23</b> : Ferrailage de type 02 des poutrelles de plancher étage courant	<b>58</b>
<b>Tableau III.24</b> : Ferrailage de type 02 des poutrelles de plancher étage service	<b>59</b>
<b>Tableau III.25</b> : Ferrailage de type 02 des poutrelles de plancher étage commercial	<b>59</b>
<b>Tableau III.26</b> : Ferrailage de la dalle sur deux appuis	<b>62</b>
<b>Tableau III.27</b> : Vérification des contraintes dans le béton.	<b>63</b>
<b>Tableau III.28</b> : Vérification des contraintes dans les aciers.	<b>63</b>

# Liste des tableaux

<b>Tableau III.29</b> : Le ferrailage adopté pour la dalle sur 03 appuis	66
<b>Tableau III.30</b> : Vérification des contraintes dans le béton.	67
<b>Tableau III.31</b> : Vérification des contraintes dans les aciers.	67
<b>Tableau III.32</b> : ferrailage de la dalle d'ascenseur.	71
<b>Tableau III.33</b> : Résultats des calculs.	75
<b>Tableau III.34</b> : Vérification des contraintes dans le béton.	77
<b>Tableau III.35</b> : Résumé des résultats de ferrailage.	80
<b>Tableau III.36</b> : Vérification des contraintes de béton.	81
<b>Tableau III.37</b> : Evaluation de la flèche dans la console	82
<b>Tableau III.38</b> : Les résultats de calcul par la méthode de la RDM	83
<b>Tableau III.39</b> : Résumé des résultats de ferrailage	84
<b>Tableau III.40</b> : Vérification des contraintes de béton.	85
<b>Tableau III.41</b> : Evaluation de la flèche dans la 2ème volée (type I) de l'escalier	86
<b>Tableau III.42</b> : Résumé des résultats de ferrailage.	87
<b>Tableau III.43</b> : Vérification de la condition de non fragilité	87
<b>Tableau III.44</b> : Vérification de l'Effort tranchant	87
<b>Tableau III.45</b> : Evaluation de la flèche dans la 3ème volée (type I) de l'escalier	88
<b>Tableau III.46</b> : Ferrailage de la poutre palière.	90
<b>Tableau III.47</b> : Résumé des résultats de ferrailage.	94
<b>Tableau III.48</b> : Vérification de la condition de non fragilité	94
<b>Tableau III.49</b> : Vérification de l'Effort tranchant	95
<b>Tableau III.50</b> : Evaluation de la flèche dans la 2ème volée (type III) de l'escalier	95
<b>Tableau III.51</b> : Ferrailage adopté pour la poutre brisé	97
<b>Tableau IV.1</b> : Valeurs des pénalités $P_q$	102
<b>Tableau IV.2</b> : Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses	106
<b>Tableau IV.3</b> : Vérification sous charges verticales	108
<b>Tableau IV.4</b> : Vérification sous charges horizontales	109
<b>Tableau IV.5</b> : Vérification de l'effort normal réduit	110
<b>Tableau IV.6</b> : Vérification de la résultante des forces sismiques	110
<b>Tableau IV.7</b> : Vérification des déplacements	111
<b>Tableau IV.8</b> : Vérification de l'effet $P-\Delta$	112
<b>Tableau V.1</b> : Ferrailage des poutres principales et secondaires	115
<b>Tableau V.2</b> : Vérification des contraintes tangentielles	118
<b>Tableau V.3</b> : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	118
<b>Tableau V.4</b> : Vérification de l'état limite de compression du béton	119
<b>Tableau V.5</b> : Vérification de la flèche pour les poutres	119
<b>Tableau V.6</b> : Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires de sous-sol, 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> entre sol	120
<b>Tableau V.7</b> : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	122
<b>Tableau V.8</b> : Sollicitations dans les poteaux	123
<b>Tableau V.9</b> : Ferrailage des poteaux	123
<b>Tableau V.10</b> : Calcul des armatures transversales	124
<b>Tableau V.11</b> : Vérification du flambement pour les poteaux	125

# Liste des tableaux

<b>Tableau V.12</b> : Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux	<b>126</b>
<b>Tableau V.13</b> : Vérification aux sollicitations tangentes	<b>127</b>
<b>Tableau V.14</b> : Les moments résistants dans les poteaux	<b>128</b>
<b>Tableau V.15</b> : Vérification de la zone nodale	<b>128</b>
<b>Tableau V.16</b> : Schéma de ferrailage des différents types des poteaux	<b>129</b>
<b>Tableau V.17</b> : Sollicitations de calcul dans le voile $V_{x1}$ dans tous les niveaux	<b>133</b>
<b>Tableau V.18</b> : Sollicitations de calcul dans le voile $V_{x2}$ dans tous les niveaux	<b>134</b>
<b>Tableau V.19</b> : Sollicitations de calcul dans le voile $V_{x1}$ dans tous les niveaux	<b>134</b>
<b>Tableau V.20</b> : Sollicitations de calcul dans le voile $V_{y1}$ dans tous les niveaux	<b>135</b>
<b>Tableau V.21</b> : Sollicitations de calcul dans le voile $V_{y2}$ dans tous les niveaux	<b>136</b>
<b>Tableau V.22</b> : Sollicitations de calcul dans le voile $V_{y3}$ dans tous les niveaux	<b>136</b>
<b>Tableau V.23</b> : Sollicitations de calcul dans le voile $V_{y4}$ dans tous les niveaux	<b>137</b>
<b>Tableau V.24</b> : Sollicitations de calcul dans le voile $V_{y5}$ dans tous les niveaux	<b>138</b>
<b>Tableau IV.1</b> : Résumé de ferrailage du radier	<b>147</b>
<b>Tableau IV.2</b> : Vérification des contraintes dans le radier	<b>148</b>
<b>Tableau IV.3</b> : Vérification des contraintes nouvelles dans le radier	<b>148</b>
<b>Tableau IV.4</b> : Distribution des charges	<b>149</b>
<b>Tableau IV.5</b> : Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal	<b>150</b>
<b>Tableau IV.6</b> : Sollicitations sur la nervure dans le sens transversal	<b>151</b>
<b>Tableau IV.7</b> : Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens Y-Y)	<b>151</b>
<b>Tableau IV.8</b> : Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens X-X)	<b>152</b>
<b>Tableau IV.9</b> : Vérification de l'effort tranchant	<b>152</b>
<b>Tableau IV.10</b> : Résumé des résultats (vérification des contraintes)	<b>153</b>
<b>Tableau IV.11</b> : Vérification des contraintes nouvelles	<b>153</b>
<b>Tableau IV.12</b> : Schéma de ferrailage des nervures	<b>154</b>
<b>Tableau IV.13</b> : Section des armatures du mur de soutènement	<b>156</b>
<b>Tableau IV.14</b> : Vérification des contraintes pour le voile périphérique.	<b>157</b>
<b>Tableau IV.15</b> : Section de ferrailage adopté après vérification	<b>157</b>

# Liste des tableaux

***Introduction***  
***Générale***

## *Introduction Générale*

Le phénomène sismique est toujours le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leur apparitions aléatoires. On ne connaît les phénomènes sismiques que de manière imparfaite et seuls des séismes majeurs incitent la population à une prise de conscience générale. C'est pourquoi la plupart des nations ne sont pas protégées contre les tremblements de terre et leurs conséquences économiques et humaines.

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

Dans l'analyse et le dimensionnement des structures, l'ingénieur doit appliquer le règlement afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, son choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales.

Le présent travail consiste en une étude d'un bâtiment R+7+deux Entre sol et un Sous-Sol, contreventé par un système mixte (voiles-portiques) avec justification de l'interaction vis-à-vis des efforts verticaux et horizontaux, sur le comportement de la structure.

Pour cela, nous allons suivre les démarches décrites sur le plan de travail qui est le suivant :

- Le premier chapitre, sera consacré pour les généralités.
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure.
- Le troisième chapitre, pour le calcul des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
- Le cinquième chapitre, pour le calcul des éléments structuraux.
- Le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure, et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

# *Chapitre I*

**I.1 Présentation du projet :**

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment en (R+7+grenier +2 entre-sol+1sous-sol) à usage d'habitation-services-commerce, ayant une forme rectangulaire et implantée dans la Ville de Bejaia. [Cette région est classée zone à moyenne sismicité (zone II.a) selon le (RPA 99/version 2003), Règlement Parasismique Algérienne]

Notre bâtiment est aménagé comme suite :

RDC et 2<sup>ème</sup> entre sol : aménagé pour commerce

1<sup>er</sup> entre sol et le sous -sol : aménagé pour service

1<sup>er</sup> étage au 7<sup>ème</sup> étage + grenier : aménagé pour logements d'habitation.

**SYSTEME DE CONSTRUCTION :**

a / Ossature : Structure poteaux- poutres et voiles en B-A

b / Murs extérieurs en brique rouge d'épaisseur (10+10+10) cm ; et murs intérieurs d'épaisseur 10cm.

c / Plancher : Corps - creux (hourdis) et dalles pleines en B-A.

**I.2 Caractéristiques de la structure****I.2.1 Caractéristiques géométrique :**

✓	Largeur en plan	-----	11.60 m
✓	Longueur en plan	-----	23,10 m
✓	Hauteur du grenier	-----	3,06 m
✓	Hauteur d'étage courant de (1 à 7)	-----	3,06 m
✓	Hauteur du RDC	-----	3,40 m
✓	Hauteur du 2 <sup>ème</sup> entre sol	-----	4,08 m
✓	Hauteur du 1 <sup>er</sup> entre sol	-----	4,76 m
✓	Hauteur du sous-sol	-----	2,55 m
✓	Hauteur totale	-----	38,95 m

**I.2.2 Données du site :**

- ❖ Le bâtiment sera implanté à la ville de Bejaia (dans la commune de AKBOU), une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).
- ❖ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 1B (ouvrage ayant une grande importance).
- ❖ Le site est de catégorie S2, qui concerne les sols ferme. (rapport de sol)
- ❖ Contrainte admissible du sol  $\bar{\sigma} = 2,2$  bars.

### I.2.3 Choix du contreventement :

L'ouvrage en question rentre dans le cadre de l'application du RPA 99 (version 2003). Et puisqu'il répond aux conditions de l'article 1-b du RPA99/version 2003, et qu'il dépasse 14 m, le contreventement sera assuré par un contreventement mixte avec justification d'interaction portique-voile. Pour ce genre de contreventement il y a lieu également de vérifier un certain nombre de conditions :

- ❖ Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- ❖ Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.
- ❖ Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

### I.3 Hypothèses fondamentales de calcul aux états limites :

On appelle un état limite, un état particulier au-delà duquel une structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue. Les ouvrages et les éléments d'ouvrages doivent être conçus et calculés de manière à pouvoir résister avec une sécurité appropriée à toutes les sollicitations prévues et à présenter une durabilité satisfaisante durant toute la période exploitation ; on distingue :

#### I.3.1 États Limites de Service(ELS) :

Sont ceux qui mettent en cause le comportement de la construction en exploitation, on distingue deux cas :

- Ouverture des fissures
- Déformation des éléments.

#### I.3.2 États Limites Ultimes (ELU) :

Sont ceux qui mettent en cause la sécurité de l'ouvrage. Ils ne désignent pas nécessairement effondrement, mais la plastification des matériaux et les grandes déformations résultantes sont souvent considérées comme une ruine. On distingue :

- Équilibre statique
- Résistance d'un élément de la construction,
- Stabilité de forme (flambement),
- la fatigue.

## Hypothèses fondamentales de calcul aux états limites

### 1<sup>er</sup> à L'ELU

Les principales hypothèses du calcul des sections en BA aux ELU sont les suivantes :

- les sections planes restent planes après déformation,
- Il n'y a pas de glissement à l'interface béton-armatures,
- Le béton tendu est négligé,
- L'aire des aciers n'est pas déduite de celle du béton,
- L'aire des aciers est concentrée en son centre de gravité,
- Le comportement de l'acier est défini par le diagramme contrainte-déformation de calcul (figure.1.2),
- pour le comportement du béton, on adoptera le diagramme rectangulaire simplifié car la section n'est que partiellement comprimée.

### 2<sup>ème</sup> à L'ELS :

L'ELS est dimensionnant par rapport à l'ELU lorsque la fissuration est considérée comme très préjudiciable à la tenue de l'ouvrage dans le temps (FTP) et parfois lorsqu'elle est préjudiciable (FP), dans ce dernier cas, on dimensionnera à l'ELU et on vérifiera que la section d'acier est suffisante pour l'ELS. En FTP, il faut faire le calcul de la section d'acier directement à l'ELS.

Les principales hypothèses du calcul des sections en BA aux ELS sont les suivantes :

- les sections planes restent planes après déformation,
- il n'y a pas de glissement à l'interface béton-armatures,
- le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux élastiques,
- le béton tendu est négligé,
- l'aire des aciers n'est pas déduite de celle du béton,
- l'aire des aciers est concentrée en son centre de gravité,
- le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton est égal à 15.

## I.4 Caractéristiques des matériaux :

### I.4.1 Le béton :

Le béton est un matériau composite homogène constitué de grains minéraux et d'un liant qui durcit en présence d'eau. Et d'un adjuvant qui améliorent sensiblement les performances du matériau. Des éléments plus fins sont aussi introduits pour améliorer sa compacité. La résistance à la compression d'un béton ordinaire est de l'ordre de (25 à 40MPa), mais sa résistance à la traction et en cisaillement est faible, elle est de l'ordre de 1/10 de sa résistance à la compression, de plus le béton a un comportement fragile. Dans une poutre par exemple la

partie haute travaille en compression et la partie base exerce des efforts de traction. Donc pour pallier à la faible résistance du béton en traction et à sa fragilité on lui associe des armatures en acier qui présentent une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des élancements faibles) de l'ordre de **400MPa**. Mais si aucun traitement n'est réalisé, il subit les effets de la corrosion, de plus son comportement est ductile avec des déformations très importantes avant rupture.

Le béton est définie par sa résistance caractéristique à la compression à l'âge de 28 jours notées  $f_{c28}$ . Pour des calculs en phase de réalisation on utilise les valeurs à  $j$  jours définies à partir de  $f_{c28}$  par : **CBA93 (Art A.2.1.11)**

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } 28j < j < 60j \end{array} \right.$$

✓ Pour des résistances  $f_{c28} > 40$  MPa.

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{array} \right.$$

Résistance à la traction à l'âge de  $j$  jours notée ( $f_t$ ) est conventionnellement définie par **CBA93 (Article A. 1. 2. 1. 2) :**

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.} \\ f_{tj} = 0,275 f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

Pour notre étude on opte pour  $f_{c28} = 25$ MPa et  $f_{t28} = 2.1$  MPa

### Diagramme contrainte déformation

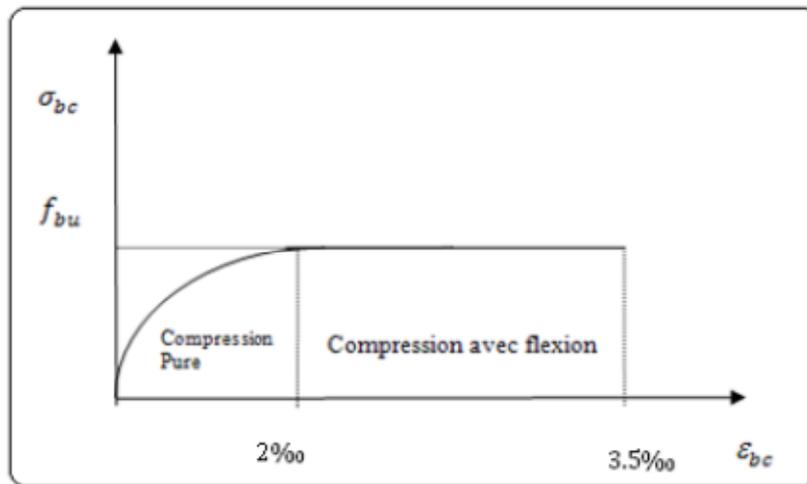
– Contrainte limite de la compression à l'ELU :

$$f_{cj} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{BAEL 91 (Article A. 4. 3. 4) .}$$

0.85 : coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et la diminution de la résistance sous charges de longue durée,

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{Pour les situations durables ou transitoires.} \\ 1.15 & \text{Pour les situations accidentelles} \end{cases}$$

$$\theta = \begin{cases} 1.00 & t > 24 \text{ heures} \\ 0.90 & 1 \text{ heure} < t < 24 \text{ heures} \\ 0.85 & t < 1 \text{ heure} \end{cases}$$



**Figure I-1 : Diagramme des contraintes-déformations du béton (compression pure)**

- En compression pure les déformations relatives étant limitées à 2‰.
- En compression avec flexion le diagramme est dit parabole- rectangle.

$$\sigma_{bc} = 0.28 \times f_{bu} \times 103 \times \epsilon_{bc} \times 4 - 103 \times \epsilon_b .$$

$$(2\text{‰} < \epsilon_{bc} < 3.5\text{‰}); \sigma_{bc} = f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

**Module de déformation longitudinale :**

Module de déformation instantanée : Sous des contraintes d’une durée inférieure à 24h :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c_j}} \quad \text{CBA93 (Art: A. 2. 1. 2. 1)}$$

Module de déformation différée (longue durée) :

$$E_{vj} = (1/3) E_{ij} . \quad \text{CBA93( Art: A. 2. 1. 2. 2)}$$

**Module de déformation transversale du béton :**

$$G = \frac{E}{2 \times (\nu + 1)}$$

$\left\{ \begin{array}{l} E : \text{module de young} \\ \nu : \text{coefficient de poisson.} \end{array} \right.$

$$V = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

$\left\{ \begin{array}{l} \text{pour le calcul des sollicitations } \nu = 0 \text{ à L'ELU} \\ \text{pour le calcul des sollicitations } \nu = 0 \text{ à L'ELS} \end{array} \right.$

### I.4.2 l'acier :

Les barres d'acier sont dites de haute adhérence car leur surface rugueuse permet un lien intime avec le béton ce qui engendre des contraintes entre les deux composants. Il est ainsi disponible que l'acier soit enrobé de béton et ne soit pas en contact avec le milieu extérieur. Si l'acier vient à rouiller au contact de l'air humide ou de l'eau sa section utile (non rouillée) diminue et la résistance de la structure est réduite. Au contraire, la rouille, en gonflant peut faire éclater le béton et le conduire à la ruine.

Les aciers sont classés suivant l'état de leurs surfaces et leurs nuances :

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

*Tableau I.1 :  $f_e$  en fonction du type d'acier.*

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de FeE400 type 1

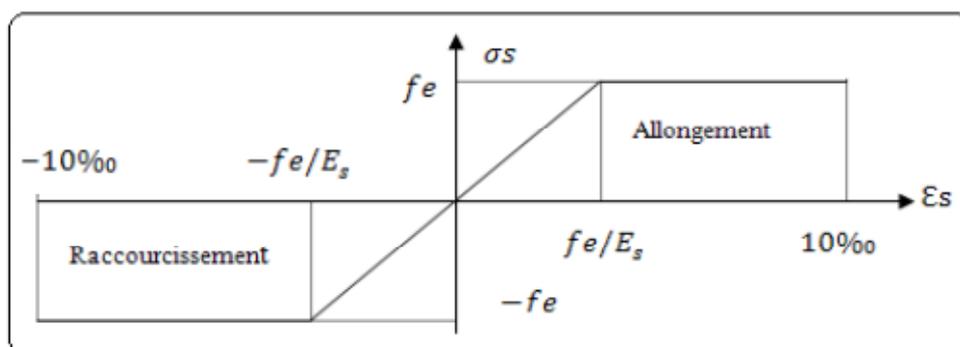
#### Diagramme des contraintes déformations pour les aciers : CBA93 (art : A.2.2.2)

Le diagramme se compose de deux parties :

- ✓ Droite de Hooke  $\sigma = E_s \epsilon$  de pente  $E_s = 2 \times 10^5$  MPa indépendante de la nuance.
- ✓ Droite horizontale limitée à 10% (déformation maximale).

$\gamma_s$  : est les coefficients de sécurité de l'acier.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.5 & \text{cas accidentelles.} \\ 1.15 & \text{cas durable.} \end{cases}$$



**Figure I-2: Diagramme contrainte-déformation de l'acier**

**I.5 Les actions et combinaisons d'actions :****I.5.1 Les actions :**

On appelle actions, les forces et les couples de forces dues aux charges appliquées et aux déformations imposées à une construction, l'ouvrage est conçu se trouver dans deux situations (durable ou accidentelles), on distingue :

**Les actions permanentes notées G :** dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie dans le même sens en tendant vers une limite, tel que :

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

**Les actions variables, notées Qi :** dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps tel que :

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

**Les actions accidentelles (FA) :** provenant de phénomènes rares, tels que séismes, chocs

**I.5.2 Combinaisons d'actions :**

Les sollicitations à considérer dans les calculs : (Les moments fléchissant, les efforts tranchants, les efforts normaux) résultant des combinaisons d'action définis ci-après et avec les notations suivantes :

G max : l'ensemble des actions permanentes défavorables.

G min : l'ensemble des actions permanentes favorables.

Q1 : action variable dite de base.

Qi (i>1) : action variable dite d'accompagnement

**Combinaisons à considérer à l'ELU :****Situations durables ou transitoires :**

Ne font intervenir que les charges permanentes et les charges variables, la combinaison d'actions est :

$$1.35 \times G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} \times Q1 + 1.3 \times \sum \psi_{0i} \times Qi \quad (\text{BAEL91 A. 3.3.2.1})$$

$\gamma_{Q1} = 1.5$  Dans le cas général.

$\gamma_{Q1} = 1.35$  Dans le cas température, charges routières, bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine.

$\psi_{0i}$  = coefficient de pondération des valeurs d'évaluation d'occupation il est égale à 0.77 pour les bâtiments courants.

**Situations accidentelles :**

$$G_{\max} + G_{\min} + FA + \psi_{1i} \times Q_i + \sum \psi_{2i} \times Q_i \quad (\text{BAEL91 A. 3. 3. 22})$$

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

$\psi_{1i} \times Q_i$  : Valeur fréquente d'une action variable.

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

**Combinaison d'action à considérer à l'ELS**

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \psi_{0i} \times Q_i \quad (\text{BAEL91 A. 3. 3. 3})$$

Généralement pour les structures en béton armé les combinaisons utilisées sont :

$$\text{ELU} : 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

$$G + Q + E \quad (\text{RPA99 V. 5. 2}).$$

$$0.8 \times G + E$$

$G + Q + 1.2 \times E \rightarrow$  pour les poteaux des structures auto stable.

**I.6 Règlements et normes utilisés :**

Notre étude est élaboré et établie suivant les règles de calcules et de conceptions qui sont mise en vigueur actuellement en Algérie à savoir : Le **CBA93**, Le **RPA 99** version 2003, Le **BAEL 91**.

# ***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 résistants. 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.

**II.2) Pré dimensionnement des élément secondaires**❖ **Les planchers :**• **Introduction :**

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles se reposent sur 2,3 ou 4 appuis. Ils déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, elles s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitations. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

Dans notre ouvrage on distingue deux types :

- Plancher a corps ceux.
- Plancher à dalle pleine.

**a) Planchers à corps creux :**

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

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \quad (\text{Art B.6.8.4.2 CBA 93}).$$

Avec :

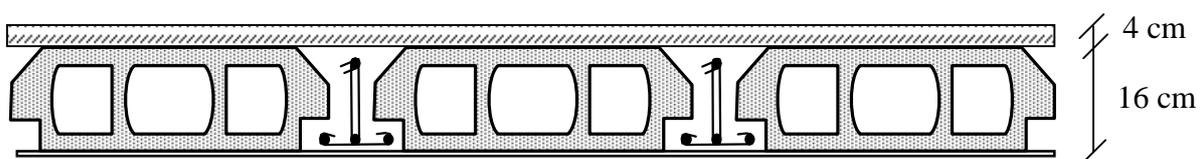
L: La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

$h_t$  : Hauteur totale du plancher.

$$h_t \geq \frac{380}{22,5} \Rightarrow h_t \geq 16.88 \text{ cm}$$

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

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



**Figure II-1 : Plancher à corps creux**

**a-1) Les poutrelles :**

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- La plus petite portée.
- Critère de continuité.

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

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \times h_t = (0,8 \text{ à } 1,2)$$

On adopte :  $b_0 = 10 \text{ cm}$

$$b_1 \leq \text{Min} \left( \frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10} \right)$$

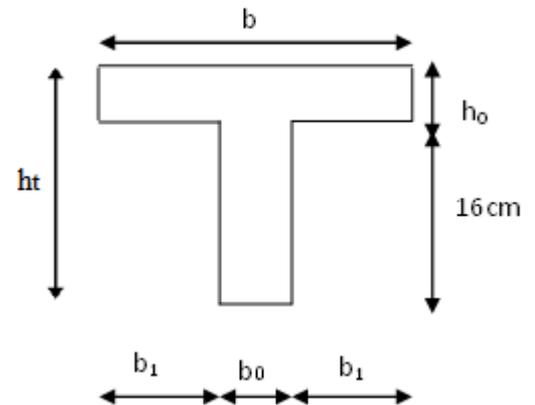


Figure II.2 : Schéma d'une poutrelle

Avec :

$L_x$  : représente la distance entre poutrelles ( $l_x = 55 \text{ cm}$ ).

$L_y$  : représente la distance entre nus d'appuis des poutres secondaires ( $l_y = 380 \text{ cm}$ ).

$$b_1 \leq \text{Min} \left( \frac{55}{2}, \frac{380}{10} \right)$$

On adopte  $b_1 = 27,5 \text{ cm}$ .

$$b = 2 * b_1 + b_0$$

$$b = 2 * 27,5 + 10 = 65 \text{ cm}$$

Soit :  **$b = 65 \text{ cm}$** .

**b) Dalles pleines :**

Dans notre cas nous avons des dalles pleines sur : - deux appuis

- trois appuis

- **résistance au feu :**

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

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

On admet que :  **$e = 12 \text{ cm}$** .

- **Isolation phonique :**

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

On limite donc notre épaisseur à : **e = 14 cm**

- **Résistance à la flexion :**

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

- Dalle repose sur un seul appui :  $e \geq \frac{L_x}{20}$  .
- Dalle reposant sur deux appuis :  $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :  $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ .

Dans notre cas on a des dalles sur 2,3 et 4 appuis, on prend compte des cas les plus défavorable :

**b-1) La dalle sur 2 appuis :**

(Balcon qui se trouve de 1<sup>er</sup> au 6<sup>ème</sup> niveau)

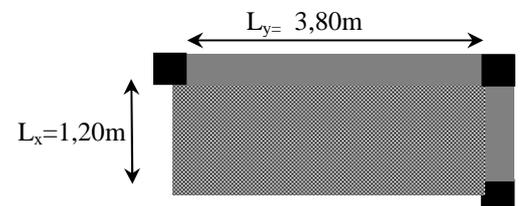
A une portée de :

$$L_x = 1,20 \text{ m} \quad L_y = 3,80 \text{ m}$$

$$\frac{120}{35} < e < \frac{380}{30}$$

Donc on aura  $3,42 \text{ cm} < e < 12,66 \text{ cm}$

On opte pour une épaisseur de : **14 cm**



**Figure II-3 : Dalle sur deux appuis**

**b-2) La dalle sur 3 appuis**

(Balcon qui se trouve au niveau de RDC)

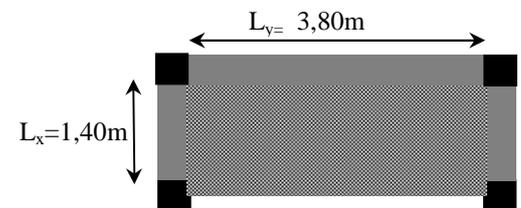
A une portée de :

$$L_x = 1,40 \text{ m} \quad L_y = 3,80 \text{ m}$$

$$\frac{140}{50} < e < \frac{380}{40}$$

Donc on aura  $2,80 \text{ cm} < e < 9,50 \text{ cm}$

On opte pour une épaisseur de : **14 cm**



**Figure II-4 : Dalle sur trois appuis**

❖ Les escaliers :

Un escalier est un élément secondaire qui sert à relier les différents niveaux d'une construction, son utilisation régulière un bon dimensionnement afin d'assurer une sécurité et un confort aux usagers.

Les escaliers peuvent être en béton armé, en acier ou en bois.

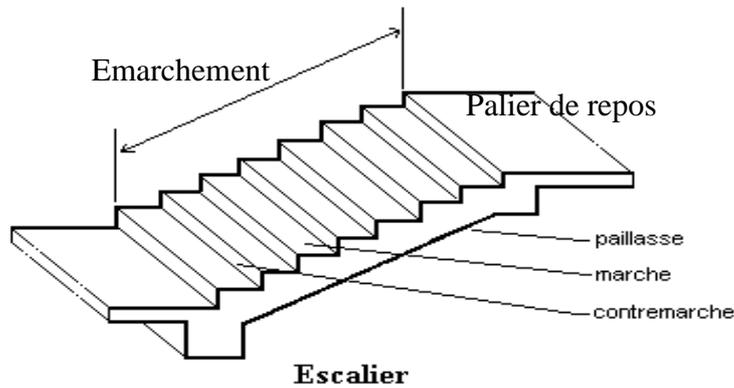


Figure II.5 : Schéma d'escalier.

Pour le dimensionnement des marches (g) et les contre marche (h) on utilise la formule de **BLONDEL** :

$$59 < 2h+g < 66.$$

Avec :

$$\begin{cases} h = \frac{H}{n} \\ g = \frac{L}{n-1} \end{cases} \quad \text{Avec : } \begin{cases} n : \text{nombre de contre marche.} \\ H : \text{hauteur de la volée.} \\ L : \text{longueur de la volée.} \end{cases}$$

Dans notre cas nous avons trois types d'escalier à savoir :

❖ *Type 1 : passage de 2<sup>ème</sup> entre sol au RDC (03voleés)*

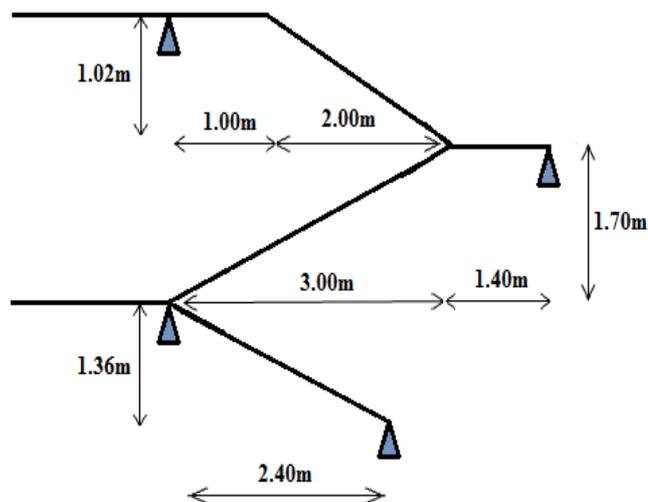


Figure II-6 : Schéma statique de type I

**1<sup>er</sup> volée :**

$$H=1.36\text{m} \quad L_0= 2.40\text{m}$$

$$g + 2h \approx 64\text{cm} \Rightarrow 2 \frac{H}{n} + \frac{L}{n-1} = 64$$

$$\Rightarrow 2 \times H \times (n-1) + L \times n \approx 0.64 \times n \times (n-1)$$

$$\Rightarrow 0.64n^2 - 5.76n + 2.72 = 0$$

Après la résolution, on trouve :  $n = 9$  contres marches.

$$\text{D'où:} \quad \begin{cases} h = \frac{H}{n} = 15.11 \text{ cm.} \\ g = \frac{L}{n-1} = 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

On adopte:

$$\mathbf{h = 17 \text{ cm.}}$$

$$\mathbf{g = 30 \text{ cm}}$$

**2<sup>ème</sup> volée :**

$$H = 1,7 \text{ m.} \quad L_0 = 3.00 \text{ m.}$$

$$g + 2h \approx 64\text{cm}$$

$$\Rightarrow 2 \frac{H}{n} + \frac{L}{n-1} = 64$$

$$\Rightarrow 2 \times H \times (n-1) + L \times n \approx 0.64 \times n \times (n-1)$$

$$\Rightarrow 0.64n^2 - 7.04n + 3.4 = 0$$

Après la résolution, on trouve :  $n = 11$  contres marches.

$$\text{D'où:} \quad \begin{cases} h = \frac{H}{n} = 16.20 \text{ cm.} \\ g = \frac{L}{n-1} = 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

On adopte:

$$\mathbf{h = 17 \text{ cm.}}$$

$$\mathbf{g = 30 \text{ cm}}$$

**3<sup>ème</sup> volée:**

$$H = 1,02 \text{ m.} \quad L_0 = 2.00 \text{ m.}$$

$$g + 2h \approx 64\text{cm} \Rightarrow 2 \frac{H}{n} + \frac{L}{n-1} = 64$$

$$\Rightarrow 2 \times H \times (n-1) + L \times n \approx 0.64 \times n \times (n-1)$$

$$\Rightarrow 0.64n^2 - 4.68n + 2.04 = 0$$

Après la résolution, on trouve :  $n = 7$  contres marches.

$$\text{D'où: } \begin{cases} h = \frac{H}{n} = 14.57 \text{ cm.} \\ g = \frac{L}{n-1} = 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

On adopte:

$$\mathbf{h = 17 \text{ cm.}}$$

$$\mathbf{g = 30 \text{ cm}}$$

- **Epaisseur de la volée :**

Elle est déterminée en respectant la condition de la flèche

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20}.$$

Avec L : est le maximum entre les trois volées (c'est la longueur de la 2<sup>ème</sup> volée)

Inclinaison de la volée :  $\text{tg}(\alpha) = 1.7/3.00$  d'où :  $\alpha = 29.53^\circ$ .

La longueur de la volée est :  $L = \frac{1.70}{\sin\alpha} = 3.45\text{m}$

Donc :  $11.5\text{m} < e < 17.25\text{m}$

**On opte pour e=15 cm**

✓ *Type 2 : passage de RDC au 1<sup>er</sup> étage*

✓ *Type 3 : passage de 1<sup>er</sup> au 7<sup>ème</sup> étage*

La suite des 2 types sont représenté dans le tableau suivant :

	H <sub>étage</sub> (m)	Volée	H <sub>volée</sub> (m)	Inclinaison (α)	L <sub>volée</sub> (m)	Nombre de marche	Epaisseur (cm)
2 <sup>ème</sup> entre-sol – RDC	4.08	1	1,36	32.92	2.50	8	15
		2	1.70	29.53	3.45	10	
		3	1.02	27.02	2.25	6	
RDC-1 <sup>er</sup> étage	3.40	1	1.87	31.93	3.55	11	
		2	1,53	27.02	3.35	9	
1 <sup>ème</sup> ~ 7 <sup>ème</sup>	3,06	1	1,53	31.98	2.90	9	
		2	1.53	27.02	3.35	9	

**Tableau II.1 : pré dimonsionnement des escalier**

### II.3) Pré dimensionnement des éléments principaux

#### a) Les poutres :

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

**a-1) Les poutres principales :**

Le pré dimensionnement des poutres de section rectangulaire courantes se fait en respectant la condition du CBA 93 suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

Avec :  $h_t$  : hauteur de la poutre.

$L$  : distance maximale entre nus d'appuis ( $L = L_{\max} = 380$  cm)

$$\text{D'où : } \frac{380}{15} \leq h_t \leq \frac{380}{10}$$

$$\text{Donc : } 25,33 \leq h_t \leq 38 \quad \text{soit : } \mathbf{h_t = 35 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm}}$$

- **Vérification :**

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA (Art : 7.5.1 RPA 99 version 2003) qui sont les suivantes :

✓  $b \geq 20$ cm.....c'est vérifiée.

✓  $h_t \geq 30$ cm.....c'est vérifiée.

✓  $\left(\frac{h_t}{b}\right) = \left(\frac{35}{30}\right) = 1.16 \leq 4$  ..... c'est vérifié.

Ces conditions sont vérifiées donc on opte pour les l'ensemble des poutres principales les dimensions suivantes :

$$\mathbf{h = 35 \text{ cm}}$$

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

**a-2) Les poutres secondaires :**

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

$$\text{D'où : } \frac{380}{15} \leq h_t \leq \frac{380}{10} \text{ Donc } 25.33 \leq h_t \leq 38$$

$$\text{Soit : } \mathbf{h_t = 30 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm}}$$

- **Vérification :**

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA (Art : 7.5.1 RPA 99 version 2003) qui sont les suivantes :

- ✓  $b \geq 20\text{cm}$ .....c'est vérifiée.
- ✓  $h_t \geq 30\text{cm}$ ..... c'est vérifiée.
- ✓  $\left(\frac{h_t}{b}\right) = \left(\frac{30}{30}\right) = 1 \leq 4$ ..... c'est vérifiée.

Ces conditions sont vérifiées, donc on opte pour l'ensemble des poutres secondaires les dimensions suivantes :

$$\mathbf{h = 30\text{ cm} \quad b = 30\text{ cm}}$$

### b) Les voile :

Le Pré dimensionnement des voiles se fera d'après le RPA 99 (article 7.7.1).

L'épaisseur minimale du voile ( $e_{\min}$ ) est de 15cm.

$$e \geq \frac{he}{20}$$

$$e \geq \max \left( e_{\min}; \frac{h_e}{20} \right)$$

On a:

$$h_e = 2.35\text{ m pour le sous-sol}$$

$$h_e = 4.56\text{ m pour le 1}^{\text{er}} \text{ entre sol}$$

$$h_e = 3.88\text{ m pour le 2}^{\text{eme}} \text{ entre sol}$$

$$h_e = 3,20\text{ m pour R.D.C}$$

$$h_e = 2,86\text{ m pour étage courant de 1}^{\text{er}} \text{ au 7}^{\text{eme}} \text{ étage}$$

D'où :

$$e \geq \frac{235}{20} = 11.75\text{ cm (sous-sol)}$$

$$e \geq \frac{456}{20} = 22.8\text{cm pour (1}^{\text{er}} \text{ entre sol)}$$

$$e \geq \frac{388}{20} = 19.4\text{ cm pour le (2}^{\text{eme}} \text{ entre sol)}$$

$$e \geq \frac{305}{20} = 15.25\text{cm. (RDC).}$$

$$e \geq \frac{286}{20} = 14.3\text{ cm. (Étages courants).}$$

On adopte :

$$\mathbf{e = 20\text{ cm} \dots\dots\dots \text{ pour tout les niveaux}}$$

## c) 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, doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b, h)} \geq 25\text{cm.} \\ \text{Min (b, h)} \geq h_c/20 \\ 0,25 < \frac{b}{h} < 4 \end{array} \right.$$

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99/version 2003 citées ci-dessus.

Les dimensions des poteaux supposées :

- 2<sup>ème</sup>, 1<sup>er</sup> et sous-sol : poteaux (55, 50) cm<sup>2</sup>.
- RDC, 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> étage : poteaux (50, 45) cm<sup>2</sup>.
- 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup> étage : poteaux (45,40) cm<sup>2</sup>.
- 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup> étage et duplex : poteaux (40,30) cm<sup>2</sup>

## II.4) Evaluation des charges et surcharges :

## a) Toiture :

	Désignation des éléments	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
<b>1</b>	Tuile	1.5
<b>2</b>	Plaque de plâtre	0.09
	Charge permanente totale	<b>G = 1.59</b>
	Surcharge d'exploitation	<b>Q = 1</b>

Tableau II.2 : Evaluation de la charge de la toiture

## b) Plancher étage courant :

	Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (kN/m <sup>3</sup> )	Poids (kN/m <sup>2</sup> )
<b>1</b>	Revêtement carrelage	2	22	0,44
<b>2</b>	Mortier de pose	2	20	0,40
<b>3</b>	Lit de sable	2	18	0,36
<b>4</b>	Enduit en ciment	2	20	0,40
	Dalle en corps creux	(16+4)	14,25	2,85
	Cloison de séparation	10	9	0,9
	Charge permanente totale			<b>G = 5,35</b>
	Surcharge d'exploitation			<b>Q = 1,50</b>

Tableau II.3 : Evaluation des charges du plancher étage courant

La charge d'exploitation d'un étage service et de :  $2.5 \text{ Kn/m}^2$

La charge d'exploitation d'un étage commercial et de :  $5 \text{ Kn/m}^2$

c) **Dalle pleine (balcons) :**

	Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité ( $\text{kN/m}^3$ )	Poids ( $\text{kN/m}^2$ )
1	Revêtement carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Enduit en ciment	0.02	20	0.40
	Dalle pleine	0.14	25	3.5
	Cloison de séparation (murs intérieur)	0.10	9	0.9
Charge permanente totale				<b>G = 6.00</b>
Surcharge d'exploitation				<b>Q = 3.50</b>

**Tableau II.4 : Evaluation des charges du plancher**

d) **Cloisons extérieures :**

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité ( $\text{KN/m}^3$ )	Poids ( $\text{KN/m}^2$ )
Brique creuse	0.10	9	0.9
Brique creuse	0.15	9	1.35
Enduit extérieur en ciment	0.02	20	0.40
Enduit intérieur en ciment	0.015	20	0.30
Charge permanente totale			<b>G = 2.95</b>

**Tableau II.5 : Evaluation des charges des cloisons extérieures**

e) **Les Escaliers :**

e-1) **Palier :**

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité ( $\text{KN/m}^3$ )	Poids ( $\text{KN/m}^2$ )
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle en BA	0.14	25	3.50
Enduit ciment	0.02	20	0.40
Charge permanente totale			<b>G = 5.10</b>
Surcharge d'exploitation			<b>Q = 2.50</b>

**Tableau II.6 : Evaluation des charges du palier**

## e-2) Volée :

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Paillasse	0.14/(cos $\alpha$ )	25	4.24
Gardes corps	//	//	0.60
Marches	0.18/2	22	1.98
Enduit ciment	0.02	20	0.40
Charge permanente totale			<b>G = 8.42</b>
Surcharge d'exploitation			<b>Q = 2.50</b>

Tableau II.7 : Evaluation des charges de la volée

## 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.

La descente de charge se fait du niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (fondation), pour les poteaux plus sollicités (B-4 et B-3) Voir l'annexe 01.

Nous appliquons les lois de dégression uniquement pour les étages à usages d'habitation.

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

- Sous la terrasse:  $Q_0$ .
- Sous le premier étage à partir du sommet:  $Q_0 + Q_1$ .
- Sous le deuxième étage:  $Q_0 + 0,95 \cdot (Q_1 + Q_2)$ .
- Sous le troisième étage:  $Q_0 + 0,90 \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3)$ .
- Pour n étage ( $n \geq 5$ ) :  $Q_0 + \frac{3+n}{2 \cdot n} \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$ .

Dans notre étude nous avons effectué une décente de charge pour les poteaux ((B-4) et (B-3))

**a) Poteau (B-4) :**

- Les surfaces revendent sur le poteau b-4 :

$$S1=1,6*2,00=3,20 \text{ m}^2$$

$$S2 = (1,40*1,6) = 2.24\text{m}^2$$

$$S2' = (1,40*0,55)=0.77 \text{ m}^2$$

$$S3=1,85*2,00=3,70 \text{ m}^2$$

$$S4=1,85*1,95=3,6 \text{ m}^2$$

La surface des poutres principales:

$$S_{pp} = (1.95+2) * 0.3 = 1.185\text{m}^2$$

La surface des poutres secondaires :

$$S_{ps} = (1.85+1.6)*0.3=1.035\text{m}^2$$

- La surface total:

$$S_t = ((1.6+0.3+1.85)*(2.00+0.3+1.95)) = 15,93 \text{ m}^2$$

-La surface du palier :

$$S_p = 1,40*1,60=2,24 \text{ m}^2$$

-La surface de la volée :

$$S_v = 1,40*0,55=0,77 \text{ m}^2$$

-La surface du plancher étage courant

$$S_{pc} = S1+S3+S4 = 10.50 \text{ m}^2$$

-La surface du plancher de duplex

$$S_{pc}' = S1+S2+S3+S4 = 13.62 \text{ m}^2$$

- Calcul de poids propres des éléments

qui reviennent au poteau (B-4) :

**Toiture :**

$$g_t = S_t * G_{toiture} = 15,93 * 1.59 = 25.32 \text{ kn}$$

**Plancher étage courant :**

$$g_{ec} = S_{pc} * G_{pc} = 10.50 * 5,35 = 56.175 \text{ kn}$$

**Plancher de duplex**

$$g_d = S_{pc}' * G_{pc} = 13.62 * 5,35 = 72.867 \text{ kn}$$

**Palier :**

$$g_p = S_p * G_p = 2,24 * 5.10 = 11,42\text{Kn}$$

**Volée :**

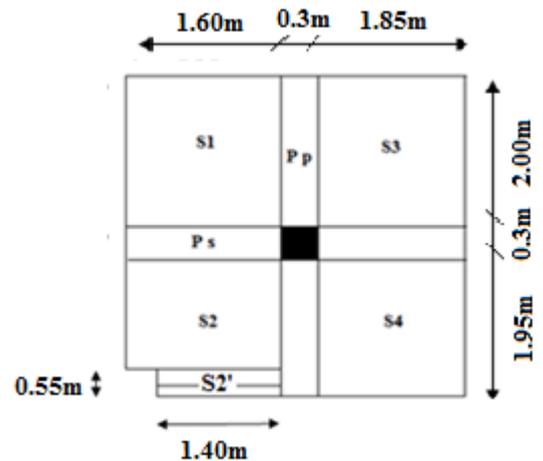


Figure II-7 : Surface afférente de plancher étage courant de poteau B-4

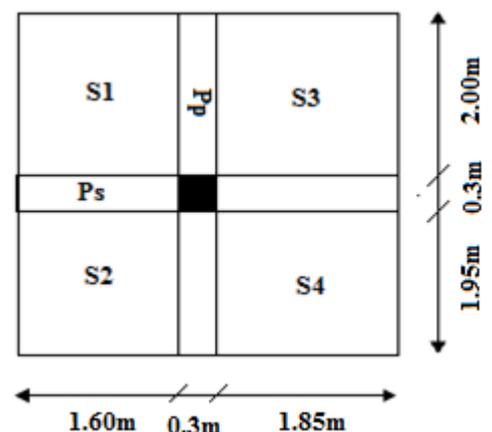


Figure II.8 : Surface afférente de plancher duplex, 2<sup>ème</sup> entre sol et sous-sol de poteau B-4

$$g_v = S_v * G_v = 0,77 * 8,42 = 6,48 \text{Kn}$$

**Poutre secondaire (P.S) :**

$$g_{ps} = V_{ps} * \gamma_b = (1,6 + 1,85) * 0,30 * 0,30 * 25 = 7,76 \text{Kn}$$

Avec :  $V_{ps}$  : volume de la poutre secondaire.

$\gamma_b$  : densité du béton.

**Poutre principale (P.P) :**

$$g_{pp} = V_{pp} * \gamma_b = (2,00 + 1,95) * 0,30 * 0,35 * 25 = 10,36 \text{Kn}$$

Avec :  $V_{pp}$  : volume de la poutre principale

**Poteaux :**

$$g_{p4} = V_p * \gamma_b$$

**Sous-sol**

$$g_{p4} = 0,55 * 0,50 * 2,55 * 25 = 17,53 \text{Kn}$$

**1<sup>er</sup> entre sol**

$$g_{p4} = 0,55 * 0,50 * 4,76 * 25 = 32,72 \text{Kn}$$

**2<sup>ème</sup> entre sol**

$$g_{p4} = 0,55 * 0,50 * 4,08 * 25 = 28,05 \text{Kn}$$

**RDC**

$$g_{p4} = 0,50 * 0,45 * 3,40 * 25 = 19,12 \text{Kn}$$

**1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> étage**

$$g_{p4} = 0,50 * 0,45 * 3,06 * 25 = 17,21 \text{Kn}$$

**3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> ET 5<sup>ème</sup> étage**

$$g_{p4} = 0,45 * 0,40 * 3,06 * 25 = 13,77 \text{KN}$$

**6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup> et duplex**

$$g_{p4} = 0,40 * 0,30 * 3,06 * 25 = 9,18 \text{Kn}$$

**Poids de plancher de l'étage courant de 2<sup>ème</sup> entre sol – 7<sup>ème</sup> étage**

$$g_{ec} = g_{pc} + g_p + g_v + g_{ps} + g_{pp} = 56,175 \text{é dans}$$

$$g_d = g_s = g_{pc} + g_{ps} + g_{pp} = 72,867 + 7,76 + 10,36 = 90,987 \text{Kn}$$

Les résultats de la descente des charges pour le poteau B-4 (charge permanente) sont représenté dans le tableau suivant :

G	Loi de dégression	Application numérique (Kn)
g <sub>0</sub>	g <sub>p4</sub> +g <sub>t</sub>	34.5
g <sub>1</sub>	g <sub>o</sub> + g <sub>p0</sub> +g <sub>d</sub>	134.67
g <sub>2</sub>	g <sub>1</sub> +g <sub>ec</sub> + g <sub>p0</sub>	236.04
g <sub>3</sub>	g <sub>2</sub> +g <sub>ec</sub> + g <sub>p0</sub>	342.01
g <sub>4</sub>	g <sub>3</sub> +g <sub>ec</sub> + g <sub>p0</sub>	447.97
g <sub>5</sub>	g <sub>4</sub> +g <sub>ec</sub> + g <sub>p0</sub>	553.94
g <sub>6</sub>	g <sub>5</sub> +g <sub>ec</sub> + g <sub>p0</sub>	663.34
g <sub>7</sub>	g <sub>6</sub> +g <sub>ec</sub> + g <sub>p0</sub>	772.75
g <sub>8</sub>	g <sub>7</sub> +g <sub>ec</sub> + g <sub>p0</sub>	884.06
g <sub>9</sub>	g <sub>8</sub> +g <sub>ec</sub> + g <sub>p0</sub>	1004.31
g <sub>10</sub>	g <sub>9</sub> +g <sub>s</sub> + g <sub>p0</sub>	1128.01
g <sub>11</sub>	g <sub>9</sub> +g <sub>s</sub> + g <sub>p0</sub>	1236.52

**Tableau II.8 : Charge permanente des différents niveaux de poteau B-4**

- **Les surcharges d'exploitation qui revient au Poteau (B-4):**

**Toiture:**

$$Q_0 = Q_t = S_t * 1 = 15.93 \text{Kn}$$

**Duplex:**

$$Q_1 = S_{pc} * 1.50 = 13.62 * 1.50 = 20.43 \text{ kn}$$

**7<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup>, 2<sup>ème</sup> et 1<sup>er</sup> étage**

$$Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q_5 = Q_6 = Q_7 = Q_8 =$$

$$S_{pc} * 1.50 + S_{esc} * 2.5 = (10.50 * 1.5) + (3.01 * 2.5) = 23.27 \text{ kn}$$

**RDC et 2<sup>em</sup> entre sol**

$$Q_9 = Q_{10} = (10.50 * 2.50) + (3.10 * 2.5) = 34 \text{ Kn}$$

**1<sup>ème</sup> entre sol**

$$Q_{11} = (13.62 * 5.00) = 68.10 \text{Kn}$$

Les résultats de la descente des charges pour le poteau B-4 (surcharge d'exploitation) sont représenté dans le tableau suivant :

Etage	Loi de dégression	Application numérique (Kn)
Duplex	q <sub>0</sub> = Q <sub>0</sub>	15.93
Etage 7	q <sub>1</sub> = Q <sub>0</sub> + Q <sub>1</sub>	36.36
Etage 6	q <sub>2</sub> = Q <sub>0</sub> + 0.95 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> )	57.44
Etage 5	q <sub>3</sub> = Q <sub>0</sub> + 0.90 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> )	76.20

Etage 4	$q_4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + \dots + Q_4)$	92.63
Etage 3	$q_5 = Q_0 + 0.80 (Q_1 + \dots + Q_5)$	106.74
Etage 2	$q_6 = Q_0 + 0.75 (Q_1 + \dots + Q_6)$	113.44
Etage 1	$q_7 = Q_0 + 0.71 (Q_1 + \dots + Q_7)$	129.56
RDC	$q_8 = Q_0 + 0.71 (Q_1 + \dots + Q_8)$	146.08
2 <sup>ème</sup> entre sol	$q_9 = Q_0 + 0.71 (Q_1 + \dots + Q_9)$	170.22
1 <sup>er</sup> entre sol	$q_{10} = Q_0 + 0.71 (Q_1 + \dots + Q_{10})$	194.36
Sous-sol	$q_{11} = Q_0 + 0.71 (Q_1 + \dots + Q_{11})$	242.71

Tableau II.9 : Surcharge d’exploitation des différents niveaux de poteau B-4

**b) Poteau de surface (B-3) :**

- Les surfaces revendent sur le poteau (b-3) :

$S1 = 1.95 * 2.00 = 3,9 \text{ m}^2$

$S2 = 1.85 * 2.00 = 3,7 \text{ m}^2$

$S3 = 1.95 * 1.95 = 3,80 \text{ m}^2$

$S4 = 1,85 * 1,95 = 3,61 \text{ m}^2$

- La surface total:

$S_t = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 + S_{pp} + S_{ps} = 4.1 * 4.25 = 17,425 \text{ m}^2$

-La surface du plancher étage courant

$S_{pc} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 15.01 \text{ m}^2$

- les poids propres des éléments qui reviennent au poteau (B-3) :

**Toiture :**

$g_t = S_t * G_{toiture} = 17.425 * 1.59 = 27.706 \text{ kn}$

**Plancher étage courant :**

$g_{pc} = S_{pc} * G_{pc} = 15.01 * 5,35 = 80.3 \text{ kn}$

**Poutre secondaire (P.S) :**

$g_{ps} = V_{ps} * \gamma_b = (1.95 + 1.85) * 0.30 * 0.30 * 25 = 8.55 \text{ Kn}$

Avec :  $V_{ps}$  : volume de la poutre secondaire.  $\gamma_b$  : densité du béton.

**Poutre principale (P.P) :**

$g_{pp} = V_{pp} * \gamma_b = (2.00 + 1.95) * 0.30 * 0.35 * 25 = 10,37 \text{ Kn}$

Avec :  $V_{pp}$  : volume de la poutre principale

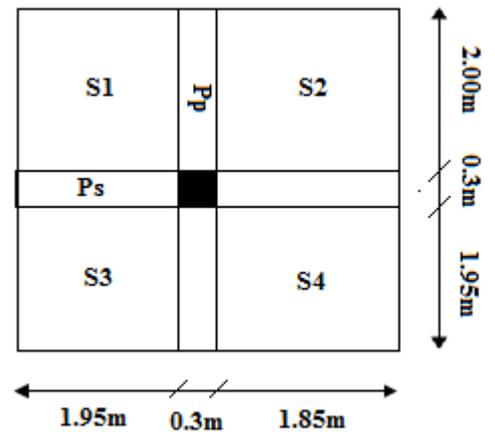


Figure II.9 : Surface afférente de plancher étage courant de poteau B-3

**Poteaux :****Sous-sol**

$$g_{p3} = V_{p0} * \gamma_b = 0.55 * 0.50 * 2.55 * 25 = 17.53 \text{ Kn}$$

**1<sup>er</sup> entre sol**

$$g_{p3} = V_{p0} * \gamma_b = 0.55 * 0.50 * 4.76 * 25 = 32.72 \text{ Kn}$$

**2<sup>ème</sup> entre sol**

$$g_{p3} = V_{p0} * \gamma_b = 0.55 * 0.50 * 4.08 * 25 = 28.05 \text{ Kn}$$

**RDC**

$$g_{p3} = V_{p0} * \gamma_b = 0.50 * 0.45 * 3.40 * 25 = 19.12 \text{ Kn}$$

**1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> étage**

$$g_{p3} = V_{p0} * \gamma_b = 0.50 * 0.45 * 3.06 * 25 = 17.21 \text{ Kn}$$

**3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> ET 5<sup>ème</sup> étage**

$$g_{p3} = V_{p0} * \gamma_b = 0.45 * 0.40 * 3.06 * 25 = 13.77 \text{ KN}$$

**6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup> et duplex**

$$g_{p3} = V_{p0} * \gamma_b = 0.40 * 0.30 * 3.06 * 25 = 9.18 \text{ Kn}$$

**Poids de l'étage courant:**

$$g_{ec} = g_{pc} + g_{ps} + g_{pp} = 80.3 + 8.55 + 10.37 = 99.22 \text{ Kn}$$

Les résultats de la descente des charges pour le poteau B-3 (charge permanente) sont représenté dans le tableau suivant :

G	Loi de dégression	Application numérique (Kn)
g <sub>0</sub>	$g_{p3} + g_t$	36.88
g <sub>1</sub>	$g_0 + g_{p3} + g_{ec}$	145.28
g <sub>2</sub>	$g_1 + g_{ec} + g_{p3}$	253.68
g <sub>3</sub>	$g_2 + g_{ec} + g_{p3}$	366.67
g <sub>4</sub>	$g_3 + g_{ec} + g_{p3}$	479.66
g <sub>5</sub>	$g_4 + g_{ec} + g_{p3}$	592.65
g <sub>6</sub>	$g_5 + g_{ec} + g_{p3}$	709.08
g <sub>7</sub>	$g_6 + g_{ec} + g_{p3}$	825.51
g <sub>8</sub>	$g_7 + g_{ec} + g_{p3}$	943.85
g <sub>9</sub>	$g_8 + g_{ec} + g_{p3}$	1071.12
g <sub>10</sub>	$g_9 + g_{ec} + g_{p3}$	1203.06
g <sub>11</sub>	$g_{10} + g_{ec} + g_{p3}$	1319.81

**Tableau II.10 : Charge permanente des différents niveaux de poteau B-3**

- Les surcharges d'exploitation qui revient au Poteau (B-3):

**Toiture:**

$$Q_0 = Q_t = S_t * 1 = 17.43 \text{ Kn}$$

**Duplexe, 7<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup>, 2<sup>ème</sup> et 1<sup>er</sup> étage**

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q_5 = Q_6 = Q_7 = Q_8 = S_{pc} * 1.50 = 15.01 * 1.5 = 22.52 \text{ kn}$$

**RDC et 2<sup>ème</sup> entre sol**

$$Q_9 = Q_{10} = S_{pc} * 2.50 = 37.53 \text{ Kn}$$

**1<sup>er</sup> entre sol:**

$$Q_{11} = S_{pc} * 5 = 75.05 \text{ Kn}$$

Les résultats de la descente des charges pour le poteau B-3 (surcharge d'exploitation) sont représenté dans le tableau suivant :

Etage	Loi de dégression de sur charge	Application numérique (Kn)
Duplexe	$q_0 = Q_0$	17.43
Etage 7	$q_1 = Q_0 + Q_1$	39.95
Etage 6	$q_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$	60.21
Etage 5	$q_3 = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	78.23
Etage 4	$q_4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + \dots + Q_4)$	93.99
Etage 3	$q_5 = Q_0 + 0.80 (Q_1 + \dots + Q_5)$	107.51
Etage 2	$q_6 = Q_0 + 0.75 (Q_1 + \dots + Q_6)$	118.77
Etage 1	$q_7 = Q_0 + 0.71 (Q_1 + \dots + Q_7)$	129.35
RDC	$q_8 = Q_0 + 0.71 (Q_1 + \dots + Q_8)$	145.34
2 <sup>ème</sup> entre sol	$q_9 = Q_0 + 0.71 (Q_1 + \dots + Q_9)$	171.99
1 <sup>er</sup> entre sol	$q_{10} = Q_0 + 0.71 (Q_1 + \dots + Q_{10})$	198.63
Sous-sol	$q_{11} = Q_0 + 0.71 (Q_1 + \dots + Q_{11})$	251.92

**Tableau II.11: surcharge d'exploitation des différents niveaux de poteau B-3**

- Le calcul des efforts normaux serrent dans le tableau qui suit

Tableau récapitulatif des calculs relatifs à chaque niveau et la détermination de l'effort normale de chaque poteau :

	Poteau (B-4)				Poteau (B-3)			
	G	Q	ELU	ELS	G	Q	ELU	ELS
<b>N<sub>0</sub></b>	34.5	15.93	70.47	50.43	36.88	17.43	75.93	54.31
<b>N<sub>1</sub></b>	134.67	36.36	236.34	171.03	145.28	39.95	222.27	162.71
<b>N<sub>2</sub></b>	236.04	57.44	404.81	293.48	253.68	60.21	402.39	293.63
<b>N<sub>3</sub></b>	342.01	76.20	576.01	418.21	366.67	78.23	612.35	444.90
<b>N<sub>4</sub></b>	447.97	92.63	743.70	540.6	479.66	93.99	788.52	573.65
<b>N<sub>5</sub></b>	553.94	106.74	907.93	660.68	592.65	107.51	961.34	700.16
<b>N<sub>6</sub></b>	663.34	113.44	1065.67	776.78	709.08	118.77	1135.41	827.85
<b>N<sub>7</sub></b>	772.75	129.56	1237.55	902.31	825.51	129.35	1308.46	954.86
<b>N<sub>8</sub></b>	884.06	146.08	1412.601	1030.14	943.85	145.34	1492.20	1089.19

<b>N<sub>9</sub></b>	1004.31	170.22	1611.14	1174.53	1071.12	171.99	1703.99	1243.11
<b>N<sub>10</sub></b>	1128.01	194.36	1814.35	1322.37	1203.06	198.63	1922.07	1401.69
<b>N<sub>11</sub></b>	1236.52	242.71	2033.36	1479.23	1319.81	251.92	2159.62	1571.73
<b>Effort normale à la base</b>			2033.36	1479.23			2159.62	1571.73

**Tableau II.12 : L'effort normal à chaque niveau**

On n'aura donc :

$$N_u^1 = 2033.36 \text{ Kn}$$

$$N_u^2 = 2159.62 \text{ Kn}$$

**Remarque :** le poteau le plus sollicité c'est le poteau et le poteau (B-3)

❖ **Vérification pour le poteau:**

- **À la compression :** On doit vérifier la condition suivante :  $\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28}$  Avec  $B$  :

section du béton.  $B \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}}$

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

Niveaux	Nu (kn)	sections	Condition B > B calculé		Observation
			B (m <sup>2</sup> )	B calculé (m <sup>2</sup> )	
<b>Sous-sol</b>	2159.62	55*50	0.275	0.144	Vérifiée
<b>1<sup>er</sup> entre sol</b>	1922.07	55*50	0.275	0.128	Vérifiée
<b>2<sup>ème</sup> entre sol</b>	1703.99	55*50	0.275	0.114	Vérifiée
<b>RDC</b>	1492.20	50*45	0.225	0.099	Vérifiée
<b>1<sup>ème</sup> étage</b>	1308.46	50*45	0.225	0.087	Vérifiée
<b>2<sup>ème</sup> étage</b>	1135.41	50*45	0.225	0.075	Vérifiée
<b>3<sup>ème</sup> étage</b>	961.34	45*40	0.180	0.064	Vérifiée
<b>4<sup>ème</sup> étage</b>	788.52	45*40	0.180	0.052	Vérifiée
<b>5<sup>ème</sup> étage</b>	612.35	45*40	0.180	0.040	Vérifiée
<b>6<sup>ème</sup> étage</b>	402.39	40*30	0.120	0.026	Vérifiée
<b>7<sup>ème</sup> étage</b>	222.27	40*30	0.120	0.014	Vérifiée
<b>Duplex</b>	75.93	40*30	0.120	0.005	Vérifiée

**Tableau II.13 : Vérifications à la compression de tous les poteaux**

- **Vérification au flambement :**

D'après le **CBA 93 (Article B.8.4.1)**, on doit faire vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

$B_r$  : Section réduite du béton.

$A_s$  : 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.

$l_0$  : Longueur du poteau

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

$I$  : Moment d'inertie :  $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

- **Vérification du poteau de sous-sol :**

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 2.55 = 1.785 \text{ m}$$

$$B = 0.55 \times 0.50 = 0.275 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{0.50 \times 0.55^3}{12} = 6.932 \times 10^{-3} \text{ m}^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{6.932 \times 10^{-3}}{0.275}} = 0.159$$

$$\lambda = \frac{1.785}{0.159} = 11.22 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{11.22}{35}\right)^2} = 0.832$$

D'après le **BAEL91** on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} \Leftrightarrow B_r \geq \frac{2159.62 \times 10^{-3}}{0.832 \times \left[ \frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.118 \text{ m}^2$$

Or nous avons :  $B_r = (50 - 2.5) \times (55 - 2.5) \times 10^{-4} = 0.249 \text{m}^2$

$0.249 > 0.114$  donc le poteau ne risque pas le phénomène de flambement.

Ce tableau résume les vérifications au flambement des poteaux à tous les niveaux :

Niveaux	Nu (kn)	sections	Condition $B_r > B_r$ calcule		Observation
			$B_r$ (m <sup>2</sup> )	$B_r$ calculé (m <sup>2</sup> )	
Sous-sol	2159.62	55*50	0.249	0.118	Vérifiée
1 <sup>er</sup> entre sol	1922.07	55*50	0.249	0.110	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> entre sol	1703.99	55*50	0.249	0.096	Vérifiée
RDC	1492.20	50*45	0.201	0.083	Vérifiée
1 <sup>ème</sup> étage	1308.46	50*45	0.201	0.073	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	1135.41	50*45	0.201	0.063	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	961.34	45*40	0.159	0.054	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	788.52	45*40	0.159	0.044	Vérifiée
5 <sup>ème</sup> étage	612.35	45*40	0.159	0.034	Vérifiée
6 <sup>ème</sup> étage	402.39	40*30	0.103	0.023	Vérifiée
7 <sup>ème</sup> étage	222.27	40*30	0.103	0.013	Vérifiée
Duplex	75.93	40*30	0.103	0.004	Vérifiée

Tableau II.14 : vérification au flambement des poteaux

• Vérification des conditions du RPA 99/version 2003 :

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

Les trois conditions sont vérifiées, on adoptera alors les sections de

Pré dimensionnement :

- sous-sol et 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup> entre sol : poteaux (55,50) cm<sup>2</sup>.
- RDC, 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> étage : poteaux (50, 45) cm<sup>2</sup>.
- 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup> étage : poteaux (45,40) cm<sup>2</sup>.
- 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup> étage et grenier : poteaux (40,30) cm<sup>2</sup>

# *Chapitre III*

**Introduction :**

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directs.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Les éléments secondaires à calculer dans ce chapitre sont : les planchers, les dalles pleines (balcons), ascenseur, l'escalier.....

**III.1) Etude des planchers :**

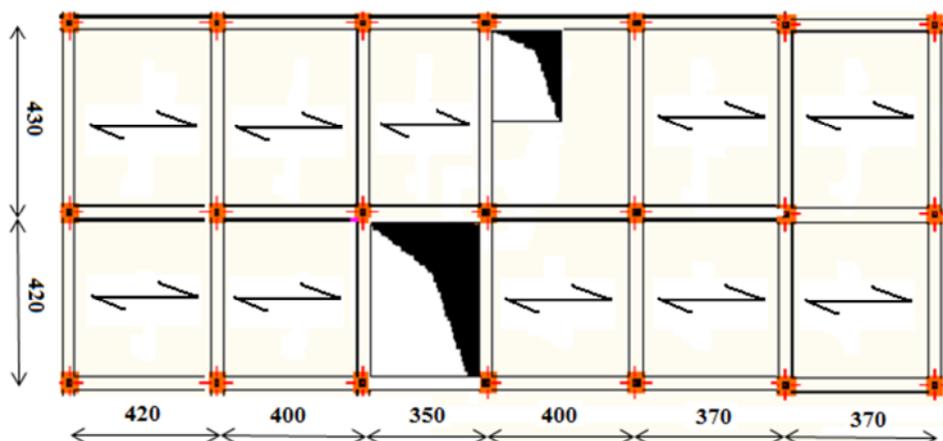
Le choix de type de plancher dépend de son utilisation pour satisfaire les conditions suivantes :

- Supporter son poids propre et les surcharges d'exploitation.
- Participer à la résistance aux efforts horizontaux.
- Transmettre les charges et surcharges.
- Présenter une isolation thermique et phonique.

Dans le cas de notre projet le bâtiment est à usage d'habitation, et en tenant compte du côté économique ainsi que la condition de BAEL ( $Q \leq \min(2G; 5\text{kN/m}^2)$ ) on a opté pour des planchers à corps creux.

**III.1.1) Calcul des poutrelles :**

Les poutrelles sont des sections en « Té » en béton armé, disposées parallèlement à la plus petite portée, et le critère de la continuité espacées de 65 cm et calculées en flexion simple.

✓ **Disposition des poutrelles :**

**Figure III.1 : Disposition des poutrelles**

Pour cette disposition en distingue 04 types suivants :

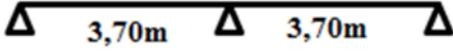
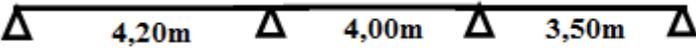
Type	Schéma statique
1 <sup>er</sup> type	
2 <sup>ème</sup> type	
3 <sup>ème</sup> type	
4 <sup>ème</sup> type	

Tableau III.1 : Types des poutrelles

❖ **Méthode de Calcul des sollicitations :**

Pour le calcul des sollicitations on applique deux méthodes qui sont :

• **Méthode forfaitaire :**

✓ **Conditions d'application:** il faut que :

- Le plancher soit à surcharge modérée c'est-à-dire :  $Q \leq \min(2G; 5\text{kN} / \text{m}^2)$ .
- Le moment d'inertie soit constant sur toutes les travées.
- Entre deux travées adjacentes le rapport :  $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$
- La fissuration est peu nuisible.

**Exposé de la méthode**

Soit une poutre continue soumise à un chargement  $q$

Soit  $\alpha = \frac{Q}{G + Q}$  (coefficient d'importance)

**a) Moment sur appuis**

• **Appui de rive**

Les moments sur les appuis de rives sont nuls. Cependant ; nous tenons compte d'un moment fictif ayant une valeur de  $(-0.15M_0)$ .

• **Appuis intermédiaires**

Les moments sont de l'ordre :

- $(-0.6M_0)$  : pour une poutre sur trois (03) appuis.
- $(-0.5M_0)$  : pour les appuis voisins de rive, quand il s'agit d'une poutre qui a plus de trois (03) appuis.

- $(-0.4M_0)$  : pour les appuis intermédiaires, quand il s'agit d'une poutre qui a plus de trois (03) appuis.

$M_0$  : étant le maximum des deux moments isostatiques encadrant l'appui considéré.

**b) Moments en travées**

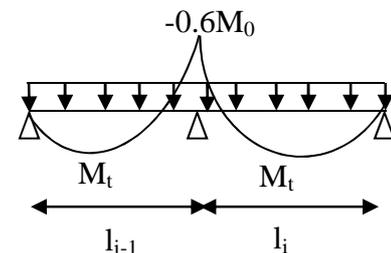
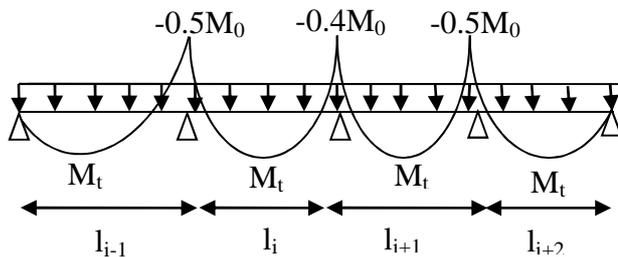
Les moments en travée sont déterminés à partir des deux expressions suivantes :

$$(1) \quad M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{cases}$$

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \times \alpha}{2} \times M_0 \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \end{cases}$$

$M_t$  : Est le maximum entre (1) et (2)

$M_0$  : Moment isostatique de la travée considérée



**Figure III.2 : Moments sur une poutre à plus de deux travées**

**Figure III.3 : Moments sur une poutre à deux travées**

**• Evaluation des efforts tranchants :**

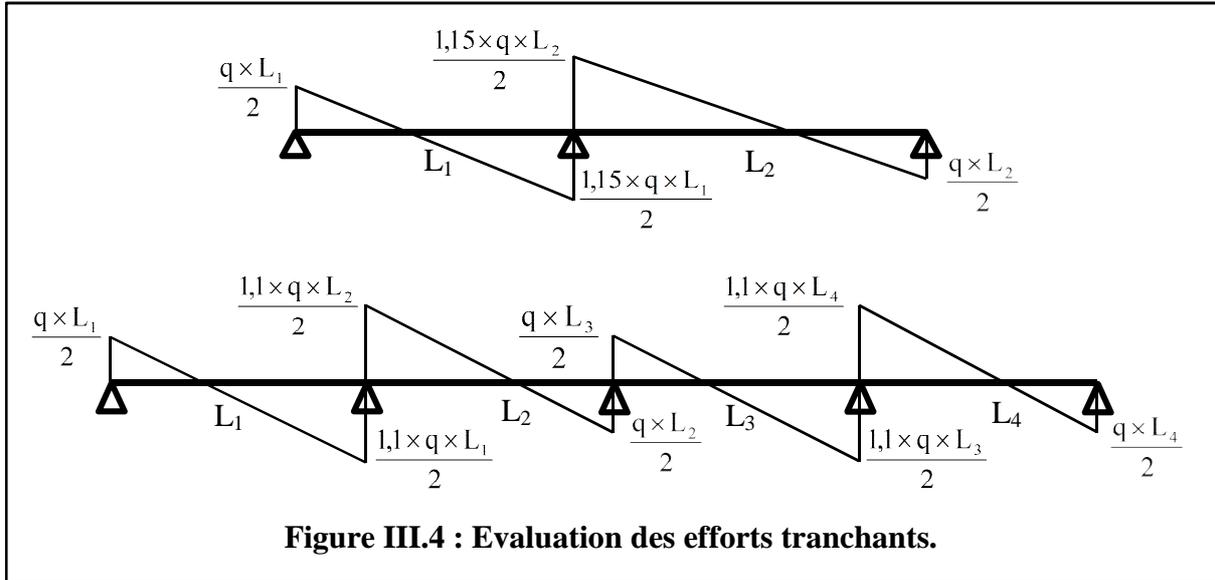
Les efforts tranchants sont évalués soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive).

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

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

Soit :  $V_0 = \frac{q \times L}{2}$  (effort tranchant isostatique).

V : effort tranchant hyperstatique  $V = \begin{cases} 1,15 V_0 \\ 1,1 V_0 \end{cases}$



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

Vérification des surcharges :  $Q \leq \min(2 \times G ; 5) \text{ kN/m}^2$ .

✓ **Plancher étage courant**

( $G = 5,35 \text{ kN/m}^2$  ;  $Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$ ).

$Q = 1,5 \text{ kN/m}^2 \leq \min(10,70 ; 5) \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots$  vérifiée.

✓ **Plancher étage service, RDC, 2<sup>ème</sup> entre-sol**

( $G = 5,35 \text{ kN/m}^2$  ;  $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$ ).

$Q = 2,5 \text{ kN/m}^2 \leq \min(10,70 ; 5) \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots$  vérifiée.

✓ **Plancher étage commerciale 1<sup>er</sup> entre-sol et le sous-sol :**

( $G = 5,35 \text{ kN/m}^2$  ;  $Q = 5 \text{ kN/m}^2$ ).

$Q = 5 \text{ kN/m}^2 \leq \min(10,70 ; 5) \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots$  vérifiée.

Donc les planchers sont à surcharges modérée.

- Moments d'inertie est constant pour tous les types de poutrelles.
- Fissuration est peu nuisible.
- Vérification du rapport :  $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$ .

$$\text{Type 1 : } 0,8 \leq \frac{4,20}{4,00} = 1,05 \leq 1,25 \dots\dots\dots \text{ Vérifiée.}$$

$$\text{Type 2 : } 0,8 \leq \frac{3,70}{3,70} = 1 \leq 1,25 \dots\dots\dots \text{ Vérifiée.}$$

$$\text{Type 3 : } 0,8 \leq \frac{3,70}{4,00} = 0,925 \leq 1,25 \dots\dots\dots \text{ Vérifiée.}$$

$$\text{Type 4 : } 0,8 \leq \frac{4,00}{3,50} = 1,14 \leq 1,25 \dots\dots\dots \text{ Vérifiée.}$$

**Remarque :** Les conditions de la méthode forfaitaire sont vérifiées sur tous les types de poutrelles.

❖ **calcul des sollicitations:**

✓ **Plancher étage courant**

( $G = 5,35 \text{ kN/m}^2$  ;  $Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$ ).

$$q_u = (1,35 \times 5,35 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = 6,157 \text{ kN/ml.}$$

$$q_s = (5,35 + 1,5) \times 0,65 = 4,453 \text{ kN/ml.}$$

**2<sup>ème</sup> type :** (deux travée) :

• **Exemple de calcul :**

$$\alpha = 0,219 .$$

$$1 + 0,3 \alpha = 1,0657$$

$$1,2 + 0,3 \alpha = 1,2657$$

Moment isostatique :  $M_0 = \max(M_1^0, M_2^0)$ .

**ELU :**

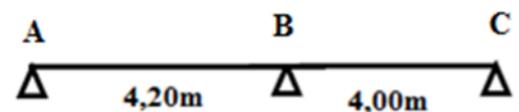
$$M_1^0 = \frac{q_u \times (L_1)^2}{8} = \frac{6,157 \times (4,2)^2}{8} = 13,576 \text{ kN.m.}$$

$$M_2^0 = \frac{q_u \times (L_2)^2}{8} = \frac{6,157 \times (4)^2}{8} = 12,314 \text{ kN.m.}$$

**ELS :**

$$M_1^0 = \frac{q_s \times (L_1)^2}{8} = \frac{4,453 \times (4,2)^2}{8} = 9,819 \text{ kN.m.}$$

$$M_2^0 = \frac{q_s \times (L_2)^2}{8} = \frac{4,453 \times (4)^2}{8} = 8,906 \text{ kN.m.}$$



**Figure III.5:** Schéma statique de la poutrelle a deux travées

$$\text{ELU} : M_0 = 13,576 \text{ kN.m.}$$

$$\text{ELS} : M_0 = 9,819 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Moment aux appuis de rive} : M_a^r = -0,15 \times M_0 = -2,03 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Moment aux appuis intermédiaire} : M_a^{\text{int}} = -0,60 \times M_0.$$

$$\text{ELU} : M_a^{\text{int}} = -8,146 \text{ kN.m.}$$

$$\text{ELS} : M_a^{\text{int}} = -5,891 \text{ kN.m.}$$

Moment en travées de rive:

$$\text{La 1}^{\text{ère}} \text{ travée} : \begin{cases} M_t \geq 1,0657 \times M_0^1 - \frac{M_a^{\text{int}}}{2} \\ M_t \geq \frac{1,2657}{2} \times M_0^1 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t \geq 10,395 \text{ kN.m.} \\ M_t \geq 8,591 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

$$\text{ELU} : M_t = 10,395 \text{ kN.m.}$$

$$\text{ELS} : M_t = 7,519 \text{ kN.m.}$$

$$\text{La 2}^{\text{ème}} \text{ travée} : \begin{cases} M_t \geq 1,0657 \times M_0^1 - \frac{M_a^{\text{int}}}{2} \\ M_t \geq \frac{1,2657}{2} \times M_0^1 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t \geq 9,05 \text{ kN.m.} \\ M_t \geq 7,793 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

$$\text{ELU} : M_t = 9,05 \text{ kN.m.}$$

$$\text{ELS} : M_t = 6,546 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Effort tranchant} : V_{\text{max}} = 1,15 \times \frac{q_u \times L_1}{2} = 14,869 \text{ kN.}$$

**Type 4 :** (trois travées)

Moment isostatique :

$$M_0 = \max(M_1^0, M_2^0).$$

**ELU :**

$$M_1^0 = \frac{q_u \times (L_1)^2}{8} = \frac{6,157 \times (4,2)^2}{8} = 13,576 \text{ kN.m.}$$

$$M_2^0 = \frac{q_u \times (L_2)^2}{8} = \frac{6,157 \times (4)^2}{8} = 12,314 \text{ kN.m.}$$

$$M_3^0 = \frac{q_u \times (L_3)^2}{8} = \frac{6,157 \times (3,5)^2}{8} = 9,428 \text{ kN.m.}$$

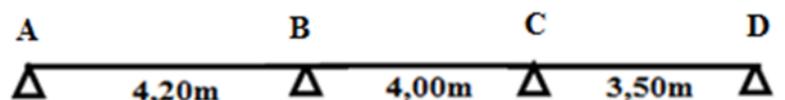


Figure III.6 : Schéma statique de la poutrelle à trois travées

ELS :

$$M_1^0 = \frac{q_s \times (L_1)^2}{8} = \frac{4,453 \times (4.2)^2}{8} = 9,819 \text{ kN.m.}$$

$$M_2^0 = \frac{q_s \times (L_2)^2}{8} = \frac{4,453 \times (4)^2}{8} = 8,906 \text{ kN.m.}$$

$$M_3^0 = \frac{q_s \times (L_3)^2}{8} = \frac{6,157 \times (3.5)^2}{8} = 6.819 \text{ kN.m.}$$

ELU :  $M_0 = 13,576 \text{ kN.m.}$

ELS :  $M_0 = 9,819 \text{ kN.m.}$

Moment aux appuis de rive :  $M_a^r = -0,15 \times M_0 = -2.03 \text{ kN.m.}$

Moment aux appuis voisins de rive :

- $M_B = -0.5 M_{0i}$

Avec

$$M_0 = \max(M_{01}; M_{02}) = \begin{cases} ELU = 13.576 \text{ Kn.m} \\ ELS = 9.819 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

ELU :  $M_B = -6.788 \text{ kN.m.}$

ELS :  $M_B = -4.91 \text{ kN.m.}$

- $M_C = -0.5 M_{0i}$

$$M_0 = \max(M_{02}; M_{03}) = \begin{cases} ELU = 12.314 \text{ Kn.m} \\ ELS = 8.906 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

ELU :  $M_C = -6.157 \text{ kN.m.}$

ELS :  $M_C = -4.453 \text{ kN.m.}$

Moment en travées:

$$\text{La 1}^{\text{ere}} \text{ travée : } \begin{cases} M_t \geq 1,0657 \times M_0^1 - \frac{M_B}{2} \\ M_t \geq \frac{1,2657}{2} \times M_0^1 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t \geq 11.074 \text{ kN.m.} \\ M_t \geq 8.586 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

ELU :  $M_t = 11.074 \text{ kN.m.}$

ELS :  $M_t = 8.009 \text{ kN.m.}$

$$\text{La 2}^{\text{ème}} \text{ travée : } \begin{cases} M_t \geq 1,0657 \times M_0^2 - \frac{M_B + M_C}{2} \\ M_t \geq \frac{1,2657}{2} \times M_0^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t \geq 6.65 \text{ kN.m.} \\ M_t \geq 7.792 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

$$\text{ELU : } M_t = 6.65 \text{ kN.m.}$$

$$\text{ELS : } M_t = 4.81 \text{ kN.m.}$$

$$\text{La 3}^{\text{ème}} \text{ travée : } \begin{cases} M_t \geq 1,0657 \times M_0^3 - \frac{M_C}{2} \\ M_t \geq \frac{1,2657}{2} \times M_0^3 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t \geq 6.969 \text{ kN.m.} \\ M_t \geq 5.966 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

$$\text{ELU : } M_t = 6.969 \text{ kN.m.}$$

$$\text{ELS : } M_t = 5.041 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Effort tranchant : } V_{\max} = 1,1 \times \frac{q_u \times L_1}{2} = 14.223 \text{ kN.}$$

Le calcul des sollicitations des différents types de poutrelles à l'ELU et L'ELS sont résumée dans le tableau suivant :

Type de poutrelles	Travée	L (m)	M <sub>0</sub> (kN.m)	M <sub>t</sub> (kN.m)	M <sub>g</sub> (kN.m)	M <sub>d</sub> (kN.m)	V <sub>g</sub> (kN)	V <sub>d</sub> (kN)
<i>Plancher étage courant</i>								
Type 1	A-B	3.70	10,536	8.067	0	-6,322	11.39	- 13.099
	B-C	3.70	10.536	8.067	-6,322	0	13.099	-11.39
Type 2	A-B	4,20	13.576	10.395	0	-8.146	12.93	- 14.869
	B-C	4.00	12.314	9.05	-8.146	0	14.869	-12.314
Type 3	A-B	3.70	10.536	8.594	0	- 5.268	11.39	- 12.529
	B-C	3.70	10.536	5.614	- 5.268	-6.157	12.529	- 13.545
	C-D	4.00	12.314	10.045	-6.157	0	13.545	-12.314
Type 4	A-B	4.20	13.576	11.074	0	-6.788	12.93	-14.233
	B-C	4.00	12.314	6.651	-6.788	-6.157	14.233	-13.545
	C-D	3.50	9.428	6.969	-6.157	0	13.545	-10.775

**Tableau III.2 : Les sollicitations des poutrelles l'ELU de plancher de l'étage courant**

Type de poutrelles	Travée	L (m)	M <sub>0</sub> (kN.m)	M <sub>t</sub> (kN.m)	M <sub>g</sub> (kN.m)	M <sub>d</sub> (kN.m)
<i>Plancher étage courant</i>						
Type 1	A-B	3.70	7.62	5.835	0	-4.572
	B-C	3.70	7.62	5.835	-4.572	0
Type 2	A-B	4,20	9.819	7.519	0	-5.891
	B-C	4.00	8.906	6.546	-5.891	0
Type 3	A-B	3.70	7.62	6.216	0	-3.81
	B-C	3.70	7.62	4.06	-3.81	-4.453
	C-D	4.00	8.906	7.265	-4.453	0
Type 4	A-B	4.20	9.819	8.009	0	-4.91
	B-C	4.00	8.906	4.81	-4.91	-4.453
	C-D	3.50	6.819	5.041	-4.453	0

**Tableau III.3 : Les sollicitations des poutrelles l'ELS de plancher de l'étage courant**

✓ **Plancher étage service (RDC, 2<sup>ème</sup> entre-sol)**

$$(G = 5,35 \text{ kN/m}^2 ; Q = 2,5 \text{ kN/m}^2).$$

$$q_u = (1,35 \times 5,35 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = 7.132 \text{ kN/ml.}$$

$$q_s = (5,35 + 1,5) \times 0,65 = 5.103 \text{ kN/ml.}$$

Le calcul des sollicitations des différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS sont résumées dans le tableau suivant :

Type de poutrelles	Travée	L (m)	M <sub>0</sub> (kN.m)	M <sub>t</sub> (kN.m)	M <sub>g</sub> (kN.m)	M <sub>d</sub> (kN.m)	V <sub>g</sub> (kN)	V <sub>d</sub> (kN)
<i>Plancher étage service, RDC, 2<sup>ème</sup> entre-sol</i>								
Type 1	A-B	3.70	12.205	8.733	0	-7.323	13.194	- 15.173
	B-C	3.70	12.205	8.733	-7.323	0	15.173	-13.194
Type 2	A-B	4,20	15.726	12.508	0	-9.436	14.977	- 17.224
	B-C	4.00	14.264	10.907	-9.436	0	17.244	-14.264
Type 3	A-B	3.70	12.205	10.318	0	- 6.103	13.194	- 14.514
	B-C	3.70	12.205	6.752	- 6.103	-7.132	14.514	- 15.69
	C-D	4.00	14.264	12.059	-7.132	0	15.69	-14.264

Type 4	A-B	4.20	15.726	13.295	0	-7.863	14.977	-16.475
	B-C	4.00	14.264	8.127	-7.863	-7.132	16.475	-15.69
	C-D	3.50	10.921	8.397	-7.132	0	15.69	-12.481

**Tableau III.4 : Les sollicitations des poutrelles l'ELU de plancher de l'étage service**

Type de poutrelles	Travée	L (m)	M <sub>0</sub> (kN.m)	M <sub>t</sub> (kN.m)	M <sub>g</sub> (kN.m)	M <sub>d</sub> (kN.m)
<i>Plancher étage service, RDC, 2<sup>ème</sup> entre-sol</i>						
Type 1	A-B	3.70	8.733	6.946	0	-5.24
	B-C	3.70	8.733	6.946	-5.24	0
Type 2	A-B	4,20	11.252	8.95	0	-6.751
	B-C	4.00	10.206	7.804	-6.751	0
Type 3	A-B	3.70	8.733	7.383	0	-4.367
	B-C	3.70	8.733	4.831	-4.367	-5.103
	C-D	4.00	10.206	8.628	-5.103	0
Type 4	A-B	4.20	11.252	9.512	0	-5.626
	B-C	4.00	10.206	5.815	-5.626	-5.103
	C-D	3.50	7.814	6.008	-5.103	0

**Tableau III.5 : Les sollicitations des poutrelles a l'ELS de plancher de l'étage service**

✓ **Plancher étage commerciale 1<sup>er</sup> entre-sol et le sous-sol :**

(G = 5,35 kN/m<sup>2</sup> ; Q = 5 kN/m<sup>2</sup>).

$q_u = (1,35 \times 5,35 + 5 \times 1,5) \times 0,65 = 9.57 \text{ kN/ml.}$

$q_s = (5,35 + 5) \times 0.65 = 6.728 \text{ kN/ml.}$

Le calcul des sollicitations des différents types de poutrelles à l'ELU et L'ELS sont résumée dans le tableau suivant :

Type de poutrelles	Travée	L (m)	M <sub>0</sub> (kN.m)	M <sub>t</sub> (kN.m)	M <sub>g</sub> (kN.m)	M <sub>d</sub> (kN.m)	V <sub>g</sub> (kN)	V <sub>d</sub> (kN)
<i>Plancher étage commercial 1<sup>er</sup> entre sol et sous -sol</i>								
Type 1	A-B	3.70	16.377	13.837	0	-9.826	17.705	-20.36
	B-C	3.70	16.377	13.837	-9.826	0	20.36	-17.705

Type 2	A-B	4,20	21.102	17.829	0	-12.661	20.097	- 23.112
	B-C	4.00	19.14	15.583	-12.661	0	23.112	-19.14
Type 3	A-B	3.70	16.377	11.513	0	- 8.189	17.705	- 19.475
	B-C	3.70	16.377	11.513	- 8.189	-9.57	19.475	-21.054
	C-D	4.00	19.14	13.456	-9.57	0	21.054	-19.14
Type 4	A-B	4.20	21.102	18.884	0	-10.551	20.097	-22.107
	B-C	4.00	19.14	11.853	-10.551	-9.57	22.107	-21.054
	C-D	3.50	14.654	11.992	-9.57	0	21.054	-16.748

**Tableau III.6: Les sollicitations des poutrelles a l'ELU de plancher de l'étage commercial**

Type de poutrelles	Travée	L (m)	M <sub>0</sub> (kN.m)	M <sub>t</sub> (kN.m)	M <sub>g</sub> (kN.m)	M <sub>d</sub> (kN.m)
<i>Plancher étage commercial 1<sup>er</sup> entre sol et sous -sol</i>						
Type 1	A-B	3.70	11.513	9.727	0	-6.908
	B-C	3.70	11.513	9.727	-6.908	0
Type 2	A-B	4,20	14.835	12.534	0	-8.901
	B-C	4.00	13.456	10.955	-8.901	0
Type 3	A-B	3.70	11.513	10.303	0	-5.757
	B-C	3.70	11.513	6.939	-5.757	-6.728
	C-D	4.00	13.456	12.042	-6.728	0
Type 4	A-B	4.20	14.835	13.276	0	-7.418
	B-C	4.00	13.456	8.333	-7.418	-6.728
	C-D	3.50	10.302	8.431	-6.728	0

**Tableau III.7: Les sollicitations des poutrelles a l'ELS de plancher de l'étage commercial**

- ❖ Les sollicitations les plus défavorables sont représentées dans les tableaux ci-dessous :

		ELU	ELS
<b>Plancher étage courant</b>	<b>Type 01</b>	$M_t = 8.067 \text{ kN.m}$ $M_a^{int} = - 6.322 \text{ kN.m}$ $M_a^{riv} = - 0,15 M_0 = - 1.58 \text{ kN.m}$ $V_{max} = 13.099 \text{ kN}$	$M_t = 5.835 \text{ kN.m}$ $M_a^{int} = - 4.572 \text{ kN.m}$
	<b>Type 02</b>	$M_t = 10.395 \text{ kN.m}$ $M_a^{int} = - 8.146 \text{ kN.m}$ $M_a^{riv} = - 0,15 M_0 = - 2.03 \text{ kN.m}$ $V_{max} = 14.869 \text{ kN}$	$M_t = 7.519 \text{ kN.m}$ $M_a^{int} = - 5.891 \text{ kN.m}$
	<b>Type 03</b>	$M_t = 10.045 \text{ kN.m}$ $M_a^{int} = - 6.157 \text{ kN.m}$ $M_a^{riv} = - 0,15 M_0 = - 1.84 \text{ kN.m}$ $V_{max} = 13.545 \text{ Kn}$	$M_t = 7.265 \text{ kN.m}$ $M_a^{int} = - 4.453 \text{ kN.m}$
	<b>Type 04</b>	$M_t = 11.074 \text{ kN.m}$ $M_a^{int} = - 6.788 \text{ kN.m}$ $M_a^{riv} = - 0,15 M_0 = - 2.03 \text{ kN.m}$ $V_{max} = 14.233 \text{ Kn}$	$M_t = 9.819 \text{ kN.m}$ $M_a^{int} = - 4.91 \text{ kN.m}$

Tableau III.8 : Les sollicitations maximales sur les poutrelles de plancher étage courant

		ELU	ELS
<b>Plancher étage service</b>	<b>Type 01</b>	$M_t = 8.733 \text{ kN.m}$ $M_a^{int} = - 7.323 \text{ kN.m}$ $M_a^{riv} = - 0,15 M_0 = - 1.83 \text{ kN.m}$ $V_{max} = 15.173 \text{ kN}$	$M_t = 6.946 \text{ kN.m}$ $M_a^{int} = - 5.24 \text{ kN.m}$
	<b>Type 02</b>	$M_t = 12.508 \text{ kN.m}$ $M_a^{int} = - 9.436 \text{ kN.m}$ $M_a^{riv} = - 0,15 M_0 = - 2.35 \text{ kN.m}$ $V_{max} = 17.244 \text{ kN}$	$M_t = 8.95 \text{ kN.m}$ $M_a^{int} = - 6.751 \text{ kN.m}$
	<b>Type 03</b>	$M_t = 12.059 \text{ kN.m}$ $M_a^{int} = - 7.132 \text{ kN.m}$ $M_a^{riv} = - 0,15 M_0 = - 2.14 \text{ kN.m}$ $V_{max} = 15.69 \text{ kN}$	$M_t = 8.628 \text{ kN.m}$ $M_a^{int} = - 5.103 \text{ kN.m}$

	<b>Type 04</b>	$M_t = 13.295 \text{ kN.m}$ $M_a^{\text{int}} = -7.863 \text{ kN.m}$ $M_a^{\text{riv}} = -0,15 M_0 = -2.35 \text{ kN.m}$ $V_{\text{max}} = 16.475 \text{ kN}$	$M_t = 9.512 \text{ kN.m}$ $M_a^{\text{int}} = -5.626 \text{ kN.m}$
--	----------------	--	--

Tableau III.9: Les sollicitations maximales sur les poutrelles de plancher étage service

		ELU	ELS
<i>Plancher étage commercial</i>	<b>Type 01</b>	$M_t = 13.837 \text{ kN.m}$ $M_a^{\text{int}} = -9.826 \text{ kN.m}$ $M_a^{\text{riv}} = -0,15 M_0 = -2.07 \text{ kN.m}$ $V_{\text{max}} = 20.36 \text{ kN}$	$M_t = 9.727 \text{ kN.m}$ $M_a^{\text{int}} = -6.908 \text{ kN.m}$
	<b>Type 02</b>	$M_t = 17.829 \text{ kN.m}$ $M_a^{\text{int}} = -12.661 \text{ kN.m}$ $M_a^{\text{riv}} = -0,15 M_0 = -2.67 \text{ kN.m}$ $V_{\text{max}} = 23.112 \text{ kN}$	$M_t = 12.543 \text{ kN.m}$ $M_a^{\text{int}} = -8.901 \text{ kN.m}$
	<b>Type 03</b>	$M_t = 13.456 \text{ kN.m}$ $M_a^{\text{int}} = -9.57 \text{ kN.m}$ $M_a^{\text{riv}} = -0,15 M_0 = -2.01 \text{ kN.m}$ $V_{\text{max}} = 21.054 \text{ kN}$	$M_t = 12.042 \text{ kN.m}$ $M_a^{\text{int}} = -6.728 \text{ kN.m}$
	<b>Type 04</b>	$M_t = 18.884 \text{ kN.m}$ $M_a^{\text{int}} = -10.551 \text{ kN.m}$ $M_a^{\text{riv}} = -0,15 M_0 = -2.83 \text{ kN.m}$ $V_{\text{max}} = 22.107 \text{ kN}$	$M_t = 13.276 \text{ kN.m}$ $M_a^{\text{int}} = -7.418 \text{ kN.m}$

Tableau III.10: Les sollicitations maximales sur les poutrelles de plancher étage commercial

## ❖ Ferrailage des poutrelles:

## Exemple de calcul (type 04 de étage commercial)

$$M_t = 18.884 \text{ kN.m}$$

$$M_a^{\text{int}} = -10.551 \text{ kN.m}$$

$$M_a^{\text{riv}} = -0,15 M_0 = -2.83 \text{ kN.m}$$

$$V_{\text{max}} = 22.107 \text{ kN}$$

**a) Ferrailage en travée :**

Le moment équilibré par la table de compression :

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

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$M_{tu} = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right).$$

$$M_{tu} = 59,072 \text{ Kn.m.}$$

$$M_{tu} > M_t = 18.884 \text{ Kn.m.}$$

L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en « Té » sera calculée comme une section rectangulaire ( $h_t \times b$ ).

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{18.884 \times 10^{-3}}{0,65 \times (0,18)^2 \times 14,2} = 0,063$$

$$\mu_{bu} = 0,063 \leq \mu_1 = 0,392.$$

Le diagramme passe par le pivot (A) et les armatures comprimées sont pas inutiles ( $A'_s = 0$ )

$$\text{et } \varepsilon_s = 10\% ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,037}) = 0,047.$$

$$z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,047) = 0,176 \text{ m.}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = \frac{11.074 \times 10^{-3}}{0,176 \times 348} = 3.12 \times 10^{-4} \text{ m}^2.$$

$$A_s = 3.12 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 3HA 12 = 3.39 cm<sup>2</sup>

**b) Ferrailage en appui :**

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis, le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en « Té » sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions ( $b_0 \times h$ ).

**b.1) Ferrailage de l'appui intermédiaire :**

$$M_a = 10.551 \text{ kN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10.551 \times 10^{-3}}{0,1 \times (0,18)^2 \times 14,2} = 0,229$$

$$\mu_{bu} = 0,229 \leq \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{pivot A (} A'_s = 0 \text{)}.$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,33$$

$$z = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,33) = 0,156 \text{ m.}$$

$$A_s^a = \frac{10.551 \times 10^{-3}}{0,156 \times 348} = 1,94 \times 10^{-4} \text{ m}^2.$$

$$A_s^a = 1,94 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 3HA10 = 2.36cm<sup>2</sup>

### b.2) Ferrailage de l'appui de rive :

$$M_a = 2,83 \text{ kN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2,83 \times 10^{-3}}{0,1 \times (0,18)^2 \times 14,2} = 0,061$$

$$\mu_{bu} = 0,061 \leq \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{pivot A (A}'_s = 0).$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,079$$

$$z = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,079) = 0,174 \text{ m.}$$

$$A_s^a = \frac{2,83 \times 10^{-3}}{0,174 \times 348} = 0,46 \times 10^{-4} \text{ m}^2.$$

$$A_s^a = 0,46 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 1HA10 = 0,79cm<sup>2</sup>

Tous les résultats sont représentés sur le tableau suivant :

			M (kN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	z (m)	A <sub>calculé</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>choisit</sub> (cm <sup>2</sup> )
Etage courant	Type 01	En travée	8.067	0.027	0.034	0.177	1.31	3HA8 = 1.51
		En appui intermédiaire	6.322	0.137	0.185	0.166	1.09	1HA10 + 1HA8 = 1,29
		En appui de rive	1.58	0.034	0.043	0.176	0.26	1HA8 = 0,5
	Type 02	En travée	10.395	0.034	0.044	0.176	1.69	2HA8 + 1HA10 = 1.79
		En appui intermédiaire	8.146	0.177	0.24	0.162	1.44	2HA10 = 1,57
		En appui de rive	2.03	0.044	0.056	0.175	0.33	1HA10 = 0,79

	Type 03	En travée	10.045	0.033	0.042	0.176	1.63	2HA8 + 1HA10 = 1.79
		En appui intermédiaire	6.157	0.133	0.18	0.167	1.06	1HA10 + 1HA8 = 1,29
		En appui de rive	1.84	0.039	0.051	0.176	0.3	1HA8 = 0,5
	Type 04	En travée	11.074	0.039	0.05	0.176	1.91	2HA10 + 1HA8 = 2.07
		En appui intermédiaire	6.788	0.147	0.2	0.165	1.18	1HA10 + 1HA8 = 1,29
		En appui de rive	2.03	0.044	0.056	0.175	0.33	1HA8 = 0,5

Tableau III.11 : Résultats de ferrillages des poutrelles de l'étage courant

			M (kN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	z (m)	A <sub>calcul</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>choisit</sub> (cm <sup>2</sup> )
Etage service	Type 01	En travée	8.733	0.029	0.037	0.177	1.41	3HA8 = 1.51
		En appui intermédiaire	7.323	0.159	0.217	0.164	1.28	1HA10 + 1HA8 = 1,29
		En appui de rive	1.83	0.039	0.05	0.176	0.3	1HA8 = 0,50
	Type 02	En travée	12.508	0.04	0.053	0.176	2.04	2HA10 + 1HA8 = 2.07
		En appui intermédiaire	9.436	0.205	0.29	0.159	1.7	2HA8 + 1HA10 = 1.79
		En appui de rive	2.35	0.051	0.065	0.175	0.38	1HA8 = 0,50
	Type 03	En travée	12.059	0.04	0.051	0.176	1.96	2HA10 + 1HA8 = 2.07
		En appui intermédiaire	7.132	0.15	0.211	0.164	1.24	1HA10 + 1HA8 = 1,29
		En appui de rive	2.14	0.046	0.059	0.175	0.35	1HA8 = 0,50

	Type 04	En travée	13.295	0.044	0.056	0.175	2.17	3HA10 = 2.36
		En appui intermédiaire	7.863	0.17	0.235	0.163	1.38	2HA10 = 1.57
		En appui de rive	2.35	0.05	0.065	0.175	0.38	1HA10 = 0,79

Tableau III.12 : Résultats de ferrillages des poutrelles de l'étage service

			M (kN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	z (m)	A <sub>calculé</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>choisit</sub> (cm <sup>2</sup> )
Etage commercial	Type 01	En travée	13.837	0.046	0.059	0.175	2.26	3HA10 = 2.36
		En appui intermédiaire	9.826	0.213	0.304	0.158	1.78	1HA10 + 2HA8 = 1,79
		En appui de rive	2.07	0.044	0.057	0.175	0.34	1HA10 = 0.79
	Type 02	En travée	17.829	0.059	0.076	0.174	2.93	2HA12+1HA10=3.05
		En appui intermédiaire	12.661	0.275	0.411	0.15	2.42	2HA12 + 1HA8 = 2.76
		En appui de rive	2.67	0.058	0.074	0.174	0.44	1HA12 = 1.13
	Type 03	En travée	13.456	0.045	0.057	0.175	2.19	3HA10=2.36
		En appui intermédiaire	9.57	0.208	0.294	0.158	1.73	1HA10 + 2HA8 = 1,79
		En appui de rive	2.01	0.043	0.055	0.175	0.33	1HA10 = 0.79
	Type 04	En travée	18.884	0.063	0.081	0.174	3.11	3HA12 = 3.39
		En appui intermédiaire	10.551	0.229	0.33	0.156	1.94	2HA10 + 1HA8 = 2.07
		En appui de rive	2.83	0.061	0.079	0.174	0.46	1HA10 = 0.79

Tableau III.13 : Résultats de ferrillages des poutrelles de l'étage commercial

## ❖ Vérification de la condition de non fragilité (CNF) :

On doit vérifier que :  $A_{choisit} \geq A_{min}$ .

En appuis :

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 0,1 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} = 0,217 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \Rightarrow A_{\min} = 0,22 \text{ cm}^2.$$

En travée :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} = 1,41 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \Rightarrow A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

Les observations sont notées sur le tableau suivant

			$A_{\text{choisit}}(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	CNF
Poutrelles du plancher étage courant	Type 1	Travée	1.51	1,41	Vérifiée
		Appui intermédiaire	1.29	0,217	Vérifiée
		Appui de rive	0.5	0,217	Vérifiée
	Type 2	Travée	1.79	1,41	Vérifiée
		Appui intermédiaire	1.57	0,217	Vérifiée
		Appui de rive	0.79	0,217	Vérifiée
	Type3	Travée	1.79	1,41	Vérifiée
		Appui intermédiaire	1.29	0,217	Vérifiée
		Appui de rive	0.5	0,217	Vérifiée
	Type4	Travée	2.07	1,41	Vérifiée
		Appui intermédiaire	1.29	0,217	Vérifiée
		Appui de rive	0.5	0,217	Vérifiée

**Tableau III.14: Vérification de la condition de non fragilité.**

❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}$ .

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

La fissuration est peu nuisible :  $\bar{\tau} = \min(0,13 \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$ .

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

		$V_u$ (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}$
Poutrelles du plancher étage courant	Type 1	13.099	0.72	Vérifiée
	Type2	14.869	0.82	Vérifiée
	Type3	13.545	0.75	Vérifiée
	Type4	14.233	0.79	Vérifiée
Poutrelles du plancher étage service	Type 1	15.173	0.84	Vérifiée
	Type2	17.244	0.958	Vérifiée
	Type3	15.69	0.87	Vérifiée
	Type4	16.475	0.915	Vérifiée
Poutrelles du plancher étage commercial	Type 1	20.36	1.13	Vérifiée
	Type2	23.112	1.28	Vérifiée
	Type3	21.054	1.17	Vérifiée
	Type 4	22.107	1.22	Vérifiée

Tableau III.15 : Vérification à l'effort tranchant

❖ **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant aux voisinages des appuis :**

On doit vérifier que :

$$\text{En appuis de rives : } A_1 \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$$

$$\text{En appuis intermédiaires : } A_1 \geq \left( V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Tous les résultats sont représentés dans les 02 tableaux suivant :

		$V_u(\text{Kn})$	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_c}$	$A_1$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_1 \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_c}$
Poutrelles du plancher étage courant	Type1	13.099	0.37	0.5	Vérifiée
	Type2	14.869	0.43	0.79	Vérifiée
	Type3	13.544	0.39	0.5	Vérifiée
	Type4	14.233	0.41	0.5	Vérifiée
Poutrelles du plancher étage service	Type1	15.173	0.43	0.5	Vérifiée
	Type2	17.244	0.49	0.5	Vérifiée
	Type3	15.69	0.45	0.5	Vérifiée
	Type4	16.475	0.47	0.79	Vérifiée
Poutrelles du plancher étage commercial	Type1	20.36	0.58	0.79	Vérifiée
	Type2	23.112	0.66	1.13	Vérifiée
	Type3	21.054	0.6	0.79	Vérifiée
	Type4	22.107	0.63	0.79	Vérifiée

**Tableau III.16: Vérification des armatures longitudinales au niveau des appuis de rives.**

		$M_a$ ( $\text{kN.m}$ )	$V_u$ ( $\text{kN}$ )	$(V_u + \frac{M_a}{0.9d}) \frac{\gamma_s}{f_c}$	$A_1 \geq (V_u + \frac{M_a}{0.9d}) \frac{\gamma_s}{f_c}$
Poutrelles du plancher étage courant	Type 01	-6.322	13.099	-0.78<1	Aucune vérification
	Type 02	-8.146	14.869	-1.02<1	Aucune vérification
	Type03	-6.157	13.545	-0.74<1	Aucune vérification
	Type 04	-6.788	14.233	-0.84<1	Aucune vérification

Poutrelles du plancher étage service	Type 01	-7.323	15.173	-0.90<1	Aucune vérification
	Type 02	-9.436	17.244	-1.17<1	Aucune vérification
	Type03	-7.132	15.69	-0.88<1	Aucune vérification
	Type 04	-7.863	16.475	-0.97<1	Aucune vérification
Poutrelles du plancher étage commercial	Type 01	-9.826	20.36	-1.21<1	Aucune vérification
	Type 02	-12.661	23.122	-1.56<1	Aucune vérification
	Type03	-9.57	21.054	-1.18<1	Aucune vérification
	Type 04	-10.551	22.107	-1.30<1	Aucune vérification

**Tableau III.17: Vérification des armatures longitudinales au niveau des appuis intermédiaire**

❖ **Vérification de la bielle :**

On doit vérifier que :  $V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$ .

Avec:  $a = 0,9 \times d = 0,9 \times 0,18 = 0,162m$ .

$$V_u \leq 0,267 \times 0,162 \times 0,1 \times 25 \times 10^3 = 108Kn.$$

Les résultats sont représenté dans le tableau suivant :

		$V_u(Kn)$	$V_u \leq 108 (kn)$
Poutrelles du plancher étage courant	Type1	13.099	Vérifiée
	Type2	14.869	Vérifiée
	Type3	13.545	Vérifiée
	Type4	14.233	Vérifiée

Poutrelles du plancher étage service	Type1	15.173	Vérifiée
	Type2	17.244	Vérifiée
	Type3	15.69	Vérifiée
	Type4	16.475	Vérifiée
Poutrelles du plancher étage commercial	Type1	20.36	Vérifiée
	Type2	23.112	Vérifiée
	Type3	21.054	Vérifiée
	Type4	22.107	Vérifiée

**Tableau III.18: Vérification de la bielle.**

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table- nervure :**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau} = 3,25 \text{ Mpa.}$  (FP)

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{0,9 \times b \times d \times h_0} \times \frac{(b - b_0)}{2}.$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

		$V_u$ (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}$
Poutrelles du plancher étage courant	Type 01	13.099	0.85	Vérifiée
	Type 02	14.869	0.97	Vérifiée
	Type03	13.545	0.88	Vérifiée
	Type04	14.233	0.93	Vérifiée

Poutrelles du plancher étage courant	Type 01	15.173	0.98	Vérifiée
	Type 02	17.244	1.12	Vérifiée
	Type03	15.69	1.02	Vérifiée
	Type04	16.475	1.07	Vérifiée
Poutrelles du plancher étage courant	Type 01	20.36	1.32	Vérifiée
	Type 02	23.112	1.50	Vérifiée
	Type03	21.054	1.37	Vérifiée
	Type04	22.107	1.44	Vérifiée

Tableau III.19: Vérification de la jonction table-nervure.

❖ Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_1^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t = 0,57\text{cm}.$$

Soit un étrier  $\phi 6$  :  $A_t = 2\phi 6 = 0,57\text{cm}^2$ .

• Calcul de l'espacement :

Selon le CBA 93 (Art : 5.1.2.2) :

$$S_t = \min \begin{cases} (0,9 \times d; 40\text{cm}) = 16,2\text{ cm} \\ \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} = 57\text{ cm} \\ \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_0 (\tau_u - 0,3 \times K \times f_{t28})} = 44\text{ cm} \end{cases}$$

Avec :  $K=1$  (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible).

On adopte:  $S_t = 15\text{ cm}$ .

- **Calcul des longueurs d'ancrage des barres :**

Selon le CBA 93 (Art : 6.1.2.2) :

$$\begin{cases} L_s = 40 \times \phi. \\ L_c = 0,4 \times L_s. \end{cases}$$

tel que :  $\begin{cases} L_s : \text{longueur de scellement.} \\ L_c : \text{longueur d'ancrage.} \\ \phi : \text{diamètre de barre.} \end{cases}$

Donc on aura les longueurs suivantes :

$$\begin{cases} \phi_{10} \Rightarrow L_s = 40\text{cm} \Rightarrow L_c = 16\text{ cm.} \\ \phi_{12} \Rightarrow L_s = 48\text{cm} \Rightarrow L_c = 19,2\text{ cm} \end{cases}$$

- ✓ **Calcul a l'ELS:**

- **Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL 91(Art : B.6.3)) :**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire.

- **Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ .

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y.$$

**Calcul de y :** ( $A'_s = 0$ )

En appuis :  $\frac{b_0}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0.$

En travées :  $\frac{b}{2} y^2 + 15A_{sc} (y - d') - 15A_{st} (d - y) = 0.$

**Calcul de I :**(moment d'inertie)

si l'axe neutre passe par la table :  $I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2.$

si l'axe neutre passe par la nervure :  $I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_{sc} \times (d - y)^2 + 15A_{st} \times (d - y)^2$

Les résultats des calculs sont résumés sur le tableau suivant :

			$M_{ser}$ (kN.m)	$A_{choisit}$ (cm <sup>2</sup> )	y (m)	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^-$
Plancher Etage Courant	Type 01	En travées	5.835	1.51	$3.2 \times 10^{-2}$	$5.67 \times 10^{-5}$	3.3	Vérifiée
		En appuis	-4.572	1.29	$2.98 \times 10^{-2}$	$4.93 \times 10^{-5}$	2.76	Vérifiée
	Type 02	En travées	7.519	1.79	$3.4 \times 10^{-2}$	$6.57 \times 10^{-5}$	3.96	Vérifiée
		En appuis	-5.891	1.57	$3.26 \times 10^{-2}$	$5.86 \times 10^{-5}$	3.28	Vérifiée
	Type 03	En travées	7.265	1.79	$3.4 \times 10^{-2}$	$6.57 \times 10^{-5}$	3.83	Vérifiée
		En appuis	-4.453	1.29	$2.98 \times 10^{-2}$	$4.93 \times 10^{-5}$	2.69	Vérifiée
	Type 04	En travées	9.819	2.07	$3.69 \times 10^{-2}$	$7.44 \times 10^{-5}$	4.87	Vérifiée
		En appuis	-4.91	1.29	$2.98 \times 10^{-2}$	$4.93 \times 10^{-5}$	2.97	Vérifiée
Plancher Etage service	Type 01	En travées	6.946	1.51	$3.21 \times 10^{-2}$	$5.67 \times 10^{-5}$	3.93	Vérifiée
		En appuis	-5.42	1.29	$2.98 \times 10^{-2}$	$4.93 \times 10^{-5}$	3.28	Vérifiée
	Type 02	En travées	8.95	2.07	$3.69 \times 10^{-2}$	$7.44 \times 10^{-5}$	4.44	Vérifiée
		En appuis	-6.751	1.29	$2.98 \times 10^{-2}$	$4.93 \times 10^{-5}$	4.09	Vérifiée
	Type 03	En travées	8.626	2.07	$3.69 \times 10^{-2}$	$7.44 \times 10^{-5}$	4.28	Vérifiée
		En appuis	-5.103	1.29	$2.98 \times 10^{-2}$	$4.93 \times 10^{-5}$	3.09	Vérifiée
	Type 04	En travées	8.628	2.07	$3.69 \times 10^{-2}$	$7.44 \times 10^{-5}$	4.28	Vérifiée
		En appuis	-5.626	1.57	$3.27 \times 10^{-2}$	$5.87 \times 10^{-5}$	3.13	Vérifiée
Plancher Etage Commercial	Type 01	En travées	9.512	2.36	$3.92 \times 10^{-2}$	$8.32 \times 10^{-5}$	4.48	Vérifiée
		En appuis	-6.908	1.79	$3.46 \times 10^{-2}$	$6.57 \times 10^{-5}$	3.64	Vérifiée
	Type 02	En travées	9.727	2.36	$3.92 \times 10^{-2}$	$8.32 \times 10^{-5}$	4.57	Vérifiée
		En appuis	-8.901	2.76	$4.19 \times 10^{-2}$	$9.48 \times 10^{-5}$	3.93	Vérifiée

	Type 03	En travées	12.543	3.05	$4.38 \times 10^{-2}$	$1.03 \times 10^{-4}$	5.32	Vérifiée
		En appuis	-6.728	1.79	$3.46 \times 10^{-2}$	$6.57 \times 10^{-5}$	3.54	Vérifiée
	Type 04	En travées	12.042	2.36	$3.69 \times 10^{-2}$	$8.32 \times 10^{-5}$	5.67	Vérifiée
		En appuis	-7.418	2.07	$3.69 \times 10^{-2}$	$7.44 \times 10^{-5}$	3.68	Vérifiée

**Tableau III.20: Vérification de l'état limite de compression de béton**

• **Vérification de la flèche :**

D'après le BAEL91 (Art B.6.5) et CBA93, si les conditions suivantes sont satisfaites donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots (2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots (3) \end{array} \right.$$

La première condition n'est pas vérifiée pour tous les différents types de planchers :

$$(1) \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{20}{420} = 0,0476 \leq \frac{1}{16} = 0,0625.$$

D'où la nécessité de la vérification de la flèche, qui est définie par :

$$\Delta f \leq f_{adm} \cdot$$

tel que :  $f_{adm} = \frac{L}{500}$  pour une portée  $L \leq 5m$ .

$$f_{adm} = 0,5 + \frac{L}{1000}$$
 pour une portée  $L > 5m$ .

Pour notre cas :

- Etages courants, RDC, 1<sup>er</sup> entre sol et sous-sol :  $f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{420}{500} = 0.84 \text{ cm}$ .
- Etages commercial 2<sup>ème</sup> entre sol et sous-sol :  $f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{420}{500} = 0.84 \text{ cm}$ .

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

Avec :

$f_{gv}$  et  $f_{gi}$ : Flèches dues aux charges permanentes totales respectivement différées et instantanées.

$f_{ji}$ : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$f_{pi}$ : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G+Q).

• **Evaluation des moments en travée :**

$q_{jser} = 0,65 \times G$  (La charge qui revient à la poutrelle avant la mise en place des cloisons).

$q_{gser} = 0,65 \times G$  (La charge permanente qui revient à la poutrelle).

$q_{pser} = 0,65 \times (G+Q)$  (La charge permanente et la charge d'exploitation).

$$M_{jser} = 0,75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8}$$

$$M_{gser} = 0,75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8}$$

$$M_{pser} = 0,75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

**Calcul de  $I_0$  :**

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (v_1^3 + v_2^3) + 15 \times A_s (v_2 - d')^2 + (b - b_0) h_0 \times \left[ \frac{h_0^2}{12} + \left( v_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right]$$

Avec :

$d' = 2$  cm (enrobage).

$$v_1 = \frac{1}{B} \left[ \left( \frac{b_0 \times h^2}{2} \right) + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right]$$

$$v_2 = h - v_1$$

$$B = b_0 \times h + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times A_s$$

**Calcul  $\lambda_i$  et  $\lambda_v$  :**

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\rho \times \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)}$$

$$\lambda_v = 0,4 \times \lambda_i$$

$$\text{Avec : } \rho = \frac{A}{b_0 \times d}$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

Calcul de l'inertie fictive :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{If}_{ij} = 1,1 \times \frac{I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \\ \text{If}_{ig} = 1,1 \times \frac{I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \\ \text{If}_{vg} = 1,1 \times \frac{I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \\ \text{If}_{ip} = 1,1 \times \frac{I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \end{array} \right. \text{ Avec : } \left\{ \begin{array}{l} \mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \\ \mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \\ \mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \end{array} \right.$$

Si :  $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$ .

Evaluation de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{gv} = \frac{M_{vg} \times L^2}{10 \times E_v \times \text{If}_{vg}} \\ f_{gi} = \frac{M_{gi} \times L^2}{10 \times E_i \times \text{If}_{ig}} \\ f_{ji} = \frac{M_{ji} \times L^2}{10 \times E_i \times \text{If}_{ij}} \\ f_{pi} = \frac{M_{pi} \times L^2}{10 \times E_i \times \text{If}_{ip}} \end{array} \right.$$

Tous les résultats sont représenté dans le tableau suivant :

	Etage courant			Etage commercial 2 <sup>ème</sup> entre sol et sous-sol			Etage de service, RDC et 1 <sup>er</sup> entre sol		
	$q_g$	$q_j$	$q_p$	$q_g$	$q_j$	$q_p$	$q_g$	$q_j$	$q_p$
<b>Charge <math>G</math> (<math>Kn/m^2</math>)</b>	5.35			5.35			5.35		
<b>Charge <math>G'</math> (<math>Kn/m^2</math>)</b>	4.45			4.45			4.45		
<b>Charge (<math>G+Q</math>) (<math>Kn/m^2</math>)</b>	6.85			10.35			7.85		
<b>Les charges sur les poutrelles</b>	$q_g$	$q_j$	$q_p$	$q_g$	$q_j$	$q_p$	$q_g$	$q_j$	$q_p$
	3.477	2.892	4.452	3.477	2.892	6.727	3.477	2.892	5.102
<b>Les moments <math>M_{ser}</math> (<math>Kn.m</math>)</b>	$M_g$	$M_j$	$M_p$	$M_g$	$M_j$	$M_p$	$M_g$	$M_j$	$M_p$
	5.75	4.782	7.362	5.75	4.782	11.126	5.75	4.782	8.43
<b>La section d'acier <math>A</math></b>	2.36			3.39			2.36		
<b>Module déformations</b>	$E_i = 32164.2$								
<b>y (m)</b>	$3.91 \times 10^{-2}$			$4.58 \times 10^{-2}$			$3.91 \times 10^{-2}$		
<b>I (<math>m^4</math>)</b>	$0.823 \times 10^{-4}$			$1.123 \times 10^{-4}$			$0.832 \times 10^{-4}$		
<b>I<sub>0</sub> (<math>m^4</math>)</b>	$1.85 \times 10^{-4}$			$2.04 \times 10^{-4}$			$1.85 \times 10^{-4}$		

<b>P</b>	0.0131			0.0188			0.0131		
$\lambda_i$	3.253			2.264			3.253		
$\lambda_v$	1.301			0.905			1.301		
<b>Les contraintes <math>\sigma_s</math> (Mpa)</b>	$\sigma_g$	$\sigma_j$	$\sigma_p$	$\sigma_g$	$\sigma_j$	$\sigma_p$	$\sigma_g$	$\sigma_j$	$\sigma_p$
	145.94	121.39	186.87	102.96	85.64	199.21	145.9	121.39	186.8
$\mu$	$\mu_g$	$\mu_j$	$\mu_p$	$\mu_g$	$\mu_j$	$\mu_p$	$\mu_g$	$\mu_j$	$\mu_p$
	0.623	0.565	0.691	0.627	0.57	0.785	0.623	0.565	0.724
$I_{ij}^f$ (m <sup>4</sup> )	0.716*10 <sup>-4</sup>			0.979*10 <sup>-4</sup>			0.716*10 <sup>-4</sup>		
$I_{ig}^f$ (m <sup>4</sup> )	0.672*10 <sup>-4</sup>			0.927*10 <sup>-4</sup>			0.672*10 <sup>-4</sup>		
$I_{vg}^f$ (m <sup>4</sup> )	1.124*10 <sup>-4</sup>			1.431*10 <sup>-4</sup>			1.124*10 <sup>-4</sup>		
$I_{ip}^f$ (m <sup>4</sup> )	0.626*10 <sup>-4</sup>			0.807*10 <sup>-4</sup>			0.606*10 <sup>-4</sup>		
$f_{gv}$ (m)	8.336*10 <sup>-3</sup>			6.55*10 <sup>-3</sup>			8.336*10 <sup>-3</sup>		
$f_{gi}$ (m)	4.645*10 <sup>-3</sup>			3.37*10 <sup>-3</sup>			4.645*10 <sup>-3</sup>		
$f_{ji}$ (m)	3.625*10 <sup>-3</sup>			2.653*10 <sup>-3</sup>			3.625*10 <sup>-3</sup>		
$f_{pi}$ (m)	6.382*10 <sup>-3</sup>			7.484*10 <sup>-3</sup>			7.556*10 <sup>-3</sup>		
$\Delta f$ (m)	6.447*10 <sup>-3</sup>			8.01*10 <sup>-3</sup>			7.62*10 <sup>-3</sup>		

**Tableau III.21: Evaluation de la flèche pour les poutrelles**

Donc :  $\Delta f \leq f_{adm} = 8,4 \text{ mm} \Rightarrow$  la flèche est vérifiée.

Finalement, les choix des armatures longitudinales des poutrelles sont représenté dans le tableau suivant :

	type	En travée (cm <sup>2</sup> )	Appuis intermédiaire (cm <sup>2</sup> )	Appuis de rive (cm <sup>2</sup> )
Poutrelles du plancher étage courant	01	3HA8=1.51	1HA10+1HA8=1.29	1HA8=0.5
	02	2HA8+1HA10=1.79	2HA10=1.57	1HA10=0.79
	03	2HA8+1HA10=1.79	1HA10+1HA8=1.29	1HA8=0.50
	04	2HA10+1HA8=2.07	1HA10+1HA8=1.29	1HA8=0.50
Poutrelles du plancher étage service	01	3HA8=1.51	1HA10+1HA8=1.29	1HA8=0.50
	02	2HA10+1HA8=2.07	2HA8+1HA10=1.79	1HA8=0.5
	03	2HA10+1HA8=2.07	1HA10+1HA8=1.29	1HA8=0.5
	04	3HA10=2.36	2HA10=1.57	1HA10=0.79

Poutrelles du plancher étage commercial	01	3HA10=2.36	1HA10+2HA8=1.79	1HA10=0.79
	02	2HA12+1HA10=3.05	2HA12+1HA8=2.76	1HA12=1.13
	03	3HA10=2.36	1HA10+2HA8=1.79	1HA10=0.79
	04	3HA12=3.39	2HA10+1HA8=2.07	1HA10=0.79

**Tableau III.22 : Résultats de ferrailage des différents types de poutrelles**

• **Exemple de ferrailage :**

Nous allons faire un exemple de ferrailage des poutrelles de 2<sup>ème</sup> type di dessous e plancher étage courant qui sont représenté ci-dessous

Ferrailage de type 02 de plancher étage courant		
En travée	En appuis intermédiaire	En appuis de rive
<p><b>1HA10</b></p> <p><b>Etrier Ø6</b></p> <p><b>2HA8+1HA10</b></p>	<p><b>2HA10</b></p> <p><b>Etrier Ø6</b></p> <p><b>2HA8+1HA10</b></p>	<p><b>1HA10</b></p> <p><b>Etrier Ø6</b></p> <p><b>2HA8+1HA10</b></p>

**Tableau III.23: Ferrailage de type 02 des poutrelles de plancher étage courant**

Ferrailage de type 02 de plancher étage service		
En travée	En appuis intermédiaire	En appuis de rive
<p>1HA8</p> <p>Etrier Ø6</p> <p>2HA10+1HA8</p>	<p>2HA8+1HA10</p> <p>Etrier Ø6</p> <p>2HA10+1HA8</p>	<p>1HA8</p> <p>Etrier Ø6</p> <p>2HA10+1HA8</p>

Tableau III.24 : Ferrailage de type 02 des poutrelles de plancher étage service

Ferrailage de type 02 de plancher étage commercial		
En travée	En appuis intermédiaire	En appuis de rive
<p>1HA12</p> <p>Etrier Ø6</p> <p>2HA12+1HA10</p>	<p>2HA12+1HA8</p> <p>Etrier Ø6</p> <p>2HA12+1HA10</p>	<p>1HA12</p> <p>Etrier Ø6</p> <p>2HA12+1HA10</p>

Tableau III.25: Ferrailage de type 02 des poutrelles de plancher étage commercial

**III.1.2) Ferrailage de la dalle de compression :**

La dalle de compression, sera armée par des treillis soudés continus, totalement ancrés dans les appuis de rive. Selon le **CBA 93 (Art : B.6.8.4.2.3)** :

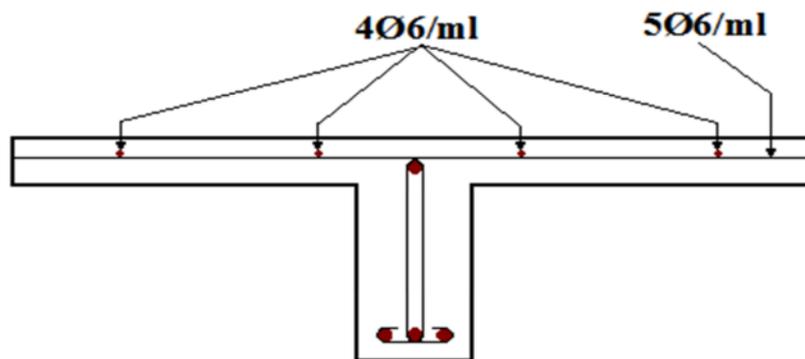
- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles** :  $A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_c} = \frac{4 \times 65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ .
- **Armatures parallèles aux poutrelles** :  $A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,65}{2} = 0,325 \text{ cm}^2 / \text{m}_1$ .

On choisit :

$5\emptyset 6/\text{ml} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$  perpendiculaires aux poutrelles  $\rightarrow S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm}$ ...Vérifiée.

$4\emptyset 6/\text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$  parallèles aux poutrelles  $\rightarrow S_t = 25\text{cm} < 44\text{cm}$ ...Vérifiée.

- **Schéma de ferrailage :**



**Figure III.7: Ferrailage de la dalle de compression.**

**III.2) Etude des dalles pleines :**

Le balcon est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre du plancher et libre à l'autre extrémité lorsque il est appuyé sur un seul appui, toute fois il existe des balcons reposant sur 2 ou 3 appuis.

Dans notre cas on a deux types de balcons :

Type 1 : balcon sur 2 appuis.

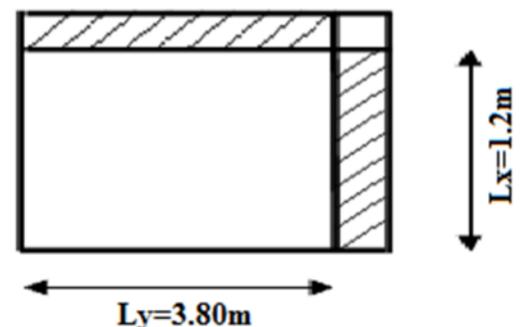
Type 2 : balcon sur 3 appuis.

- ✓ **Type 1 :**

Le balcon le plus sollicité est représenté dans la figure suivante :

$$L_x = 1,2\text{m.}$$

$$L_y = 3,8\text{m.}$$



**Figure III.8 : Dalle sur deux appuis**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.315 \leq 0.4$$

Donc la dalle travaille dans un seul sens.

❖ **Evaluation des charges et surcharges :**

$$G = 6 \text{ kN/m}^2; Q = 3,5 \text{ kN/m}^2.$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 13,35 \text{ kN/m}^2.$$

$$q_s = G + Q = 9,5 \text{ kN/m}^2.$$

❖ **Calcul des sollicitations :**

• **Calcul à l'ELU :**

$$M_{0u}^x = \frac{q_u \cdot l_x^2}{8} = \frac{13,35 \cdot 1,2^2}{8} = 2,403 \text{ kN.m.}$$

Selon le **BAEL91** on ferraille le balcon avec les moments suivants

**En travée :**

$$M_t = 0,85 \cdot M_{0u}^x = 2,04 \text{ kN.m.}$$

**En appui :**

$$M_a = 0,4 \cdot M_{0u}^x = 0,96 \text{ kN.m.}$$

❖ **Ferraillage :**

Le calcul se fait pour une section rectangulaire (0,14×1) m<sup>2</sup> à la flexion simple.

$$\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{14}{10} = 1,4 \text{ cm} ; \text{ Soit : } \phi = 14 \text{ mm.}$$

e = 2cm (enrobage).

$$d_x = h - e \Rightarrow d_x = 14 - 2 = 12 \text{ cm.}$$

$$d_y = d_x - \left(\frac{\phi_x + \phi_y}{2}\right) \Rightarrow d_y = 12 - \left(\frac{0,8 + 0,8}{2}\right) = 11,2 \text{ cm.}$$

**En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2,04 \times 10^{-3}}{1 \times (0,12)^2 \times 14,2} = 0,0099$$

$$\mu_{bu} = 0,0099$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0099}) = 0,0125.$$

$$z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,12 \times (1 - 0,4 \times 0,0125) = 0,1193\text{m}.$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = \frac{2,04 \times 10^{-3}}{0,1193 \times 348} = 0,49 \times 10^{-4} \text{ m}^2.$$

$$A_s = 0,49 \text{ cm}^2.$$

Les résultats de ferrailage du balcon sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Sens	M (kN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	z(m)	$A_{calculé}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}=\rho_0 * b * h$ (cm <sup>2</sup> /ml)	CNF	$A_{choisit}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
Travée	x-x	2.04	0,009	0.0125	0.1193	0,49	1,12	Non vérifiée on ferraille avec $A_{min}$	4HA8 = 2,01
	y-y								
Appui	x-x	0.96	0,004	0.0058	0.1197	0,23	1,12		4HA8 = 2,01
	y-y								

**Tableau III.26 : Ferrailage de la dalle sur deux appuis**

❖ **Espacement des armatures :**

Selon x-x :  $S_t^x \leq \min(3 \times h; 33) \text{ cm} \Rightarrow S_t^x \leq 33 \text{ cm}.$

Donc on opte :  $S_t^x = 25 \text{ cm}.$

Selon y-y :  $S_t^y \leq \min(4 \times h; 45) \text{ cm} \Rightarrow S_t^y \leq 45 \text{ cm}.$

Donc on opte :  $S_t^y = 25 \text{ cm}.$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

On a  $\rho = 0,315$

Pour les HA fe 400 :  $\rho_0 = 0,0008.$

On a :  $h \geq 12 \text{ cm}$  et  $\rho < 0,4 \Rightarrow A_x^{min} = \rho_0 \times b \times h \Rightarrow A_x^{min} = 1,12 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}.$

❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}.$

On a :  $\rho < 0,4 \Rightarrow V_u = \frac{q_u \times l_x}{2} = \frac{13,35 \times 1,2}{2} = 8,01 \text{ kN}.$

$\tau_u = \frac{8,01 \times 10^{-3}}{1 \times 0,112} = 0,071 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}.$

## ❖ Vérification à l'ELS :

On a :  $q_s = 9,5 \text{ kN/m}^2$ .

$$M_{ser} = 1.71 \text{ KN.m}$$

**En travée**

$$M_t = 0.85 * M_{ser} = 0.85 * 1.71 = 1.45 \text{ Kn.m}$$

**En appui**

$$M_a = 0.4 * M_{ser} = 0.4 * 1.71 = 0.684 \text{ Kn.m}$$

## ❖ Les contraintes dans le béton :

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ .

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Sens	M(kN.m)	y (m)	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	Selon x-x	1.45	$1.753 \times 10^{-2}$	$1.754 \times 10^{-5}$	1.452	Vérifiée
	Selon y-y					
Appuis	Selon x-x	0,684	$1.753 \times 10^{-2}$	$1.36 \times 10^{-5}$	0,683	Vérifiée
	Selon y-y					

**Tableau III.27: Vérification des contraintes dans le béton.**

## ❖ Les contraintes dans l'acier :

On doit vérifier que :  $\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$ .

Avec :  $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 266,66 \text{ MPa}$ .

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Sens	$M_{ser}$ (kN.m)	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Travée	Selon x-x et y-y	1.45	120.9	Vérifiée
Appuis	Selon x-x et y-y	0,684	57.03	Vérifiée

**Tableau III.28 : Vérification des contraintes dans les aciers.**

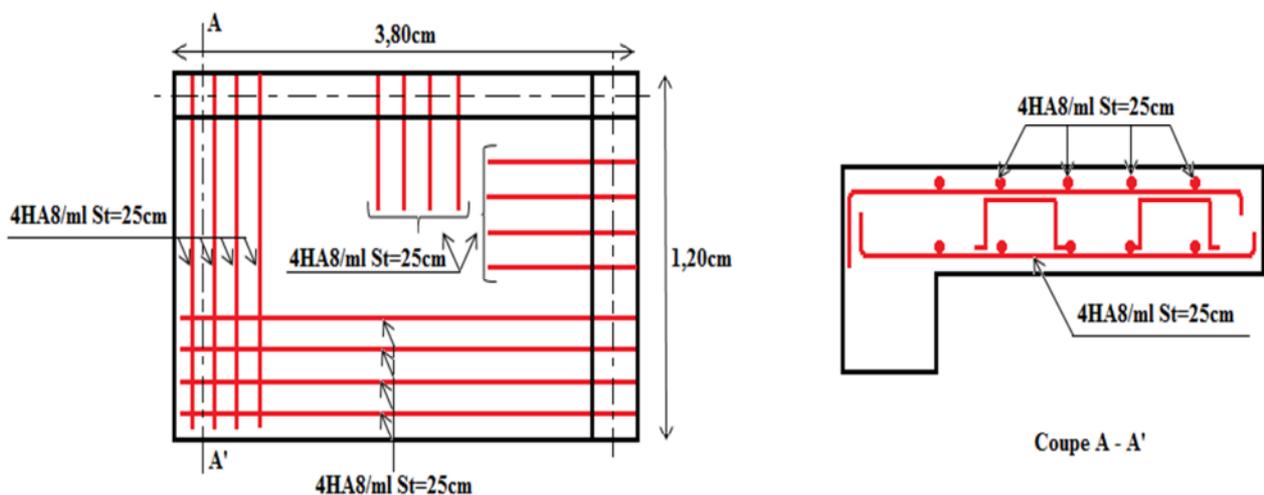
❖ **Etat limite de déformation :**

On doit vérifier les trois conditions suivantes : **BAEL93 (Art : B.6.5.1)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = 0.117 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{l} = 0.117 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.084 \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b \times d} = 0.0016 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche est inutile.

❖ **Schéma de ferrailage :**



**Figure III.9 : Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis**

✓ **Type 2 :**

Dans notre cas le balcon le plus sollicité est le suivant :

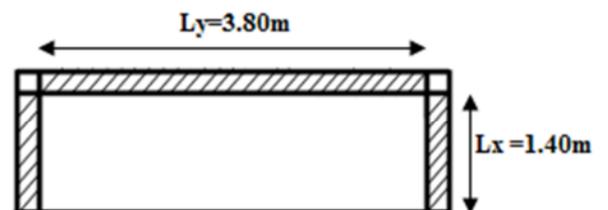
On a :

$L_x = 1.40 \text{ m}$

$L_y = 3.80 \text{ m}$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.368 \leq 0.4$

Donc la dalle travail dans un seul sens.



**Figure III.10 : Dalle sur trois appuis**

❖ **Evaluation des charges et surcharges :**

$$G = 6 \text{ kN/m}^2; Q = 3,5 \text{ kN/m}^2.$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 13,35 \text{ kN/m}^2.$$

$$q_s = G + Q = 9,5 \text{ kN/m}^2.$$

❖ **Calcul des sollicitations :**

Pour les dalles sur trois appuis, le calcul se fait avec la théorie des lignes de rupture à 45°.

$$\text{On a : } \frac{L_y}{2} = \frac{3,8}{2} = 1,9 \text{ m} > L_x = 1,5 \text{ m}.$$

$$\text{Si : } L_x \leq \frac{L_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = \frac{q \times L_x^2 \times L_y}{2} - \frac{2 \times q \times L_x^3}{3} \\ M_{0y} = \frac{q \times L_x^3}{6} \end{cases}$$

• **Calcul à l'ELU :**

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_{0x} = \frac{13,35 \times (1,4)^2 \times 3,8}{2} - \frac{2 \times 13,35 \times (1,4)^3}{3} \\ M_{0y} = \frac{13,35 \times (1,4)^3}{6} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 25,29 \text{ kN.m.} \\ M_{0y} = 6,10 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

Selon le **BAEL91** on ferraille le balcon avec les moments suivants :

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_{tx} = 0,85 \times M_{0x} = 21,49 \text{ kN.m.} \\ M_{ty} = 0,85 \times M_{0y} = 5,18 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } M_{ax} = M_{ay} = -0,3 \times M_{0x} = -7,58 \text{ kN.m.}$$

❖ **Ferraillage :**

Le calcul se fait pour une section rectangulaire (0,14×1) m<sup>2</sup> à la flexion simple

$$\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{14}{10} = 1,4 \text{ cm} ; \text{ Soit : } \phi = 14 \text{ mm}.$$

$$e = 2 \text{ cm (enrobage).}$$

$$d_x = h - e \Rightarrow d_x = 14 - 2 = 12 \text{ cm}.$$

$$d_y = d_x - \left( \frac{\phi_x + \phi_y}{2} \right) \Rightarrow d_y = 12 - \left( \frac{1,2 + 0,8}{2} \right) = 11 \text{ cm}.$$

Les résultats de ferraillage du balcon sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Sens	M (kN.m)	$\mu_{bu}$	A	z (m)	A <sub>calculé</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>choisit</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
Travée	Selon x-x	21.49	0,105	0,139	0,113	5.45	5HA12 = 5.65
	Selon y-y	5.18	0,025	0,032	0,118	1,26	4HA8 = 2.01
Appui	Selon x-x	7.58	0,037	0,047	0,117	1.85	3HA10 = 2.36
	Selon y-y	7.58	0,044	0,056	0,107	2.02	3HA10 = 2.36

**Tableau III.29:Le ferrailage adopté pour la dalle sur 03 appuis**

Armatures comprimées (A' = 0).

❖ **Espacement des armatures : Selon le CBA 93 (A.6.1.2.2).**

Selon x-x :  $S_t^y \leq \min(3 \times h ; 33) \text{ cm} \Rightarrow S_t^y \leq 33 \text{ cm}$ .

Donc on opte :  $S_t^y = 20 \text{ cm}$ .

Selon y-y :  $S_t^x \leq \min(4 \times h ; 45) \text{ cm} \Rightarrow S_t^x \leq 45 \text{ cm}$ .

Donc on opte :  $S_t^x = 25 \text{ cm}$ .

❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$\rho = 0,368$$

Pour les HA400 :  $\rho_0 = 0,0008$ .

On a :  $h \geq 12 \text{ cm}$  et  $\rho < 0,4 \Rightarrow A_x^{\min} = \rho_0 \times b \times h \Rightarrow A_x^{\min} = 1,12 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$ .

❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$ .

$$\text{On a : } \rho < 0,4 \Rightarrow V_u = \frac{q_u \times l_x}{2} = \frac{13,35 \times 1,4}{2} = 9.345 \text{ kN}.$$

$$\tau_u = \frac{9.345 \times 10^{-3}}{1 \times 0,11} = 0,085 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}.$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

On a :  $q_s = 9,5 \text{ kN} / \text{m}^2$ .

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_{0x} = \frac{9,5 \times (1,4)^2 \times 4,6}{2} - \frac{2 \times 9,5 \times (1,4)^3}{3} \\ M_{0y} = \frac{9,5 \times (1,4)^3}{6} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 17,99 \text{ kN.m.} \\ M_{0y} = 4,34 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

• **Les sollicitations :**

- En travées : 
$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 \times M_{0x} = 15.29 \text{ kN.m.} \\ M_{ty} = 0,85 \times M_{0y} = 3.69 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

En appuis :  $M_{ax} = M_{ay} = -0.3 \times M_{0x} = -5.39 \text{ kN.m.}$

❖ **Les contraintes dans le béton :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Sens	M(kN.m)	y (m)	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	Selon x-x	15.29	$5.3 \times 10^{-2}$	$1,43 \times 10^{-4}$	5.63	Vérifiée
	Selon y-y	3.69	$7.31 \times 10^{-2}$	$2.55 \times 10^{-4}$	1.05	Vérifiée
Appuis	Selon x-x	5.39	$5.3 \times 10^{-2}$	$1.43 \times 10^{-4}$	1.99	Vérifiée
	Selon y-y	5.39	$7.31 \times 10^{-2}$	$2.55 \times 10^{-4}$	0.37	Vérifiée

**Tableau III.30: Vérification des contraintes dans le béton.**

❖ **Les contraintes dans l'acier :**

On doit vérifier que :  $\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s.$

Avec :  $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 266.66 \text{ MPa.}$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant

	Sens	$M_{ser}$ (kN.m)	y (m)	d (m)	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Travée	Selon x-x	15.29	$5.3 \times 10^{-2}$	$12 \times 10^{-2}$	$1,43 \times 10^{-4}$	107.45	Vérifiée
	Selon y-y	3.69	$7.31 \times 10^{-2}$	$11 \times 10^{-2}$	$2.55 \times 10^{-4}$	8.009	Vérifiée
Appuis	Selon x-x	5.39	$5.3 \times 10^{-2}$	$12 \times 10^{-2}$	$1.43 \times 10^{-4}$	37.88	Vérifiée
	Selon y-y	5.39	$7.31 \times 10^{-2}$	$11 \times 10^{-2}$	$2.55 \times 10^{-4}$	11.69	Vérifiée

**Tableau III.31 : Vérification des contraintes dans les aciers.**

❖ **Etat limite de déformation :**

On doit vérifier les trois conditions suivantes : BAEL93 (Art : B.6.5.1)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} > \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1) \\ \frac{h}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots (2) \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_c} \dots\dots\dots (3) \end{array} \right.$$

Dans le sens x-x : Les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche est inutile.

Dans le sens y-y : La 1<sup>ère</sup> et 2<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée, on doit vérifier la flèche dans ce sens.  $\Delta f_y = 0.7 \text{ mm} \leq f_{adm} = 7.6 \text{ mm} \dots\dots\dots$ Vérifiée.

❖ Schéma de ferrailage

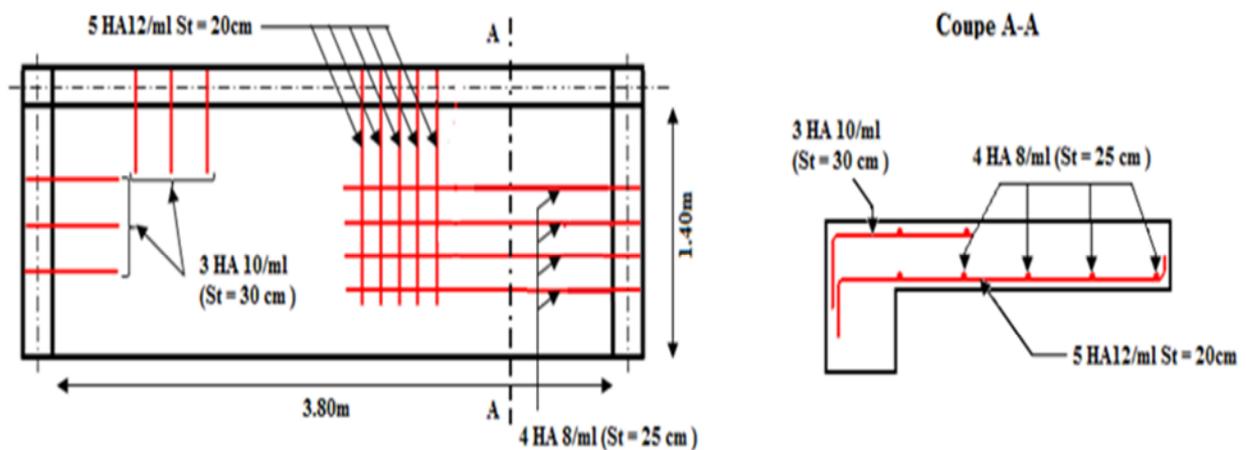


Figure III.11 : Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis

III.3) Etude de l'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou chargements vers les différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique qui permet de déplacer la cabine.

Dans notre bâtiment on opte pour un ascenseur de 8 personnes ayant les caractéristiques suivantes : (Annexe 3)

- L : Longueur de l'ascenseur (140cm).
- l : Largeur de l'ascenseur (110cm).

- H : Hauteur de l'ascenseur (220cm).
- La course maximale (37.36m).
- $D_m$  : La charge due à l'ascenseur (82 Kn).
- $P_m$ : La charge due à la machine (15 Kn).
- $F_c$  : charge due à la rupture des câbles (102 Kn).
- La vitesse minimale (1 m/s).
- Les dimensions de la cabine :  $l \times L \times H = (110 \times 140 \times 220) \text{ cm}^3$
- Les dimensions de la gaine :  $BS \times TS = l \times L = 180 \times 210 \text{ cm}^2$

#### ❖ Etude de la dalle de l'ascenseur :

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

On a les dimensions suivantes :

$$L_x = 1,60 \text{ m.}$$

$$L_y = 2,00 \text{ m.}$$

$$S = 1,60 \times 2,00 = 3,20 \text{ m}^2.$$

$$e \geq \frac{L_y}{20} = \frac{200}{20} = 10 \text{ cm.}$$

Soit l'épaisseur :  $e = 20 \text{ cm.}$

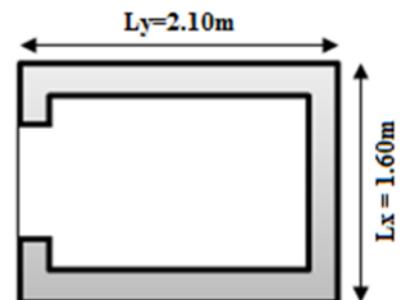


Figure III.12: Cage d'ascenseur

#### ❖ Evaluation des charges et surcharges :

Poids de la dalle en béton armé :  $G_1 = 25 \times 0,20 = 5 \text{ kN/m}^2$ .

Poids du revêtement ( $e=4\text{cm}$ ) :  $G_2 = 22 \times 0,04 = 0,88 \text{ kN/m}^2$

$$G' = G_1 + G_2 = 5,88 \text{ kN/m}^2.$$

Poids de la machine :  $G'' = \frac{F_c}{S} = \frac{102}{3,20} = 31,86 \text{ kN/m}^2$ .

$$G_{\text{totale}} = G' + G'' = 37,74 \text{ kN/m}^2.$$

$$Q = 1 \text{ kN/m}^2.$$

#### ❖ Cas d'une charge répartie :

## ❖ Calcul à l'ELU :

## • Calcul des sollicitations :

$$q_u = 1,35 \times G_{\text{totale}} + 1,5 \times Q = 52,45 \text{ kN/m}^2.$$

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

$$v = 0.$$

$$\rho = 0,8 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0561 \text{ (Annexe 2)} \\ \mu_y = 0,5959 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x : } M_0^x = \mu_x \times q_u \times L_x^2 \Rightarrow M_0^x = 7,53 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Sens y-y : } M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 4,48 \text{ kN.m.}$$

$$\text{En travée : Sens x-x' : } M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 6,40 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Sens y-y' : } M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 3,80 \text{ kN.m.}$$

$$\text{En appui : } M_a^x = M_a^y = -0,3 \times M_0^x = -2,26 \text{ kN.m.}$$

## • Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait pour une bande de section rectangulaire  $(0,2 \times 1) \text{ m}^2$  à la flexion simple.

Avec  $d_x = 18 \text{ cm}$  et  $d_y = 17 \text{ cm}$ .

**En travée :**

$$\text{Sens x-x : } \mu_{\text{bu}} = \frac{M_t^x}{b \times d_x^2 \times f_{\text{bu}}} = 0,0139.$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{\text{bu}}}) = 0,0175$$

$$z = d_x \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,178 \text{ m.}$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{z \times f_{\text{st}}} = 1,03 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

**Sens y-y :**

$$\mu_{\text{bu}} = \frac{M_t^y}{b \times d_y^2 \times f_{\text{bu}}} = 0,0092$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{\text{bu}}}) = 0,0116.$$

$$z = d_y \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,169 \text{ m.}$$

$$A_t^y = \frac{M_t^y}{z \times f_{st}} = 0.64 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

**En appui :**

$$\mu_{bu} = 0,0056 ; \alpha = 0,007 ; z = 0,179 \text{ m} ; A_a = 0,41 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Sens	M (kN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{choisit}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
Travée	x-x	6.40	0,0139	0,0175	0,178	1,03	4HA10 = 3,14
	y-y	3.80	0,0092	0,0116	0,169	0.64	4HA10 = 3,14
Appui	x-x	2.26	0,0056	0,007	0,179	0,41	3HA10 = 2.36
	y-y						

**Tableaux III.32 : Ferrailage de la dalle d’ascenseur.**

• **Vérification de la condition de non fragilité :**

On a :

$$e = 20 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm.}$$

$$\rho = 0,8$$

$$\text{Des aciers HA (F}_e\text{E400)} \Rightarrow \rho_0 = 0,0008$$

$$e > 12 \text{ cm} \left. \vphantom{\begin{matrix} e > 12 \text{ cm} \\ \rho > 0,4 \end{matrix}} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e. \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e. \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 1,76 \text{ cm}^2 / \text{ml.} \\ A_{min}^y = 1,60 \text{ cm}^2 / \text{ml.} \end{cases}$$

$$\text{En travées : } A_t^x = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min}^x = 1,76 \text{ cm}^2 / \text{ml}..... \text{Vérfiée.}$$

$$A_t^y = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min}^y = 1,60 \text{ cm}^2 / \text{ml}..... \text{Vérfiée.}$$

$$A_t^y > \frac{A_t^x}{4}..... \text{Vérfiée.}$$

$$\text{En appuis : } A_a^x = A_a^y = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min}^x = 1,68 \text{ cm}^2 / \text{ml}..... \text{Vérfiée.}$$

• **Calcul des espacements :**

$$\text{Sens x-x : } S_t^y \leq \min(3 \times e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t^y \leq 33 \text{ cm.}$$

$$\text{On adopte : } S_t^y = 25 \text{ cm.}$$

Sens y-y :  $S_t^x \leq \min(4 \times e; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t^x \leq 45 \text{ cm}$ .

On adopte :  $S_t^x = 25 \text{ cm}$ .

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}.$$

$$\rho = 0,8 > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \times \frac{L_x}{3} = 27,97 \text{ kN}. \\ V_y = q_u \times \frac{L_x}{2} \times \frac{1}{1 + (0,5 \times \rho)} = 29,97 \text{ kN}. \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{29,97 \times 10^{-3}}{1 \times 0,17} = 0,176 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa}.$$

- ❖ **Calcul à l'ELS :**

- **Calcul des sollicitations :**

$$q_{\text{ser}} = G_{\text{totale}} + Q = 37,74 + 1 = 38,74 \text{ kN/m}^2.$$

$$v = 0,2.$$

$$\rho = 0,8 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0628 & \text{(Annexe 2)} \\ \mu_y = 0,7111 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x : } M_0^x = \mu_x \times q_{\text{ser}} \times L_x^2 \Rightarrow M_0^x = 6,22 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Sens y-y : } M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 4,42 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Sens x-x : } M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 5,28 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Sens y-y : } M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 3,75 \text{ kN.m.}$$

- **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = M_{\text{ser}} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}.$$

$$\text{Sens x-x : } (A_x = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} ; d = 18 \text{ cm}).$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 3,674 \text{ cm}.$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 = 11319,62 \text{ cm}^4 \Rightarrow I = 11319,62 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 2,44 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Sens y-y : ( $A_y = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ;  $d = 17\text{cm}$ ).

$y = 3,558 \text{ cm}$  ;  $I = 10011,77 \text{ cm}^4$ .

$\sigma_{bc} = 1.58 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa}$ .....vérifiée.

• **Vérification des contraintes dans l'acier :**

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s.$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa} ; \text{ Avec } \eta = 1.6 \text{ pour les aciers de haute adhérence.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{7.43 \times 10^{-3}}{11319,62 \times 10^{-8}} \times (0,18 - 0,03674) = 141.05 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

• **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots (3)$$

Dans les deux sens (x-x et y-y) : les trois conditions sont vérifiées, donc il n y a pas lieu de vérifier la flèche.

❖ **Cas d'une charge concentrée :**

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une surface ( $a_0 \times b_0$ ), elle agit uniformément sur une surface ( $u \times v$ ) 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.

$$\begin{cases} u = a_0 + e + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + e + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases} \text{BAEL91/2003.}$$

Profondeur de la cuvette HSG :(Annexe3)

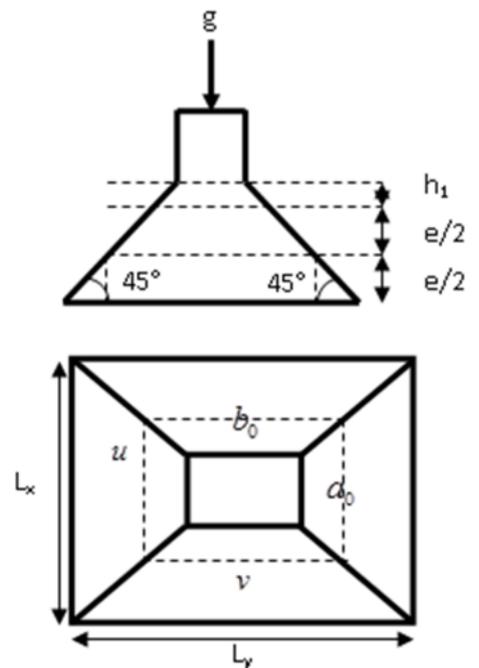


Figure III.13 : La surface d'impact dalle ascenseur

$$\text{On a une vitesse } V = 1 \text{ m/s} \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 69 \text{ cm.} \\ b_0 = 69 \text{ cm.} \end{cases}$$

On a un revêtement en béton d'épaisseur :  $h_1 = 4 \text{ cm} \Rightarrow \xi = 1$ .

$$\text{Donc : } \begin{cases} u = 69 + 20 + 2 \times 1 \times 4 = 97 \text{ cm.} \\ v = 69 + 20 + 2 \times 1 \times 4 = 97 \text{ cm.} \end{cases}$$

❖ **Calcul à l'ELU :**

• **Calcul des sollicitations :**

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases}$$

Avec  $\nu$  : Coefficient de poisson ( $\nu = 0 \rightarrow \text{ELU}$ ).

$$\rho = 0.8 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0561 \\ \mu_y = 0.5959 \end{cases} \text{ (Annexe 2)}$$

$$M_1 : \text{ en fonction de } \frac{u}{L_x} \text{ et } \rho \quad \left( \frac{u}{L_x} = 0.6 \text{ et } \rho = 0.8 \right).$$

$$M_2 : \text{ en fonction de } \frac{v}{L_y} \text{ et } \rho \quad \left( \frac{v}{L_y} = 0.5 \text{ et } \rho = 0.8 \right)$$

En se réfère à l'annexe 4, on trouve :

$$M_1 = 0,095.$$

$$M_2 = 0.067$$

➤ Evaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  du système de levage :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1. \\ M_{y1} = P_u \times M_2. \end{cases}$$

$$\text{On a : } g = D_m + P_m + P_{\text{personnes}} = 51 + 82 + 6,3 = 103.3 \text{ kN.}$$

$$P_u = 1,35 \times g = 1,35 \times 103.3 = 139.45 \text{ kN.}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 13.24 \text{ kN.m.} \\ M_{y1} = 9.34 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

➤ Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle :

$$q_u = 1,35 \times 5.88 + 1,5 \times 1 = 9,44 \text{ kN/m}^2.$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.35 \text{ kN.m.} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.80 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

➤ Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 14.59 \text{ kN.m.} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 10.14 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

N.B : pour le ferrailage on doit tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des murs

• **Les moments en travées et en appuis sont :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 0.85 \times 14.59 = 12.40 \text{ Kn.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 0.85 \times 10.14 = 8.62 \text{ Kn.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_x = 0.3 \times 14.59 = 4.37 \text{ Kn.m}$$

• **Ferrailage :**

Le calcul se fait pour une bonde de section rectangulaire (0,2×1) m<sup>2</sup> à la flexion simple.

Avec  $d_x = 18\text{cm}$  et  $d_y = 17\text{cm}$ .

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	$M_t$ (kN.m)	$M_a$ (kN.m)	$A_t$ calculé (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_a$ calculé (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_t$ adopté (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_a$ adopté (cm <sup>2</sup> /ml)
Sens x-x	12.40	4.37	2.00	0.70	5HA10 = 3.93	3HA10 = 2.36
Sens y-y	8.62	4.37	1.47	0.74	3HA10 = 2.36	3HA10 = 2.36

**Tableau III.33 : Résultats des calculs.**

• **Vérification de la condition de non fragilité :**

En travées :  $A_t^x = 5HA10 = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1,76 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots\dots\dots$  Vérifiée.

$A_t^y = 3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1,60 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots\dots\dots$  Vérifiée.

$A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \dots\dots\dots$  Vérifiée.

En appuis :  $A_a^x = A_a^y = 3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1,68 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots\dots\dots$  Vérifiée.

- **Vérification au poinçonnement :**

Il faut vérifier que :  $P_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ . **BAEL91 (Art : H. III.10)**

Avec :  $P_u$  : Charge de calcul à l'état limite.

$h$  : Epaisseur de la dalle.

$U_c$  : Périmètre du rectangle d'impact.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (97 + 97) = 388 \text{ cm.}$$

$$P_u = 139.45 \text{ kN.}$$

$$\gamma_b = 1,5.$$

$$P_u = 139.45 \text{ kN} \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 582 \text{ kN.} \dots\dots \text{Vérifiée.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{P_u}{U_c \times d} = \frac{139.45 \times 10^{-3}}{3.88 \times 0.18} = 0.119 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

C'est vérifié

- **Espacement des barres :**

Sens x-x :  $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(2 \times e; 22 \text{ cm}) = 20 \text{ cm.}$

Sens y-y :  $S_t = 33 \text{ cm} \leq \min(3 \times e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$

❖ **Calcul à l'ELS :**

- **Calcul des sollicitations :**

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases}$$

Avec  $\nu$  : Coefficient de poisson ( $\nu = 0,2 \rightarrow \text{ELS}$ ).

$$\rho = 0,8 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0628 \\ \mu_y = 0.7111 \end{cases} \text{ (Annexe 2)}$$

$$\begin{cases} M_1 = 0.095. \\ M_2 = 0.067. \end{cases} \text{ (Annexe 3)}$$

➤ Les moments engendrés par le système de levage :

$$P_{\text{ser}} = g = 103.3 \text{ kN.}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = P_{\text{ser}} \times (M_1 + \nu \times M_2) = 11.19 \text{ kN.m.} \\ M_{y1} = P_{\text{ser}} \times (M_2 + \nu \times M_1) = 8.88 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

- Les moments dus à la charge de la dalle :

$$q_{\text{ser}} = 5.88 + 1 = 6.88 \text{ kN.}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{\text{ser}} \times L_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.10 \text{ kN.m.} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.78 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

- Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 12.29 \text{ kN.m.} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9.66 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

- **Les moments en travées et en appuis sont :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 0.85 \times 12.29 = 10.46 \text{ Kn.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 0.85 \times 9.66 = 8.21 \text{ Kn.m}$$

$$M_{ax} = 0.3 M_x = 0.3 \times 12.29 = 3.68 \text{ Kn.m}$$

$$M_{ay} = 0.3 M_y = 0.3 \times 9.66 = 2.898 \text{ Kn.m}$$

- **Les contraintes dans le béton :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant

	Sens	M(kN.m)	y (m)	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	Selon x-x	10.46	$4.86 \times 10^{-2}$	$1.93 \times 10^{-4}$	2.64	Vérifiée
	Selon y-y	8.21	$4.05 \times 10^{-2}$	$1.36 \times 10^{-4}$	1.11	Vérifiée
Appuis	Selon x-x	3.68	$3.6 \times 10^{-2}$	$1.08 \times 10^{-4}$	1.22	Vérifiée
	Selon y-y	2.898	$4.05 \times 10^{-2}$	$1.36 \times 10^{-4}$	0.39	Vérifiée

**Tableau III.34 : Vérification des contraintes dans le béton.**

• **Vérification de la flèche :**

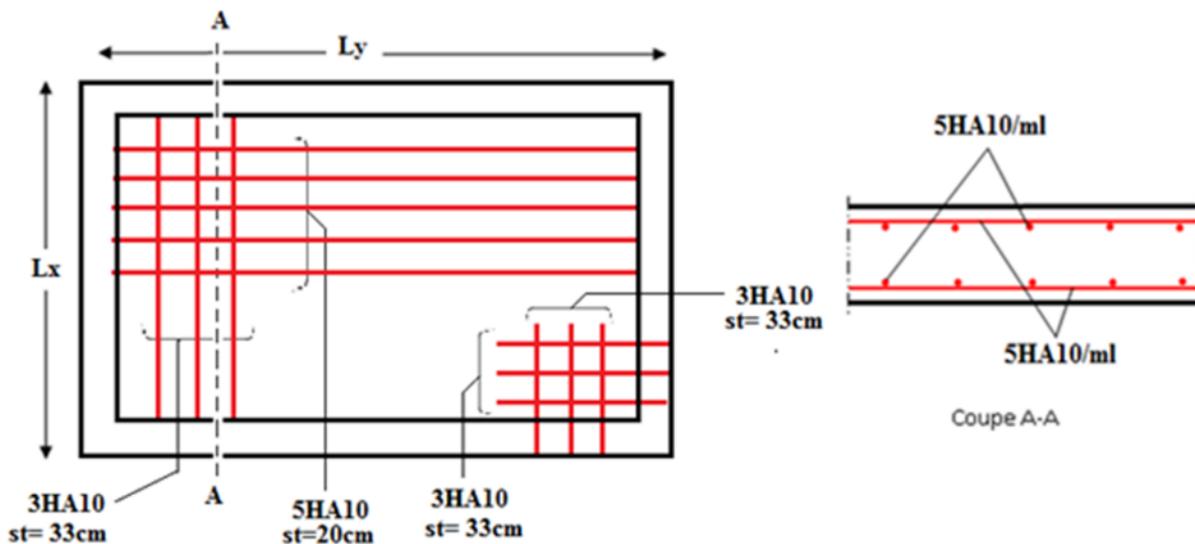
$$\frac{h}{L} = 0.125 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{h}{L} = 0.125 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.117 \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0.00118 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots (3)$$

Dans les deux sens (x-x et y-y) : les trois conditions sont vérifiées, donc il ya pas lieu de vérifier la flèche.

• **Schéma de ferrailage :**



**Figure III.14 : Shéma de ferrailage de la dalle d’ascenseur**

**III.4) Etude des escaliers :**

**Définition :**

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d’un niveau à un autre, il Peut-être en béton armé, en acier, ou en bois. Dans notre structure on a trois types d’escalier, en béton armé, en bois et en aciers Et dans le calcul on s’intéresse à l’escalier en béton armé. Ils sont calculés en flexion simple en considérant la section a ferrillée comme une section rectangulaire de largeur 100cm et de hauteur 15cm.

❖ Etude escalier en béton armé :

✓ Type I : passage de 2<sup>ème</sup> entre sol au RDC (03volées)

Ce type d'escalier est composé de trois volées parallèles et un palier comme une console

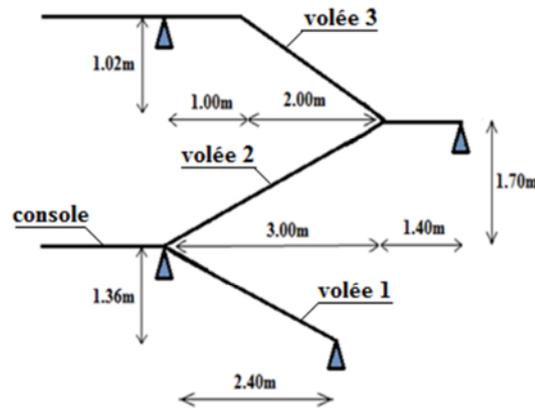


Figure III.15 : Schéma statique de type I

Le ferrailage de la 1<sup>ère</sup> volée sera le même que la 3<sup>ème</sup> volée

❖ Etude de la console :

Un palier d'épaisseur 15cm.

• Calcul des sollicitations :

Palier :  $G_{\text{palier}} = 5,10 \text{ kN/m}$

$Q = 2,50 \text{ kN/m}$

$G_{\text{mur}} = 2,95 \text{ Kn/m}$

$Q^u = 1,35 \cdot (5,10) + ((1,5 \cdot 2,5)) = 10,635 \text{ Kn/ml}$

$Q^s = 5,10 + 2,5 = 7,6 \text{ Kn/ml}$

$Q_{\text{mur}}^u = 1,35 \cdot 2,95 \cdot 2,52 = 10,03 \text{ Kn/ml}$

$Q_{\text{mur}}^s = 2,95 \cdot 2,52 = 7,434 \text{ Kn/ml}$

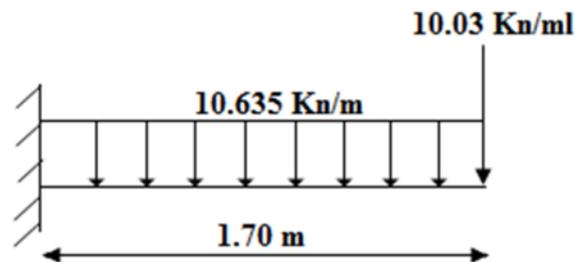


Figure III.16 : Schéma statique de la console

a) Calcul à l'ELU

Par la méthode RDM on trouve.

$M_{\text{max}} = 32,418 \text{ kN.m.}$

$V_{\text{max}} = 28,11 \text{ kN.}$

$M_t = 0,75 \times M_{\text{max}} = 24,31 \text{ kN.m.}$

$M_a = -0,5 \times M_{\text{max}} = -16,209 \text{ kN.m.}$

**b) Calcul à l'ELS**

Par la méthode RDM on trouve

$$M_{\max} = 23.62 \text{ kN.m.}$$

$$V_{\max} = 20.35 \text{ kN.}$$

$$M_t = 0,75 \times M_{\max} = 17.715 \text{ kN.m.}$$

$$M_a = -0,5 \times M_{\max} = -11.81 \text{ kN.m.}$$

Le calcul se fait pour une section rectangulaire ( $0.15 \times 1$ )  $\text{m}^2$  à la flexion simple.

On a :

En travée:  $M_t = 24.31 \text{ kN.m.}$

En appuis:  $M_a = -16.209 \text{ kN.m.}$

$b = 100 \text{ cm}$  ;  $h = 15 \text{ cm}$  ;  $d = 13 \text{ cm}$ .

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant:

	M (kN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	z (m)	$A_{calculée}$ ( $\text{cm}^2/\text{m}_l$ )	$A_{adoptée}$ ( $\text{cm}^2/\text{m}_l$ )
En travée	24.31	0,101	0,133	0,123	5.67	4HA14=6.16
En appui	16.209	0,067	0,087	0,125	3.71	4HA12=4.52

**Tableau III.35: Résumé des résultats de ferrailage.**

- **Calcul des armatures de répartition :**

En travée :  $A \geq \frac{A}{4} = \frac{6.16}{4} = 1,54 \text{ cm}^2 / \text{m}_l.$

On choisit :  $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{m}_l.$

En appuis :  $A \geq \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{m}_l.$

On choisit :  $3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2 / \text{m}_l.$

- **Espacement des armatures :**

Pour les armatures longitudinales :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots$  vérifiée.

Pour les armatures de montage :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots$  vérifiée.

**a) Vérification à l'ELU :**

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times (f_{t28} / f_e) = 0,23 \times 1 \times 0,13 \times (2,1/400) = 1,57 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

**En travée :**  $A = 6.16 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2$  ..... Condition Vérifiée.

**En appuis :**  $A = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2$  ..... Condition Vérifiée.

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}) = 2,16 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{28.11 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,216 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$A_l \geq (V_u - \frac{M_u}{0,9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (28.11 \times 10^{-3} - \frac{24.31 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,13}) \times \frac{1.15}{400} = -5.16 \times 10^{-4} \leq 0.$$

Donc aucune vérification à faire.

**b) Vérification à l'ELS :**

Les fissurations sont peu nuisibles donc les vérifications à faire sont :

• **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Calcul de y : on a  $A_s' = 0 \Rightarrow \frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times (y - d) = 0.$

Calcul de I :  $I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2.$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

	<b>M<sub>ser</sub> (kN.m)</b>	<b>y (m)</b>	<b>I (m<sup>4</sup>)</b>	<b>σ<sub>bc</sub> (MPa)</b>	<b>σ̄<sub>bc</sub> (MPa)</b>	<b>Observation</b>
Travée	17.715	5.9 × 10 <sup>-2</sup>	1.15 × 10 <sup>-4</sup>	9.8	15	Vérifiée
Appui	11.81	3.50 × 10 <sup>-2</sup>	0.751 × 10 <sup>-4</sup>	5.49	15	Vérifiée

**Tableau.III.36 : vérification des contraintes de béton.**

• **Etat limite de déformation :**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{aligned} \frac{h}{L} = 0.0882 &\geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots (1). \\ \frac{h}{L} 0.0882 &\geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.133 \dots \dots \dots (2). \\ \frac{A}{b \times d} = 0.0047 &\leq \frac{4,2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots (3). \end{aligned} \right.$$

La 2<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée; donc on procède à la vérification de la flèche.

On doit vérifier que :  $\Delta f \leq f_{adm}$ .

Avec :  $f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{170}{500} = 0,34 \text{ cm} = 3.4 \text{ mm}$ .

$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$ .

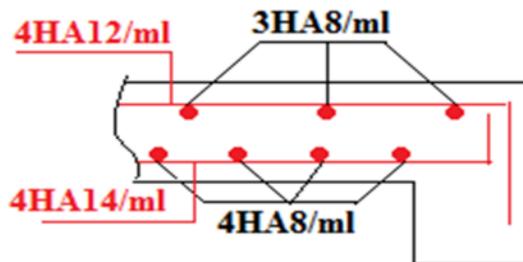
Les résultats de calcul de la flèche sont représentés dans le tableau suivant:

L (m)	B (m)	h (m)	As <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	As <sub>c</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	M <sub>j ser</sub> (KN.m)	M <sub>g ser</sub> (KN.m)	M <sub>p ser</sub> (KN.m)	Δf (mm)	f <sub>adm</sub> (mm)
1.70	1.00	0.15	6.61	0	25	3.98	5.43	7.18	3.24	3.4

**Tableau III.37 : Evaluation de la flèche dans la console**

Selon le logiciel socotec la flèche est vérifiée  $\Delta f < f_{adm}$

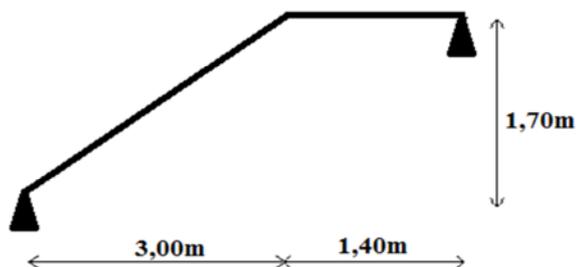
• **Schéma de ferrailage :**



**Figure III.17 : Schéma de ferrailage de la console**

✓ **Etude de la 2<sup>ème</sup> volée :**

- Un palier d'épaisseur 15cm.
- volée d'épaisseur 15 cm.
- Giron de 30cm.
- Hauteur de la marche : 17cm.



**Figure III.18 : Schéma statique de la volée**

❖ **Calcul des sollicitations :**

Volée :  $G_{\text{paillasse}} = 8,42 \text{ kN/m}^2$ .

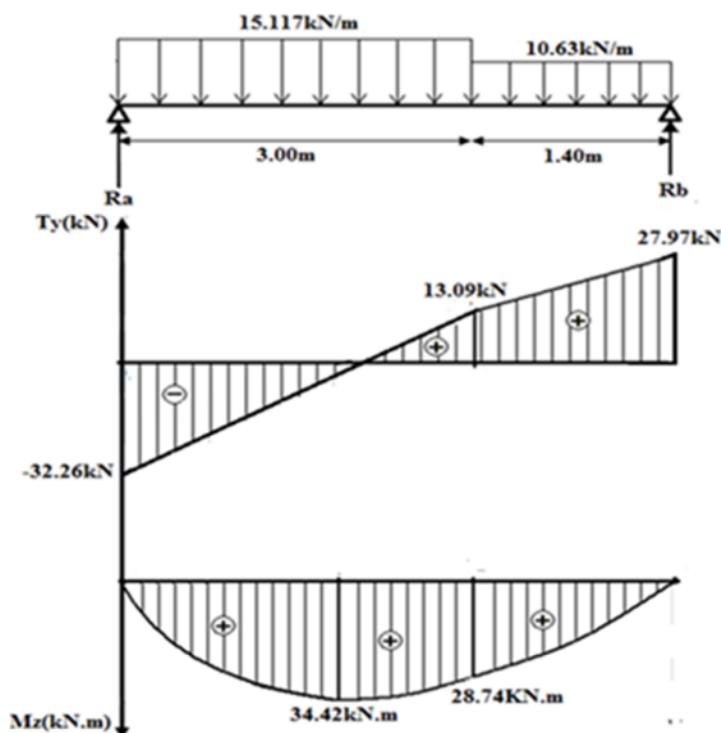
Palier :  $G_{\text{palier}} = 5,10 \text{ kN/m}^2$ .

$Q_{\text{escalier}} = 2,50 \text{ kN/m}^2$ .

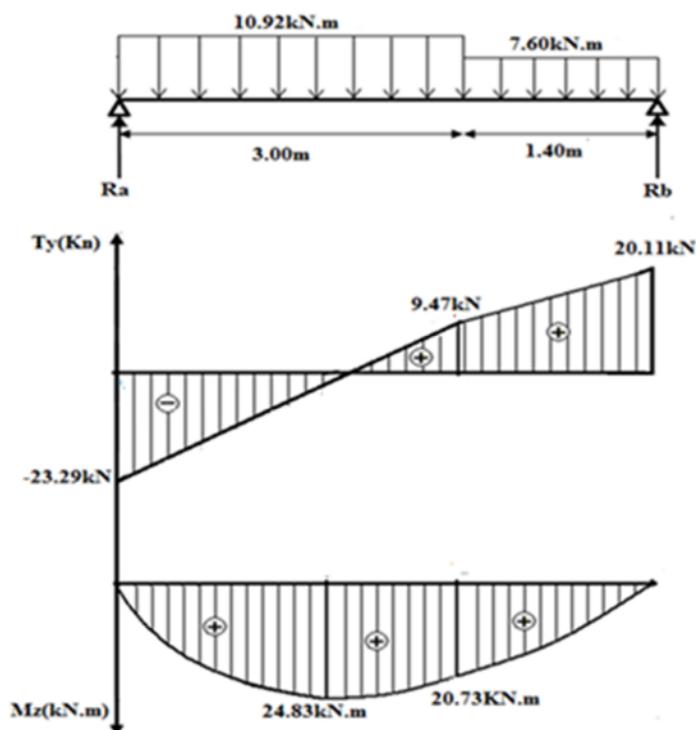
Par la méthode RDM les résultats sont présentés dans le tableau suivant

	$R_A(\text{KN})$	$R_B(\text{KN})$	$X(\text{m})$	$M_0(\text{KN.m})$	$M_a(\text{KN.m})$	$M_t(\text{KN.m})$	$V_u(\text{KN})$
ELU	32.26	27.97	2.13	34.42	-17.21	25.81	32.26
ELS	23.29	20.11	2.13	24.83	-12.41	18.62	23.29

**Tableau III.38. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM**



**Figure III.19 : Diagramme des efforts internes à l'ELU**



**Figure III.20 : Diagramme des efforts internes à l'ELS**

• **Calcul du ferrailage :**

Le calcul se fait pour une section rectangulaire ( $0.15 \times 1$ )  $\text{m}^2$  à la flexion simple.

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant:

	M (kN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	z (m)	$A_{calculée}$ (cm <sup>2</sup> /m <sub>l</sub> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> /m <sub>l</sub> )
En travée	25.81	0,107	0,142	0,123	6.05	4HA14=6.16
En appui	17.21	0,072	0,093	0,125	3.95	4HA12=4.52

Tableau III.39: Résumé des résultats de ferrailage

- **Calcul des armatures de répartition :**

En travée :  $A \geq \frac{A}{4} = \frac{6.16}{4} = 1,54 \text{ cm}^2 / m_l$ .

On choisit : 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup> / m<sub>l</sub>.

En appuis :  $A \geq \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 / m_l$ .

On choisit : 3HA8 = 1.51 cm<sup>2</sup> / m<sub>l</sub>.

- **Espacement des armatures :**

Pour les armatures longitudinales :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ .....vérifiée.

Pour les armatures de montage :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ .....vérifiée.

**a) Vérification a l'ELU :**

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times (f_{t28} / f_e) = 0,23 \times 1 \times 0,13 \times (2,1 / 400) = 1,57 \text{ cm}^2 / m_l$$

**En travée :**  $A = 6.16 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2$  ..... Condition Vérifiée.

**En appuis :**  $A = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2$  ..... Condition Vérifiée.

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = 2,16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{32.26 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,268 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \text{ ..... Condition vérifiée.}$$

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \text{ Avec : } A_l = 6.16 + 4.52$$

$$A_l = 10.68 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 32.26 \times 10^{-3}}{400} = 0.92 \text{ cm}^2 \text{ Vérifiée}$$

**b) Vérification à l'ELS :**

Les fissurations sont peu nuisibles donc les vérifications à faire sont :

- **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Calcul de y :

On a  $A_s = 0 \text{ cm}^2$  alors  $y = \frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times (y - d) = 0.$

Calcul de I :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2.$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

	$M_{ser}$ (kN.m)	y (m)	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	18.62	$3.97 \times 10^{-2}$	$0.95 \times 10^{-4}$	7.57	15	Vérifiée
Appui	12.41	$3.57 \times 10^{-2}$	$0.75 \times 10^{-4}$	5.86	15	Vérifiée

**Tableau.III.40 : Vérification des contraintes de béton.**

- **Etat limite de déformation :**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = 0.034 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots (1). \\ \frac{h}{L} = 0.034 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.133 \dots \dots \dots (2). \\ \frac{A}{b \times d} = 0.0041 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots (3). \end{array} \right.$$

La 1<sup>ère</sup> et la 2<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée; donc on procède à la vérification de la flèche.

On doit vérifier que :  $\Delta f \leq f_{adm}$ .

Avec :  $f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{440}{500} = 0,88 \text{ cm} = 8.8 \text{ mm.}$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}.$$

Les résultats de calcul de la flèche sont représentés dans le tableau suivant:

L (m)	B (m)	h (m)	As <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	As <sub>c</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	M <sub>j ser</sub> (KN.m)	M <sub>g ser</sub> (KN.m)	M <sub>p ser</sub> (KN.m)	Δf (mm)	f <sub>adm</sub> (mm)
4.40	1.40	0.15	6.79	0	25	10.31	14.07	18.60	8.4	8.8

Tableau III.41 : Evaluation de la flèche dans la 2<sup>ème</sup> volée (type I) de l'escalier

Selon le logiciel socotec la flèche est vérifiée Δf < f<sub>adm</sub>

• Schéma de ferrailage :

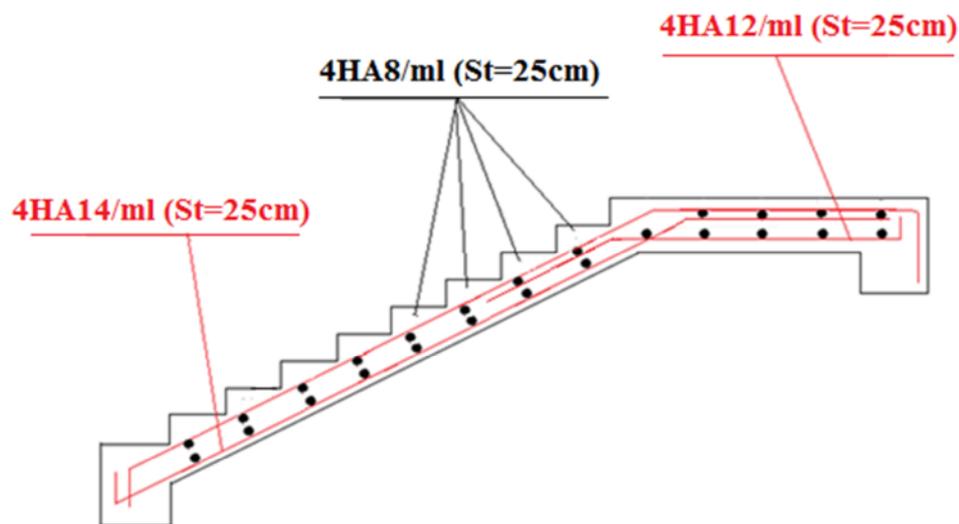


Figure III.21 : Schéma de ferrailage de la 2<sup>ème</sup> volée de type I

✓ Etude de la 3<sup>ème</sup> volée :

- Un palier d'épaisseur 15cm.
- volée d'épaisseur 15 cm.
- Giron de 30cm.
- Hauteur de la marche : 17cm.

On a :

En travée: M<sub>t</sub> = 24.95 kN.m.

En appuis: M<sub>a</sub> = -16.63kN.m.

b = 100 cm ; h = 15 cm ; d = 13 cm.

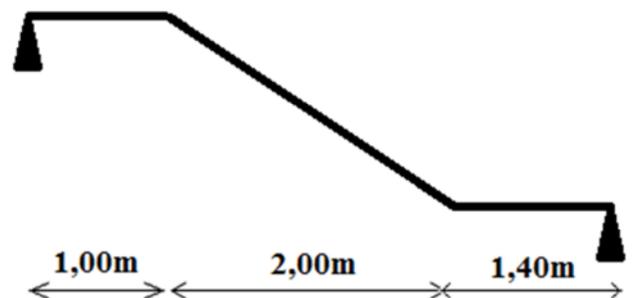


Figure III.22 : Schéma statique de 3<sup>ème</sup> volée

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant:

	M (kN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	z (m)	$A_{calculée}$ (cm <sup>2</sup> /m <sub>l</sub> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> /m <sub>l</sub> )
En travée	24.95	0,104	0,138	0,123	5.84	4HA14=6.16
En appui	16.63	0,069	0,09	0,125	3.81	4HA12=4.52

Tableau III.42 : Résumé des résultats de ferrailage.

## a) Vérification a l'ELU :

- Condition de non fragilité

	A adopté (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	A > Amin	Condition
En travée	6.16	1.57	6.16 > 1.57	Vérifiée
En appui	4.52	1.57	4.52 > 1.57	Vérifiée

Tableau 43 : vérification de la condition de non fragilité

- Vérification de l'Effort tranchant

Vu (KN)	$\tau_u$	$\bar{\tau}_u$	$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_u$	Condition
29.18	0.224	2.16	0.224 ≤ 2.16	Vérifiée

Tableau 44 : Vérification de l'Effort tranchant

- Espacement des armatures :

Armatures longitudinales :  $St = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

Armatures transversales :  $St = 25 \text{ cm} \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 33\text{cm}$

## b) Vérification a l'ELS :

- Etat limite de déformation :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{aligned} \frac{h}{L} &= 0.034 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots (1). \\ \frac{h}{L} &= 0.034 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = .0.119 \dots \dots \dots (2). \\ \frac{A}{b \times d} &= 0.0047 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots (3). \end{aligned} \right.$$

La 1<sup>ère</sup> condition n'est pas vérifiée; donc on procède à la vérification de la flèche.

On doit vérifier que :  $\Delta f \leq f_{adm}$ .

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}.$$

$$\text{Avec : } f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{440}{500} = 0,88 \text{ cm} = 8.8 \text{ mm}.$$

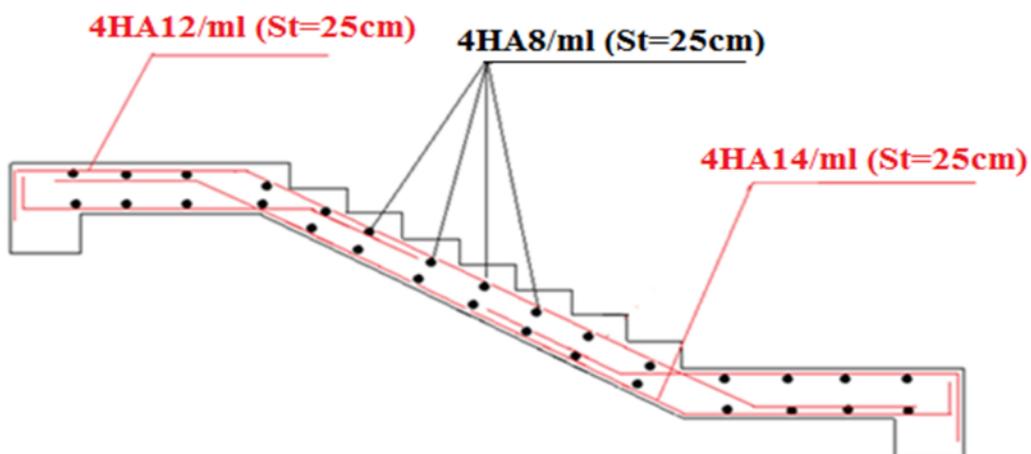
Les résultats de calcul de la flèche sont représentés dans le tableau suivant :

L (m)	B (m)	H (m)	As <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	As <sub>c</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	M <sub>j ser</sub> (KN.m)	M <sub>g ser</sub> (KN.m)	M <sub>p ser</sub> (KN.m)	Δf (mm)	f <sub>adm</sub> (mm)
4.40	1.40	0.15	6.79	0	25	9.77	13.44	17.97	0.8	8.8

**Tableau III.45 : Evaluation de la flèche dans la 3<sup>ème</sup> volée (type I) de l'escalier**

Selon le logiciel socotec la flèche est vérifiée  $\Delta f < f_{adm}$

- **Schéma de ferrailage**



**Figure III.23 : Schéma de ferrailage de la 3<sup>ème</sup> volée**

✓ **Type II : le passage de RDC au 1<sup>er</sup> étage (02 volées)**

Le ferrailage de la 1<sup>er</sup> volée est le même que la 2<sup>ème</sup> volée de type 1

Le ferrailage de la 2<sup>ème</sup> volée est le même que la 2<sup>ème</sup> volée de type 3

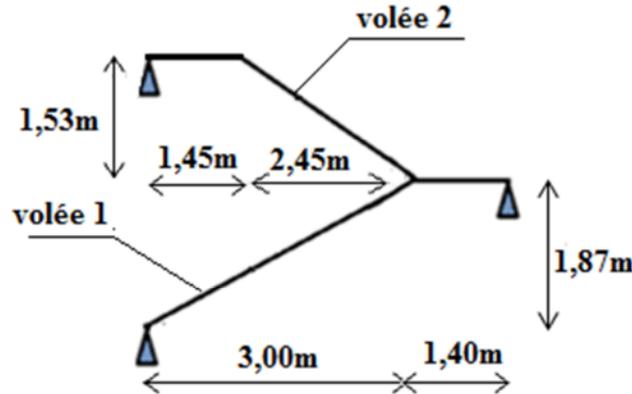


Figure III.24 : Schéma statique d'escalier type II

❖ **Etude de la poutre palière pour les types I et II**

• **Pré dimensionnement :**

La longueur de la poutre :  $L = 3,10 \text{ m}$ .

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{310}{15} \leq h \leq \frac{310}{10} \Rightarrow 20.66 \text{ cm} \leq h \leq 31 \text{ cm}.$$

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm.} \\ 1/4 \leq h/b \leq 4. \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On adopte une section d} \\ (30 \times 30) \text{ cm}^2.$$

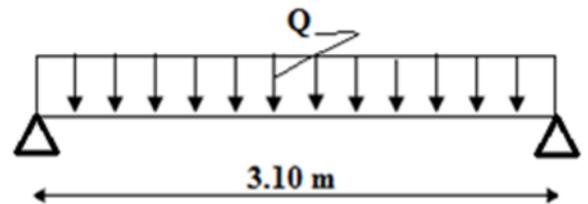


Figure III.25 : Schéma statique de la poutre palière

• **Charges revenant à la poutre palière :**

Poids propre de la poutre palière :  $G_p = 25 \times 0,3 \times 0,3 = 2,25 \text{ kN/m}$ .

Poids du mur:  $G_m = 2.95 \times 2.59 = 7.64 \text{ kN/m}$ .

Réaction : à L'ELU :  $R_B = 27,97 \text{ kN/m}$ .

à L'ELS :  $R_B = 20,11 \text{ kN/m}$ .

Donc la charge reprise par la poutre palière est :

$$\begin{aligned} \text{à L'ELU: } q_u &= R_B + 1,35 \times (G_p + G_m) \\ q_u &= 27,97 + 1,35 \times (2,25 + 7.64) = 41.32 \text{ kN/m.} \end{aligned}$$

à L'ELS:  $q_s = R_B + G_p + G_m$ .

$q_s = 20,11 + (2,25 + 7.64) = 30\text{kN/m}$ .

La poutre est encastree dans deux poteaux, les sollicitations sont comme suite :

- **Moment en travée :**

$M_u^t = \frac{q_u \times L^2}{24} = 16.54 \text{ kN.m}$ .

$M_{ser}^t = \frac{q_s \times L^2}{24} = 12.01 \text{ kN.m}$ .

- **Moment en appuis :**

$M_u^a = \frac{q_u \times L^2}{12} = 33.10 \text{ kN.m}$ .

$M_{ser}^a = \frac{q_s \times L^2}{12} = 24.03 \text{ kN.m}$ .

- **Effort tranchant :**

$V_u = \frac{q_u \times L}{2} = 64.05 \text{ kN}$ .

❖ **Ferraillage de la poutre palière à la flexion simple :**

• **Armatures longitudinales :**

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant:

	<b>M</b> <b>(kN.m)</b>	<b>B</b> <b>(m)</b>	<b>D</b> <b>(m)</b>	$\mu_{bu}$	$\alpha$	<b>Z</b> <b>(m)</b>	<b>A<sub>calculée</sub></b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>
Travée	16.54	0,3	0,28	0,049	0,063	0,272	1,74
Appui	33.10	0,3	0,28	0,099	0,130	0,26	3.58

**Tableau III.46 : Ferraillage de la poutre palière.**

• **Vérification de la condition de non fragilité :**

$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,3 \times 0,28 \times \frac{2,1}{400} = 1,01 \times 10^{-4} \text{ m}^2$ .

**En travée :**  $A = 1,74 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1,01 \text{ cm}^2$  ..... Condition Vérifiée.

**En appuis :**  $A = 3,58 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1,01 \text{ cm}^2$  ..... Condition Vérifiée.

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13 \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{64,05 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,28} = 0,763 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

$$A_t = 3,22 \text{ cm}^2 \geq \left[ V_u - \frac{M_a / 0,9 \times d}{f_e / \gamma_s} \right] = (64,05 \times 10^{-3} - \frac{33,10 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,28}) \times \frac{1,15}{400} = -1,934 \times 10^{-6} \leq 0$$

- **Armatures transversales :**

On fixe l'espace  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

$$A_t \geq b \times S_t \frac{(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})}{0,8 \times f_e} = 0,3 \times 0,1 \times \frac{0,763 - 0,3 \times 2,1}{0,8 \times 400} = 1,2 \times 10^{-5} \text{ m}^2.$$

$$A_t \geq 0,12 \text{ cm}^2.$$

- **Vérification des espacements**

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{1,51 \times 10^{-4} \times 400}{0,4 \times 0,30} = 50,33 \text{ cm} \quad \text{Vérifiée}$$

$$S_t \leq \min(0,9 \times d; 40 \text{ cm}) = 25,20 \text{ cm} \quad \text{Vérifiée}$$

$$S_t \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0,3 \times f_{ij})} = 12,11 \text{ cm} \quad \text{Vérifiée}$$

$$S_t \leq \min(h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \quad \text{Vérifiée}$$

- **Vérification de la flèche :**

Il faut vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{310} = 0,097 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0,097 > \frac{M}{10 \times M_0} = 0,10 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0,0028 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche est inutile.

❖ **Calcul de la poutre palière à la torsion :**

Le moment de torsion ( $M_t$ ) est engendré par les charges ramenées par le palier et la volée, il est égal au moment aux appuis.

L'expérience a montré que lorsqu'il s'agit d'une section pleine le noyau de la section ne joue aucun rôle à l'ELU de torsion c'est pourquoi on remplace la section pleine par une section creuse fictive. Le principe consiste à remplacer la section réel par une section creuse d'épaisseur égale à (1/6) du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour intérieure. Donc  $M_t = -16.70 \text{ Kn.m}$ .

• **Contraintes de cisaillement ultime de torsion :**

$$\tau_u = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times e}$$

Tel que :

$e$  : épaisseur de la section creuse équivalente.

$\Omega$  : Section à considérer dans le calcul à la torsion

$$e = \frac{\varphi}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm.}$$

$$\Omega = (b - e) \times (b - e) = 625 \text{ cm}^2.$$

$$\tau_u = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times e} = \frac{16.54 \times 10^{-3}}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 5 \times 10^{-2}} = 2,65 \text{ MPa.}$$

Il faut vérifier que :

$$\tau \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13 \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa.}$$

Avec  $\tau$  : la résultante des contraintes tangentielles.

$$\tau = \sqrt{\tau_u^2 + \tau_T^2} = \sqrt{(0,763)^2 + (2,65)^2} = 2,75 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Ferraillage :**

**Armatures longitudinales :**

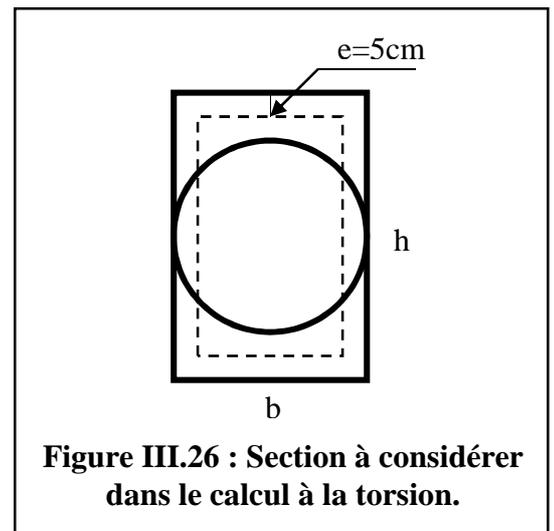
$$A = \frac{M_t \times \mu \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega}$$

$$\mu = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 100 \text{ cm} = 1 \text{ m.}$$

$$A = \frac{16.54 \times 10^{-3} \times 1 \times 1,15}{2 \times 348 \times 625 \times 10^{-4}} = 4,37 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 4,37 \text{ cm}^2.$$

**Armatures transversales :**

On fixe l'espacement  $S_t = 10 \text{ cm}$ .



$$A_t = \frac{M_t \times S_t \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} = \frac{16.54 \times 10^{-3} \times 0,1 \times 1,15}{2 \times 348 \times 625 \times 10^{-4}} = 0,44 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0,44 \text{ cm}^2.$$

**Pourcentage minimum d'armature en travée :**

$$A \geq \frac{0,4 \times U \times e}{f_e} = \frac{0,4 \times 1 \times 0,05}{400} = 0,5 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0,5 \text{ cm}^2.$$

• **Ferraillage de la poutre palière :**

**Armatures transversales :**

$$A_t = A_t^{flexion\ simple} + A_t^{torsion}$$

$$A_t = 0.12 + 0.44 = 0.56$$

**Armatures longitudinales :**

**En appui :**

$$A_l^a = A_l^{flexion\ simple} + \frac{1}{2} A_l^{torsion}$$

$$A_l^a = 3.93 + \frac{4.37}{2} = 6.11 \text{ cm}^2$$

**En travée :**

$$A_l^t = A_l^{flexion\ simple} + \frac{1}{2} A_l^{torsion}$$

$$A_l^t = 2.36 + \frac{4.37}{2} = 4.54 \text{ cm}^2$$

- **Choix de ferraillage :**

{	Pour $A_l^t$ on choisit 3HA12+2HA10=4.96cm <sup>2</sup> .
	Pour $A_l^a$ on choisit 3HA12+2HA14=6.47cm <sup>2</sup> .
	Pour $A_t$ on choisit 1 cadre de $\Phi 8$ =1.01 cm <sup>2</sup> .

• **Shéma de ferraillage**

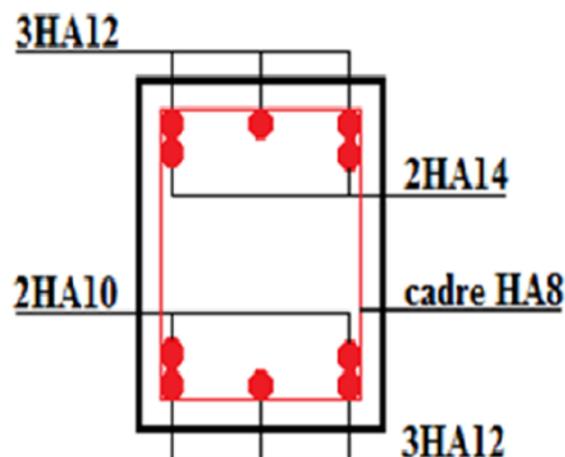


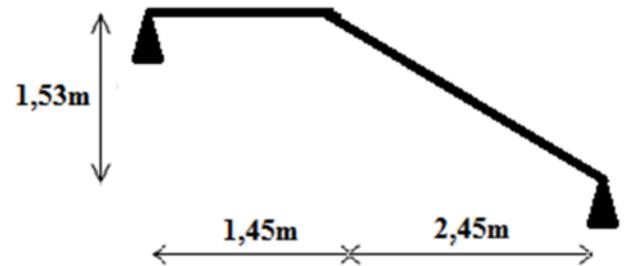
Figure III.27 : Schéma de ferraillage de la poutre palière

✓ **Type III : le passage de 1er au 7ème étage (02volées)**

Volée 01 : l'étude de la volée est le même que la 2<sup>ème</sup> volée de type 2

**Volée 02 :**

- Un palier d'épaisseur 15cm.
- volée d'épaisseur 15 cm.
- Giron de 30cm.
- Hauteur de la marche : 17cm.



**Figure III.28 : Schéma statique de la 2<sup>ème</sup> volée**

On a :

En travée:  $M_t = 19.39$  kN.m.

En appui:  $M_a = -12.92$  kN.m.

$b = 100$  cm ;  $h = 15$  cm ;  $d = 13$  cm.

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant:

	M (kN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	z (m)	$A_{calculée}$ (cm <sup>2</sup> /m <sub>l</sub> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> /m <sub>l</sub> )
En travée	19.39	0,081	0,105	0,124	4.48	4HA12=4.52
En appui	12.93	0,054	0,069	0,125	2.94	4HA10=3.14

**Tableau III.47: Résumé des résultats de ferrailage.**

❖ **Vérification a l'ELU :**

- **Condition de non fragilité**

	A adopté (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	A>Amin	Condition
En travée	4.52	1.57	4.52 > 1.57	Vérifiée
En appui	3.14	1.57	3.14 > 1.57	Vérifiée

**Tableau III.48 : Vérification de la condition de non fragilité**

• Vérification de l'Effort tranchant

Vu (KN)	$\tau_{bu}$ (Mpa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (Mpa)	$\tau_{bu} \leq \overline{\tau_{bu}}$	Condition
28.27	0.217	2.16	$0.217 \leq 2.16$	Vérifiée

Tableau III.49 : Vérification de l'Effort tranchant

• Espacement des armatures :

Armatures longitudinales :  $St = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

Armatures transversales :  $St = 25 \text{ cm} \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 33\text{cm}$

❖ Vérification a l'ELS :

• Etat limite de déformation :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1). \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2). \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_c} \dots\dots\dots(3). \end{array} \right.$$

La 1<sup>ère</sup> condition n'est pas vérifiée; donc on procède à la vérification de la flèche.

On doit vérifier que :  $\Delta f \leq f_{adm}$ .

Avec :  $f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{385}{500} = 0,77 \text{ cm} = 7.7 \text{ mm}.$

$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}.$

Les résultats de calcul de la flèche sont représentés dans le tableau suivant:

L (m)	b (m)	h (m)	As <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	As <sub>c</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	M <sub>j ser</sub> (KN.m)	M <sub>g ser</sub> (KN.m)	M <sub>p ser</sub> (KN.m)	Δf (mm)	f <sub>adm</sub> (mm)
3.90	1.40	0.15	4.52	0	25	7.82	10.72	14.28	4.82	7.7

Tableau III.50 : Evaluation de la flèche dans la 2<sup>ème</sup> volée (type III) de l'escalier

Solon le logiciel socotec la flèche est vérifiée  $\Delta f < f_{adm}$

- schéma de ferrailage

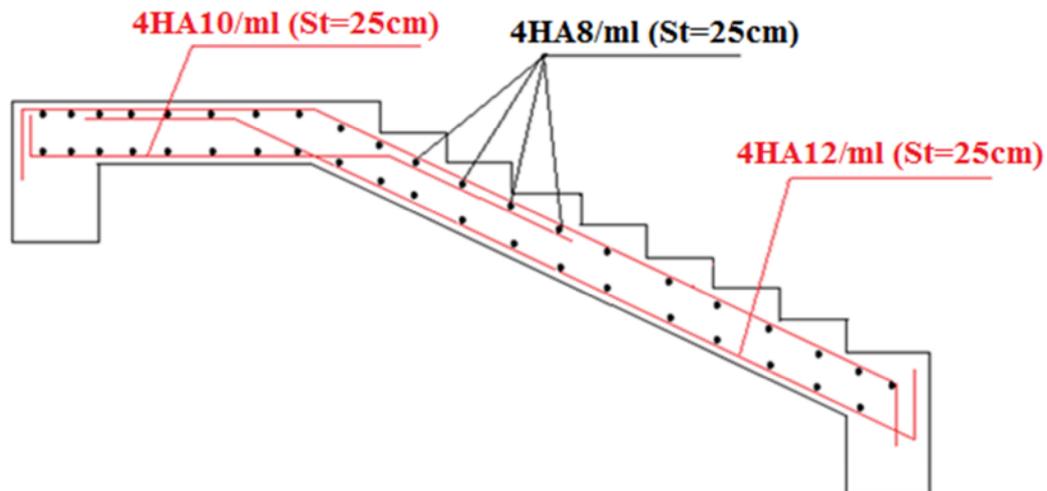


Figure III.29 : Schéma de ferrailage de la 2<sup>ème</sup> volée

❖ **Calcul de la poutre brisée :**

La poutre inclinée se calcule à la flexion simple en outre elle est soumise à la torsion.

- **Pré dimensionnement**

$$L = 1.65 + (1.85 / \cos(27.02)) = 3.72$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 24.8 \leq h \leq 37.2 \text{ cm. RPA (Art 9.3.3)}$$

$$\left. \begin{array}{l} h = 35 \text{ cm.} \\ b = 30 \text{ cm.} \end{array} \right\}$$

Qui vérifier les conditions de l' RPA

**a) Calcul à la flexion simple**

- **Calcul des sollicitations :**

La poutre est soumise à son :

$$\text{Poids propre : } G_p = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.625 \text{ KN/m}$$

$$\text{Et Poids du mur extérieur : } P_m = 2.95 \times 2.76 \Rightarrow P_m = 8.142 \text{ KN/m}$$

$$\text{Poids total: } P_t = 10.767 \text{ KN/m}$$

- **On a effort tranchant :**

$$\text{- A l'ELU: } V = 28.27 \text{ KN/m}$$

$$\text{- A l'ELS: } V = 20.40 \text{ KN/m}$$

- **Calcul des sollicitations :**

$$P_u = (1.35 \times 10.767) + 28.27 \Rightarrow P_u = 42.80 \text{ KN/m}$$

$$P_s = 10.767 + 20.40 \Rightarrow P_s = 31.167 \text{ KN/m}$$

**Moment en travée**

$$M_u^t = \frac{P_u \times L^2}{24} = 24.713 \text{ kN.m.}$$

$$M_{ser}^t = \frac{P_s \times L^2}{24} = 7.79 \text{ kN.m.}$$

**Moment en appuis**

$$M_u^t = \frac{P_u \times L^2}{12} = 49.426 \text{ kN.m.}$$

$$M_{ser}^t = \frac{P_s \times L^2}{24} = 350941 \text{ kN.m.}$$

Calcul de l'effort tranchant repris par la poutre :

$$V_u^t = \frac{P_u \times L}{2} = 79.6 \text{ kN.m.}$$

$$V_{ser}^t = \frac{P_s \times L}{2} = 57.97 \text{ kN.m.}$$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

	$M_u(\text{Kn.m})$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$z \text{ (m)}$	$A_{calculé} \text{ (cm}^2\text{)}$
En travée	24.713	0,073	0,096	0,269	2.63
En appuis	49.426	0,147	0,201	0,257	5.51

**Tableau III.51 : Ferrailage adopté pour la poutre brisé**

**❖ Vérification à l'ELU:**

- **Effort tranchant :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{79.6 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.33} = 0.804 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement : BAEL91 (Art H.IV.2)**

$$A_l \geq \left(V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(79.6 \times 10^{-3} - \frac{49.426 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.33}\right) \times \frac{1.15}{400} = -4.00 \times 10^{-4} \leq 0.$$

- **Armatures transversales à la flexion simple :**

$$St \leq \min(0,9d, 40\text{ cm}) \Rightarrow St \leq 29.7\text{ cm.}$$

**BAEL91 (Art H.III.3)**

On opte:  $St=20\text{ cm}$  en travée et  $St=15\text{ cm}$  en appui

$$A_t = (0.4 \cdot b \cdot S_t) / f_e = (0.4 \cdot 0.3 \cdot 0.2) / 400 = 0.6\text{ cm}^2$$

$$A_a = (0.4 \cdot b \cdot S_t) / f_e = (0.4 \cdot 0.3 \cdot 0.15) / 400 = 0.45\text{ cm}^2$$

### b) Calcul à la torsion :

$\Omega$  : section creuse a mis épaisseur

$$e = b/6 \text{ ce qui donne } e = 5\text{ cm}$$

**CBA (Art A.5.2.2)**

$$\Omega = (b-e) \cdot (h-e) = 750\text{ cm}^2$$

$U$  : périmètre de  $\Omega$

$$U = 2 \times [(b-e) + (h-e)] = 110\text{ cm}$$

$$\Omega = 750\text{ cm}^2, \quad e = (30/6) \Rightarrow e = 5\text{ cm}, \quad U = 110\text{ cm.}$$

### ❖ Ferrailage à la torsion :

Le moment de torsion à prendre est le moment aux appuis de la volée donc :

$$M_a = 12.92\text{ kn.m}$$

$$M_{\text{tor}} = (12.92 \cdot 3.5) / 2 = 22.61\text{ kn.m}$$

$$M_{\text{tor}} = 22.61\text{ Kn.m}$$

### Les armatures longitudinales :

$$A_l = \frac{M_t \times \mu \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} \text{ avec:}$$

$$A_l = \frac{22.61 \times 10^{-3} \times 1 \times 1.15}{2 \times 400 \times 0.0750} = 4.3\text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\text{min}} = 0.5\% \times b \times h = 4.5\text{ cm}^2.$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_{\text{flexion}} = 0,804\text{ MPa}, \quad \tau_{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}}}{2 \times \Omega \times e} \Rightarrow \tau_{\text{tor}} = 3.01\text{ MPa}$$

**BAEL91 (Art A.5.4.2.1)**

$$\sqrt{\tau_{\text{tor}}^2 + \tau_{\text{flex}}^2} \leq \tau_{\text{adm}} = 3.33\text{ MPa} \Leftrightarrow 3.12 \leq 3,25 \dots\dots\text{Vérifié}$$

**BAEL91 (Art A.5.4.3)**

• **Armatures transversales :**

On opte  $St = 15\text{cm}$  en travée et  $St = 10\text{cm}$  en appui.

$$A_{tor}^t = \frac{M_{tor} \times st \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow \begin{aligned} A_{tor} &= 0,86\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{travée} \\ A_{tor} &= 0,65\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{appuis} \end{aligned}$$

• **Ferraillage de la poutre brisée :**

• **Armatures transversales :**

$$A_t = A_t^{flexion\ simple} + A_t^{torsion}$$

$$A_t^t = 0.86 + 0.6 = 1.46\text{ cm}^2$$

$$A_t^a = 0.65 + 0.45 = 1.1\text{ cm}^2$$

• **Armatures longitudinales :**

**En appui :**

$$A_l^a = A_l^{flexion\ simple} + \frac{1}{2} A_l^{torsion}$$

$$A_l^a = 5.51 + \frac{4.3}{2} = 7.66\text{cm}^2$$

**En travée :**

$$A_l^t = A_l^{flexion\ simple} + \frac{1}{2} A_l^{torsion}$$

$$A_l^t = 2.36 + \frac{4.3}{2} = 4.78\text{cm}^2$$

- **Choix de ferraillage :**
  - Pour  $A_l^t$  on choisit 3HA12+2HA10=4.96 cm<sup>2</sup>.
  - Pour  $A_l^a$  on choisit 3HA14+3HA12=8.01cm<sup>2</sup>.
  - Pour  $A_t$  on choisit 1 cadre+1 épingle  $\Phi 8$ =1.51cm<sup>2</sup>.

• **Schéma de ferraillage :**

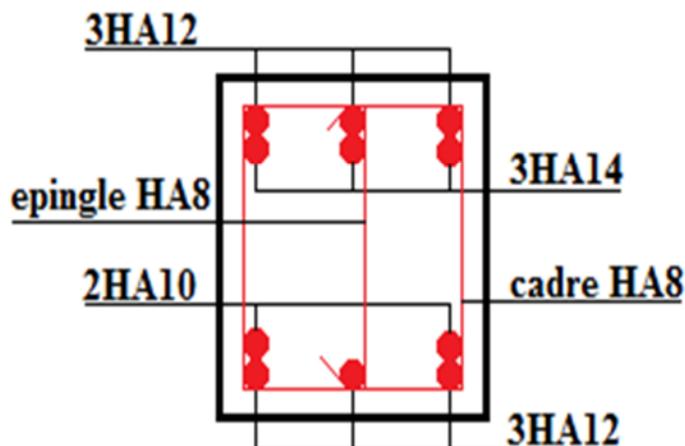


Figure III.30 :Schéma de ferraillage de la poutre brisée

❖ **Vérification à l'ELS:**

- **L'état limite de compression de béton :**

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{BAEL91 (Art E.III.1)}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa}$$

Avec :  $0.5 \times b \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$ ;  $I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$

- **Aux appuis :**  $M_a = 26.955 \text{ KN.m}$  ;  $y = 0.115 \text{ m}$  ;  $I = 6.55 \times 10^{-4} \text{ m}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{26.955 \times 10^{-3}}{6.55 \times 10^{-4}} \times 0.115 = 4.73 < \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée :**  $M_t = 40.43 \text{ KNm}$  ;  $y = 0.13 \text{ m}$  ;  $I = 8.34 \times 10^{-4} \text{ m}^4$ .

$$\sigma_{bc} = 6.302 < \overline{\sigma}_{bc} \dots \text{Condition vérifiée}$$

La fissuration peut nuire donc la vérification  $\sigma_{st}$  n'est pas nécessaire.

- **La flèche :**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{ht}{l} = \frac{35}{350} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{(Vérifiée)} \\ \frac{h}{l} = 0.1 \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} = 0.05 \dots \text{(Vérifiée)} \\ \frac{A}{b \times d} = 0.008 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.010 \dots \text{(Vérifiée)} \end{array} \right. \quad \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

# ***Chapitre IV***

**IV.1. Introduction :**

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme.

**IV.2. Objectifs et exigences :**

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

**IV.3. Méthodes de calcul :**

Selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ la méthode statique équivalente.
- ✓ la méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

**❖ Méthode statique équivalente :**

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (**4.2 du RPA 99/2003**)

De calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

**Vérification de la résultante des forces sismique de calcul totale : RPA99 (Article 4.2.3)**

L'effort sismique  $V$  ; appliqué à la base de la structure, doit être calculé successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

- $A$  : Coefficient d'accélération de la zone. **RPA99 (Tableau4.1)**

Le coefficient 'A' représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autre

termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Le facteur dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe **1B**
- Zone sismique : zone **IIa**  $\Rightarrow A = 0.20$
- **R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **RPA99 (Tableau4.3)**  
 Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec interaction, donc :  $R = 5$
- **Q** : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante : **RPA99 (Formule 4.4)**

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \quad \text{avec :}$$

$Pq$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  est satisfait ou non.

“ Critère q ”	Observé	$P_q/xx$	Observé	$P_q/yy$
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	oui	0	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	oui	0	oui	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	oui	0	oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	oui	0	oui	0

**Tableau IV .1: Valeurs des pénalités  $Pq$**

Donc

$$Q_x = 1,15$$

$$Q_y = 1.10$$

- **W**: poids total de la structure :

$$W = n \sum W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : poids dû aux charges permanentes totales.

$W_{Qi}$  : charge 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 RPA99).

$\beta = 0.2$  pour usage d'habitation et service.

$\beta = 0.6$  pour usage commercial

$$\Rightarrow W = 26550.40 \text{ KN.}$$

- **D** : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient  $D$  est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure ( $T$ ), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ )

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

$T_2$  : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. **RPA 99 (Tableau 4.7)**

Le sol en place (d'après le rapport de sol) est de moyenne qualité sensible à l'eau (saturé), plastique et de compacité moyenne, donc du **RPA 99 (Tableau3-2)** de classification des sites on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie  $S_2$ , qui concerne les sols ferme donc on aura :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.5s \end{cases}$$

**Calcul de la période fondamentale de la structure :**

Le facteur de correction d'amortissement  $\eta$  est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} \geq 0.7$$

Où  $\zeta$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

On prend :  $\zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$

Donc  $\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} = 0.81 > 0.7$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

Avec  $h_N = 36.4m$

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le type de système de contreventement :

Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas :  $C_T = 0.050$

$$T_c = 0.050 \times (36.4)^{3/4} = 0.74s.$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T = 0.09H/\sqrt{L} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

L: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_y = 11.60m, \quad L_x = 24.30m$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.96 s \\ T_y = 0.66 s \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_x = \min(T_x, T_c) = 0.74 s > T_2 = 0.5s \\ T_y = \min(T_y, T_c) = 0.66 s > T_2 = 0.5s \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} D_x = 2.5 \eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \\ D_y = 2.5 \eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.81 \left( \frac{0.5}{0.741} \right)^{2/3} = 1.56 \\ D_y = 2.5 \times 0.81 \left( \frac{0.5}{0.66} \right)^{2/3} = 1.68 \end{cases}$$

La période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{sx} = 1.3 \times 0.74 = 0.962 s \\ T_{sy} = 1.3 \times 0.66 = 0.858 s \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{stx} = \frac{0.2 \times 1.56 \times 1.1}{5} \times 26550.40 = 1822.42 \text{KN}$$

$$V_{sty} = \frac{0.2 \times 1.68 \times 1.15}{5} \times 26550.40 = 2051.81 \text{KN}$$

#### ❖ Méthode dynamique modale spectrale:

Il s'agit de chercher les premiers modes propres de flexion torsion. Les méthodes de calcul sophistiquées et, en particulier l'analyse modale spectrale, sont rendues obligatoires par les codes parasismiques modernes (exemple RPA88) dès lors que les structures considérées ne répondent plus aux critères de régularité spécifiés dans ces codes (régularité en configuration horizontale et verticale).

L'étude vibratoire d'un système donné suppose le choix du modèle mécanique dont le comportement reflète aussi fidèlement que possible celui du système réel.

La concentration des masses en un certain nombre de points judicieusement choisis est un des aspects de la modélisation.

Le plancher considéré comme infiniment indéformable dans son plan nécessite une modélisation de deux façons :

- ✓ Modélisation par nœuds maîtres,
- ✓ Modélisation par un corps infiniment rigide.

Dans les deux cas la masse est concentrée dans son centre de gravité.

Le critère de masse modale, significatif dans la participation modale, doit être complété par l'évaluation des moments d'inertie massique modaux, qui mettent en évidence des modes de torsion produisant des couples de torsion importants bien qu'assortis d'une masse modale négligeable.

#### ❖ **Méthode d'analyse par accélérogramme :**

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

#### **IV.4. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes :**

1) D'après (**l'article 3.4.4.a**), les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

2) D'après **l'article 4.2.4**, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

3) D'après (**l'article 4.3.4**), le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure ;
- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

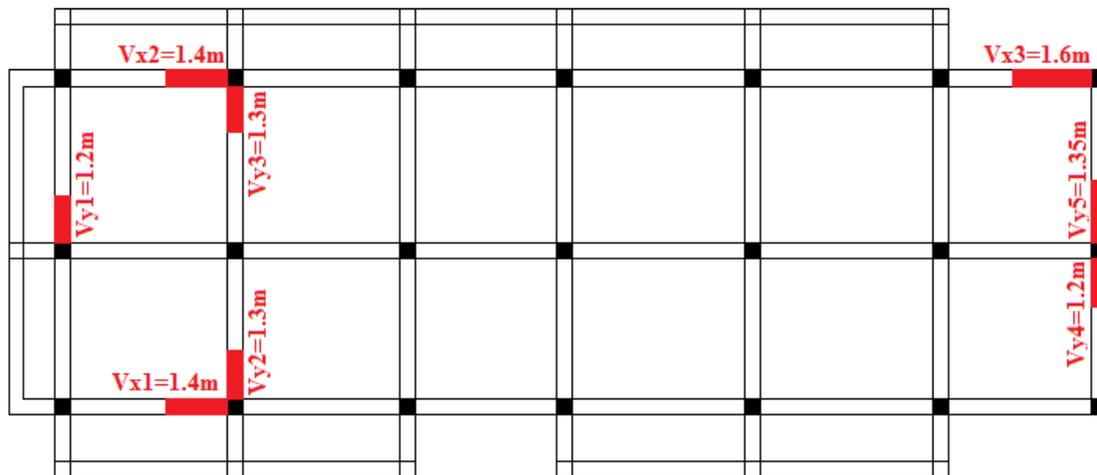
Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

**IV.5 Interpolation des résultats de l'analyse dynamique :**

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le SAP2000 version 14.

❖ **Disposition des voiles de contreventement :**

Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure soit à la non vérification de l'interaction voiles-portiques .la disposition retenue est la suivante :



**Figure IV.1 : Disposition des voiles de contreventement**

**Résultats obtenus :**

**a). Périodes de vibration et participation massique :**

Modes	Périodes	Individuel mode		Cumulative sum (%)	
	Sec	$U_x$	$U_y$	$U_x$	$U_y$
Mode 1	0.76942	0.80132	0.00036	<b>0.80132</b>	<b>0.00036</b>
Mode 2	0.71923	0.00046	0.78109	<b>0.80179</b>	<b>0.78145</b>
Mode 3	0.65716	1.47E-03	0.0038	<b>0.80325</b>	<b>0.78525</b>
Mode 4	0.24243	0.10257	2.176E-05	<b>0.90582</b>	<b>0.78527</b>
Mode 5	0.22261	4.3E-05	0.11059	<b>0.90587</b>	<b>0.89586</b>
Mode 6	0.19864	5.90E-04	1.70E-03	<b>0.90646</b>	<b>0.89756</b>
Mode 7	0.12944	0.03394	2.97E-05	<b>0.9404</b>	<b>0.89759</b>
Mode 8	0.11447	1.40E-04	0.03643	<b>0.94055</b>	<b>0.93402</b>
Mode 9	0.09967	0.00031	0.00368	<b>0.94086</b>	<b>0.93771</b>
Mode 10	0.0852	3.9E-05	2.23E-06	<b>0.9409</b>	<b>0.93771</b>
Mode 11	0.08229	2.20E-02	4.18E-05	<b>0.96289</b>	<b>0.93775</b>
Mode 12	0.07249	1.40E-04	0.02081	<b>0.96303</b>	<b>0.95857</b>

**Tableau IV.2 : Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses**

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, On ne constate que les exigences relatives à la (période, participation massique)

Les modes de vibration sont montrés sur les Figures (IV.1, IV.2 et IV. 3)

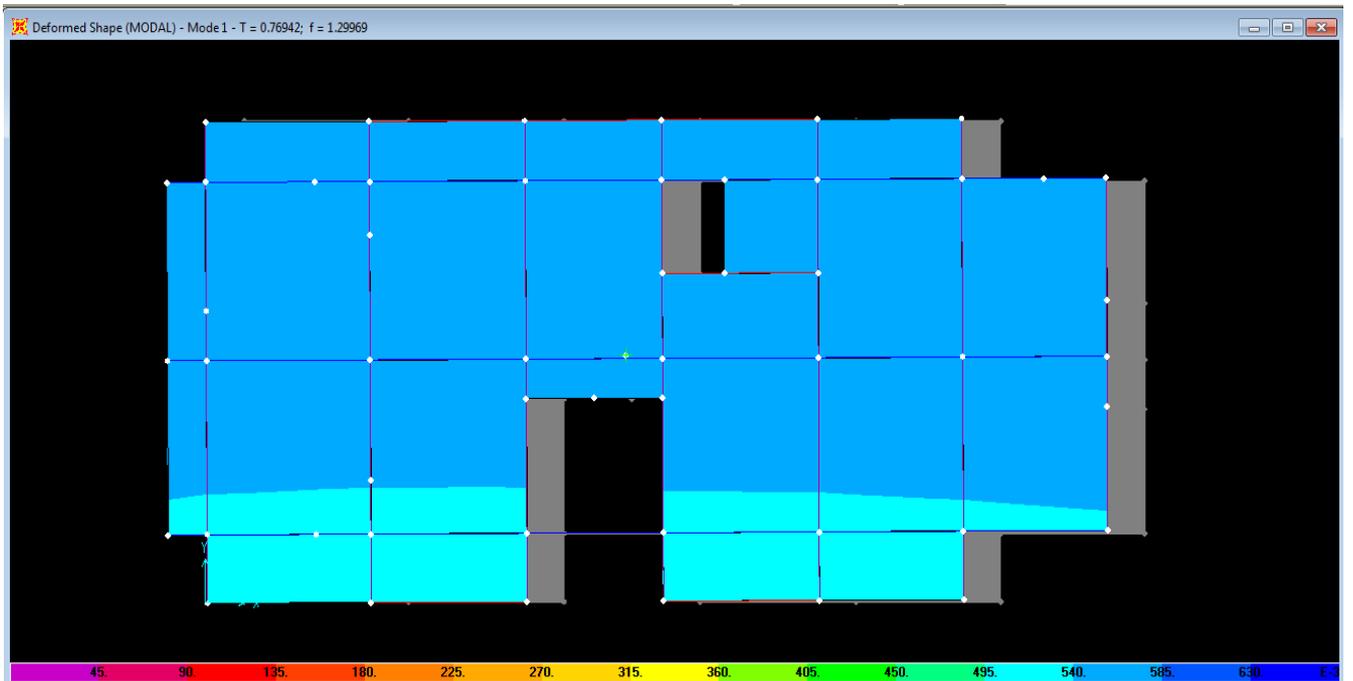


Figure IV.2 : 1<sup>er</sup> mode (translation suivant X)

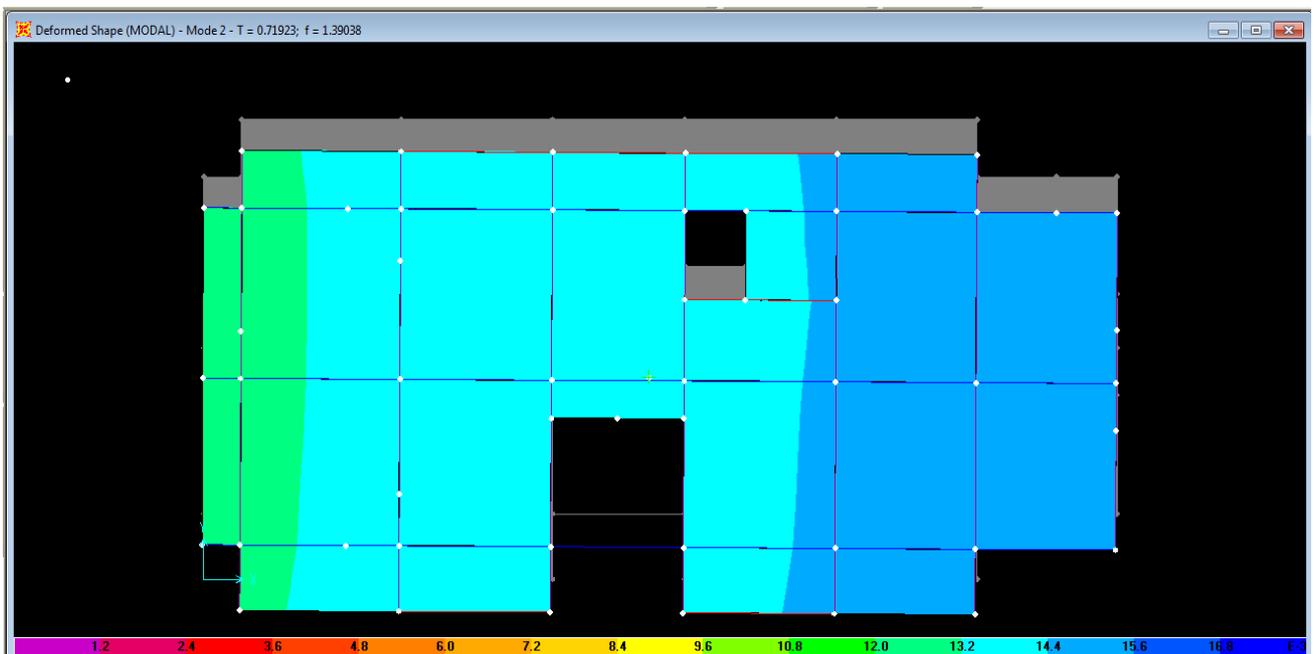
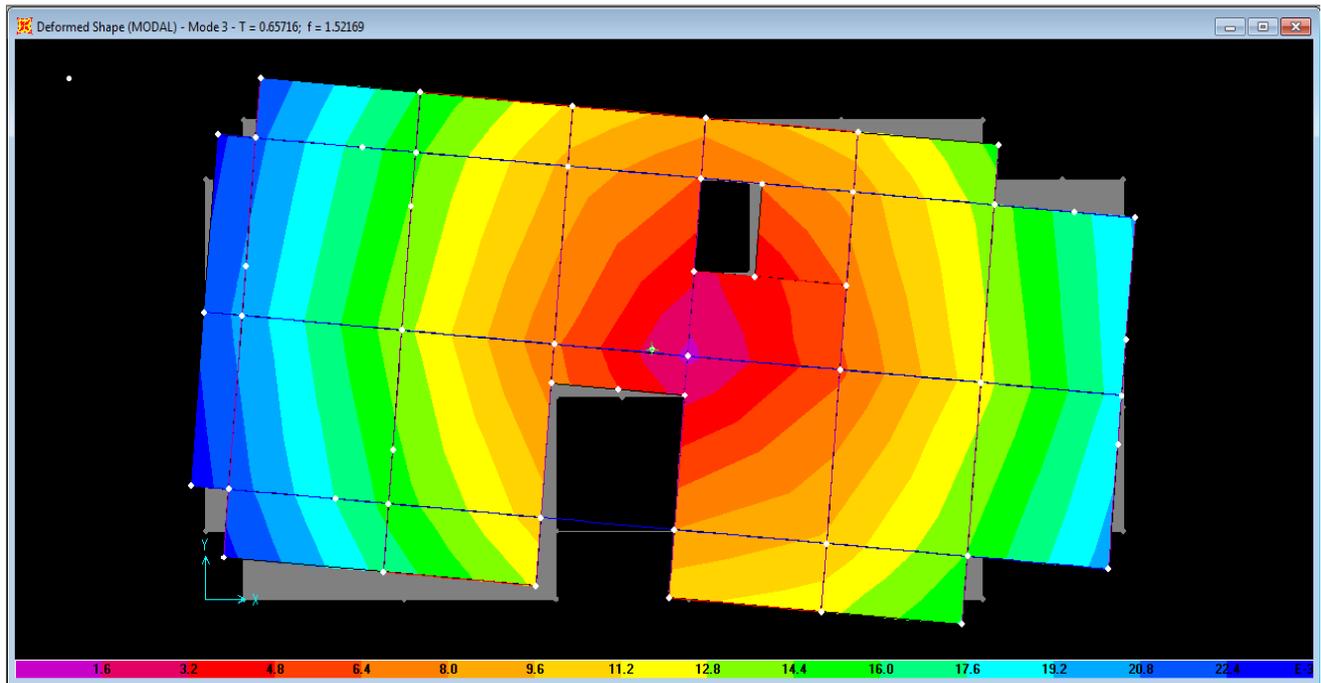


Figure IV.3 : 2<sup>ème</sup> mode (translation suivant Y)



**Figure IV.4 : 3<sup>ème</sup> mode (torsion autour de Z)**

**b). Justification de l'interaction "Voiles-portiques" :**

Les tableaux (IV.3 et IV. 4) illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges verticales et horizontales.

NIVEAU	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris (%)	
	PORTIQUE	VOILE	PORTIQUE	VOILE
2 <sup>ème</sup> entre Sol	24988.629	5676.6	81.4884	18.5115
1 <sup>er</sup> entre Sol	22205.424	4792.04	82.2500	17.7499
RDC	19120.475	4515.43	80.8958	19.1041
Etage 01	16619.475	4240.58	79.6712	20.3287
Etage 02	14171.00	3695.28	79.3170	20.6830
Etage 03	11637.339	3234.4	78.2513	21.7486
Etage 04	9313.054	2497.24	78.8554	21.1445
Etage 05	7004.580	2031.05	77.5217	22.4782
Etage 06	4683.087	1314.03	78.0890	21.9109
Etage 07	2558.878	640.858	79.9715	20.0284
grenier	764.487	268.689	73.9938	26.0061

**Tableau IV.3: Vérification sous charges verticales**

- **Analyse des résultats :**

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge verticale est vérifiée dans tous les niveaux

NIVEAU	Charges reprises (KN)				Pourcentage repris (%)			
	PORTIQUE		VOILE		PORTIQUE		VOILE	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
2 <sup>ème</sup> entre Sol	355.949	271.298	785.5	888.298	31.18396	23.3959069	68.81604	76.6040931
1 <sup>er</sup> entre Sol	699.122	463.67	350.404	465.484	66.613119	49.9023843	33.38688	50.0976157
RDC	551.181	501.538	299.441	440.001	64.797407	53.2678944	35.20259	46.7321056
NIV 01	548.149	541.77	200.245	364.903	73.243372	59.7536267	26.75663	40.2463733
NIV 02	512.658	505.651	179.732	321.635	74.041797	61.1216677	25.9582	38.8783323
NIV 03	400.35	380.153	225.847	356.929	63.933554	51.5754014	36.06645	48.4245986
NIV 04	372.995	352.183	178.541	260.69	67.628405	57.4642707	32.37159	42.5357293
NIV 05	334.739	299.148	121.038	215.973	73.443592	58.0733459	26.55641	41.9266541
NIV 06	225.478	184.886	123.503	180.398	64.610394	50.6143165	35.38961	49.3856835
NIV 07	189.062	137.151	51.472	93.063	78.600946	59.5754385	21.39905	40.4245615
grenier	123.187	106.538	54.957	39.732	69.150238	72.8365352	30.84976	27.1634648

**Tableau IV.4: Vérification sous charges horizontales**

❖ **Vérification de l'effort normal réduit :**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où B est l'aire de la section transversale du poteau considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau IV.5.

Niveau	Type de poteau	B (cm <sup>2</sup> )	N <sub>d</sub> (KN)	N	Observation
2 <sup>ème</sup> et 1 <sup>er</sup> entre sol	55x55	3025	2143.9	0.28	Vérifiée
RDC, 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	50x50	2500	1549.62	0.24	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	45x45	2025	842.56	0.16	Vérifiée
6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> et grenier	40x40	1600	383.03	0.09	Vérifiée

Tableau IV.5 : Vérification de l'effort normal réduit

## ❖ Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 de l'RPA99, la résultante des forces sismiques à la base  $V_{dyn}$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{st}$ .

Résultante des forces sismiques	$V_{dyn}$ (KN)	$V_{st}$ (KN)	$V_{dyn}/V_{st}$	Observation
Sens x-x	1141.40	1822.42	0.62	Non vérifiée
Sens y-y	1159.56	2051.81	0.56	Non vérifiée

Tableau IV.6: Vérification de la résultante des forces sismiques

Si  $V_{dy} < 0.8 V_{st}$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la repense (forces, déplacement, moment,.....) dans le rapport  $0.8V_{st}/V_{dy}$  (article de RPA : 4.3.6)

## ❖ Justification vis à vis des déformations :

Selon le RPA99 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Avec :  $\delta_K = R \times \delta e_K$

$\delta_K$  : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA (Art4.43)

$\delta e_K$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=5).

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau IV.7.

Niveau	Sens x-x						Sens y-y				
	$\delta_{eK}$ (cm)	$\delta_K$ (cm)	$\delta_{K-1}$ (cm)	$\Delta_K$ (cm)	$h_K$ (cm)	$\Delta_K/h_K$ (%)	$\delta_{eK}$ (cm)	$\delta_K$ (cm)	$\delta_{K-1}$ (cm)	$\Delta_K$ (cm)	$\Delta_K/h_K$ (%)
2 <sup>ème</sup> entre Sol	0.13	0.65	0	0.65	476	0.136	0.10	0.50	0	0.5	0.105
1 <sup>er</sup> entre Sol	0.35	1.75	0.65	1.10	408	0.269	0.28	1.40	0.50	0.9	0.220
RDC	0.54	2.70	1.75	0.95	340	0.279	0.45	2.25	1.40	0.85	0.250
Etage 01	0.69	3.45	2.70	0.75	306	0.245	0.60	3.00	2.25	0.75	0.24
Etage 02	0.83	4.15	3.45	0.7	306	0.228	0.73	3.75	3.00	0.75	0.24
Etage 03	0.96	4.80	4.15	0.65	306	0.215	0.86	4.30	3.75	0.55	0.179
Etage 04	1.08	5.40	4.80	0.60	306	0.196	0.97	4.85	4.30	0.55	0.179
Etage 05	1.18	5.90	5.40	0.50	306	0.163	1.07	5.35	4.85	0.50	0.163
Etage 06	1.26	6.30	5.90	0.40	306	0.130	1.15	5.75	5.35	0.40	0.130
Etage 07	1.33	6.65	6.30	0.35	306	0.114	1.22	6.10	5.75	0.35	0.114
Grenier	1.37	6.85	6.65	0.20	274	0.072	1.28	6.40	6.10	0.30	0.109

Tableau IV.7 : Vérification des déplacements

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

❖ **Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$  : [RPA (5.9)]**

Les effets du 2<sup>ème</sup> ordre (ou effet P- $\Delta$ ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

$P_K$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{gi} + \beta \cdot W_{qi})$$

$V_K$  : effort tranchant d'étage au niveau "k"

$\Delta_K$  : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

$h_K$  : hauteur de l'étage "k".

- ✓ Si  $0.1 \leq \Theta_K \leq 0.2$ , les effets P- $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur  $1 / (1 - \Theta_K)$ .
- ✓ Si  $\Theta_K > 0.2$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau IV.8.

Niveau	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			$\Delta_k$	$V_k$ (KN)	$\Theta_k$	$\Delta_k$	$V_k$ (KN)	$\Theta_k$
2 <sup>ème</sup> entre Sol	476	904.656	0.65	1141.45	0.001082263	0.5	1159.596	0.000819483
1 <sup>er</sup> entre Sol	408	2793.812	1.1	1049.53	0.007176866	0.9	230.214	0.026769964
RDC	340	5313.725	0.95	850.622	0.01745449	0.85	146.27	0.090820486
Etage 01	306	7903.752	0.75	748.394	0.025884683	0.75	929.154	0.02084901
Etage 02	306	10441.629	0.7	692.39	0.034498013	0.75	941.539	0.027181272
Etage 03	306	12977.581	0.65	626.197	0.044022499	0.55	906.673	0.025726715
Etage 04	306	15589.842	0.6	551.536	0.055423975	0.55	827.286	0.033870944
Etage 05	306	18202.102	0.5	455.777	0.065255589	0.5	737.082	0.040351001
Etage 06	306	20880.38	0.4	348.981	0.078212322	0.4	612.873	0.044535515
Etage 07	306	23703.479	0.35	240.534	0.089715135	0.35	515.121	0.052631949
Grenier	274	26550.4	0.2	178.144	0.098787576	0.3	365.284	0.079581315

Tableau IV.8 : Vérification de l'effet P- $\Delta$ 

D'après les résultats obtenus dans le tableau IV.8 les effets P- $\Delta$  peuvent être négligés.

#### IV.6. Conclusion :

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, et elles découlent toutes de la disposition des voiles.

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entraver certaines étapes.

Enfin on a revu pour les sections suivantes :

- **Poteaux :**

(55x55) pour : Sous-sol, 1<sup>er</sup> entre sol et 2<sup>ème</sup> entre sol :

(50x50) pour : RDC, 1<sup>er</sup> étage et 2<sup>ème</sup> étage :

(45x45) pour : 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage

(45x45) pour : 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup> étage et duplexe

- **poutres:**

(35x40) pour : les poutres principales

(30x35) pour : les poutres secondaires

# *Chapitre V*

**V.1. 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 sections des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

Après déduction des sollicitations ( $M$ ,  $N$ ,  $T$ ) de notre modèle, on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le **BAEL91**.

Les combinaisons considérées sont les suivants :

- 1).  $1.35G+1.5Q$
- 2).  $G+Q$
- 3).  $G+Q+E$
- 4).  $G+Q-E$
- 5).  $0.8G+E$
- 6).  $0.8G-E$

**❖ Ferrailage :****a) Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)**

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante,
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi$  en zone IIa.

Avec :  $\Phi_{\max}$  : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément (ou présentation de RPA)

- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

### b) Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times St \times b$$

$St$  : 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

#### ❖ Recommandation de BAEL :

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition de non fragilité}) \quad \text{BAEL91 (Art F.IV.2)}$$

#### ❖ Calcul du ferrailage :

##### a) Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple) :

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel SAP2000

##### Calcul du moment réduit ultime :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2 \text{MPa} & \text{situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48 \text{MPa} & \text{situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

→ Si  $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.3916$  alors :

$$A_s' = 0 \text{ et } A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

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

$$A_s' = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \text{ et } A_s = \frac{M_l}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A_s'$$

Avec :  $M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres.

Niveau	Type de poutre	Section	Localis	M (KN.m)	V (KN)	A calcul (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (rpa) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barres
Sous-sol 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup>	Poutre principale	35×40	Appuis	-136.05	<b>187.89</b>	12.41	7	<b>15.45</b>	<b>3HA20+3HA16</b>
			Travée	74.74		6.38		<b>9.42</b>	<b>3HA20</b>
Entre sol	Poutre secondaire	30×35	Appuis	-58.87	<b>58.86</b>	5.94	5.25	<b>6.79</b>	<b>3HA12+3HA12</b>
			Travée	53.8		5.38		<b>6.79</b>	<b>3HA12+3HA12</b>
RDC, 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> Étage	Poutre principale	35×40	Appuis	-132.74	<b>154.26</b>	12.06	7	<b>12.31</b>	<b>3HA16+2HA20</b>
			Travée	66.57		5.63		<b>9.11</b>	<b>3HA16+2HA14</b>
	Poutre secondaire	30×35	Appuis	-81.87	<b>80.47</b>	8.60	5.25	<b>9.24</b>	<b>3HA14+3HA14</b>
			Travée	76.19		7.92		<b>8.01</b>	<b>3HA14+3HA12</b>
3, 4 et 5 <sup>ème</sup> étage	Poutre principale	35×40	Appuis	-114.5	<b>133.78</b>	10.18	7	<b>10.65</b>	<b>3HA14+3HA16</b>
			Travée	54.88		4.59		<b>7.7</b>	<b>3HA14+2HA14</b>
	Poutre secondaire	30×35	Appuis	-89.64	<b>86.99</b>	9.55	5.25	<b>10.65</b>	<b>3HA14+3HA16</b>
			Travée	82.22		8.64		<b>9.24</b>	<b>3HA14+3HA14</b>

<b>6,7<sup>ème</sup> étage Et duplex</b>	Poutre principale	35×40	Appuis	-116.24	<b>138.84</b>	10.06	7	<b>10.65</b>	<b>3HA14+3HA16</b>
			Travée	60.41		5.08		<b>8.64</b>	<b>3HA14+2HA16</b>
	Poutre secondaire	30×35	Appuis	-79.84	<b>76.7</b>	8.35	5.25	<b>9.24</b>	<b>3HA14+3HA14</b>
			Travée	70.29		7.23		<b>7.7</b>	<b>3HA14+2HA14</b>

**Tableau V.1 : Ferrailage des poutres principales et secondaires**

❖ **Vérification des armatures selon le RPA 99 :**

- **Pourcentage maximum des armatures longitudinales :**

**En zone courante :**  $A_{max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 35 \times 40 = 56 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

**En zone de recouvrement:**  $A_{max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 35 \times 40 = 84 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

- **Les longueurs de recouvrement :**

$$\phi = 12 \text{ mm} : L_r = 40\phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \text{ Soit : } L_r = 80 \text{ cm}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} : L_r = 40\phi = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \text{ Soit : } L_r = 80 \text{ cm}$$

$$\phi = 16 \text{ mm} : L_r = 40\phi = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \text{ Soit : } L_r = 80 \text{ cm}$$

❖ **Les armatures transversales :**

**a) Calcul de  $\Phi_t$  :**

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{35}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1.2; 1.14; 3.5 \text{ cm})$$

$$\phi_t \leq 1,2 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Donc on opte pour  $A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de T8 pour toutes les poutres

**b) Calcul des espacements des armatures transversales :**

Selon RPA99 Art (7.5.2.2) :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_1\right)$$

✓ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min(10; 14.4) = 10 \text{ cm}$$

Soit:  $S_t = 10 \text{ cm}$ ✓ **Zone courante :**  $S_t \leq h/2 = 40/2 = 20 \text{ cm}$ .Soit  $S_t = 15 \text{ cm}$ **c) Vérification des sections d'armatures transversales :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.14 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1.8 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification à l'ELU :****a) Condition de non fragilité :****BAEL91 (Art F.IV.2)****- Poutre principale :**

$$A_t^{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.35 \times 0.38 \times \frac{2.1}{400} = 1.60 \text{ cm}^2.$$

**- Poutre secondaire :**

$$A_t^{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.33 \times \frac{2.1}{400} = 1.19 \text{ cm}^2.$$

Donc : la condition de non fragilité est vérifiée.

**b) Contrainte tangentielle maximale :**• **Vérification de l'effort tranchant :**

Il faut vérifier que :

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

$$\text{Tel que : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Art H.III.2)}$$

Fissuration peu nuisible  $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$ .

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Poutres	Vu (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Principales	187.89	1.41	3.33	Vérifiée
Secondaires	86.99	0.87	3.33	Vérifiée

Tableau V.2 : Vérification des contraintes tangentielles

Donc Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

c) Vérification des armatures longitudinales au cisaillement **BAEL91 (Art H.IV.2)**

- Appuis de rives  $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots(1)$ .

- Appuis intermédiaires  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}) \dots\dots\dots(2)$

Avec  $\gamma_s = 1.15, f_e = 400MPa$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Poutres	$A_l$ (cm <sup>2</sup> )	Vu (KN)	M <sub>a</sub> (KN.m)	$A_l^{rive}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_l^{int}$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
Principales	9.24	187.89	136.05	5.4	-6.03	Vérifiée
Secondaires	8.01	86.99	89.64	2.5	-6.28	Vérifiée

Tableau V.3 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

❖ Vérification à l'ELS :

a). Etat limite de compression du béton :

$\frac{b}{2} y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa \quad \text{BAEL91 (Art E.III.1)}$

$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	96.48	113399.7	13.93	11.85	15	Vérifiée
	Travées	53.18	100721.7	13.08	6.9	15	Vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	64.89	69995.7	12.74	11.81	15	Vérifiée
	Travées	59.45	69995.7	12.74	10.82	15	Vérifiée

Tableau V.4 : Vérification de l'état limite de compression du béton

**b). Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)**

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \quad \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

	h <sub>t</sub> cm	B Cm	L (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
<b>PP</b>	40	35	4.30	9.24	0.093	0.0054	0.0069	0.0105	Vérifié e	vérifiée	Vérifiée
<b>PS</b>	35	30	4.30	8.01	0.082	0.0035	0.008	0.0105	Vérifié e	vérifiée	Vérifiée

Tableau V.5 : Vérification de la flèche pour les poutres

Donc La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

**V.1.10. Schéma de ferrailage des Poutres :**

Le ferrailage des poutres est donné à titre indicatif pour les poutres principales et poutres secondaires de 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup> entre sol et sous-sol

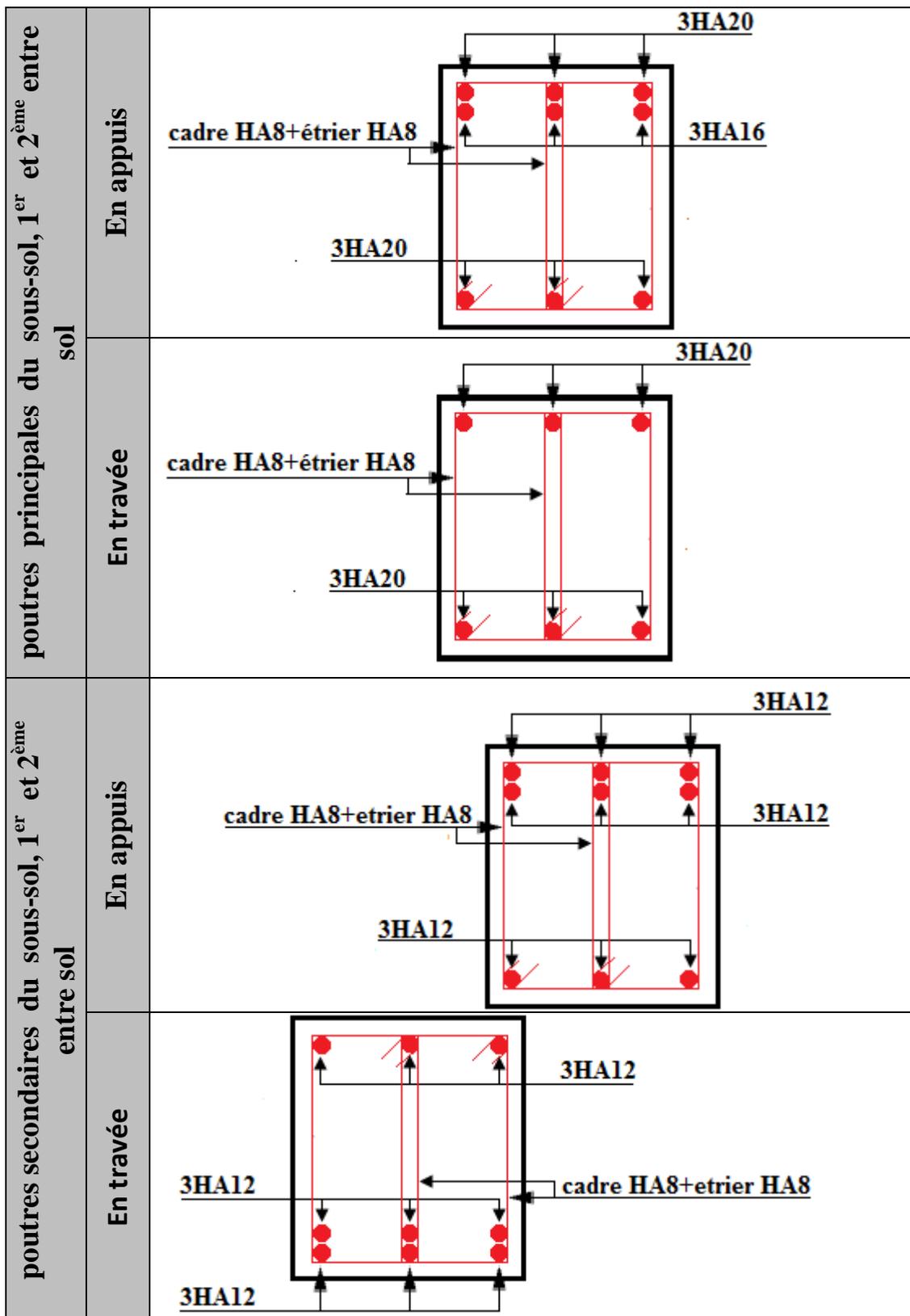


Figure V.6 : Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires de sous-sol ,1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> entre sol

**V.2. Etude des poteaux :****❖ Introduction :**

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

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 SAP2000 :

- 1).  $1.35G+1.5Q$
- 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 :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment maximum et l'effort normal correspondant.

**❖ Recommandations du RPA99 (version 2003) :****a) Armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{min} = 0.8\%$  de la section de béton (en zone IIa).
- $A_{max} = 4\%$  de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$  de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12mm$  (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement ( $L_{min}$ ) est de  $40\Phi$  en zone IIa.
- 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  $h'$

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right)$$

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Niveau	section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) Zone courante	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) zone de recouvrement
Sous-sol, 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> entre sol	55x55	24.2	121	181.5
RDC, 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	50x50	20	100	150
3,4 et 5 <sup>ème</sup> étage	45x45	16.2	81	121.5
6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> étage et grenier	40x40	12.8	64	96

**Tableau V.7 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux**

**b).Armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots(I).$$

- **V<sub>u</sub>** : Effort tranchant de calcul.
- **h<sub>1</sub>** : Hauteur totale de la section brute.
- **f<sub>e</sub>** : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- **ρ<sub>a</sub>** : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égale à :

$$\left[ \begin{array}{l} 2.5 \text{ Si } \lambda_g \geq 5 \quad (\lambda_g : \text{l'élancement géométrique}), \\ 3.75 \text{ Si } \lambda_g < 5. \end{array} \right.$$

avec :  $\lambda_g = l_f/a$  ou  $\lambda_g = l_f/b$  (a et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée), et  $l_f$  longueur de flambement du poteau.

- **t** : est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (I) ; Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :
  - ✓ dans la zone nodale :  $t \leq \text{Min} (10\Phi_L^{\text{min}}, 15\text{cm})$  (en zones IIa).
  - ✓ dans la zone courante :  $t \leq 15\Phi_L^{\text{min}}$  (en zones IIa).

La quantité **d'armatures transversales minimale**  $A_t/t.b_1$ , en % est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5 : 0.3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 : 0.8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g \leq 5 : \text{interpoler entre les valeurs précédentes.} \end{array} \right.$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\Phi_t$  (au minimum).

❖ **Sollicitations de calcul :**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du notre model, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
Sous-sol, 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> entre sol	3890.75	2.66	65.68	2256.6	-516.45	9.9
RDC, 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	2560.28	44.53	44.53	2560.53	-317.49	5.86
3,4 et 5 <sup>ème</sup> étage	1547.69	14.79	67	472.2	-138.65	3.39
6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> étage et grenier	701.58	6.84	57.31	317.33	-17.83	2.54

**Tableau V.8 : Sollicitations dans les poteaux**

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

Niveau	Sections	A' (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>RP</sub> A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> )	Barres
Sous-sol, 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> entre sol	55x55	6.79	8.06	24.2	26.51	12HA14+4HA16
RDC, 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	50x50	4.14	4.99	20	21.36	8HA14+8HA12
3,4 et 5 <sup>ème</sup> étage	45x45	1.71	2.27	16.2	18.10	16HA12
6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> étage et grenier	40x40	0.01	0.50	12.8	13.53	12HA12

**Tableau V.9 : Ferrailage des poteaux**

❖ **Armatures transversales :**

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Sections (cm <sup>2</sup> )	$\Phi_t^{min}$ Cm	Vd (KN)	Lr cm	t zone nodale	t zone courante	At (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	At <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )	Barres
55x55	1.4	74.44	55	10	15	1.26	2.47	3.02	6HA8
50x50	1.2	46.09	50	10	15	0.86	2.25	3.02	6HA8
45x45	1.2	41.73	45	10	15	0.87	2.02	3.02	6HA8
40x40	1.2	40.55	40	10	15	0.95	1.8	3.02	6HA8

Tableau V.10 : Calcul des armatures transversales

❖ Vérifications :

a) 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 :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[ \frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

- As : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul .
- Br : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie ;
- $\gamma_b = 1.5, \gamma_s = 1.15$
- $\alpha$  : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique  $\lambda$  qui prend les valeurs :

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

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

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace  $\alpha$  par  $\alpha / 1.10$ .

l'élanement mécanique est donné par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda = 3.46 \times l_f / b \end{array} \right. \quad \text{pour les sections rectangulaires.}$$

$$\lambda = 4 \times l_f / f \quad \text{pour les sections circulaires.}$$

$l_f = l_0$  longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

Exemple de calcul :

$$Nd = 3890.75 \text{ KN}$$

$$l_f = 286 \text{ cm} \rightarrow \lambda = 16.04 < 50 \rightarrow \alpha = 0.81$$

$$Br = (0.55 - 0.02) \times (0.55 - 0.02) = 0.2809 \text{ m}^2.$$

$$N_U = 0.81 \times \left[ \frac{0.2809 \times 25}{0.9 \times 1.15} + 26.51 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.00} \right]$$

$$\Rightarrow N_U = 6.35 \text{ MN}$$

$$Nd = 3.8907 \text{ MN} < 6.35 \text{ MN} \rightarrow \text{Pas de risque de flambement .}$$

Tous les résultats sont représenté dans le tableau suivant :

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	$l_0$ (cm)	$l_f$ (cm)	$\lambda$	$\alpha$	As (cm <sup>2</sup> )	Br (m <sup>2</sup> )	Nu (MN)	Nd (MN)	Obs.
Sous-sol	55x55	255	255	16.04	0.81	26.51	0.2809	6.35	3.8907	Vérifiée
1 <sup>er</sup> entre sol	55x55	476	476	29.94	0.74	26.51	0.2809	5.8	3.8907	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> entre sol	55x55	408	408	25.66	0.76	26.51	0.2809	5.96	3.8907	Vérifiée
RDC	50x50	340	340	23.52	0.78	21.36	0.2304	5.01	2.5602	Vérifiée
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	50x50	306	306	21.17	0.79	21.36	0.2304	5.07	2.5602	Vérifiée
3,4 et 5 <sup>ème</sup> étage	45x45	306	306	23.52	0.78	18.10	0.1849	4.05	2.5602	Vérifiée
6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> étage et grenier	40x40	306	306	26.46	0.76	13.53	0.1849	3.80	2.5602	Vérifiée

Tableau V.11 : Vérification du flambement pour les poteaux

**b) Vérification des contraintes de compression**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{S} + \frac{M_{ser} \times v}{I_{gg}} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A'_s \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

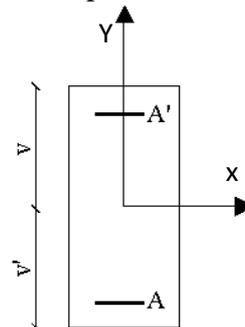


Figure V.1: Section d'un poteau

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{1}{B} \times \left( \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$v' = h - v \text{ Et } d = 0.9 \times h$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s$$

Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Niveau	Sous-sol, 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> entre sol	RDC, 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	3,4 et 5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> étage et grenier
Section (cm <sup>2</sup> )	55x55	50x50	45x45	40x40
d (cm)	50	45	40	35
A (cm <sup>2</sup> )	26.51	21.36	18.10	13.53
V (cm)	30.12	27.2	24.57	21.7
V'(cm)	24.88	22.8	20.43	18.3
Iyy ' (m <sup>4</sup> )	0.0094	0.0063	0.0041	0.0025
N <sup>ser</sup> (MN)	2.8178	1.861	1.1246	0.50942
M <sup>ser</sup> (MN.m)	0.04977	0.03223	0.0485	0.04151
σ <sub>bc</sub> (MPa)	<b>10.91</b>	<b>8.83</b>	<b>8.42</b>	<b>6.73</b>
σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>
Obs	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>

Tableau V.12 : Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux

c) 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 τ<sub>bu</sub> 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 :

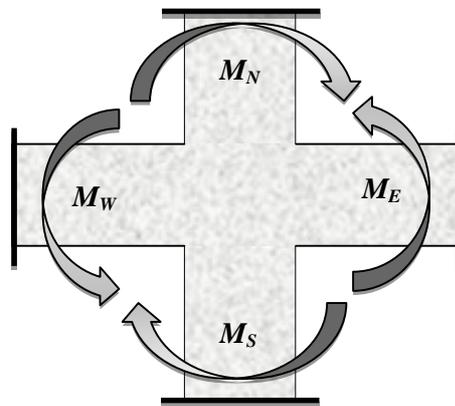
Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	$l_f$ (cm)	$\lambda$	$\rho_a$	$d$ (cm)	$V_d$ (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
Sous-sol	55x55	255	16.04	0.04	50	74.44	0.271	1	Vérifiée
1 <sup>er</sup> entre sol	55x55	476	29.94	0.075	50	74.44	0.271	1.875	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> entre sol	55x55	408	25.66	0.075	50	74.44	0.271	1.875	Vérifiée
RDC	50x50	340	23.52	0.075	45	46.09	0.205	1.875	Vérifiée
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	50x50	306	21.17	0.075	45	46.09	0.205	1.875	Vérifiée
3,4 et 5 <sup>ème</sup> étage	45x45	306	23.52	0.075	40	41.73	0.232	1.875	Vérifiée
6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> étage et grenier	40x40	306	26.46	0.075	35	40.57	0.232	1.875	Vérifiée

Tableau V.13 : Vérification aux sollicitations tangentes

#### d) Vérification des zones nodales :

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$



#### d-1) Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

- des dimensions de la section du béton,
- de la quantité d'armatures dans la section,
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

$$\text{avec : } z = 0.9 \times h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>R</sub> (KN.m)
Sous-sol, 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> entre sol	55x55	49.5	26.51	456.661
RDC, 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	50x50	45	21.36	334.497
3,4 et 5 <sup>ème</sup> étage	45x45	40.5	18.10	255.101
6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> étage et grenier	40x40	36	13.53	169.503

Tableau V.14 : Les moments résistants dans les poteaux

#### d-2) Détermination des moments résistants 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 (TabV.15). On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central:

Niveau	M <sub>N</sub>	M <sub>S</sub>	M <sub>N+M<sub>S</sub></sub>	M <sub>W</sub>	M <sub>E</sub>	1.25 (M <sub>W</sub> +M <sub>E</sub> )	Obs
1 <sup>er</sup> entre sol	456.43	456.43	912.87	193.46	193.46	483.65	vérifiée
2 <sup>ème</sup> entre sol	456.43	456.43	912.87	193.46	193.46	483.65	vérifiée
RDC	334.33	456.43	790.76	154.14	154.14	385.36	vérifiée
Etage1	334.33	334.33	668.66	154.14	154.14	385.36	vérifiée
Etage2	334.33	334.33	668.66	154.14	154.14	385.36	vérifiée
Etage3	254.97	334.33	589.3	133.36	133.36	333.39	vérifiée
Etage4	254.97	254.97	509.95	133.36	133.36	333.39	vérifiée
Etage5	254.97	254.97	509.95	133.36	133.36	333.39	vérifiée
Etage6	169.42	254.97	424.39	133.36	133.36	333.39	vérifiée
Etage7	169.42	169.42	338.84	133.36	133.36	333.39	vérifiée
Grenier	169.42	169.42	338.84	133.36	133.36	333.39	vérifiée

Tableau V.15 : Vérification de la zone nodale

- **Conclusion :** La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux :
- **Schéma de ferrailage :**

Sous-sol, 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> entre sol	RDC, 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage
<b>Poteau 55x55</b>	<b>Poteau 50x50</b>
3, 4 et 5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> et grenier
<b>Poteau 45x45</b>	<b>Poteau 40x40</b>

Tableau V.16 : Schéma de ferrailage des différents types des poteaux

**V.3. Étude des voiles :**

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastéré à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

$$\text{Voiles élancés : } \frac{h}{l} > 1.5$$

$$\text{Voiles courts : } \frac{h}{l} < 1.5$$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

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

#### ❖ **Recommandation du RPA**

##### **a) Armatures verticales :**

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que :  $A_{\min} : 0.2 \times L_t \times e$ 
  - $L_t$  : Longueur de la zone tendue.
  - $e$  : épaisseur du voile.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement  $s_t < e$
- A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

**b) Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10\phi_l$ .

**c) Armatures transversales :**

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par  $1\text{m}^2$  au moins.

**d) Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec : } V = 1.4 \times V_u$$

**e) Règles communes (armatures verticales et horizontales) :**

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$$A_{\min} = 0.15\% \text{ de la section du voile, dans la section globale du voile}$$

$$A_{\min} = 0.10\% \text{ de la section du voile, dans la zone courante}$$

$$\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e \text{ (Exception faite pour les zones d'about).}$$

- L'espacement :  $s_t = \min(1.5 \times a; 30 \text{ cm})$ .
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par  $\text{m}^2$ . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Longueurs de recouvrement :
  - $40\phi$  : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts et possible.
  - $20\phi$  : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

**❖ Le ferrailage**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous

(M et N) pour une section ( $e \times L$ ) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

- $N_{max} \rightarrow M$  correspondant.
- $N_{min} \rightarrow M$  correspondant.
- $M_{max} \rightarrow N$  correspondant

$$d = 0.9 h ; \quad d' = 0.1 h$$

$$A_{min}^{BAEL} = 0.23 \times d \times e \times f_{c28} / f_e$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.0015 \times h \times e$$

$$A = \max(A^{cal}, A_{min}^{BAEL}, A_{min}^{RPA})$$

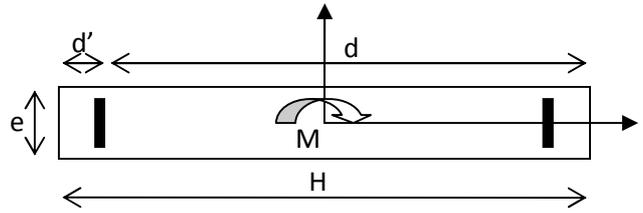


Figure V.2 : Schéma d'un voile plein

• **Armatures horizontales :**

$$\frac{A_t}{e \times St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_c \times (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$K=0$  (pas reprise de bétonnage) ;  $\alpha = 90^\circ$

$$St \leq \min(1.5 \times e, 30\text{cm})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.0015 \times e \times St$$

• **La longueur de recouvrement :**

$$Lr = \begin{cases} 40\Phi & \dots\dots\dots \text{zone qui peut être tendue.} \\ 20\Phi & L_r \dots\dots \text{zone comprime sous toutes les combinaisons.} \end{cases}$$

• **Règles communes :**

$$A_{min} = \begin{cases} 0.15 \% & \dots\dots \text{voile complet.} \\ 0.10 \% & \dots\dots \text{zone courante} \end{cases}$$

• **Diamètres des barres :**

$$\Phi < a/10 \dots\dots \text{zone courante.}$$

• **Espacement des barres horizontales et verticales :**

$$S_t \leq 1.5 \times e$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Les résultats de ferrillages sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

$A_v^{cal} / \text{face}$  : Section d'armature verticale pour une seule face de voile.

$A_{v\min}^{BAEL}$  : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet

$A_{v\min}^{RPA}$  : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.

$A_v^{adap}$  / face : Section d'armature verticale adaptée par face.

Nbre/face : nombre de barres adaptées par face.

$S_t$  : Espacement.

$A_H^{\min}$  /face : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.

$A_H^{cal}$  /face : Section d'armature horizontale pour 1mètre linéaire.

$A_H^{adap}$  /ml : Section d'armature horizontale adaptée pour 1mètre linéaire.

$$A_H^{cal} = \frac{A_v^{adpt}}{4}$$

$A_v^{adpt}$  / ml : Section d'armature adoptée par mètre linéaire.

Les résultats de calcul sont représentés dans les tableaux suivant :

• Voile  $V_{x1}$  dans les autres niveaux :

Niveau	Sous-sol 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> entre sol	RDC, 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	3,4 et 5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> étage et grenier
Section (m <sup>2</sup> )	0.20x1.4	0.20x1.4	0.20x1.4	0.20x1.4
M(KN)	13.39	33.01	25.33	24.75
N(KN)	904.134	703.25	480.90	-271.53
V (KN)	208.129	65.95	43.40	68.92
$\tau$ (MPa)	1.156	0.366	0.241	0.383
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	11.66	9.675	6.69	4.057
$A_v^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	4.2	4.2	4.2	4.2
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>15.39</b>	<b>11.31</b>	<b>7.85</b>	<b>5.03</b>
$N^{bre}$ /par face	<b>10HA14</b>	<b>10HA12</b>	<b>10HA10</b>	<b>10HA8</b>
$S_t$ (cm)	15	15	15	15

$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1.45	0.46	0.3	0.48
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.06	0.06	0.06	0.06
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>1.57</b>	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>
$1 N^{bre}$ /par Plan	<b>2HA10</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>
$S_t$ (cm)	20	20	20	20

Tableau V.17 : Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{x1}$  dans tous les niveaux

- Voile  $V_{x2}$

Niveau	Sous-sol 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> entre sol	RDC, 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	3,4 et 5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> étage et grenier
Section (m <sup>2</sup> )	0.20x1.4	0.20x1.4	0.20x1.4	0.20x1.4
M(KN)	12.25	28.15	21.70	29.98
N(KN)	782.4	697.56	468.50	224.308
V (KN)	177.96	73.05	39.35	48.633
$\tau$ (MPa)	0.989	0.406	0.219	0.27
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	10.108	9.474	6.438	3.607
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	4.2	4.2	4.2	4.2
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>11.31</b>	<b>11.31</b>	<b>7.85</b>	<b>5.03</b>
$N^{bre}$ /par face	<b>10HA12</b>	<b>10HA12</b>	<b>10HA10</b>	<b>10HA8</b>
$S_t$ (cm)	15	15	15	15
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1.24	0.51	0.27	0.34
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.06	0.06	0.06	0.06
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>1.51</b>	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>
$N^{bre}$ /par Plan	<b>2HA10</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>
$S_t$ (cm)	20	20	20	20

Tableau V.18 : Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{x2}$  dans tous les niveaux

- Voile  $V_{x3}$  :

Niveau	Sous-sol 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> entre sol	RDC, 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	3,4 et 5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> étage et grenier
Section (m <sup>2</sup> )	0.20x1.6	0.20x1.6	0.20x1.6	0.20x1.6
M(KN)	18.98	51.91	52.807	84.868
N(KN)	715.295	583.682	439.534	-267.556

<b>V (KN)</b>	145.385	69.897	97.329	114.955
<b><math>\tau</math> (MPa)</b>	0.707	0.34	0.473	0.559
<b><math>\bar{\tau} = 0.2f_{c28}</math> (MPa)</b>	5	5	5	5
<b><math>A_v^{cal}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	9.386	8.513	6.732	1.572
<b><math>A_v^{min}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	4.8	4.8	4.8	4.8
<b><math>A_v^{adop}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>13.57</b>	<b>9.42</b>	<b>9.42</b>	<b>6.03</b>
<b><math>N^{bre}</math> /par face</b>	<b>12HA12</b>	<b>12HA10</b>	<b>12HA10</b>	<b>12HA8</b>
<b>S<sub>t</sub>(cm)</b>	15	15	15	15
<b><math>A_h^{cal}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	0.88	0.42	0.59	0.7
<b><math>A_h^{min}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	0.06	0.06	0.06	0.06
<b><math>A_h^{adop}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>
<b><math>N^{bre}</math> /par Plan</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>
<b>S<sub>t</sub>(cm)</b>	20	20	20	20

Tableau V.19 : Sollicitations de calcul dans le voile V<sub>x1</sub> dans tous les niveaux

- Voile Vy<sub>1</sub> :

Niveau	Sous-sol 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> entre sol	RDC, 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	3,4 et 5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> étage et grenier
<b>Section (m<sup>2</sup>)</b>	0.20x1.2	0.20x1.2	0.20x1.2	0.20x1.2
<b>M(KN)</b>	84.87	84.87	15.79	18.84
<b>N(KN)</b>	780.60	597.04	377.26	109.683
<b>V (KN)</b>	208.53	45.28	23.32	44.31
<b><math>\tau</math> (MPa)</b>	1.352	0.293	0.151	0.287
<b><math>\bar{\tau} = 0.2f_{c28}</math> (MPa)</b>	5	5	5	5
<b><math>A_v^{cal}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	12.410	10.115	5.209	1.96
<b><math>A_v^{min}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	3.6	3.6	3.6	3.6
<b><math>A_v^{adop}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>15.39</b>	<b>11.31</b>	<b>7.85</b>	<b>5.03</b>
<b><math>N^{bre}</math> /par face</b>	<b>10HA14</b>	<b>10HA12</b>	<b>10HA10</b>	<b>10HA8</b>
<b>S<sub>t</sub>(cm)</b>	15	15	15	15
<b><math>A_h^{cal}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	1.69	0.37	0.19	0.36
<b><math>A_h^{min}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	0.06	0.06	0.06	0.06
<b><math>A_h^{adop}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>2.26</b>	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>

$N^{bre}$ /par Plan	2HA12	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t$ (cm)	20	20	20	20

Tableau V.20 : Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{y1}$  dans tous les niveaux

- Voile  $V_{y2}$

Niveau	Sous-sol 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> entre sol	RDC, 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	3,4 et 5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> étage et grenier
Section (m <sup>2</sup> )	0.20x1.3	0.20x1.3	0.20x1.3	0.20x1.3
M(KN)	22.827	33.778	30.189	34.277
N(KN)	959.24	686.736	499.986	236.177
V (KN)	264.777	42.744	57.093	98.266
$\tau$ (MPa)	1.584	0.256	0.342	0.588
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	12.649	9.559	7.121	3.941
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	3.9	3.9	3.9	3.9
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>15.39</b>	<b>11.31</b>	<b>7.85</b>	<b>5.03</b>
$N^{bre}$ /par face	<b>10HA14</b>	<b>10HA12</b>	<b>10HA10</b>	<b>10HA8</b>
$S_t$ (cm)	15	15	15	15
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1.98	0.32	0.43	0.73
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.06	0.06	0.06	0.06
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>2.26</b>	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>
$N^{bre}$ /par Plan	2HA12	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t$ (cm)	20	20	20	20

Tableau V.21 : Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{y2}$  dans tous les niveaux

- Voile  $V_{y3}$

Niveau	Sous-sol 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> entre sol	RDC, 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	3,4 et 5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> étage et grenier
Section (m <sup>2</sup> )	0.20x1.3	0.20x1.3	0.20x1.3	0.20x1.3
M(KN)	24.15	28.536	22.827	24.53
N(KN)	-938.453	624.099	441.05	188.815
V (KN)	258.538	51.861	49.467	87.56
$\tau$ (MPa)	1.547	0.31	0.296	0.524
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	12.427	8.624	6.172	3.068

$A_v^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	3.9	3.9	3.9	3.9
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>15.39</b>	<b>11.31</b>	<b>7.85</b>	<b>5.03</b>
$N^{bre}$ /par face	<b>10HA14</b>	<b>10HA12</b>	<b>10HA10</b>	<b>10HA8</b>
$S_t$ (cm)	15	15	15	15
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1.93	0.39	0.37	0.65
$A_h^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.06	0.06	0.06	0.06
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>2.26</b>	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>
$N^{bre}$ /par Plan	<b>2HA12</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>
$S_t$ (cm)	20	20	20	20

Tableau V.22 : Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{y3}$  dans tous les niveaux

- Voile  $V_{y4}$

Niveau	Sous-sol 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> entre sol	RDC, 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	3,4 et 5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> étage et grenier
Section (m <sup>2</sup> )	0.20x1.2	0.20x1.2	0.20x1.2	0.20x1.2
M(KN)	12.984	16.896	12.298	12.23
N(KN)	644.373	452.657	323.198	191.014
V (KN)	189.963	70.812	38.024	25.666
$\tau$ (MPa)	1.231	0.459	0.246	0.166
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	8.46	6.186	4.424	2.77
$A_v^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	3.6	3.6	3.6	3.6
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>11.31</b>	<b>7.85</b>	<b>7.85</b>	<b>5.03</b>
$N^{bre}$ /par face	<b>10HA12</b>	<b>10HA10</b>	<b>10HA8</b>	<b>10HA8</b>
$S_t$ (cm)	15	15	15	15
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1.54	0.57	0.31	0.21
$A_h^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.06	0.06	0.06	0.06
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>1.57</b>	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>
$N^{bre}$ /par Plan	<b>2HA10</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>
$S_t$ (cm)	20	20	20	20

Tableau V.23 : Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{y4}$  dans tous les niveaux

- Voile  $V_{y5}$

Niveau	Sous-sol 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> entre sol	RDC, 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	3,4 et 5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> étage et grenier
Section (m <sup>2</sup> )	0.20x1.35	0.20x1.35	0.20x1.35	0.20x1.35
M(KN)	11.125	59.379	14.378	8.950
N(KN)	-673.974	561.218	354.141	151.771
V (KN)	177.1	70.61	41.496	39.788
$\tau$ (MPa)	1.02	0.407	0.239	0.229
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	8.734	8.665	4.826	2.146
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	4.05	4.05	4.05	4.05
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>11.31</b>	<b>11.31</b>	<b>7.85</b>	<b>5.03</b>
$N^{bre}$ /par face	<b>10HA12</b>	<b>10HA12</b>	<b>10HA10</b>	<b>10HA8</b>
$S_t$ (cm)	15	15	15	15
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1.28	0.51	0.3	0.29
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.06	0.06	0.06	0.06
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>1.57</b>	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>
$N^{bre}$ /par Plan	<b>2HA10</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>
$S_t$ (cm)	20	20	20	20

Tableau V.24 : Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{y5}$  dans tous les niveaux

❖ Schéma de ferrailage :

Pour le schéma de ferrailage, on fera celui du sous-sol ( $V_{x1}$ ) comme exemple

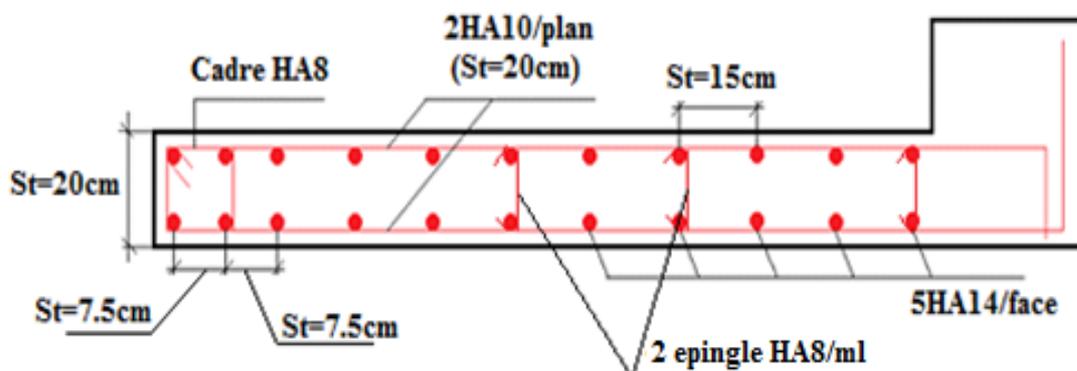


Figure V.3 : Schéma de ferrailage de voile  $V_{x1}$  dans le sous-sol, 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> entre sol

# *Chapitre VI*

**VI.1. Introduction :**

Les fondations sont des éléments de l'infrastructure situés au-dessous de la base dont le rôle est d'assurer la transmission des charges et surcharges au sol provenant de la superstructure ; elles forment une assise rigide

Elles doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

**VI.2. Choix de type des fondations :**

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- L'importance de l'ouvrage.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur de bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

- **Selon le rapport du sol on a :**

- L'encrage des fondations 1.8 m, par rapport à la cote de la plate-forme dégagé
- Le taux de travail 2.2 bar
- Les caractéristique mécanique de sol :  $C=0.58 \text{ bar}$ ,  $\phi=31^\circ$  et  $\gamma = 20.7 \text{ kn } m^3$

**VI.3. Combinaisons d'actions à considérer**

Selon le RPA, les fondations sont dimensionnées par les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q + E$
- $0,8G \pm E$
- $G + Q$

**VI.4. Etude des fondations**

- ❖ **Vérifications des types de fondations :**

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{P}{S} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \quad \text{avec} \quad P : \text{l'effort normal sur le poteau le plus sollicité à (ELS).}$$

$S$  : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$  : Contrainte admissible du sol.

La procédure à suivre pour le choix des fondations à adopter est la suivante :

- Vérification des semelles isolées.
- Vérification des semelles filantes.

❖ **Vérifications des semelles isolées :**

L'état limite de résistance vis-à-vis du sol est satisfait si la valeur de la contrainte  $\sigma$  vérifie l'inégalité suivante :

Pour le poteau B-4 le plus sollicité :

$$\sigma = \frac{N_u + P_{ps} + P_{pot}}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$N_s$  : effort agissant sur la semelle à (ELS)

$P_{pot}$  : poids propre du poteau d'encrage.

$P_{ps}$  : poids propre de la semelle de fondation estimée à 20 Kn.

Détermination des dimensions à la base :

$$S \geq \frac{N_s + P_{ps} + P_{pot}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{3890.76 + 20 + 25 * (0.55)^2 * 1.8}{220}$$

$$S \geq 17.83 \text{m}^2$$

$$S = A * B \quad \text{avec: } A = B \cdot \frac{a}{b} \quad \text{On à } \frac{a}{b} = \frac{55}{55} = 1$$

$$\text{Alors } S = (B)^2$$

$$B \geq \sqrt{S} \quad B \geq \sqrt{17.83}$$

$$B = A = 4.22 \text{m}$$

En tenant compte des distances entre les poteaux dans les deux directions on remarque que l'utilisation des semelles isolées est impossible à cause du chevauchement des semelles voisines.

❖ **Vérifications des semelles filantes :**

$$S = \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

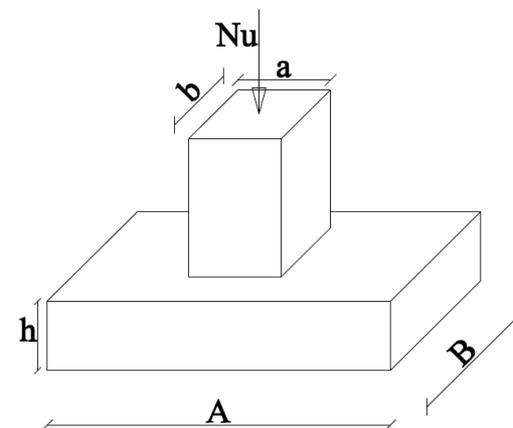


Figure VI.1 : schéma d'une semelle isolée

a) Portique (b) le plus sollicité :

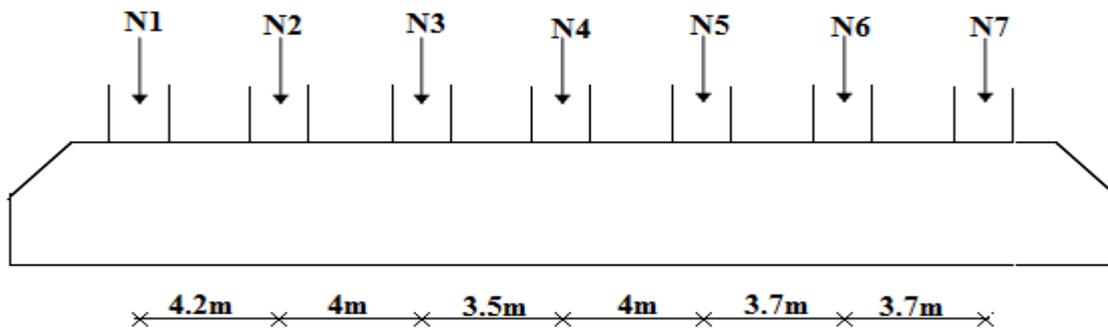


Figure VI.2 : Schéma d'une semelle filante

$L_{tot}=23.1m$

$L_{tot}$  : longueur total du portique

La hauteur de la semelle doit respecter la condition suivante :  $L_{max}=4.20m$

$L_{max}$  : longueur max du portique

$$\frac{L}{9} \leq h_t \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 0.47m \leq h_t \leq 0.70m$$

On prend  $h_t=0.65m$

$N1=1815.11kn$ ;  $N2=2438.88kn$ ;  $N3=3525.83kn$ ;

$N4=3890.76kn$ ;  $N5=3589.86kn$ ;  $N6=3185.25kn$ ;  $N7=1355.22kn$

$$.N = \sum N_i + * P_{ps} + 7 * P_{pot}$$

$$N=19800.91+375.37*B+7*8.69$$

$$N=375.37*B+ 19861.74 \text{ KN}$$

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B*L* \sigma_{sol} \geq 375.37*B+19861.74$$

$$(5082-375.37)*B \geq 19861.74$$

$$B \geq \frac{19861.74}{4706.63} = 4.22m$$

En tenant compte des distances entre les portiques on remarque que l'utilisation des semelles filante est impossible à cause du chevauchement des semelles filantes. Ce qui justifier le passage au système radier.

❖ **Radier général :**

Le radier est une semelle générale étendue à toute la surface du bâtiment en contact avec le sol. Elle comporte parfois des débords (consoles extérieures). Cette méthode est surtout utilisée lorsque le terrain est affouillable, lorsque le bon sol est situé trop bas ou lorsque l'on désire construire des sous-sols. Mais dans tous les cas le sol devra être homogène pour éviter tout risque de tassements différentiels.

❖ **Dimensionnement :**

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

**a) Condition de coffrage :**

$h_t$  : hauteur des nervures.

$h_r$  : hauteur de radier.

$L_{max}$  : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ( $L_{max} = 4.30m$ )

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{430}{20} = 21.5cm$$

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{430}{10} = 43cm$$

**b) Condition de rigidité :**

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{max}$$

$L_e$  : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{Kb}}$$

**E** : module d'élasticité du béton,  $E = 3.216 \times 10^7 KN/m^2$

**I** : inertie de la section du radier.

**K** : coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen  $K = 4 \times 10^4 KN/m^3$ .

**b** : la largeur de la semelle.

$$\text{On a : } I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 45.82cm.$$

Donc :  $h \geq 45.82cm$ .

**On prend**  $h_t = 60cm$  et  $h_r = 40cm$

## c) Surface du radier :

$N = 33629.014 \text{ KN}$  (Poids total transmis par la superstructure a L'ELS).

$P_{\text{radier}} = 0,4 \times 23.5 \times 9 \times 25 = 2115 \text{ KN}$  (Poids du radier)

Poids du nervures sens yy :  $(55/60) = 0,55 \times 0,60 \times 9 \times 25 \times 7 = 519.75 \text{ KN}$

Poids du nervures sens xx :  $(55/60) = 0,55 \times 0,60 \times 23.5 \times 25 \times 3 = 581.625 \text{ KN}$

$N_{\text{ser}} = 33629.014 + 2115 + 519.75 + 581.625 = 36845.389 \text{ KN}$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{rad}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$S_{\text{rad}} \geq 167.48 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment  $S_{\text{bat}} = 23.5 \times 9 = 211.5 \text{ m}^2$

$$S_{\text{bat}} \geq S_{\text{rad}}$$

Alors on prend  $S_{\text{bat}} = S_{\text{rad}} = 211.5 \text{ m}^2$

## ❖ Les Vérifications :

## a) Poussée hydrostatique

$$P = F \cdot H \cdot S \cdot \gamma$$

Avec :

F : coefficient de sécurité = 1,5

H : la hauteur d'ancrage du bâtiment = 1.8 m

S : surface totale du radier = 211.5 m<sup>2</sup>

$$\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$$

$P = 1.5 \times 1.8 \times 211.5 \times 20.7 = 11820.73 \text{ Kn} < N = 36845.625 \text{ Kn} \dots$  La condition est vérifiée.

## b) Vérification au poinçonnement :

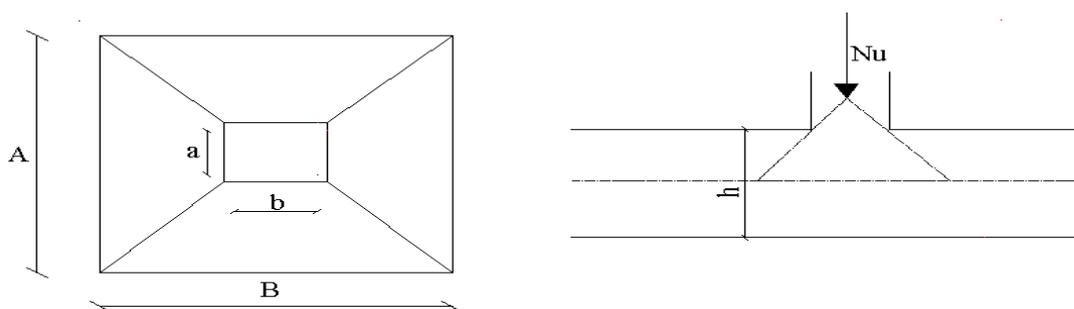


Figure VI.3 : Schéma du poinçonnement.

Il faut vérifier que :  $N_U \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$  (BEAL, A.5.2.42)

$N_U$  : L'effort normal sur le poteau.

$U_c$  : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h = 55 + 60 = 115 \text{ cm} \\ B = b + h = 55 + 60 = 115 \text{ cm} \end{cases}$$

On trouve :  $U_c = 4.6 \text{ m}$

$N_u = 2738.78 \text{ Kn} \leq 0.045 * 460 * 60 * \frac{2.5}{1.15} = 2700 \text{ Kn}$  (La condition n'est pas vérifiée).

Alors on augmente la hauteur on prend  $h=0.70 \text{ m}$

$N_u = 2738.78 \text{ Kn} \leq 0.045 * 460 * 70 * \frac{2.5}{1.15} = 3150 \text{ Kn}$

#### c) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \cdot f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

On considère une bande de largeur  $b = 1 \text{ m}$

$N_u = 46317.94 \text{ Kn}$  (charge ultime a la base)

$$V_u = \frac{N_u \cdot L_{\max} \cdot b}{2S}$$

$$V_u = \frac{46317.94 * 4.3 * 1}{2 * 211.5} = 470.84 \text{ n}$$

$$d = 0.9 * h_r = 0.9 * 40 = 36 \text{ cm}$$

$$\tau = \frac{470.83 * 10^{-3}}{1 * 0.36} = 1.3 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{La condition est vérifiée}).$$

#### d) Vérification des contraintes dans le sol :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

- Dans le sens xx :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \mp \frac{M_x}{I_x} Y_G$$

Avec :

N: L'effort normale du aux charges verticales.

Mx, My : Moment sismique à la base  $\begin{cases} M_x = 4207kn \\ M_y = 11763 kn \end{cases}$

$$\sigma_1 = \frac{36.8445}{211.5} + \frac{4.207 * 4.5}{1182.1906} = 0.19 MPa$$

$$\sigma_2 = \frac{36.8445}{211.5} - \frac{4.207 * 4.5}{1182.1906} = 0.158 MPa$$

$$\sigma_{moy} = 0.182 MPa \leq \sigma_{sol} = 2.2$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens xx.

- Dans le sens yy:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \mp \frac{M_y}{I_y} X_G$$

$$\sigma_1 = \frac{36.8445}{211.5} + \frac{11.763 * 11.75}{8731.1936} = 0.19 MPa$$

$$\sigma_2 = \frac{36.8445}{211.5} - \frac{11.703 * 11.75}{8731.1936} = 0.16 MPa$$

$$\sigma_{moy} = 0.182 MPa \leq \sigma_{sol} = 2.2MPa$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens yy.

**e) Vérification de la stabilité au renversement :**

Selon le RPA 99. On doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \dots\dots\dots(\text{Art : A.10.1.5})$$

**Sens xx :**  $e = \frac{4.207}{36.84} = 0.11 m \leq \frac{23.8}{4} = 5.95m$  (La condition est vérifiée).

**Sens yy :**  $e = \frac{11.763}{36.84} = 0.32 m \leq \frac{9.3}{4} = 2.32m$  (La condition est vérifiée).

**❖ Ferrailage du radier :**

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge

favorable. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

**a) Calcul des sollicitations :**

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} = \frac{49534.31}{211.5} = 234.20 \text{ Kn m}^2$$

Avec :

$N_u$ : est l'effort ultime

Pour faciliter l'exécution et homogénéiser le ferrailage,

il est préférable de calculer le panneau le plus sollicité.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.8}{3.9} = 0.98 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

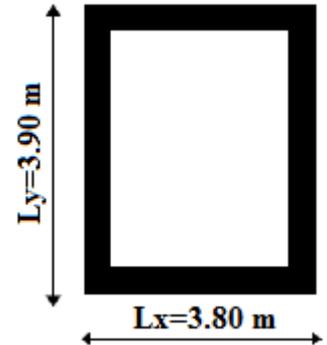


Figure VI.4 : Dalle sur 4 appuis

**b) Ferrailage :**

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m

**A l'ELU :** ( $v = 0$ )

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0384 \\ \mu_y = 0.9545 \end{cases} \quad (\text{Annexe 2})$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0384 * 234.20 * (3.8)^2 = 129.86 \text{ Kn.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.9545 * 129.86 = 123.95 \text{ Kn.m}$$

• **Moment en travées :**

$$M_t^x = 0.85M_x = 0.85 * 129.86 = 110.38 \text{ Kn.m}$$

$$M_t^y = 0.85M_y = 0.85 * 123.95 = 105.35 \text{ Kn.m}$$

• **Moment en appuis :**

$$M_a^x = -0.50M_x = 0.50 * 129.86 = -64.93 \text{ Kn.m}$$

$$M_a^y = -0.50M_y = 0.50 * 123.95 = -61.97 \text{ Kn.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section  $b \times h = (1 \times 0.40) \text{ m}^2$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	$M_t$ (KNm)	$M_a$ (KNm)	$A_t$ calculée (cm <sup>2</sup> )	$A_a$ calculée (cm <sup>2</sup> )	$A_t$ adoptée (cm <sup>2</sup> )	$A_a$ adoptée (cm <sup>2</sup> )
Sens xx	110.38	64.93	9.09	5.27	6T14=9.24	5T12=5.65
Sens yy	105.35	61.97	8.66	5.03	6T14=9.24	5T12=5.65

**Tableau VI.1 : Tableau de ferrailage du radier**

**c) Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_x = \frac{P \cdot l_y l_x^4}{2(l_x^4 + l_y^4)} = \frac{234.20 \cdot 3.8 \cdot 3.9^4}{2(3.9^4 + 3.8^4)} = 234.20 \text{ Kn}$$

$$V_y = \frac{P \cdot l_y l_x^4}{2(l_x^4 + l_y^4)} = \frac{234.20 \cdot 3.9 \cdot 3.8^4}{2(3.9^4 + 3.8^4)} = 216.49 \text{ Kn}$$

$$\tau_{ux} = \frac{234.03 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.36} = 0.65 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{La condition est vérifiée.})$$

$$\tau_{uy} = \frac{216.49 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.36} = 0.60 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{La condition est vérifiée.})$$

**d) Vérification à l'ELS :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Les contraintes dans l'acier :**

La fissuration est préjudiciable donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) = 201.63 \text{ MPa} \quad (\text{A.4.5.32})$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ MPa}$$

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{tot}} = \frac{36845.625}{211.5} = 174.21 \text{ Kn m}^2$$

Avec :  $N_s$  : est l'effort normal de service (Le poids du radier inclus).

$\alpha = 0,85$  La dalle porte dans les deux sens.

À l'ELS : ( $\nu = 0,2$ )

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0457 \\ \mu_y = 0.9694 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe II)}$$

$$M_x = \mu_x Q_s L_x^2 = M_x = 0.0457 * 174.21 * (3.8)^2 = 114.63 \text{ Kn/m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.9694 * 114.63 = 111.12 \text{ Kn/m}$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	Sens	M <sub>ser</sub> (KNm)	A (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
Travée	Xx	97.43	9.24	6.76	318.55	15	201,6
	Yy	94.45	9.24	6.56	308.81	15	201,6
Appui	Xx	57.31	5.65	4.85	301.31	15	201,6
	Yy	55.56	5.65	4.7	292.11	15	201,6

**Tableau VI.2 : Vérification des contraintes dans le radier**

Les contraintes de l'acier  $\sigma_s$  sont pas vérifiées on doit donc augmenter la section des aciers. Le ferrailage final est résumé dans le tableau suivant :

Localisation	Sens	M <sub>ser</sub> (KNm)	A (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Travée	Xx	97.43	5T 20 = 15.71	5.53	191.57
	Yy	94.45	5T20 = 15.71	5.36	185.71
Appui	Xx	57.31	6T14 = 9.24	3,88	187.38
	Yy	55.56	6T14 = 9.24	3.99	188.19

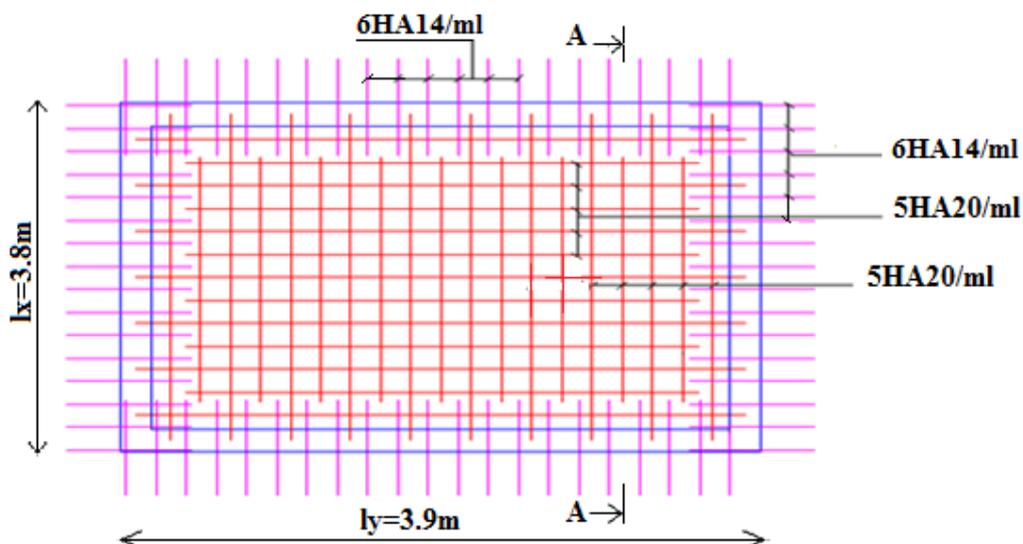
**Tableau VI.3 : Vérification des contraintes nouvelles**

**e) Espacement des armatures :**

**Armatures // L<sub>x</sub> :**  $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3 h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}.$

**Armatures // L<sub>y</sub> :**  $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(4 h, 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}.$

**f) Schéma de ferrailage du radier :**



**Figure VI.5 : Schéma de ferrailage du radier**

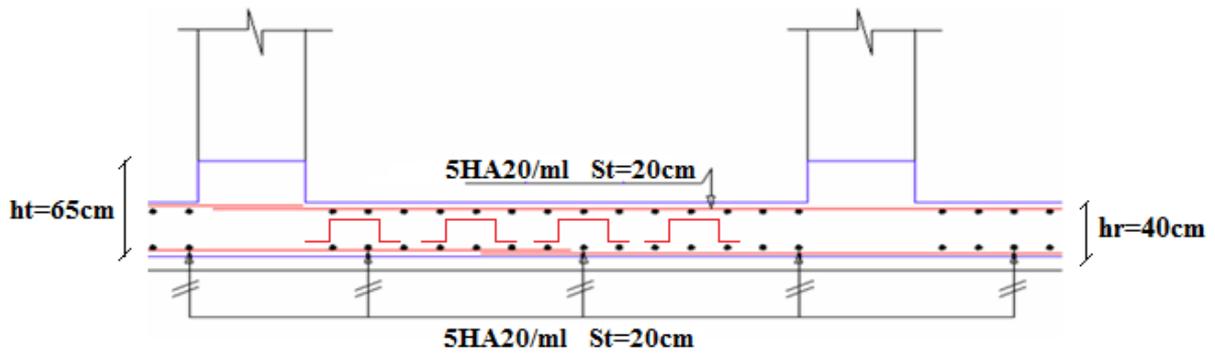


Figure VI.6 : coupe A-A du radier

❖ **Ferraillage des nervures :**

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture). Mais pour la simplification des calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties

a) **Distribution des charges :**

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{Q_u}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$	$P'_v = p'_m = \frac{Q_u}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$
$P_v = \frac{Q_u}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times L_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right]$	

Tableau VI.4 : Distribution des charges

- $P_m$  : charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle ;
- $P_v$  : charge uniforme qui produise le même l'effort tranchant maximal que la charge réelle

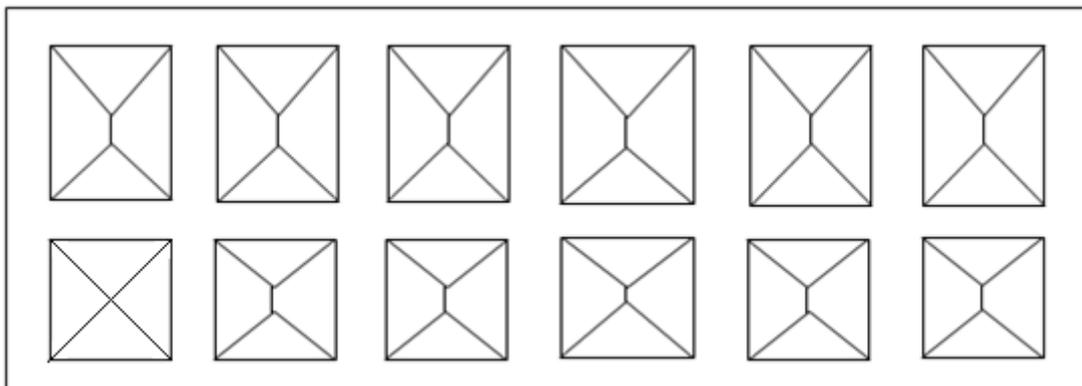


Figure VI.7 : Schéma de distribution des charges sur les nervures.

- Sens yy :

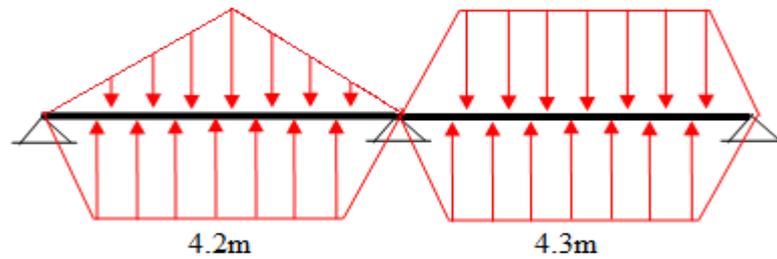


Figure VI.8 : Chargement de la nervure intermédiaire dans le sens y-y

- Sens xx

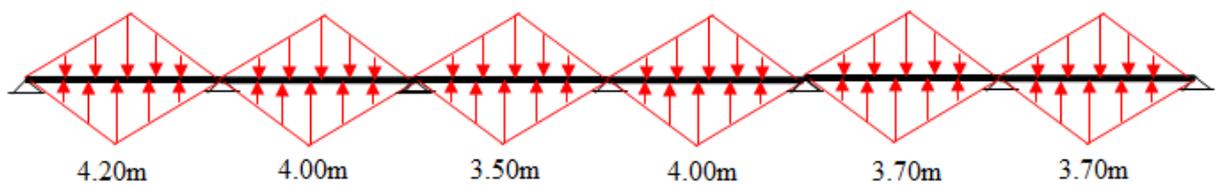


Figure VI.9 : Chargement de la nervure intermédiaire dans le sens x-x

- Sens longitudinal (Y-Y) :

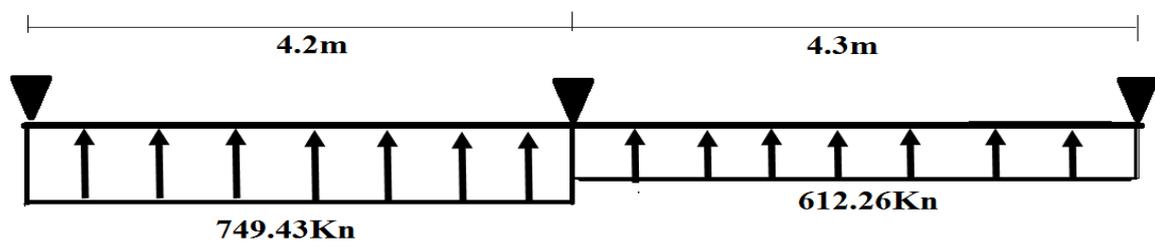


Figure VI.10 : Schéma statique sens Y-Y

b) Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations on utilise la méthode Forfaitaire on aura les résultats dans les tableaux suivant:

Localisation	Travée	Appui
$M_U$ (KN.m)	526.18	-1092.84
$M_S$ (KN.m)	390.40	-804.45
V (KN)	1404.77	

Tableau VI.5. Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal

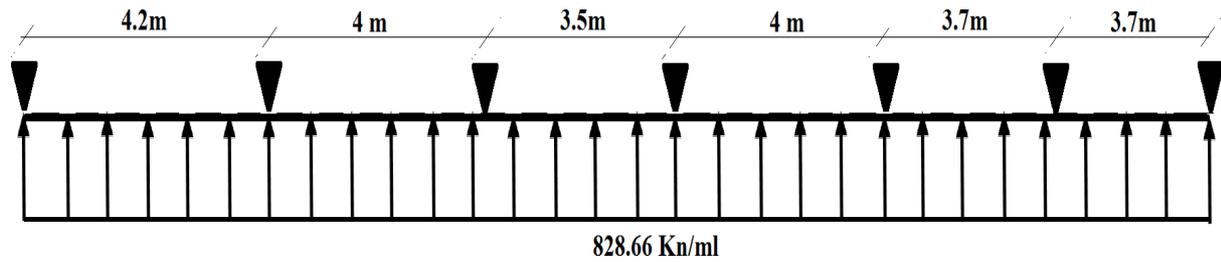


Figure VI.11 : Schéma statique sens X-X

- Sens transversal (X-X) :

Localisation	Travée	Appui
$M_U$ (KN.m)	582.26	-1209.31
$M_S$ (KN.m)	422.25	-876.97
$V$ (KN)	1727.58	

Tableau VI.6. Sollicitations sur la nervure dans le sens transversal

c) Ferrailage :

- Sens Y-Y :

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

$h=0.70$  m

$h_0=0.40$  m

$b_0=0.55$  m

$d=0.63$  m

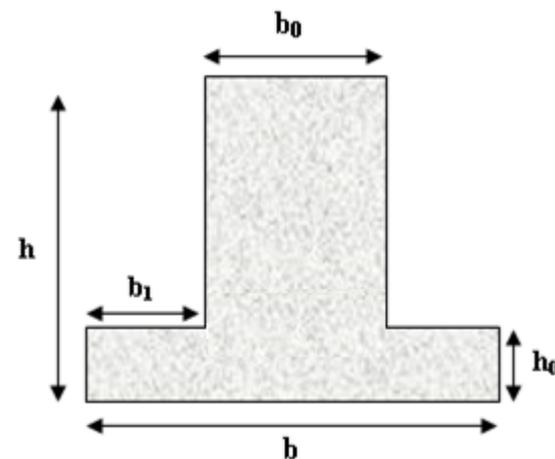


Figure. VI.12 : Section à ferrailer.

$$b_1 \leq \left(\frac{L_y}{10}, \frac{L_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min(0.31, 1.55)$$

On prend :  $b_1=0.30$ m.

Donc :  $b=2b_1+b_0=2 \times 30+55=115$ cm.

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Sens	Localisation	$M_u$ (KNm)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix
Y-Y	Travée	526.18	17.12	8.78	18.85	6HA25
	Appui	-1092.84	36.35	8.78	38.49	6HA20+4HA25

Tableau VI.7 : Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens Y-Y).

- **Sens X-X :**

D'une manière semblable au premier calcul, on trouve :

$$b=1.25m$$

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Sens	Localisation	$M_u$ (KN.m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix
X-X	Travée	582.26	19.18	9.50	<b>20.61</b>	<b>4HA20+4HA16</b>
	Appui	-1209.31	41.34	9.50	<b>42.02</b>	<b>4HA20+6HA25</b>

**Tableau VI.8 : Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens X-X)**

**d) Vérifications :**

**A l'ELU :**

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Sens	$V_u$ (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Sens Y-Y	1404.77	<b>1.24</b>	<b>2.5</b>	Vérifiée
Sens X-X	1727.58	<b>1.53</b>	<b>2.5</b>	Vérifiée

**Tableau VI.9 : Vérification de l'effort tranchant**

**A l'ELS :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Les contraintes dans l'acier :**

La fissuration est préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

**Calcul de  $y$  :**  $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$

Calcul de  $I$  :  $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$ .

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Sens		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)
Y-	Travée	526.18	18*10 <sup>-2</sup>	1.7*10 <sup>-2</sup>	<b>5.55</b>	<b>15</b>	<b>332.36</b>	<b>201.63</b>
Y	Appui	-1092.84	24*10 <sup>-2</sup>	3.08*10 <sup>-2</sup>	<b>8.69</b>	<b>15</b>	<b>347.07</b>	<b>201.63</b>
X-	Travée	582.26	24*10 <sup>-2</sup>	24*10 <sup>-2</sup>	<b>5.92</b>	<b>15</b>	<b>337.35</b>	<b>201.63</b>
X	Appui	-1209.31	24*10 <sup>-2</sup>	24*10 <sup>-2</sup>	<b>9.30</b>	<b>15</b>	<b>353.12</b>	<b>201.63</b>

**Tableau VI.10 : Résumé des résultats (vérification des contraintes).**

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Localisation		Choix par (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Y-Y	Travée	<b>6HA25+2HA25</b>	<b>39.27</b>	<b>4.48</b>	<b>198.48</b>
	Appui	<b>6HA25+6HA25</b>	<b>58.91</b>	<b>7.48</b>	<b>196.75</b>
X-X	Travée	<b>6HA25+2HA25</b>	<b>39.27</b>	<b>4.76</b>	<b>198.58</b>
	Appui	<b>6HA25+6HA25</b>	<b>58.91</b>	<b>7.48</b>	<b>196.75</b>

**Tableau VI.11: Vérification des contraintes nouvelles**

- **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(28.57, 55, 32)$$

Soit  $\phi_t = 10mm$ .

- **Espacement des aciers transversaux :**

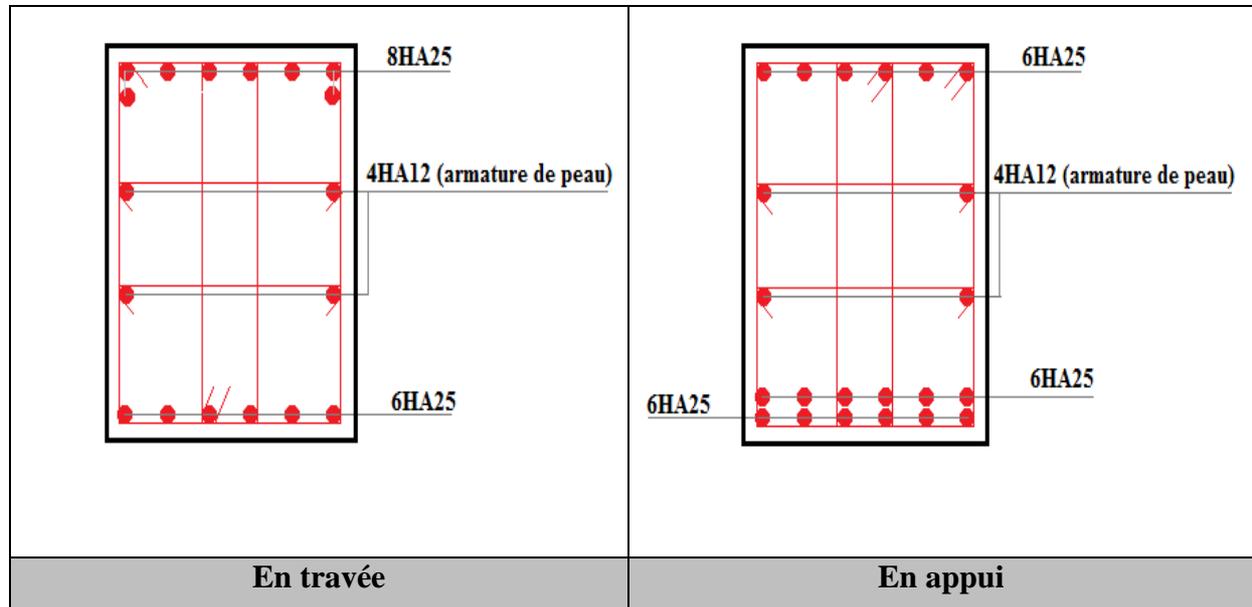
Soit 4HA10=3.14 cm<sup>2</sup> (cadre entourant les barre des angles plus un petit cadre)

$$S_t \leq \min(0.9d; 40)cm \Rightarrow s_t \leq \min(81; 40)cm \Rightarrow S_t \leq 48.30cm$$

$$S_t \leq \frac{A_t * fe}{0.4 * b_0} = \frac{3.14 * 10^{-4} * 400}{0.4 * 0.65} \Rightarrow S_t \leq 36.3cm$$

$$S_t \leq \frac{0.8 * A_t * f_e}{b_0[\tau_u - 0.3 * f_{t28}]} = \frac{0.8 * 3.14 * 10^{-4} * 400}{0.65[1.53 - 0.3 * 2.1]} \Rightarrow S_t \leq 17.17 \text{ cm}$$

Soit  $S_t = 15 \text{ cm}$



**Tableau VI.12 : schéma de ferrailage des nervures dans le sens x-x et y-y**

### VI.5. Etude du voile périphérique :

#### ❖ Introduction :

Selon le **RPA99**, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un mur de soutènement contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

#### ❖ Dimensionnement du mur :

**on dimensionne le panneaux le plus sollicité**

La hauteur  $h = 4.76 \text{ m}$

La longueur  $L = 4.3 \text{ m}$

L'épaisseur  $e = 20 \text{ cm}$

#### ❖ Caractéristiques du sol :

$\gamma_h = 20.7 \text{ KN} / \text{m}^3$  : Le poids spécifique.

L'angle de frottement  $\varphi = 31^\circ$ .

La cohésion  $c = 0.58 \text{ bar}$

❖ **Evaluation des charges et surcharges :**

Le mur de soutènement et soumis à :

• **La poussée des terres :**

$$G = h \times (\gamma \times \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})) - 2 \times c \times \operatorname{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

$$\Rightarrow G = 4.76 \times ((20.7 \times \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{31^\circ}{2})) - 2 \times 0.58 \times \operatorname{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{31^\circ}{2}))$$

$$\Rightarrow G = 28.41 \text{ KN} / \text{m}^2$$

• **Surcharge accidentelle :**

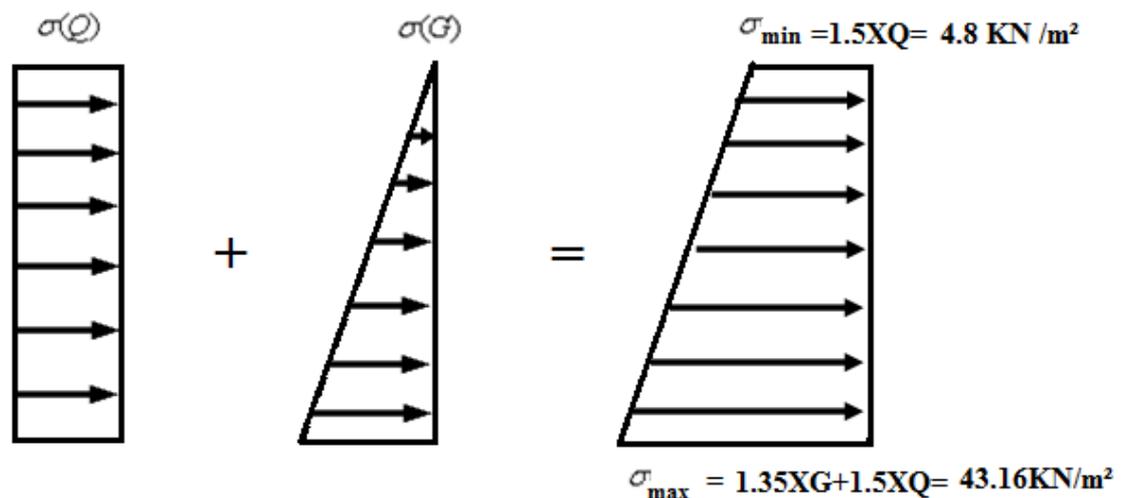
$$q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = q \times \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) \Rightarrow Q = 10 \times \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{31^\circ}{2})$$

$$\Rightarrow Q = 3.2 \text{ KN} / \text{m}^2$$

❖ **Ferraillage du mur :**

Le mur de soutènement sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

• **à L'E.L.U :**

**Figure VI.13: Schéma de répartition des contraintes sur le mur**

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 32.62 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow q_u = \sigma_{\text{moy}} = 32.62 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Pour le ferraillage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 4.30 \text{ m}; L_y = 4.76 \text{ m}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad h = 20 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.9 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u; \quad M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y$$

$$\alpha = 0.9 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0456 \\ \mu_y = 0.7834 \end{cases} \quad [\text{Annexe II}]$$

$$M_{0x} = 27.50 \text{ KN} \times m.; \quad M_{0y} = 21.54 \text{ KN} \times m$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 18.31 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 23.37 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = 0.5 \times M_{0x} = 13.75 \text{ KN.m}$$

	Sens	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
travée	XX	23.37	0.05	0.065	0.175	3.83	5T10 = 3.95	20
	YY	18.31	0.039	0.050	0.176	2.98	4T10 = 3.14	25
Appui		13.75	0.029	0.037	0.177	2.23	4T10 = 3.14	25

Tableau VI.13 : Section des armatures du mur de soutènement

a) Vérifications à l'E.L.U :

• Vérification de la condition de non fragilité :

Le pourcentage minimal exigé par le RPA est :

$$A_{\min} = 0.1\% \ b \times h \Rightarrow A_{\min} = 0.1 \times 2 \times 1 = 2 \text{ cm}^2 \quad (\text{RPA Art 7.7.4.2})$$

• Vérification de l'effort tranchant :

fissuration nuisible on doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL Art III.2})$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = 48.36 \text{ KN.}$$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} = 46.75 \text{ KN.}$$

On va vérifier avec l'effort tranchant max dans les deux sens:

$$\tau_u = \frac{48.36 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 0.26 \text{ MPa} < \bar{\tau} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

b) Vérifications à l'E.L.S :

$$\sigma_{\min} = Q = 3.2 \text{ KN} / \text{m}^2; \quad \sigma_{\max} = Q + G \Rightarrow \sigma_{\max} = 28.41 + 3.2 \Rightarrow \sigma_{\max} = 31.61 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 24.50 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0528 \\ \mu_y = 0.8502 \end{cases} \quad [\text{Annexe II}]$$

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0528 \times 24.5 \times 4.3^2 = 23.91 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.8502 \times 23.91 = 20.33 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 20.32 \text{ KN.m};$$

$$M_{ty} = 17.28 \text{ KN.m};$$

$$M_{ap} = 11.96 \text{ KN.m}$$

• **Vérification des contraintes :**

a) **Dans le béton :**  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$  . (BAEL91 Art E.III.1)

b) **Dans l'acier :** La fissuration est considérer nuisible. (BAEL Art E.III.1)

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left( 2 \times \frac{f_e}{3}, \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}) \right) = 240 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL91 Art E.III.2})$$

	Sens	M (KN.m)	$\sigma_b$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	Observation
<b>Travée</b>	XX	20.32	6.00	309.05	Non Vérifier
	YY	17.28	5.60	328.04	Non Vérifier
<b>Appuis</b>		11.96	3.88	227.05	Vérifier

**Tableau VI.14 : vérification des contraintes pour le voile périphérique.**

On doit augmenter les sections d'acier en travée

	Sens	M (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	Choix	$\sigma_b$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	Observation
<b>Travée</b>	XX	20.32	5.65	5HA12	5.22	219.03	Vérifier
	YY	17.28	4.52	4HA12	4.84	230.8	Vérifier
<b>Appuis</b>		11.96	11.96	4HA10	3.88	227.05	Vérifier

**Tableau VI.15 : section de ferrailage adopté après vérification**

❖ Schéma de ferrailage :

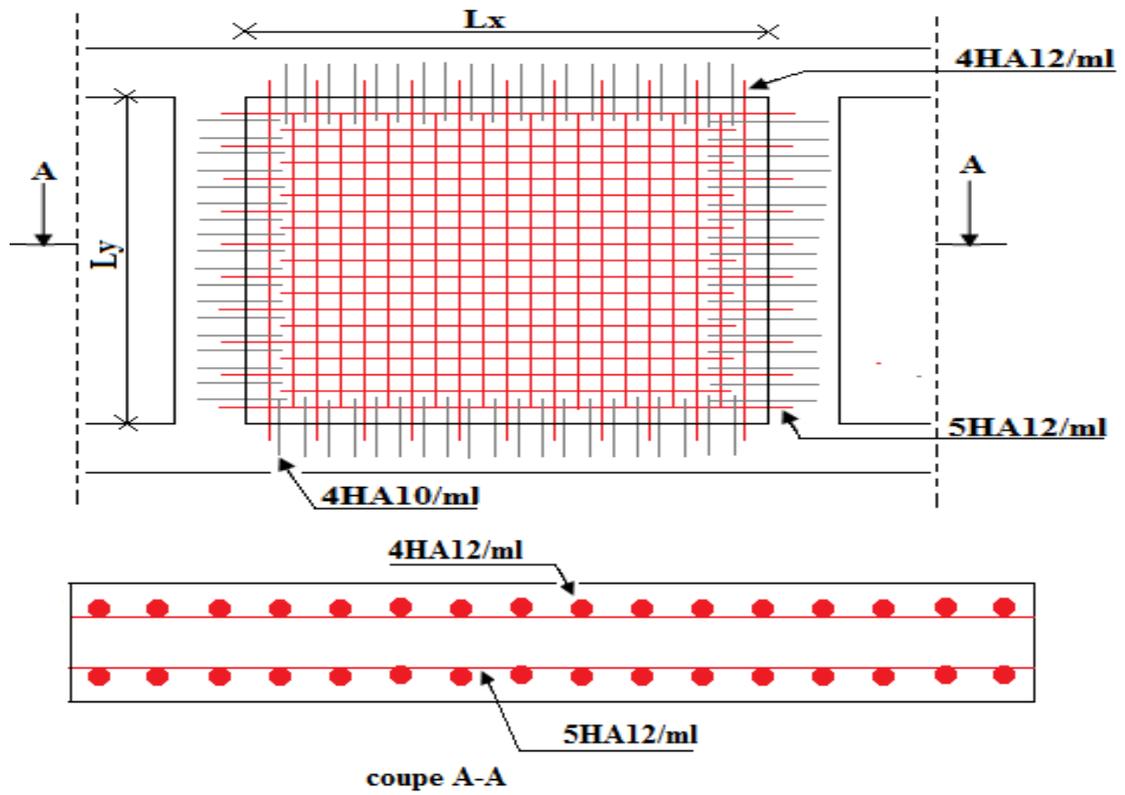


Figure VI. 14 : Schéma de ferrailage de voile périphérique

# *Conclusion*

## *Générale*

### *Conclusion Générale*

L'étude de cet ouvrage nous a permis, d'une part d'acquérir des nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la conception et le calcul des différentes structures conformément à la réglementation en vigueur. Par ailleurs, cette étude nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- Le critère le plus prépondérant dans le choix de l'épaisseur des dalles pleines est le critère du coup feu.
- Le poteau le plus sollicité n'est pas toujours le poteau à côté de la cage. En effet pour notre cas le poteau le plus sollicité est celui où aboutissent plus grandes et plusieurs portées.
- L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.
- La disposition et les dimensions des voiles jouent un rôle très important dans le comportement dynamique des structures mixtes.
- La position de la cage d'escalier joue un rôle très important vis-à-vis au comportement dynamique de la structure.
- La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable, dans la plus part des cas car elle est déterminante dans le dimensionnement des éléments structuraux.
- La vérification de l'effort normal réduit nous a conduits à une augmentation des sections des poteaux et des poutres estimées par le pré dimensionnement
- La vérification des moments résistants au niveau des nœuds, nous a permis de vérifier que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99 version 2003, et que ce dernier favorise la sécurité devant l'économie.
- Afin de limiter les dommages en cas de séisme, ou l'effondrement de la bâtisse, il est impérativement nécessaire de faire un bon choix des fondations adaptées qui respectent les mesures de préventions et recommandations.

## Conclusion Générale

---

- Le radier s'est avéré le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.

Enfin, l'utilisation du SAP2000 dans notre étude nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique, dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité, et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

# ***Bibliographie***

# Bibliographie

[1] Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.

[2] DTU BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites révisées 99 Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.

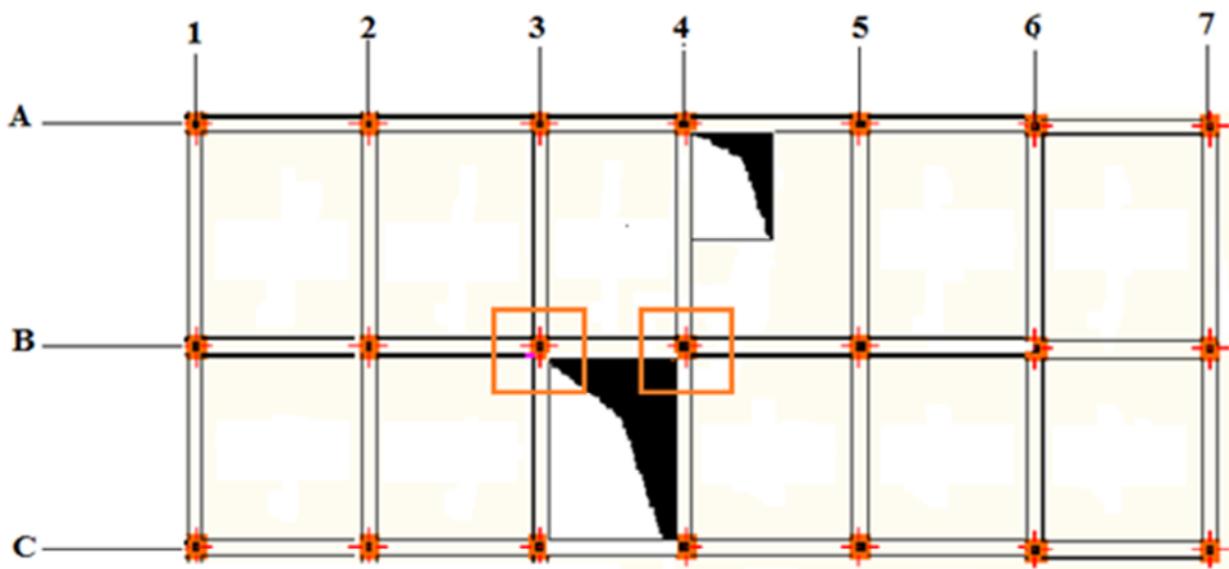
[3] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.

[4] D.T.R .B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.

- Cours de béton armé, 3ème et 4ème année Génie Civil.
- Mémoires de fin d'étude.

# ***ANNEXES***

## ANNEXE 1



**Poteaux utilisé pour la descente de charge**

# Annexe II

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
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	0.0956	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 III

### Caractéristiques générales

- Installation : en simplex (pour les dispositions en batterie, consulter la table T31) / Multi-courant  
 - Nombre de faces de service : simple accès / Portes automatiques  
 - Distance mini entre niveaux : 255 cm / collective (à sensibilité sélective, à analyse permanente de trafic à ouverture centrale, trafic intense)

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 kW	Réaction max en daN local des machines			
	BO	TO	HO		TRI 220 V In	Id	TRI 380 V In	Id		FC	DM	PM	
355	360	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	11 000	8 200	1 500
355	360	180	420	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10 200	8 200	1 500
365	400	180	400	200	140 x 100	28	70	16	40	19	11 000	8 200	1 500
365	400	180	420	200	120 x 100	42	99	24	57	28	14 500	5 100	1 500
365	420	240	390	200	140 x 100	36	90	21	53	26	14 500	5 100	1 500
365	420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	67	33	25 000	8 400	1 500
365	420	240	440	200	120 x 100	47	110	28	65	32	25 000	8 400	1 500
375	420	240	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	25 500	9 000	1 500
375	420	240	440	200	140 x 100	63	158	36	88	42	25 500	9 000	1 500
435	520	240	460	210	180 x 100	83	209	51	126	53	25 500	9 000	1 500
465	520	240	460	220	120 x 100	83	209	51	126	53	27 000	10 500	2 000
490	540	240	500	240	140 x 100	83	209	51	126	53	28 000	11 000	2 000
400	440	260	400	200	14 x 100	83	209	51	126	53	30 000	12 500	3 000
400	440	260	400	200	140 x 100	83	209	51	126	53	29 000	9 500	1 500
410	440	260	400	200	160 x 100	49	123	29	73	36	29 000	9 500	1 500
410	440	260	400	200	140 x 100	49	123	29	73	36	30 000	11 000	1 500
435	540	260	460	220	140 x 100	59	148	34	85	41	30 000	11 000	1 500
465	540	260	460	220	200 x 120	141	351	82	262	111	31 000	12 000	2 000
470	540	260	460	220	150 x 120	83	209	51	126	53	32 000	12 500	2 500
400	440	260	430	200	140 x 100	83	209	51	126	53	33 500	14 000	3 000
400	440	260	430	200	120 x 100	83	209	51	126	53	33 000	11 000	1 500
410	440	260	430	200	170 x 100	49	123	29	73	36	33 000	11 000	1 500
410	440	260	430	200	140 x 100	49	123	29	73	36	33 500	12 500	1 500
460	540	260	520	210	210 x 120	65	165	38	95	46	33 500	12 500	1 500
470	540	260	520	220	150 x 120	166	430	96	307	130	36 000	13 500	2 500
540	540	260	520	240	200 x 120	83	209	51	126	53	38 000	14 000	3 000
590	540	260	520	280	230 x 140	83	209	51	126	53	38 000	18 000	5 000
590	540	260	520	280	230 x 140	83	209	51	126	53	38 000	19 500	7 000

(1) Symbole attribué par le Comité National de l'Équipement pour la Réhabilitation des Handicapés (uniquement employé en 001). Ces appareils sont conformes à la Norme NF P 81-201 et...  
 (2) Il n'est pas possible de donner des valeurs précises, dans le contexte d'un document général. S'agissant d'appareils à très hautes performances, il est vivement conseillé de prendre contact avec votre Coordinateur Schindler national...

# 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	Passage libre de portq	Dimensions de gare	Profondeurs de queue			
					BK x TK x HK	BT x HT	BS x TS	NS	NSB		
<b>630</b> 8 pers.	1,00	2 v	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135			
			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	
		4,00	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	
		4,00	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	180	220	
6,30	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220			
	8,00	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220		

Notes: toutes les cotes sont exprimées en centimètres sauf indication contraire. (1) Entrainement: 2 v = 2 vitesses, Dy S = Dynamon S traction continue de vitesse. Les profondeurs de queue en hauteur sont données pour les ascenseurs à 2 portes. ACVF = ascension continue de fréquence, TD 2 = traction de vitesse. La puissance est calculée suivant la norme C15-100 et C15-105. Dy MV = Dynamon MV traction sans groupe. TD 2 = traction de vitesse sans groupe.

# Annexe IV

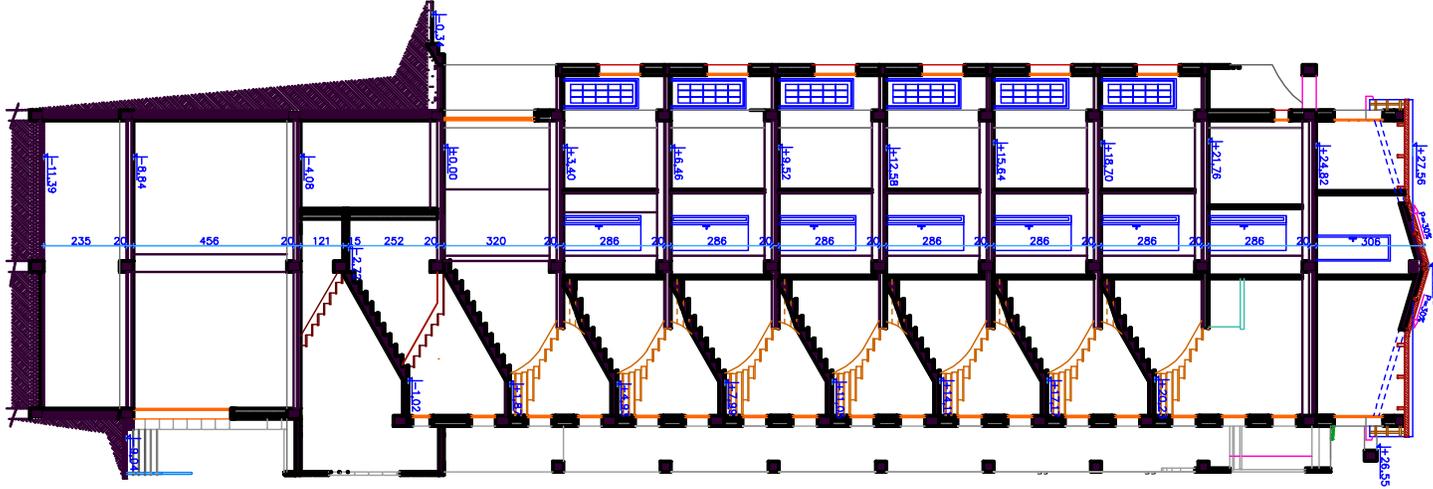
$$\rho = 0.8$$

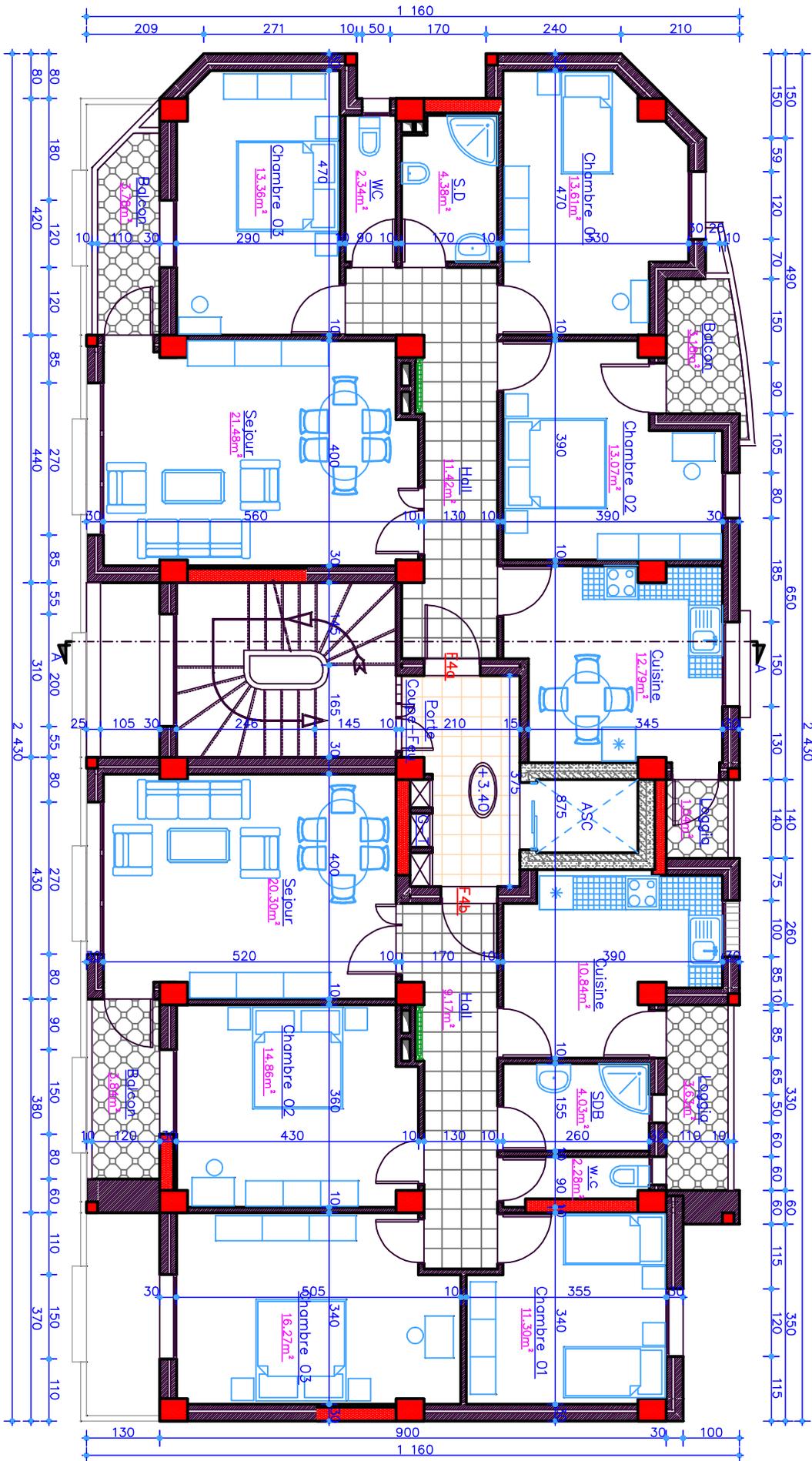
$\frac{u}{x}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
<b>Valeurs de <math>M_1</math></b>	0,0	—	0,250	0,200	0,168	0,144	0,126	0,110	0,099	0,089	0,081	0,077
	0,1	0,320	0,235	0,194	0,166	0,143	0,125	0,109	0,098	0,088	0,081	0,077
	0,2	0,257	0,216	0,184	0,160	0,140	0,123	0,108	0,097	0,088	0,079	0,075
	0,3	0,225	0,198	0,172	0,152	0,134	0,118	0,104	0,094	0,086	0,078	0,073
	0,4	0,203	0,181	0,160	0,142	0,126	0,112	0,100	0,090	0,082	0,076	0,069
	0,5	0,184	0,166	0,148	0,132	0,117	0,105	0,095	0,086	0,078	0,073	0,066
	0,6	0,167	0,151	0,135	0,122	0,109	0,098	0,089	0,082	0,074	0,068	0,061
	0,7	0,150	0,137	0,123	0,112	0,101	0,093	0,084	0,076	0,069	0,063	0,057
	0,8	0,135	0,124	0,113	0,103	0,094	0,086	0,078	0,071	0,064	0,058	0,053
	0,9	0,124	0,114	0,104	0,095	0,087	0,079	0,072	0,065	0,059	0,054	0,049
	1,0	0,113	0,105	0,096	0,087	0,079	0,072	0,066	0,059	0,054	0,049	0,045
<b>Valeurs de <math>M_2</math></b>	0,0	—	0,282	0,231	0,199	0,175	0,156	0,141	0,129	0,116	0,105	0,095
	0,1	0,227	0,196	0,174	0,159	0,145	0,133	0,121	0,111	0,102	0,093	0,083
	0,2	0,160	0,150	0,139	0,129	0,120	0,109	0,103	0,096	0,087	0,079	0,070
	0,3	0,128	0,122	0,114	0,107	0,101	0,094	0,088	0,082	0,075	0,068	0,061
	0,4	0,107	0,102	0,097	0,091	0,086	0,081	0,076	0,071	0,066	0,059	0,058
	0,5	0,090	0,087	0,083	0,078	0,074	0,071	0,067	0,063	0,057	0,053	0,047
	0,6	0,079	0,076	0,073	0,069	0,066	0,063	0,058	0,055	0,051	0,047	0,043
	0,7	0,069	0,067	0,064	0,062	0,058	0,056	0,052	0,048	0,045	0,042	0,038
	0,8	0,062	0,059	0,057	0,054	0,052	0,049	0,046	0,043	0,040	0,037	0,033
	0,9	0,055	0,053	0,051	0,048	0,046	0,044	0,042	0,038	0,036	0,033	0,029
	1,0	0,049	0,047	0,046	0,044	0,041	0,038	0,036	0,034	0,032	0,028	0,027

## SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

Section en  $cm^2$  de N armatures de diamètre  $\phi$  en mm.

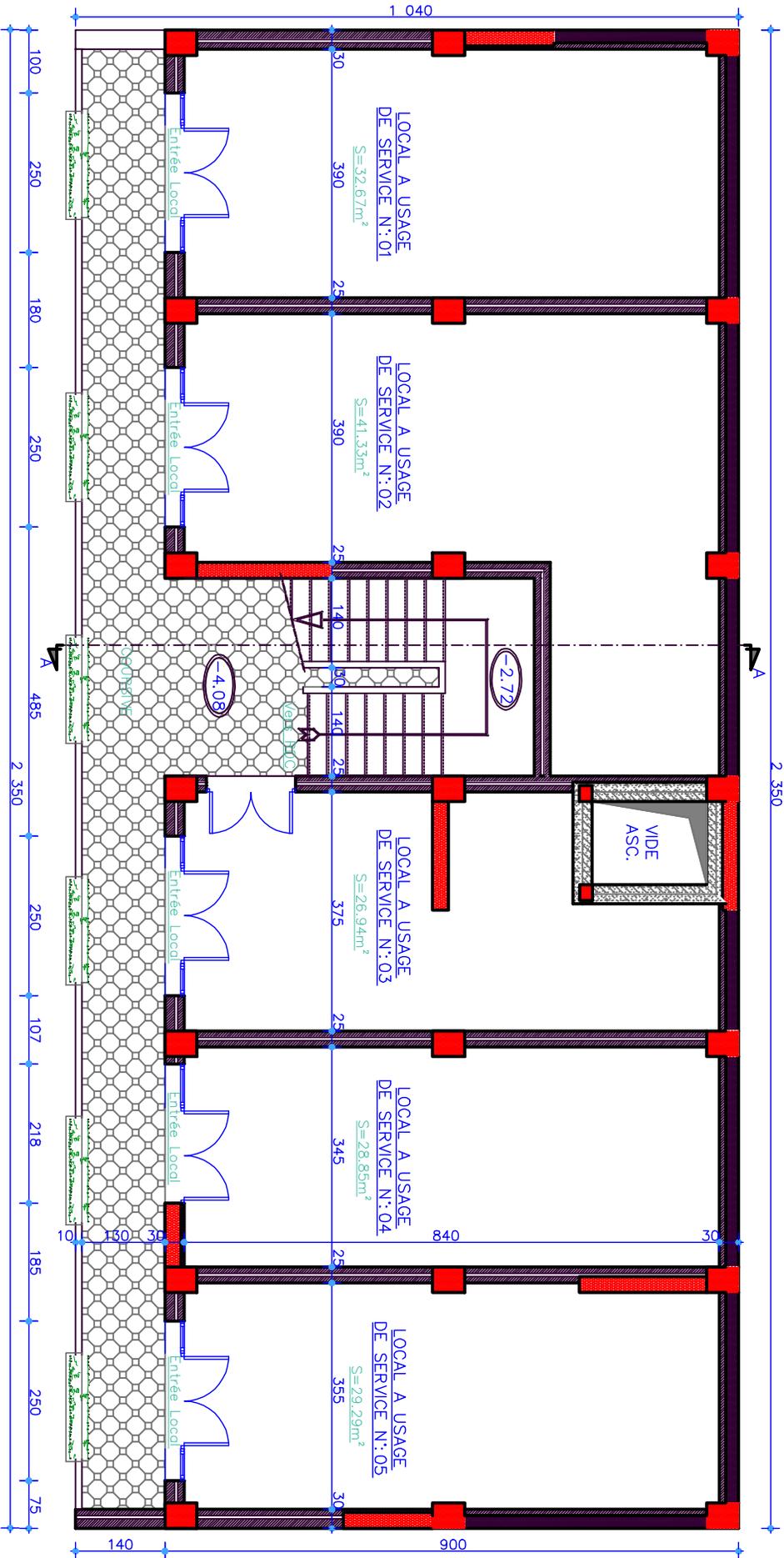
$\phi$ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33



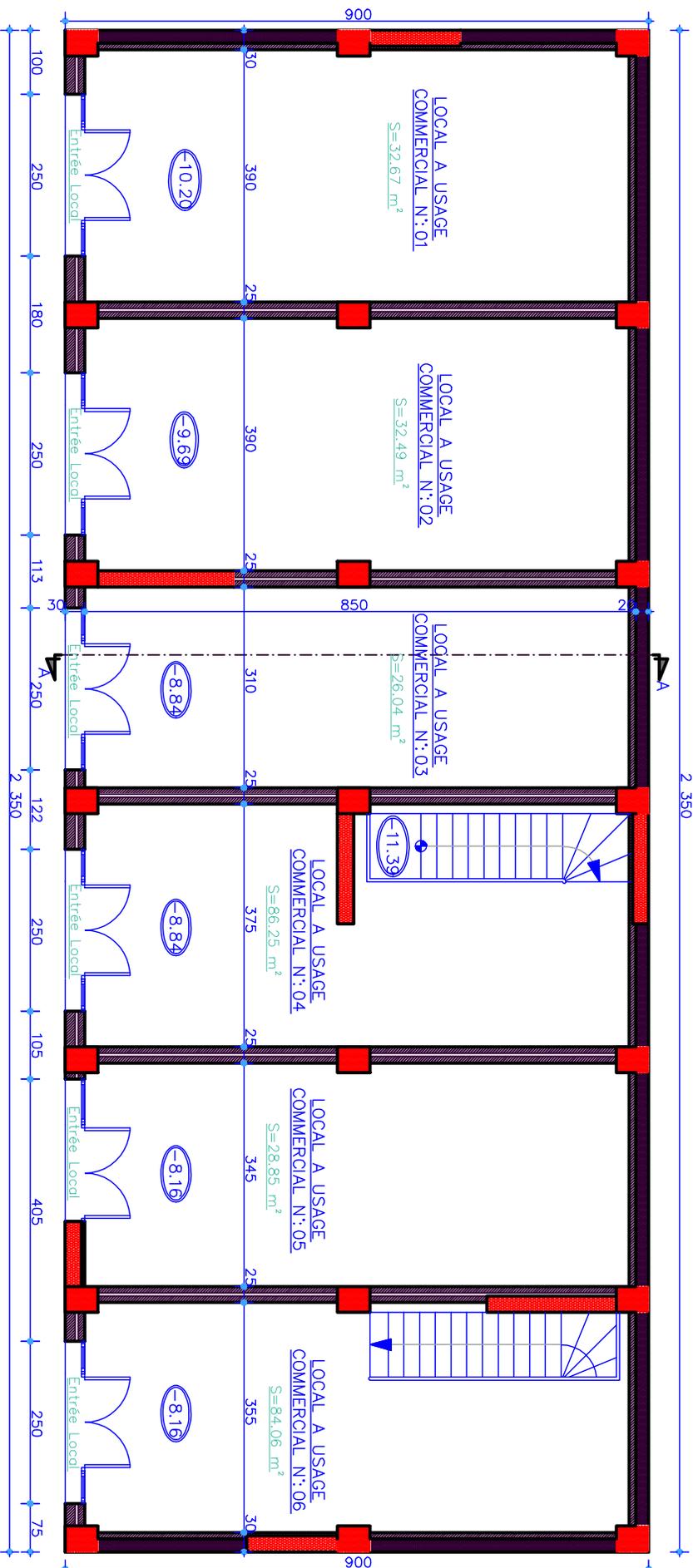


ETAGE COURANT ( 01-05 ) Ech1/50

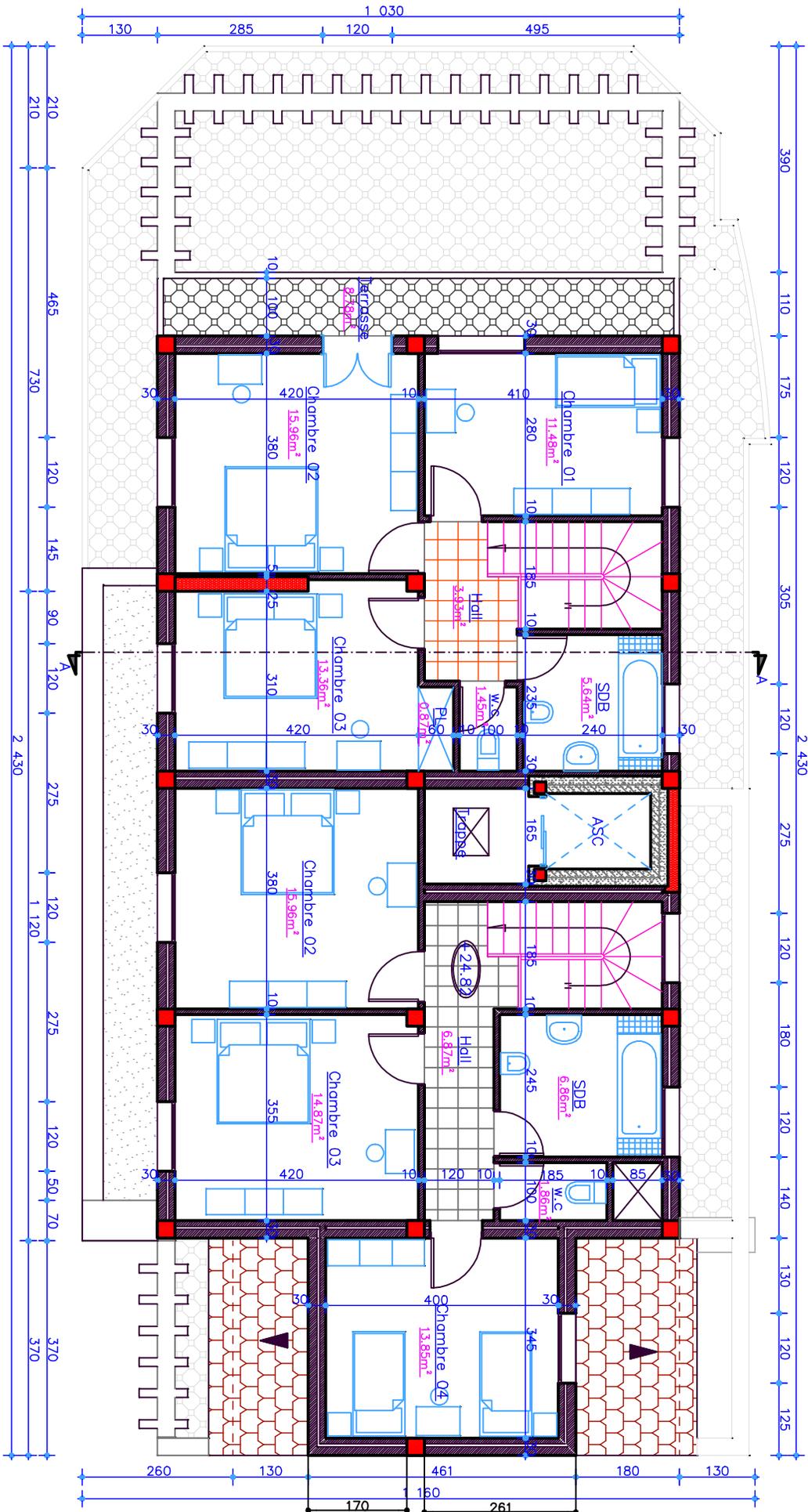
PLAN 1er SOUTS SOL ( Services ) Ech : 1/50



PLAN 2ème SOUS SOL ( Commerces ) Ech : 1/50  
 ( Niveau Voie inférieure )



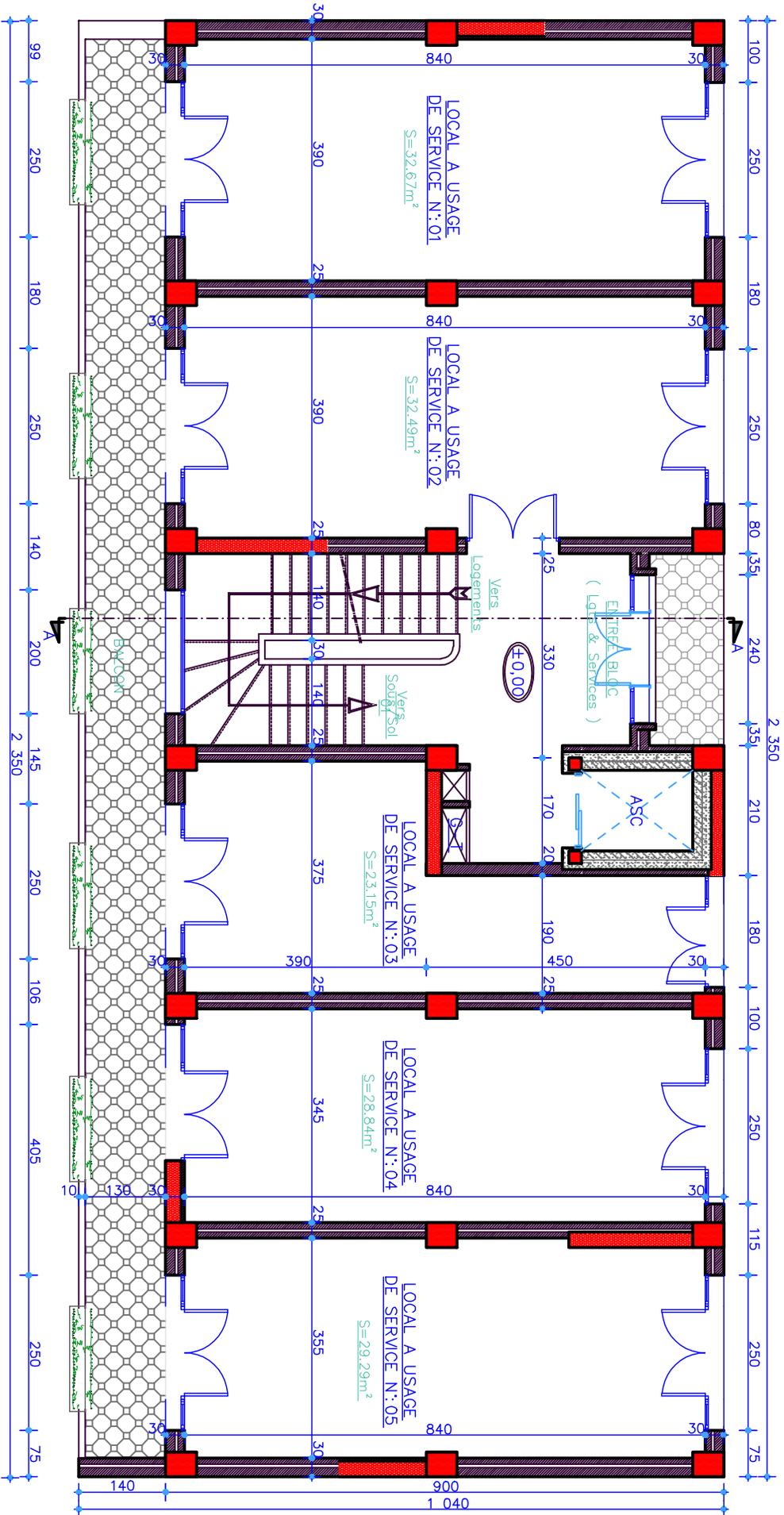


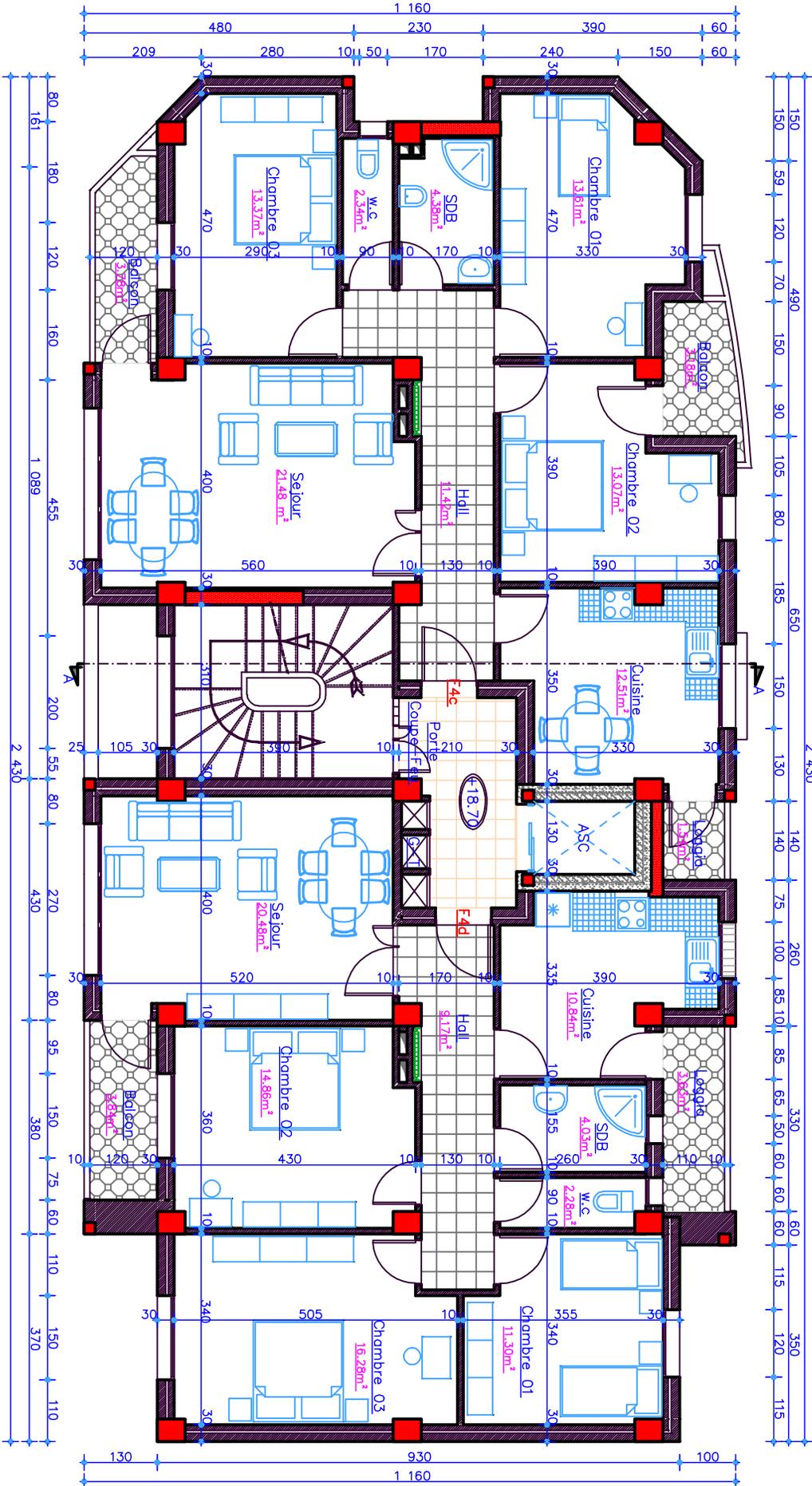


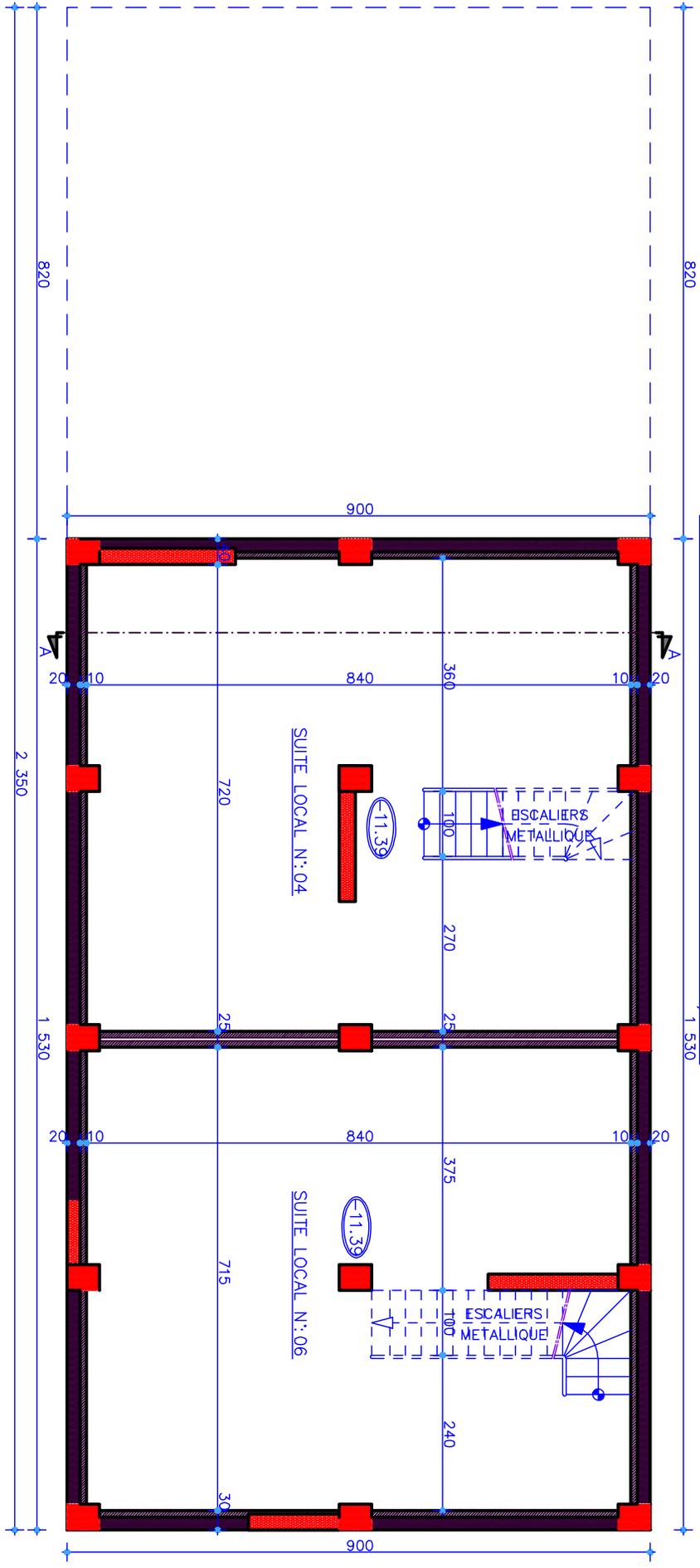
PLAN GRENIER Ech : 1/50



PLAN R.D.C Ech: 1 / 50







PLAN 3ème SOUS SOL Ech : 1/50

