



جامعة بجاية  
Tasdawit n'Bgayet  
Université de Béjaïa

**UNIVERSITE ABDERRAHMANE MIRA. BEJAIA**  
**FACULTÉ DE TECHNOLOGIE**  
**DÉPARTEMENT DE GENIE CIVIL**

**MÉMOIRE DE FIN DE CYCLE**

**En vue de l'obtention d'un diplôme de Master**

**Option : Structures**

**Thème**

**Etude d'un bâtiment R+5 plus deux (02) entre sol  
plus sous sol contreventés par un système mixte –  
voile portique -**

**Réalisés par :**

M<sup>elle</sup>. ABDELFETTAH Lyliya

M<sup>me</sup>. TALA IGHIL Malkhir

**Examinés par :**

Mr. bourouba

M<sup>me</sup>. laoubi

**Encadré par :**

Mr. OUDNI .N

**Session 2019 - 2020.**

## Remerciements

*Nous tenons tout d'abord à remercier le dieu le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.*

*Nos vifs remerciements à nos parents, pour leurs soutiens et leurs encouragements durant toute notre vie.*

*Ainsi que tous les membres de nos familles qui ont participé de près ou de loin à nous encourager et nous aider dans ce projet.*

*De plus, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur **Mr. OUDNI. N** pour l'encadrement de ce mémoire, son aide et sa confiance qu'il nous a accordées.*

*Nous tenons à remercier les membres de jury pour avoir accepté d'examiner notre travail.*

*Nos sincères remerciements à **M<sup>me</sup> ABDEFETTAH.F** et aux membres des bureaux d'études, particulièrement **Mr TAMNDJARI.M** et **Mr IGUELOUADA.A** qui nous ont beaucoup orientés pour élaborer ce travail.*

*Enfin nous remercions également l'ensemble des enseignants du département de génie civil.*

# La table des matières

La liste des figures

La liste des tableaux

La liste des indices

**Introduction générale..... I**

## **Chapitre I : Généralités**

Introduction .....	02
<b>I.1.</b> Présentation de l'ouvrage.....	02
<b>I.2.</b> Les données géométriques .....	02
<b>I.3.</b> Les données du site .....	03
<b>I.4.</b> Les Etats Limites .....	03
<b>I.5.</b> Caractéristiques mécanique de matériaux acier-béton .....	03
<b>I.6.</b> Actions et sollicitations.....	05
<b>I.7.</b> Les règlements et les normes utilisées .....	07

## **Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments**

Introduction .....	09
<b>II.1.</b> Les planchers.....	09
<b>II.2.</b> Les escaliers .....	12
<b>II.3.</b> L'acrotère .....	14
<b>II.4.</b> Les voiles .....	15
<b>II.5.</b> Les poutres .....	15
<b>II.6.</b> Les poteaux .....	16

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

Introduction.....	34
<b>III.1.</b> Etude des planchers .....	34
<b>III.2.</b> Etude de la poutre de chainage .....	63
<b>III.3.</b> Les escaliers.....	66
<b>III.4.</b> Etude de l'acrotère .....	73
<b>III.5.</b> Etude de l'ascenseur.....	78

## **Chapitre IV : Etude dynamique**

Introduction .....	85
<b>IV.1.</b> Méthode de calcul .....	85
<b>IV.2.</b> Exigences de RPA99/V2003 pour les systèmes mixtes.....	89

<b>IV.3.</b> Modélisation et résultats .....	89
<b>IV.4.</b> Disposition des voiles de contreventements .....	90
<b>IV.5.</b> Interprétation des résultats de l'analyse dynamique.....	91

## **Chapitre V : Etude des éléments structuraux**

<b>V.1.</b> Etude des poutres.....	98
<b>V.2.</b> Etude des poteaux.....	106
<b>V.3.</b> Etude des voiles .....	120

## **Chapitre VI : Etude des fondations**

Introduction .....	130
<b>VI.1.</b> Choix du type des fondations.....	130
<b>VI.2.</b> Combinaisons d'actions à considérer .....	130
<b>VI.3.</b> Etude des fondations .....	130
<b>VI.4.</b> Etude du voile périphérique .....	138

**Conclusion générale..... I**

**La liste bibliographique**

**Annexes**

## Liste des figures :

Figure		Titre	Page
Chapitre	n°		
<b>II</b>	<b>01</b>	Coupe transversale sur un plancher à corps creux	<b>09</b>
	<b>02</b>	Disposition des poutrelles, des dalles pleines sur les différents planchers et les poteaux les plus sollicités	<b>10</b>
	<b>03</b>	Coupe transversale d'une poutrelle	<b>11</b>
	<b>04</b>	Schéma de l'escalier	<b>13</b>
	<b>05</b>	Schéma statique de l'escalier	<b>13</b>
	<b>06</b>	Coupe de l'acrotère.	<b>14</b>
	<b>07</b>	Schéma d'un voile.	<b>15</b>
	<b>08</b>	Schéma de dégression des surcharges	<b>22</b>
	<b>09</b>	La surface afférente du poteau PD3terrasse inaccessible	<b>22</b>
	<b>10</b>	La surface afférente du poteau PD3 étage courant	<b>23</b>
	<b>11</b>	La surface afférente du poteau PE2	<b>26ccc</b>
<b>III</b>	<b>01</b>	Schéma d'une poutre continue	<b>35</b>
	<b>02</b>	Diagramme des moments des appuis pour une poutre à deux travées	<b>36</b>
	<b>03</b>	Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de deux travées	<b>36</b>
	<b>04</b>	Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à deux travées	<b>36</b>
	<b>05</b>	Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de deux travées	<b>36</b>
	<b>06</b>	Poutrelle type 04	<b>40</b>
	<b>07</b>	Schéma de ferrailage de la dalle de compression	<b>48</b>
	<b>08</b>	Schéma de ferrailage des poutrelles	<b>54</b>
	<b>09</b>	Représentation de la dalle D1	<b>55</b>
	<b>10</b>	Section de la dalle pleine a ferrailé.	<b>55</b>
	<b>11</b>	Schéma de ferrailage de la dalle D1	<b>57</b>
	<b>12</b>	Représentation des panneaux de dalle D2 et D3	<b>58</b>
	<b>13</b>	Schéma de ferrailage des dalles (D2 et D3)	<b>61</b>
	<b>14</b>	Représentation de la dalle D4	<b>61</b>
	<b>15</b>	Schéma statique de la dalle D4	<b>61</b>
	<b>16</b>	Schéma de ferrailage de la dalle D4	<b>63</b>

	<b>17</b>	Schéma statique de la poutre de chaînage	<b>63</b>
	<b>18</b>	Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage	<b>65</b>
	<b>19</b>	Schémas statique d'escalier	<b>66</b>
	<b>20</b>	Coupe1	<b>66</b>
	<b>21</b>	Coupe2	<b>66</b>
	<b>22</b>	Schéma de ferrailage des escaliers	<b>69</b>
	<b>23</b>	Schéma statique de la poutre palière	<b>69</b>
	<b>24</b>	Schéma de ferrailage de la poutre palière	<b>73</b>
	<b>25</b>	Les Sollicitations sur l'acrotère.	<b>74</b>
	<b>26</b>	Schéma de ferrailage de l'acrotère	<b>78</b>
	<b>27</b>	Schéma de la dalle et de sa surface d'impact	<b>80</b>
	<b>28</b>	Vue en coupe du ferrailage de la dalle d'ascenseur	<b>83</b>
<b>IV</b>	<b>01</b>	Disposition des voiles	<b>90</b>
<b>V</b>	<b>01</b>	Représentation de la zone nodale	<b>107</b>
	<b>02</b>	Répartition des moments de la zone nodale	<b>117</b>
	<b>03</b>	Schémas de ferrailage des voiles	<b>128</b>
<b>VI</b>	<b>01</b>	Vue d'une semelle isolée.	<b>131</b>
	<b>02</b>	Vue d'une semelle filante	<b>132</b>
	<b>03</b>	Schémas de ferrailage de la semelle filante	<b>134</b>
	<b>04</b>	Schémas de ferrailage de poutre de rigidité	<b>136</b>
	<b>05</b>	Diagramme des contraintes	<b>139</b>
	<b>06</b>	Schémas de ferrailage de voile périphérique	<b>141</b>



## Liste des tableaux :

<b>Tableaux</b>		<b>Titre</b>	<b>Pages</b>
<b>Chapitre</b>	<b>n°</b>		
<b>II</b>	<b>01</b>	Pré dimensionnement des panneaux de dalle pleine	<b>12</b>
	<b>02</b>	Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible a corps creux	<b>17</b>
	<b>03</b>	Evaluation des charges de plancher terrasse accessible à corps creux	<b>17</b>
	<b>04</b>	Evaluation des charges de plancher courant à corps creux	<b>18</b>
	<b>05</b>	Evaluation des charges de plancher courant a dalle pleine	<b>19</b>
	<b>06</b>	Evaluation des charges de balcon	<b>19</b>
	<b>07</b>	Evaluation des charges sur la volée	<b>20</b>
	<b>08</b>	Evaluation des charges de palier	<b>20</b>
	<b>09</b>	Evaluation des charges de murs extérieurs	<b>21</b>
	<b>10</b>	Evaluation des charges de l'acrotère	<b>21</b>
	<b>11</b>	Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres	<b>23-24</b>
	<b>12</b>	Evaluation de la descente de charge de poteau PD3	<b>24-25</b>
	<b>13</b>	Résultats de la descente de charge obtenue pour les pour les deux poteaux	<b>28</b>
	<b>14</b>	Vérification du critère de résistance	<b>29</b>
	<b>15</b>	Résultats de la vérification au flambement	<b>31</b>
<b>III</b>	<b>01</b>	Les différents types de poutrelles	<b>38</b>
	<b>02</b>	Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles	<b>39</b>
	<b>03</b>	Charges qui reviennent sur le plancher et la poutrelle et combinaisons d'actions	<b>39</b>
	<b>04</b>	Les moments en appuis	<b>40</b>
	<b>05</b>	Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles (terrasse inaccessible).	<b>41-43</b>
	<b>06</b>	Récapitulatif des sollicitations des poutrelles (habitation).	<b>43-45</b>
	<b>07</b>	Tableau récapitulatif de ferrailage des poutrelles (terrasse inaccessible).	<b>46</b>
	<b>08</b>	Tableau récapitulatif de ferrailage des poutrelles (Habitation).	<b>46</b>
	<b>09</b>	Tableau vérification de condition de non fragilité	<b>47</b>
	<b>10</b>	Vérification de la flèche	<b>54</b>
	<b>11</b>	Estimation des moments dans le panneau D1	<b>55</b>
	<b>12</b>	Calcul de ferrailage de la dalle D1	<b>56</b>

	<b>13</b>	vérification des contraintes dans la dalle D1	<b>57</b>
	<b>14</b>	Dimensions $\rho$ et des panneaux de dalle D2 et D3	<b>58</b>
	<b>15</b>	Estimation des moments dans le panneau D3	<b>59</b>
	<b>16</b>	Calcul de ferrailage du panneau D2 et D3	<b>59</b>
	<b>17</b>	Vérification des contraintes dans les panneaux D2 et D3	<b>60</b>
	<b>18</b>	Ferrailage de la dalle D4	<b>62</b>
	<b>19</b>	Vérification des contraintes dans le panneau D4	<b>62</b>
	<b>20</b>	Résultats de ferrailage de la poutre palière (en F.S)	<b>64</b>
	<b>21</b>	Vérification des contraintes à l'ELS	<b>65</b>
	<b>22</b>	Sollicitations dans l'escalier	<b>67</b>
	<b>23</b>	Ferrailage de l'escalier	<b>67</b>
	<b>24</b>	Armatures de repartitions	<b>67</b>
	<b>25</b>	Vérification des contraintes à l'ELS	<b>68</b>
	<b>26</b>	Charges revenant à l'escalier	<b>68</b>
	<b>27</b>	Vérification de la flèche	<b>69</b>
	<b>28</b>	Résultats de ferrailage de la poutre palière (en F.S)	<b>70</b>
	<b>29</b>	Calcul a la flexion simple	<b>72</b>
	<b>30</b>	calcul a la torsion	<b>72</b>
	<b>31</b>	Vérification des contraintes à l'ELS	<b>72</b>
	<b>32</b>	Charges et surcharges de l'acrotère	<b>73</b>
	<b>33</b>	Différentes combinaisons à utiliser	<b>75</b>
	<b>34</b>	Ferrailage de l'acrotère	<b>76</b>
	<b>35</b>	Calcul du ferrailage de la dalle d'ascenseur	<b>81</b>
	<b>36</b>	Efforts tranchants dans la dalle de l'ascenseur	<b>82</b>
	<b>37</b>	Moments à l'ELS dans la dalle de l'ascenseur	<b>82</b>
	<b>38</b>	vérification des contraintes dans la dalle d'ascenseur	<b>83</b>
<b>IV</b>	<b>01</b>	Valeurs de pénalités $P_q$	<b>87</b>
	<b>02</b>	Périodes et taux de participation massique de la structure	<b>91</b>
	<b>03</b>	Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.	<b>91</b>
	<b>04</b>	Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales	<b>92</b>
	<b>05</b>	Vérification de l'interaction sous charges horizontales.	<b>93</b>
	<b>06</b>	Vérification de l'effort normal réduit.	<b>94</b>

	<b>07</b>	Vérification des déplacements relatifs	<b>95</b>
	<b>08</b>	Vérification des effets P- $\Delta$	<b>96</b>
<b>V</b>	<b>01</b>	Ferraillage des poutres principales (30×40) $cm^2$	<b>99-100</b>
	<b>02</b>	Ferraillage des poutres secondaires (30×35) $cm^2$	<b>100</b>
	<b>03</b>	Vérification de l'effort tranchant	<b>101</b>
	<b>04</b>	Calcul des espacements des barres dans les poutres	<b>102</b>
	<b>05</b>	Vérification de l'état limite de compression du béton dans les poutres	<b>103</b>
	<b>06</b>	ferraillage des poutres principales dans les différents niveaux	<b>104- 105</b>
	<b>07</b>	ferraillage des poutres secondaires dans les différents niveaux	<b>105- 106</b>
	<b>08</b>	Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	<b>107</b>
	<b>09</b>	Sollicitations dans les poteaux	<b>109</b>
	<b>10</b>	Ferraillage longitudinal des poteaux	<b>111- 112</b>
	<b>11</b>	Armatures transversales	<b>112</b>
	<b>12</b>	Vérification du flambement dans les poteaux	<b>113</b>
	<b>13</b>	Vérification des contraintes dans les poteaux	<b>114</b>
	<b>14</b>	Vérification des contraintes de cisaillement	<b>115</b>
	<b>15</b>	Ferraillage des poteaux	<b>116</b>
	<b>16</b>	Moments résistants $M_n$ et $M_s$	<b>118</b>
	<b>17</b>	Moments résistants dans les poutres $M_e$ et $M_w$	<b>119</b>
	<b>18</b>	Vérification de la zone nodale	<b>119</b>
	<b>19</b>	Section d'armature des poteaux	<b>120</b>
	<b>20</b>	Vérification de la zone nodale	<b>120</b>
	<b>21</b>	Sollicitations maximales dans le voile $V_{y1}$ // à Y-Y'	<b>122</b>
	<b>22</b>	Sollicitations et ferraillage du voile $V_{x1}$ dans tous les niveaux	<b>124- 125</b>
	<b>23</b>	Sollicitations et ferraillage du voile $V_{x2}$ dans tous les niveaux	<b>125- 126</b>
	<b>24</b>	Sollicitations et ferraillage du voile $V_{x3}$ dans tous les niveaux	<b>126</b>
	<b>25</b>	Sollicitations et ferraillage du voile $V_{y1}$ dans tous les niveaux	<b>127</b>

	<b>26</b>	Sollicitations et ferrailage du voile $V_y$ dans tous les niveaux	<b>127-128</b>
<b>VI</b>	<b>01</b>	sollicitations maximales dans la poutre de rigidité	<b>135</b>
	<b>02</b>	Ferrailage de la poutre de rigidité	<b>135</b>
	<b>03</b>	Ferrailage de la poutre de rigidité après l'augmentation de la hauteur (h)	<b>138</b>
	<b>04</b>	Estimation des sollicitations maximales dans le voile périphérique	<b>139</b>
	<b>05</b>	Calcul du ferrailage et la vérification vis à vis de l'effort tranchant du voile	<b>140</b>
	<b>06</b>	Vérification des contraintes	<b>140</b>

# la liste des indices

$A'$ ,  $A_{ser}$  : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

$A_t$  : Section d'un cours d'armature transversal.

$A$  : Coefficient d'accélération de zone.

$\alpha$  : Coefficient de la fibre neutre    symbole et notation

$B$  : Aire d'une section de béton.

$B_r$  : Section réduite.

$B$ ,  $b$  : la largeur.

$C$  : La cohésion du sol.

$C_t$  : Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé.

$D$  : Diamètre, dalle

$D$  : Facteur d'amplification dynamique moyen.

$d$  : Hauteur utile.

$d'$  : L'enrobage.

$e$  : Epaisseur.

$ELS$  : Etat limite de service.

$ELU$  : Etat limite ultime.

$E$  : Module d'élasticité longitudinale.

$E_i$  : Module d'élasticité instantanée.

$E_s$  : Module d'élasticité de l'acier.

$F$  : Force ou action générale.

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours.

$f_{tj}$  : Résistance caractéristique à la traction à « j » jours.

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression à l'âge de 28 jours.

$f_{t28}$  : Résistance caractéristique à la traction à l'âge de 28 jours.

$f_{bu}$ : Contrainte de compression du béton à l'ELU.

$f_e$  : Limite d'élasticité.

$f$ : La flèche.

$f_{ji}$  : La flèche instantanée due aux charges permanent sans revêtement.

$f_{gi}$  : La flèche instantanée due aux charges permanent.

$f_{qi}$  : La flèche instantanée due aux charges permanent et d'exploitations.

$f_{jv}$  : La flèche différée due aux charges permanent.

$\Delta f_t$  : La flèche totale.

$\Delta f_{adm}$  : La flèche admissible.

$h_t$  : Hauteur totale du plancher/hauteur totale de la semelle filante.

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

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

$h_e$  : Hauteur libre d'étage.

$h_n$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$I$  : Moment d'inertie.

$G$  : charge permanent.

$L$  : Longueur ou portée.

$L_{max}$  : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$l_x$  : Distance entre nus de poutrelles.

$l_y$  : Distance entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

$l_g$  et  $l_d$  : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

$M$  : Moment en général.

$M_a$  : Moment en appui.

$M_u$  : Moment de calcul ultime.

$M_{ser}$  : Moment de calcul de service.

$M_t$  : Moment en travée.

$M_0$  : Moment isostatique.

$M_i$  : Moment à l'appui (i).

$M_g$  et  $M_d$  : Moment aux niveaux des appuis de gauche et de droite de la travée considérée.

$N_s$  : Effort normal de service.

$N_u$  : Effort normal ultime

$N$  : Effort normale du aux charges verticales.

$n$ : est le nombre de marches sur la volée, Coefficient d'équivalence Acier-Béton.

$N_{Tot}$ : Poids total transmis par la superstructure .

$P$  : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

$Q$  : Charge variable.

$Q$  : Facteur de qualité.

$q_u$ : Charge ultime.

$q_s$ : Charge de service

$R$  : Coefficient de comportement global.

$S$  : Section, surface

$S_t$  : Espacement des armatures.

$T_1$  et  $T_2$ :Période caractéristique, associé à la catégorie du site.

$V$  : Effort tranchant.

$W$ : Poids propre de la structure.

$X, Y$  et  $Z$  : Coordonnées en général.

$Y$  : Ordonnée de la fibre neutre.

$Z$  :Profondeur au-dessous de la fondation.

$\sigma_b$ : Contrainte de compression du béton.

$\sigma_s$  : Contrainte limite de l'acier.

$\gamma_w$ :Poids volumique de l'eau.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité concernant le béton.

$\gamma_s$ :Coefficient de sécurité concernant l'acier.

$\varphi$ : Angle de frottement interne du sol.

$\sigma_{adm}$  : Contrainte admissible au niveau de la fondation.

$\bar{\tau}$  : La contrainte limite de cisaillement.

$\tau_u$ : Contrainte de cisaillement.

$\eta$  : Facteur d'amortissement.

$\beta$  : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\lambda_i$  : Coefficient instantané.

$\lambda_v$  : Coefficient différé.

## **Introduction générale**

Le génie civil est une branche de l'ingénierie qui englobe la conception, la construction et la gestion des immeubles résidentiels et commerciaux, des structures et des installations d'approvisionnement en eau ainsi que le contrôle de l'environnement pour le maintien et l'amélioration de la qualité de vie .

L'ingénieur civil tient à la sécurité les projets et les systèmes doivent être conformes aux réglementations gouvernementales et aux lois, ils doivent être construits économiquement pour fonctionner correctement avec un minimum d'entretien et de réparation tout en résistant à l'usage prévu ainsi qu'aux conditions météorologique.

Le présent projet consiste à étudier un bâtiment R+5 contreventé par un système mixte « voiles-portique ». Le travail a été organisé selon le plan suivant :

- Le premier chapitre donne les caractéristiques de la structure ainsi que celle des matériaux utilisés.
- Le deuxième chapitre concerne le pré dimensionnement des éléments, qui est une estimation préliminaire des dimensions des éléments.
- Le troisième chapitre est consacré pour le calcul des éléments secondaires (planchers, escalier ...etc.).
- Le quatrième chapitre on entame la modélisation et l'étude dynamique de la structure (période, interaction...).
- Le cinquième chapitre est réservé pour l'étude des éléments structuraux (poteaux, voiles...)
- Le calcul de l'infrastructure est l'objectif du sixième chapitre, qui consiste à choisir sur la base du rapport géotechnique le type de fondation pour la structure, puis la calculer et on termine avec une conclusion générale qui synthétise notre travail.

## Chapitre I : Généralités

### Introduction :

Toute étude de construction en génie civil doit passer par des étapes principales de calcul dont les quelle l'ingénieur doit avoir des connaissances préalables sur les matériaux acier-béton et doit appliquer les règlements en vigueur a fin d'assuré le bon fonctionnement de l'ouvrage.

### I.1. Présentation de l'ouvrage :

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment (R+5+2entre sol+sous sol) implanté à sidi aich wilaya de Bejaia.

Le bâtiment est à usage multiple, dont le rez-de-chaussée, les Cinq étages et l'entre sol à usage d'habitation et l'autre ente sol à usage commercial, le sous sol est à usage parking.

Ce projet est un ouvrage courant ayant une importance moyenne, sa hauteur totale est inferieur à 48 mètres, ce qui nous conduit à le classer d'après le règlement parasismique algérien RPA99/version2003 « article 3.2 » dans le groupe d'usage 2.

### I.2. Les données géométriques :

Les dimensions de la structure sont présentées comme suit :

- Largeur en plan .....22, 37 m
- Longueur en plan .....16,8 m
- La hauteur totale du bâtiment .....27,2 m
- La hauteur de sous-sol .....4, 08 m
- La hauteur des entre sol .....2,89 m
- Hauteur du RDC .....2, 89 m
- Hauteur des étages .....2,89 m

### I.3. Les données du site

Après exploitation des résultats des essais effectués nous amène à conclure se qui suit :

Le sol de fondation de l'ouvrage est constituer d'une formation géologique appartenant au terrain sédimentaire composés de cailloux et galets enrobés dans une matrice argile sableuse ce type du sol possède une capacité portante moyenne.

Selon la classification du RPA99/version 2003 le terrain est classé comme étant un sol meuble de catégorie **S3**, et la région de sidi aich wilaya de Bejaia est classer comme zone de moyenne sismicité zone IIa.

Le taux de travail admissible de fondation de l'ordre de 1,5 bars

## I.4. Les états limites (BAEL91)

### I.4.1. Définition :

Un état limite est un état pour lequel une condition de sécurité d'une structure ou de l'un de ses éléments est strictement vérifiée, au delà de cette état la structure cesse de remplir les fonctions pour les quelles a été conçue, il existe deux états limites :

- a) **Etat limite ultime** : C'est un état qui correspond à la valeur maximale de la capacité portante de la structure, son dépassement va engendrer la ruine de la structure, il existe trois états limites ultimes :
  - Etat limite de l'équilibre statique (pas de renversement, pas de glissement).
  - Etat limite de résistance de l'un des matériaux (pas de rupture par écrasement ou par allongement).
  - Etat limite de stabilité de forme (pas de flambement).
- b) **Etat limite de service** : C'est la condition pour que l'exploitation et la durabilité de la structure soit assurée, son dépassement conduit un désordre de fonctionnement de la structure, il existe trois états limites :
  - Etat limite de compression du béton.
  - Etat limite d'ouverture des fissures (durabilité des ouvrages).
  - Etat limite de déformation (flèche maximale).

### I.4.2. Principe d'application :

L'application de ces règles fait intervenir plusieurs paramètres :

- Les valeurs représentatives des actions (charge).
- Les combinaisons de ces charges.
- Les résistances caractéristiques de l'acier et le béton.

## I.5. Caractéristiques mécaniques de matériaux acier-béton

### I.5.1. Le béton :

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment) avec l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants. Il est destiné essentiellement à l'équilibre des efforts de compression. Pour un béton courant dosé à 350Kg/m<sup>3</sup> de ciment, la résistance moyenne à prendre dans les calculs généralement égale à ( $f_{c28} = 25\text{MPa}$ )

- **Résistance caractéristique à la compression : (BAEL 91, Art. 2-1-11)**

Pour l'établissement des projets dans les cas courants, Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite : valeur caractéristique requise, notée «  $f_{c28}$  ». Cette résistance est mesurée sur éprouvette cylindrique ayant un diamètre de 16cm et une hauteur de 32cm écrasée en compression centrée.

Pour  $j \leq 28$  jours, et pour les bétons non traités thermiquement

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40\text{MPa}$$

La résistance du béton à la traction à l'âge de  $j$  jours noté «  $f_{ij}$  » est définie par la formule suivante :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 60\text{MPa} [4] \text{ (Article A. 1. 2. 1. 2).}$$

Pour notre projet  $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$

- **Contrainte limite :**
- a) **Etat limite ultime :**
- ❖ **Contrainte de compression à l'ELU:**

$$f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta\gamma_b} \quad (\text{BAEL 91}) \quad \text{avec :}$$

$\gamma_b$ : c'est un coefficient de sécurité du béton tel que :

$\gamma_b=1.15$  Situation accidentelle

$\gamma_b=1.5$  Situation durable ou transitoire

Le coefficient  $\theta$  tient compte de la durée d'application de la charge

$\theta=1$  : Lorsque la durée  $> 24\text{h}$ .

$\theta= 0.9$  : Lorsque  $1\text{h} \leq \text{durée} \leq 24\text{h}$ .

$\theta= 0.8$  : Lorsque la durée  $< 1\text{h}$ .

Dans notre cas la durée  $> 24\text{heures}$  d'où  $f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$  pour une situation durable. et

$f_{bu} = 18.48 \text{ Mpa}$  pour une situation accidentelle.

- ❖ **Contrainte ultime de cisaillement :**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par :  $\tau \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa} \right) \quad \text{pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,15f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa} \right) \quad \text{pour la fissuration préjudiciable.}$$

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

$\bar{\tau}_u = 3,33\text{Mpa}$  fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = 2,5\text{Mpa}$  fissuration préjudiciable.

#### b) Etat limite de service :

La contrainte limite de service a ne pas dépasser en compression et :

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$  à ELS. (CBA 93 art. A. 4. 5. 2)

Pour  $f_{c28} = 25\text{MPa} \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$

Le module d'élasticité longitudinales de béton  $E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2\text{Mpa}$

### I.5.2. L'acier :

Le matériau acier est un alliage fer et carbone en faible pourcentage leur rôle est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Les aciers utilisés dans les bâtiments sont généralement de type feE400 ( $f_e = 400\text{MPa}$ ) pour les aciers a haut adhérence et feTE500 pour les treilles soudés. Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal.

#### Les contraintes limites

##### a) états limite ultime :

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :  $\gamma_s = 1$  cas de situation accidentelles

$\gamma_s = 1,15$  cas de situation durable ou transitoire

Donc :  $\bar{\sigma}_{st} = 348\text{MPa}$

##### b) états limite de service :

La contrainte admissible dépend du danger présenté par la fissuration :

- Cas ou la fissuration est peu nuisible (on calcule uniquement à l'ELU)
- Cas ou la fissuration est nuisible  $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2 \times f_e}{3} ; 110 \times (\eta f_{t28})^{(1/2)} \right\}$
- Cas ou la fissuration est très nuisible  $\bar{\sigma}_s = \min \{ 0,5 \times f_e ; 90 \times (\eta f_{t28})^{(1/2)} \}$

Avec  $\eta$ : c'est un coefficient de fissuration égal a 1,6 pour un acier de haut adhérence.

### I.6. Actions et sollicitations

#### I.6.1 Les actions :

**Définition :** Les actions sont des forces et des couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

- **Les actions permanentes (G) :** Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou varient très peu dans le temps elles comportent :
  - ✓ Poids propre des éléments de construction.
  - ✓ Poids propre des revêtements, cloisons...etc.
  - ✓ Poussée des terres, des liquides... etc.
  
- **Les actions variables (Q<sub>i</sub>) :** Ce sont des actions dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comportent en particulier :
  - ✓ Charge d'exploitation.
  - ✓ Charges appliquées au cours d'exécution.
  - ✓ Charges climatiques (neige, vent)
  - ✓ L'effet de température.
  
- **Les actions accidentelles (Fa) :** Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application :
  - ✓ Séisme
  - ✓ Chocs des véhicules.
  - ✓ Incendies.
  - ✓ Explosion... etc.

### **I.6.2 Les sollicitations :**

Les sollicitations sont des efforts internes (effort normal, effort tranchant, moment de flexion et moment de torsion) développés dans une combinaison d'action donnée.

#### **Les différentes Combinaison d'action données par RPA :**

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

- ✓ Situations durables : ELU :  $1,35G+1,5Q$   
ELS :  $G+Q$
- ✓ Situations accidentelles : ELU :  $G+Q \pm E$   
ELS :  $0.8G \pm E$

**I.7 Les règlements et les normes utilisées :**

Notre étude est basée sur le respect de la réglementation et les normes suivantes :

- Le Règlement Parasismique Algérienne : RPA99/version 2003.
- Le Document Technique Réglementaire Charge et Surcharge (DTR-B.C.2.2.)
- Le Code de Béton Armé CBA93
- Béton Armé aux Etats Limites : BAEL91/version99.

## Chapitre II : Le pré dimensionnement des éléments.

### Introduction

L'objectif du pré dimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le Pré dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA99version 2003, le BAEL 91 et le CBA 93.

### II.1 Les planchers :

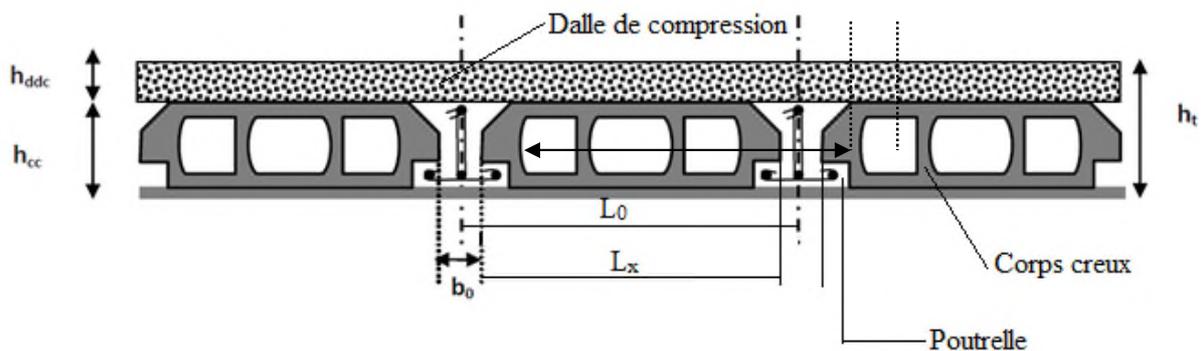
Les planchers sont des éléments porteurs horizontaux supportant des charges et les surcharges offrant une surface plane constituant le sol d'un local et un séparatif dans une construction et ils ont un rôle d'isolation thermique et phonique.

On distingue deux type de plancher :

- Plancher à corps creux
- Plancher à dalle pleine

#### a) Plancher à corps creux :

Le plancher à corps creux est le plus utiliser dans le domaine bâtiment, il est composé de poutrelles (élément résistant), d'hourdis (corps creux sont rôle est le remplissage, aucun fonction de résistance) et une dalle de compression comme illustré dans la figure ci-dessous :



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

$h_t$  : Hauteur total du plancher.

$h_{dac}$  : Hauteur de la dalle de compression.

$h_{cc}$  : Hauteur de l'hourdis (corps creux).

$b_0$  : Largeur de la nervure.

$L_0$  : Distance entre axes des poutrelles.

La hauteur totale du plancher est conditionnée par le critère de flèche :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5} \text{ (CBA93 art : 6.8.4.2.4)}$$

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

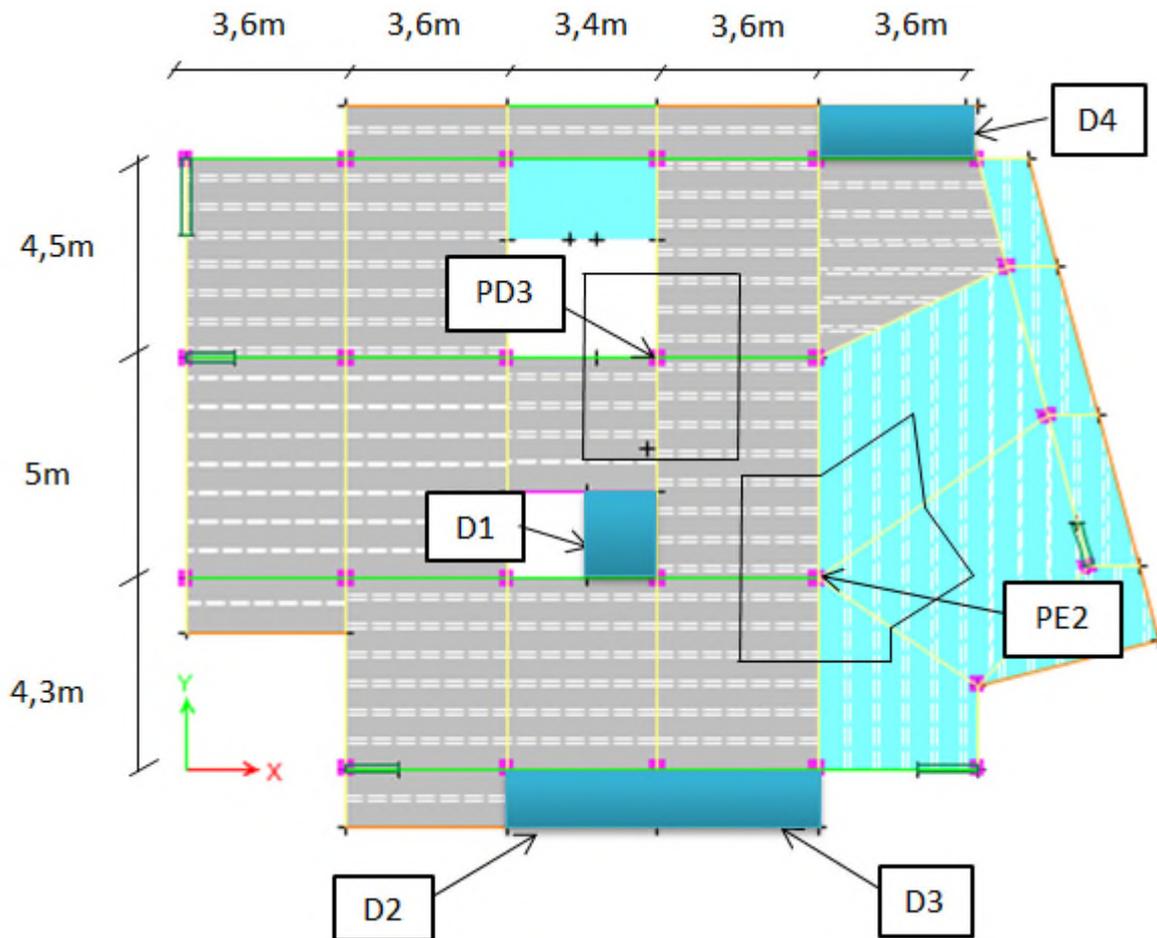
On suppose que la largeur des poutres est de 30 cm

Donc :

$$L_{max} = 5 - 0,3 = 4,7\text{m}$$

$\left\{ \begin{array}{l} 20\text{cm} : \text{corps creux} \\ 4\text{ cm} : \text{ dalle de compression} \end{array} \right.$

$$h_t \geq \frac{470}{22,5} \rightarrow h_t \geq 20,88 \text{ donc on prend } h_t = 24\text{ cm}$$



**Figure. II.2 :** Disposition des poutrelles, des dalles pleines sur les différents planchers et les poteaux les plus sollicités

➤ **Poutrelles :**

Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher, les poutrelles se calculent comme des sections en T. la largeur de la dalle de compression à prendre est définie par :

$b$  : largeur efficace de la dalle de compression qui est solidaire à la poutrelle.

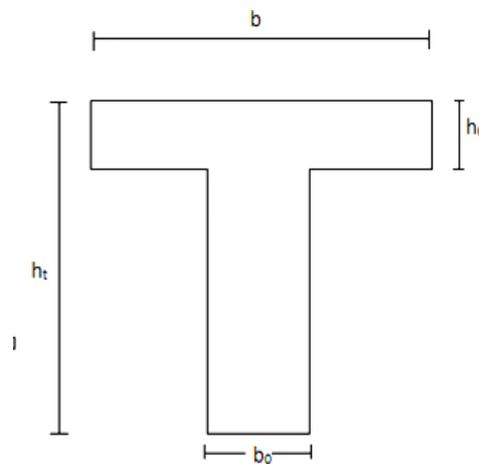
$h_0$  : hauteur totale de la dalle de compression

$h = 24$  cm: hauteur totale

$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) h_t = (9,6 \text{ à } 14,4)$

On prend  $b_0 = 10$  cm

$$\frac{(b - b_0)}{2} \leq \min \left( \frac{L_x}{2} ; \frac{L_y}{10} \right)$$



**Figure. II.3 :** coupe transversale d'une poutrelle

Avec :

$L_x = L_0 - b_0 = 65 - 10 = 55$  cm : distance entre nus de deux poutrelles.

$L_y = 340 - 30 = 310$  cm : longueur minimale d'une travée dans le sens des poutrelles entre nus d'appuis, on prend  $b_{\text{poutre}} = 30$  cm

$$\frac{(b - b_0)}{2} \leq \min \left( \frac{55}{2} ; \frac{310}{10} \right)$$

$$\frac{(b - b_0)}{2} \leq 27,5 \rightarrow b \leq 65 \text{ cm}$$

**b) Les dalles plaines:**

➤ **Définition :**

Ce sont des plaques minces totalement en béton armé coulé sur place dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. Le pré-dimensionnement des planchers à dalles pleines se fait en se basant sur les critères suivants :

**Critère de résistance à la flexion:**

$e \geq \frac{L_x}{20}$  → Pour une dalle sur un seul appuis ou bien deux appuis parallèle (CBA93).

$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$  → Pour une dalle sur trois appuis ou 4 appuis avec  $\rho > 0.4$

$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$  → Pour une dalle sur quatre appuis ou 2 appuis perpendiculaire avec  $\rho < 0.4$ , avec  $\rho = \frac{l_x}{l_y}$ .

**Critère coupe-feu :**

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

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

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

**1) Critère de l'isolation phonique :**

Selon les règles « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm, Pour obtenir une bonne isolation acoustique.

nous disposons de quatre panneaux de dalles pleines (Figure 2). En se basant sur les critères cités ci-dessus, les résultats de calcul des épaisseurs des différents panneaux sont donnés sur le tableau suivant :

**Tableau II.1 :** Pré dimensionnement des panneaux de dalle pleine

Panneaux	$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	$e_{calculée}(cm)$	$e_{choisie}(cm)$ pour 2h de coup de feu
D1	0,65	3,7~4,3	15
D2	0,40	2,88~3,25	15
D3	0,42		15
D4	0,36	3,42~4	15

**II.2 les escaliers :**

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

-(1) : e (Épaisseur du palier de repos).

-(2) :  $L_0$  (projection horizontal de la paillasse)

- (3)  $g$  (Giron) largeur de la marche.
- (4) :  $h$  (Hauteur de la contre marche).
- (5) :  $H_0$  (Hauteur de la volée).
- (6) :  $\alpha$  (Inclinaison de la paillasse)

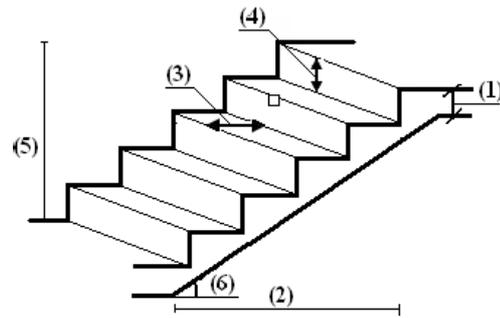


Figure II.4 : Schéma de l'escalier

✓ **Dimensionnement**

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit versifier la présence de conditions suivantes :

- La hauteur  $h$  des contremarches se situe entre 14 et 18 cm.
- la largeur  $g$  se situe entre 25 et 32cm.
- La formule empirique de BLONDEL:

$$59 \leq g + (2 \times h) \leq 64$$

Ou :  $g = \frac{L_0}{n-1}$  et  $h = \frac{H}{n}$

Avec:

$n - 1$  : nombre de marche.

$n$ : nombre de contre marche.

$H$  : hauteur de la volée.

$g$  : giron.

$L_0$  : longueur totale d'escalier.

$h$  : hauteur de la contre marche

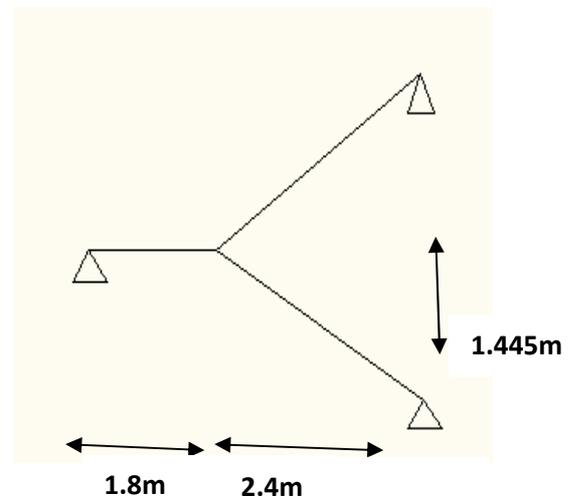


Figure II.5 : Schéma statique de l'escalier.

Il existe plusieurs types d'escaliers, parmi ces types, on site ceux qui coïncide avec notre projet :

Escalier à deux volées droites avec un palier de repos.

✓ **Volée**

Pour déterminer «  $g$  et  $h$  » on utilise la relation de BLONDEL:

$$\leq g + (2 \times h) \leq 64 \dots \dots \dots (1)$$

D'après le schéma statique nous avons :  $H=1.445m$  ;  $L_0 =2.4m$ .

En remplaçant  $g$  et  $h$  dans (1) nous trouvons :

$$\frac{2h}{n} + \frac{L_0}{n-1} = 64$$

Et après la résolution de l'équation on trouve :

$$64 n^2 - (64 + 2H + L_0) n + 2H = 0 \dots \dots \dots (2)$$

La résolution de (2) nous donne:  $n = 9$  ;  $n - 1 = 8$

$$h = \frac{144.5}{9} = 16cm \quad \text{et} \quad g = \frac{240}{8} = 30cm$$

L'épaisseur de la paillasse ( $e$ ) est donnée par

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}; \quad L=L_V+L_P$$

Avec :  $L_V$  : longueur de lavolé

$L_P$  : Longueur des paliers.

On remplaçant par les valeurs on obtient les résultats suivantes :

$$L = \sqrt{(240)^2 + (144.5)^2} + 180$$

$$L = 460.14cm$$

$15.338 \leq e \leq 23.007$  d'après ces résultats on opte une épaisseur de ( $e=16cm$ )

**Calcul de  $\alpha$  :**  $\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L_0} = \frac{144.5}{240} = 0.602 \rightarrow \alpha = 31.05^\circ$

**II.3 L'acrotère :**

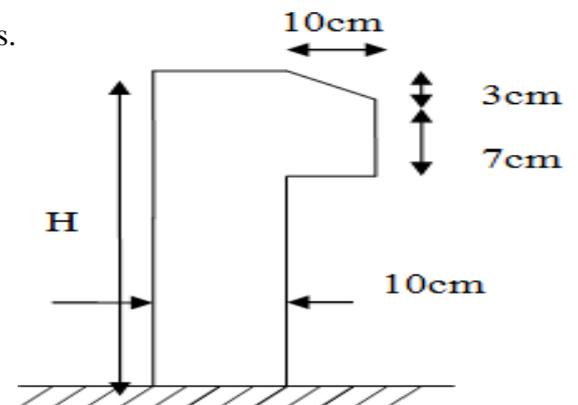
L'acrotère est un élément standard qui dépend pas de l'importance de l'ouvrage, leur rôle c'est la sécurité (protection des personnes), empêcher l'infiltration des eaux pluviales.

On admet la dimension standard suivante :

$$H = 60cm$$

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + \frac{(0.1 \times 0.03)}{2}$$

$$S = 0.0685m^2$$



**Figure II.6:** Coupe de l'acrotère.

**II.4 Les voiles :**

Élément de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les autres qui est l'épaisseur. Elle est donnée par les conditions du RPA99/2003 suivantes :

- a)  $e \geq he/20$  pour les voiles de type simple.
- b)  $e \geq he/25$  pour les voiles de type en U.
- c)  $e \geq he/22$  pour les voiles de type e

Dans notre cas pour le pré-dimensionnement en a choisi le type (a) :

- la hauteur de entre sol (-2) jusqu'au dernier étage est de  $h=2.89m$ .
- la hauteur de sous-sol est de  $h=4.08m$

Pour les entres sol (-2) jusqu'au dernier étage :  $h=289cm$

→  $he = 289 - 24 = 265cm$  (tell que 24cm c'est la hauteur de plancher).

$$e \geq \frac{265}{20} = 13.25cm$$

Pour le sous-sol :  $h = 408cm \rightarrow he = 408 - 24 = 384cm$

$$e \geq \frac{384}{20} = 19.20cm$$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de :  $e = 20cm$ .

**II.5 les poutres :**

- **Les poutres principales :**

Ce sont les poutres susceptibles qui reprendre les charges provenant des poutrelles, elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

**Pré dimensionnement**

D'après le BAEL91, les dimensions d'une section rectangulaire simplement appuyée sont :

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

On suppose des poteaux de  $(30 \times 30)cm^2$

$h$  : hauteur de la poutre.

$L_{max}$  : distance maximale entre nus d'appuis ( $L_{max} = 500 - 30 = 470cm$ )

$$\Rightarrow 31.33cm < h < 47cm \Rightarrow \begin{cases} h = 35cm \\ b = 30cm \end{cases}$$

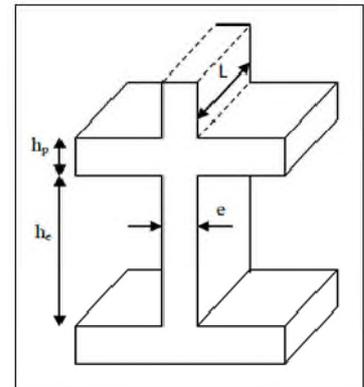


Figure II.7 : Schéma d'un voile.

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du **RPA99 version 2003 art.7.5.1** qui sont les suivantes :

- $h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$
- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$
- $\frac{h}{b} = 1.17 \leq 4 \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$

▪ **Les poutres secondaires :**

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

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

$L_{max}$ : portée maximale entre nus d'appuis ( $L_{max} = 360 - 30 = 330 \text{ cm}$ )

$$\Rightarrow 22 \text{ cm} < h < 36 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} h = 30 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du **RPA version 2003 art.7.5.1** qui sont les suivantes :

- $h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$
- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$
- $\frac{h}{b} = 1 \leq 4 \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$

**II.6 poteaux :**

Ce sont des éléments porteurs, en béton armé, participant à la reprise des efforts sismiques et les efforts verticaux pour les acheminer vers la base. Le pré-dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :

- 1- Critère de résistance.
- 2- Critère de stabilité de forme.
- 3- Condition RPA.

Le poteau qu'on va étudier est le poteau le plus sollicité, c'est-à-dire le poteau qui reçoit l'effort de compression maximal qu'on va déterminer à partir de la descente de charge.

Pour ce faire, on a sélectionné 2 poteaux qui nous semblent susceptible d'être les plus sollicités :

✓ PD3

(Voir la Figure II.2)

✓ PE2

Pour les dimensionner, on doit évaluer les charges aux différents niveaux et effectuer la descente de charge pour ces deux poteaux.

❖ **Evaluation des charges et des surcharges**

➤ **Plancher terrasse inaccessible à corps creux**

**Tableau II.2 :** Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible a corps creux

N°	Eléments	Épaisseurs "e" (m)	Poids volumique " $\gamma$ " (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfaciques "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillons de protection	0,05	19	0,95
2	Étanchéité multicouche	0,02	/	0,12
3	Isolation thermique (liège)	0,04	4	0,16
4	Forme de pente	0,10	22	2,2
5	Plancher à corps creux (20+4) cm	0,24	/	3,30
6	Enduit au mortier de ciment	0,02	18	0,36
<b>Charge permanent G</b>				7,09
<b>Charge d'exploitation Q</b>				1

➤ **Plancher terrasse accessible à corps creux**

**Tableau II.3 :** Evaluation des charges de plancher terrasse accessible à corps creux

N°	Eléments	Épaisseurs "e" (m)	Poids volumique " $\gamma$ " (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfaciques "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillons de protection	0,02	20	0,40
2	Étanchéité multicouche	0,02	20	0,40
3	Isolation thermique (liège)	0,02	18	0,36
4	Forme de pente	0,10	22	2,20
5	Plancher à corps creux (20+4) cm	0,24	/	3,30

6	Enduit au mortier de ciment	0,02	18	0,36
Charge permanent G				7,02
Charge d'exploitation Q				1

➤ Plancher courant à corps creux

**Tableau II.4 :** Evaluation des charges de plancher courant à corps creux

N°	Eléments	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfaciques "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillons de protection	0,02	20	0,40
2	Étanchéité multicouche	0,02	20	0,40
3	Isolation thermique (liège)	0,02	18	0,36
4	Forme de pente	0,10	22	2,20
5	Plancher à corps creux (20+4) cm	0,24	/	3,30
6	Enduit au mortier de ciment	0,02	18	0,36
Charge permanent G				7,02
Charge d'exploitation Q				1

➤ Plancher courant en dalle pleine

**Tableau II.5:** Evaluation des charges de plancher courant a dalle pleine

N°	Eléments	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique " $\gamma$ " (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfaciques "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Murs intérieurs	0,1	/	0,9
5	Dalle pleine	0,15	25	3,75
6	Enduit de ciment	0,02	10	0,2
<b>Charge permanent G</b>				6,01
<b>Charge d'exploitation Q</b>				1,5

➤ Balcon

**Tableau .II .6 :** Evaluation des charges de balcon

N°	Eléments	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique " $\gamma$ " (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfaciques "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine	0,15	25	3,75
5	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
6	Cloisons	0,10	/	0,9
<b>Charge permanent G</b>				6,17
<b>Charge d'exploitation Q</b>				3,5

➤ volée

**Tableau II.7 :** Evaluation des charges sur la volée

N°	Eléments		Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfaciques "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	horizontal	0,02	20	0,4
		vertical	0.02*0.16/0.3		0,21
2	Mortier de pose	horizontal	0,02	20	0,4
		vertical	0.02*0.16/0.3		0,21
3	Lit de sable		0,02	22	1,7
4	Dalle pleine		0,16	25	4,67
5	Enduit de ciment		0,02	18	0,42
<b>Charge permanent G</b>					8,01
<b>Charge d'exploitation Q</b>					2,5

➤ Palier

**Tableau II.8 :** Evaluation des charges de palier

N°	Eléments	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfaciques "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine	0,16	25	4
5	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
<b>Charge permanent G</b>				5,52
<b>Charge d'exploitation Q</b>				2,5

➤ Murs d'extérieurs

**Tableau II.9 :** Evaluation des charges de murs extérieurs

N°	Eléments	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique " $\gamma$ " (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfaciques "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0,02	18	0,36
2	Mortier de pose	0,015	/	1,3
3	Lit de sable	0,05	/	/
4	Dalle pleine	0,01	/	0,9
5	Enduit de ciment	0,02	10	0,2
<b>Charge permanent G</b>				2,76

➤ L'acrotère de terrasse inaccessible

**Tableau II.10 :** Evaluation des charges de l'acrotère

N°	Eléments	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique " $\gamma$ " (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfaciques "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit ciment extérieure	0,02	18	0,36
2	Béton	0,10	25	2,5
3	Enduit ciment intérieur	0,02	18	0,36
<b>Charge permanent G</b>				3,22

❖ **Descente de charge :**

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente soit le poteau P E2 et P D3.

**La loi de dégression**

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

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

Sous la terrasse:  $Q_0$ .

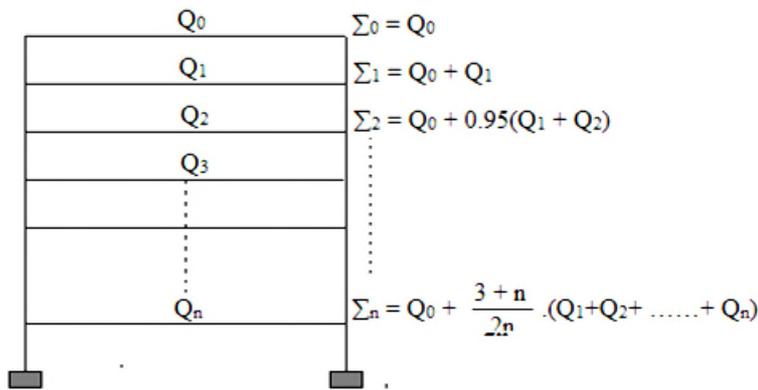
Sous le premier étage à partir du sommet (i=1):  $Q_0+Q_1$ .

Sous le deuxième étage (i=2):  $Q_0+0.95*(Q_1+Q_2)$ .

Sous le troisième étage (i=3):  $Q_0+0.90*(Q_1+Q_2+Q_3)$ .

Sous le quatrième étage (i=4):  $Q_0+0.90*(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$ .

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



**Figure II.8 :** Schéma de dégression des surcharges.

❖ Pour le poteau P D3 :

➤ Terrasse inaccessible

✓ Surface afférente

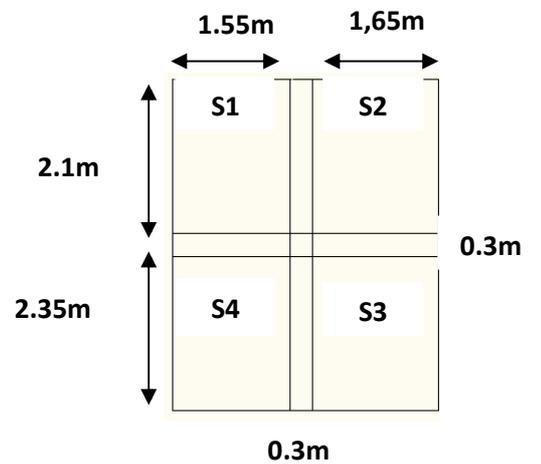
$$S_1 = 1.55 \times 2.1 = 3.255m^2$$

$$S_2 = 1.65 \times 2.1 = 3.465m^2$$

$$S_3 = 1.65 \times 2.35 = 3.88m^2$$

$$S_4 = 1.55 \times 2.35 = 3.64m^2$$

$$S_{total} = 14.24m^2$$



**Figure II.9 :** La surface afférente du poteau PD3

Terrasse inaccessible

✓ Poids des poutres

$$G_{PP} + G_{ps} = 25 \times 0.3 \times (0.3 (1.55 + 1.65) + 0.35 (2.35 + 2.1))$$

$$P_{poutre} = 18.88KN$$

➤ Etage courant

✓ Surface afférente

$$S_1 = 1.65 \times 2.1 = 3.465m^2$$

$$S_2 = 1.65 \times 2.35 = 3.88m^2$$

$$S_3 = 1.55 \times 2.35 = 3.64m^2$$

$$S_{totale} = 10.98m^2$$

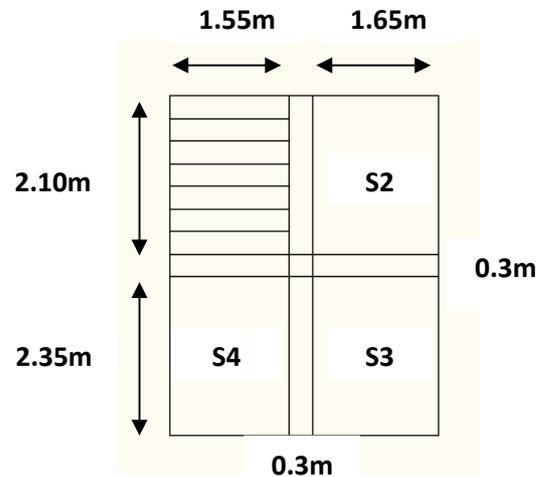


Figure II.10 : La surface afférente du poteau PD3

Etage courant

✓ Poids de la volée :

$$P_{Gvolée} = 8.01 \times (2.1 \times 1.55) = 26.07KN$$

$$P_q = 1.5(S_2 + S_3 + S_4) + 2.5 \times S_1 + 0.3 \times (2.35 + 2.1 + 1.55 + 1.65) = 26.91KN$$

$$P_{qcommerce} = 5 \times (S_2 + S_3 + S_4) + 2.5 \times S_1 + 0.3 \times (2.35 + 2.1 + 1.55 + 1.65) = 65.36KN$$

✓ Poids des planchers

Plancher terrasse inaccessible :  $7.09 \times 14.24 = 100.98KN$ .

Plancher étage courant (habitation) :  $5.72 \times 10.98 = 62.83KN$ .

On fixe les dimensions des poteaux au préalable comme suit:

**Tableau II.11 :** Dimensions préliminaires des poteaux et leurs poids propres

Niveau	Dimensions (b*h) cm <sup>2</sup>	Poids propre G(KN) {G=h*b*H*b}
Sous-sol et entre sol (-2)	45*50	22.95
Entre sol (-1) RDC	40*45	13
Etages 1 et 2	35*40	10.11

<b>Etage 3 et 4</b>	30*35	7.58
<b>Etage 5</b>	30*30	6.5

Avec :

$\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$  poids volumique du béton

H : hauteur de poteau  $\left\{ \begin{array}{l} H = 2.89 \text{ m} \text{ pour l'étage courant et les entres sols et RDC} \\ H = 4.08 \text{ m} \text{ pour sous - sol} \end{array} \right.$

Les résultats de la descente des charges pour le poteau (PD3) sont représentés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau II.12 :** Evaluation de la descente de charge de poteau PD3

Niveaux	Éléments	G (KN)	Q (KN)
	Plancher terrasse inaccessible	100.98	
<b>N1</b>	Poutres Poteau (30*30)	18.88 6.5	16.535
<b>Total</b>		126.36	16.535
<b>N2</b>	Venant de N1 Plancher étage courant Poutres Escalier Poteau (30*35)	126.36 62.84 18.88 26.07 7.58	26.91
<b>Total</b>		242.38	43.445
<b>N3</b>	Venant de N2 Plancher étage courant Poutres Escalier Poteau (30*35)	242.38 62.84 18.88 26.07 7.58	26,91
<b>Total</b>		358.4	67.664
<b>N4</b>	Venant de N3 Plancher étage courant Poutres Escalier	358.4 62.84 18.88 26.07	26.91

	Poteau (35*40)	10.115	
<b>Total</b>		476.955	89.192
<b>N5</b>	Venant de N4	476.955	26.91
	Plancher étage courant	62.84	
	Poutres	18.88	
	Éscalier	26.07	
	Poteau (35*40)	10.115	
<b>Total</b>		595.51	108.029
<b>N6</b>	Venant de N5	595.51	26.91
	Plancher étage courant	62.84	
	Poutres	18.88	
	Escalier	26.07	
	Poteau (40*45)	13.005	
<b>Total</b>		716.955	124.175
<b>N7</b>	Venant de N6	716.955	26.91
	Plancher étage Courant	62.84	
	Poutres	18.88	
	Escalier	26.07	
	Poteau (40*45)	13.005	
<b>Total</b>		838.4	137.63
<b>N8</b>	Venant de N7	838.4	65.36
	Plancher étage courant	62.84	
	Poutres	18.88	
	Escalier	26.07	
	Poteau (45*50)	22.95	
<b>Total</b>		969.79	182.82
<b>N9</b>	Venant de N8	969.79	93.47
	Plancher étage courant	62.84	
	Poutres	18.88	
	Escalier	26.07	
	Poteau (45*50)	22.95	
<b>Total</b>		1103.18	254.02

❖ Pour le poteau P E2:

➤ Terrasse inaccessible et étage courant

✓ Surface afférente

$$S1 = 2.35 \times 1.65 = 3.88m^2$$

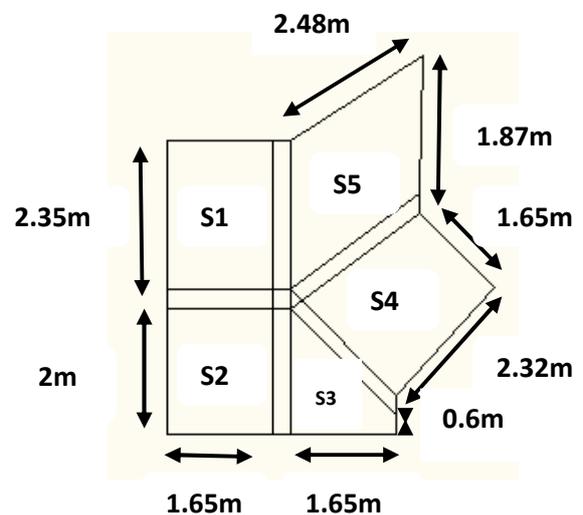
$$S2 = 2 \times 1.65 = 3.3m^2$$

$$S3 = (2 + 0.6) \times 1.65 / 2 = 2.145m^2$$

$$S4 = (2.32 + 2.92) \times 1.65 / 2 = 4.323m^2$$

$$S5 = (2.48 + 2.92) \times 1.87 / 2 = 5.049m^2$$

$$S_{total} = 18.694m^2$$



**Figure II.11 :** La surface afférente du poteau PE2

✓ Poids des poutres

$$G_{PP} + G_{PS} = 25 \times 0.3 \times (0.3 (2.92 + 1.65) + 0.35(2 + 2.05 + 2.35))$$

$$P_{poutre} = 27.08KN$$

✓ Poids des planchers

Plancher terrasse inaccessible :  $7.09 \times 18.694 = 132.54KN$ .

Plancher étage courant (habitation) :  $5.72 \times 18.694 = 106.93KN$ .

Les résultats de la descente des charges pour le poteau (PE2) sont représentés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau II.13 :** Evaluation de la descente de charge de poteau PE2

Niveaux	Éléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse inaccessible	132.54	21.98
	Poutres	27.08	
	Poteau (30*30)	6.5	
<b>Total</b>		166.12	21.98
	Venant de N1	166.12	
	Plancher étage courant	106.93	

<b>N2</b>	Poutres	27.08	31.33
	Poteau (30*35)	7.58	
<b>Total</b>		307.69	53.31
<b>N3</b>	Venant de N2	307.69	31.33
	Plancher étage courant	106.93	
	Poutres	27.08	
	Poteau (30*35)	7.58	
<b>Total</b>		449.28	81.51
<b>N4</b>	Venant de N3	449.28	31.33
	Plancher étage courant	106.93	
	Poutres	27.08	
	Poteau (35*40)	10.115	
<b>Total</b>		593.405	106.57
<b>N5</b>	Venant de N4	593.405	31.33
	Plancher étage courant	106.93	
	Poutres	27.08	
	Poteau (35*40)	10.115	
<b>Total</b>		737.53	128.50
<b>N6</b>	Venant de N5	737.53	31.33
	Plancher étage courant	106.93	
	Poutres	27.08	
	Poteau (40*45)	13.005	
<b>Total</b>		884.545	147.30
<b>N7</b>	Venant de N6	884.545	31.33
	Plancher étage courant	106.93	
	Poutres	27.08	
	Poteau (40*45)	13.005	
<b>Total</b>		1031.56	162.69

<b>N8</b>	Venant de N7	1031.56	96.76
	Plancher étage courant	106.93	
	Poutres	27.08	
	Poteau (45*50)	22.95	
<b>Total</b>		1188.52	259.72
<b>N9</b>	Venant de N8	1188.52	93.47
	Plancher étage courant	106.93	
	Poutres	27.08	
	Poteau (45*50)	22.95	
<b>Total</b>		1345.48	353.19

Les résultats de la descente de charge des deux poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau II.14** : Résultats de la descente de charge obtenue pour les pour les deux poteaux

Poteau	G (KN)	Q (KN)	ELS	ELU
			$N_s$ (KN)	$N_u$ (KN)
<b>PD3</b>	1103.18	254.02	1357.20	1870.323
<b>PE2</b>	1345.48	353.19	1698.67	2346.183

Après avoir effectué le calcul pour la recherche du poteau le plus sollicité, on a trouvé que c'est le poteau (PE2) qui est le plus sollicité sous charges verticales.

D'après le BAEL 91 (Art B.8.1, 1), l'effort normal du poteau le plus sollicité doit être majoré de 10% (pour les portiques ont plus de deux travées) :

$$Nu^* = 1,1 \times 2346,183 = 2580,80KN$$

$$Nu^* = 2580.80KN$$

### ➤ Vérification des poteaux

#### 1. Vérification de la résistance :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{Nu^*}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,15} = 14.2MPa, B \geq \left(\frac{Nu^*}{14,2}\right)$$

B : Le tableau suivant résume les vérifications à la compression à tous les niveaux section du béton

**Tableau II.15 :** Vérification du critère de résistance

Niveaux	Nu (KN)	Nu* = Nu × 1.1 (KN)	Comparaison B ≥ B <sup>calculé</sup>		Observations
			B (m <sup>2</sup> )	B <sup>calculé</sup> (m <sup>2</sup> )	
Sous-sol	2346,183	2580,80	0,225	0,18	Vérifier
L'entre sol (-2)	1994,082	2193,49	0,154	0,225	Vérifier
L'entre sol (-1)	1637,046	1800,75	0,18	0,126	Vérifier
RDC	1415,085	1556,59	0,18	0,109	Vérifier
1 <sup>er</sup> étage	1188,42	1307,257	0,14	0,091	Vérifier
2 <sup>ème</sup> étage	960,95	1057,04	0,14	0,074	Vérifier
3 <sup>ème</sup> étage	728,788	801,66	0,105	0,056	Vérifier
4 <sup>ème</sup> étage	495,265	544,792	0,105	0,038	Vérifier
5 <sup>ème</sup> étage	257,232	282,955	0,09	0,019	Vérifier

## 2. Vérification au flambement

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

$$Nu \leq Nu^* = \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \text{(CBA 93 art B.8.2.1)}$$

α : Coefficient tenant compte de l'élanement, tel que :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{Pour } 0 \leq \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50}\right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 77$$

**Avec :** γ<sub>b</sub> : coefficient de sécurité de béton = 1.5 ; γ<sub>s</sub> : coefficient de sécurité l'acier = 1.15

λ = 3.46 × l<sub>f</sub> / b pour une section rectangulaire

**Avec :** l<sub>f</sub> = 0.7 × l<sub>0</sub> : longueur de flambement ; **b**: le petit coté

A<sub>s</sub> = [0.8 à 1.2] % B<sub>r</sub> → On prend A<sub>s</sub> = 1% B<sub>r</sub> , avec B<sub>r</sub> = (a-2) × (b-2)

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

**Exemple de calcul :**

Vérification du poteau a la base (sous-sol)

On a :  $l_0=4.08m$

$l_f = 0.7 \times 4.08 = 2.856m$

Ce qui donne :

$\lambda = 3.46 \times \frac{2,856}{0,45} = 21.959 \rightarrow 0 \leq \lambda = 21.959 \leq 50$

Donc :  $\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{21.959}{35} \right)^2} = 0.788$

$B_r^{cal} \geq \frac{2580.80 \times 10^{-3}}{0.788 \left[ \frac{25}{0,9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]}$

$B_r^{cal} \geq 0.1488$

$B_r^{cal} = 0.1488m^2$

Il faut vérifier que :  $B_r \geq B_r^{cal}$

Dans notre cas :

$B_r = [(45 - 2) \times (50 - 2)] \times 10^{-4} = 0.2064m^2$

$B_r = 0.2064 \geq B_r^{cal} = 0.1488 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

Puisque la condition est vérifiée, donc le poteau ne risque pas de se flamber.

De la même manière que cet exemple de calcul, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau,

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

**Tableau II.16 :** Résultats de la vérification au flambement

Niveaux	Nu* (KN)	L <sub>f</sub> (m)	λ	α	(B <sub>r</sub> ≥ B <sub>r</sub> <sup>cal</sup> )		Observations
					B <sub>r</sub> <sup>cal</sup> (m <sup>2</sup> )	B <sub>r</sub> (m <sup>2</sup> )	
N9	2580.80	2.856	21.959	0.788	0.1488	0.2064	Vérifiée
N8	2193.49	2.023	15.554	0.818	0.1219	0.2064	Vérifiée
N7	1800.75	2.023	17.498	0.809	0.1011	0.1634	Vérifiée
N6	1556.594	2.023	17.498	0.809	0.0874	0.1634	Vérifiée
N5	1307.257	2.023	19.998	0.798	0.0744	0.1254	Vérifiée
N4	1057.04	2.023	19.998	0.798	0.0602	0.1254	Vérifiée
N3	801.667	2.023	23.332	0.781	0.0466	0.0924	Vérifiée
N2	544.792	2.023	23.332	0.781	0.0317	0.0924	Vérifiée
N1	282.955	2.023	23.332	0.781	0.0164	0.0784	Vérifiée

Pas de risque de flambement

### 3-Vérification des conditions du RPA99/version 2003 (art 7.4.1)

Ce projet est implanté dans la zone IIa, donc la section des poteaux doivent répondre aux exigences suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min (b, h_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \min (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

### Conclusion :

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

- Les planchers corps creux sont des planchers [20 + 4]
- Poutres principales : (35×30) cm<sup>2</sup>
- Poutres secondaires : (30×30) cm<sup>2</sup>
- Epaisseur des voiles : e = 20 cm
- Epaisseur des dalles pleines : e = 15cm
- Poteaux du sous-sol et l'entre sol (-2) :(45×50)
- Poteaux du sous-sol (-1) et RDC :(40×45)
- Poteaux du 1<sup>er</sup> étage et 2<sup>eme</sup> étage :(35×40)
- Poteaux du 3<sup>eme</sup> étage et 4<sup>eme</sup> étage:(30×35)
- Poteaux du 5<sup>eme</sup> étage :(30×30)





## Chapitre III : Calcul des éléments secondaire

### Introduction

Les éléments non structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques l'ensemble peuvent être considéré comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'ils ne soient soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autres origines.

Dans ce présent chapitre, nous aborderons le calcul des éléments non structuraux suivants :

- Les planchers (corps creux et dalles pleines).
- Les escaliers.
- L'acrotère.
- L'ascenseur

### III .1. Etude des planchers

Les planchers sont des plaques horizontales réalisées en béton armé, délimitant les différents niveaux d'une structure. Leurs fonctions essentielles sont :

- **La résistance** : supporter son poids propre, les surcharges d'exploitation et transmettre les charges latérales aux éléments porteurs.
- **Le confort** : isolation thermique, phonique et coupe de feu. Dans notre bâtiment les planchers à rencontrer sont :
  - Plancher à corps creux et plancher à dalle pleine.

#### III .1.1. Plancher à corps creux

Le plancher à corps creux est constitué d'hourdis et d'une dalle de compression et il prend appui sur des poutrelles il est généralement utilisé dans les bâtiments courants (à faible surcharge d'exploitation  $\leq 5 \text{ KN/m}^2$ ), et présente une bonne isolation thermique et phonique.

##### A. Calcul des poutrelles

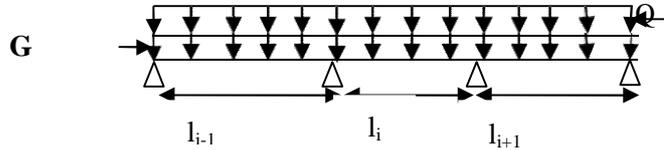
Les poutrelles se calculent comme des sections en T, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple et au cisaillement, pour cela il existe deux méthodes de calcul, la méthode forfaitaire et la méthode de Caquot.

##### ➤ Méthode Forfaitaire BAEL 91 (Art .B.6.210)

Cette méthode simplifiée est utilisée pour déterminer les moments en appui et en travée. Elle est applicable si les quatre (04) conditions sont vérifiées.

- Plancher à surcharge modérée  $Q \leq \text{Min} (2G, 5\text{KN/m}^2)$ .

- Le rapport entre deux travées successives ;  $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$
- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées ( $I=\text{constant}$ ).
- Fissuration peu nuisible (F.P.N).



**Figure III.1 :** Schéma d'une poutre continue

➤ **Principe de la méthode forfaitaire, cette dernière repose sur :**

**Evaluation des moments :** Soit une poutre continue soumise à une charge uniformément répartie  $Q$ , et soit  $\alpha = \frac{Q}{(Q+G)}$  le coefficient traduisant l'importance de la surcharge.

- **En travées**

Les valeurs des moments en travée  $M_t$  et sur appui  $M_g$  et  $M_d$  doivent vérifier :

$$(1) : M_t + \frac{|M_t| + |M_d|}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3 \times \alpha) \\ 1.05 \times M_0 \end{array} \right.$$

$$(2) \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3 \times \alpha)}{2} \cdot M_t \dots \dots \dots \text{pour une travée de rive} \\ M_t \geq \frac{(1 + 0.3 \times \alpha)}{2} \cdot M_t \dots \dots \dots \text{pour une travée intermédiaire} \end{array} \right.$$

- **En appuis**

- ✓ **Moment en appui intermédiaire**

La valeur du moment sur appui intermédiaires  $M_a$  est égale à :

$M_a = 0.6M_0$  pour une poutre a deux travées

$M_a = 0.5M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre a plus de deux travées

$M_a = 0.4M_0$  pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre a plus de trois travées.

$M_0$ : moment isostatique maximal dans la travée de référence à gauche ou à droite de l'appui considéré

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

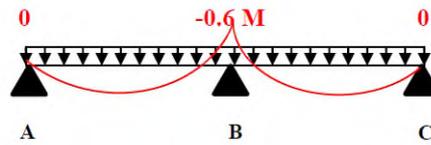
$M_t$ : est le maximum entre (1) et (2)

$M_g$  : moment gauche,  $M_d$ : moment droite

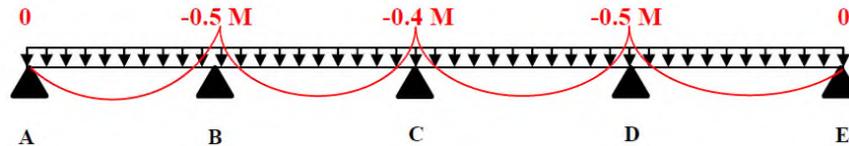
$M_0$  : moment isostatique de travée considérée  $l_i M_{i+1}$

✓ **Moment en appui de rive**

Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconisait de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égal à  $(-0.15M_0)$



**Figure III.2 :** Diagramme des moments des appuis pour une poutre à deux travées



**Figure III.3 :** Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de deux travées

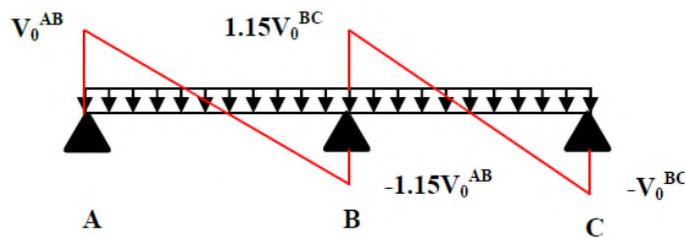
**Evaluation des efforts tranchants :** Les efforts tranchants sont évalués :

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

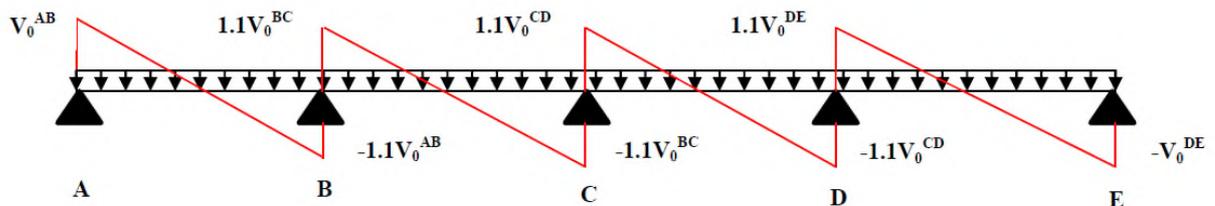
L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

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

Soit par la méthode Résistance des matériaux tenant compte de la continuité.



**Figure III.4 :** Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à deux travée



**Figure III.5 :** Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de deux travées

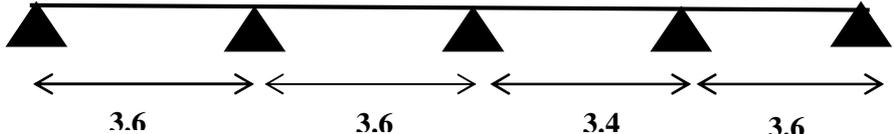
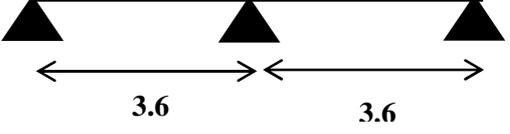
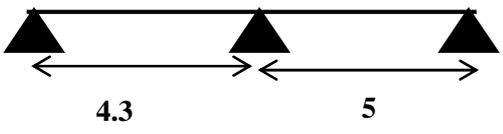
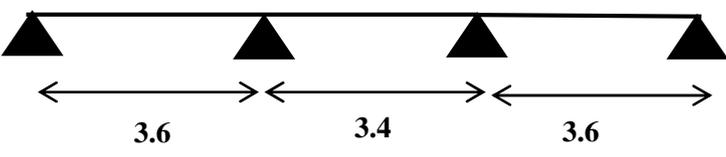
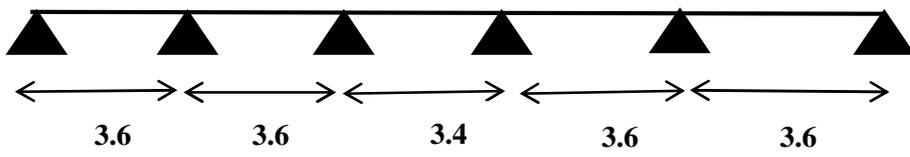


Dans la méthode de **Caquot minorée**, les moments au niveau des appuis sont déterminés par la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente G du plancher par  $G' = \frac{2}{3}G$ .

**B. Type des poutrelles**

On distingue 7 types de poutrelles dans notre plancher :

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

	Schéma statique des poutrelles
Type 01	
Type 02	
Type 03	
Type 04	
Type 05	
Type 06	
Type 07	

- **Choix de la méthode de calcul des sollicitations:**

On a deux types des poutrelles :

- ✓ Poutrelles isostatiques: la détermination des sollicitations se fait par l'application de la méthode RDM.
- ✓ Poutrelles hyperstatique (continues): les sollicitations se déterminent soit par l'application de la méthode forfaitaire ou bien par la méthode de Caquot.

Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types est défini dans le tableau suivant :

**Tableau III.2 :** Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles

Type de poutrelles	Conditions d'application De la méthode forfaitaire	Causes	Méthodes adoptées
Type 1 ,2,4,5,6,7	Verifies	$Q \leq \text{Min} (2G, 5\text{KN/m}^2).$ $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$ (I=constant). (F.P.N).	Méthode forfaitaire
Type 03	/	Poutrelle isostatique	Méthode de la RDM

- Calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles :

$$\left. \begin{array}{l} \text{ELU : } p_s = 1,35G + 1,5Q ; \quad q_u = p_u \times b \\ \text{ELS : } p_s = G + Q ; \quad q_s = p_s \times b \end{array} \right\} \Rightarrow b = 65\text{cm}$$

**Tableau III.3 :** Charges qui reviennent sur le plancher et la poutrelle et combinaisons d'actions

	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			q <sub>u</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	p <sub>u</sub> (KN/ml)	q <sub>s</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	p <sub>s</sub> (KN/ml)
Terrace inaccessible	7.09	1	7.20	11.07	5.26	8.09
Etage d'habitation	5.72	1.5	6.48	9.97	4.69	7.22

- Calcul des sollicitations (M, V)

#### Exemple illustratif (type 5)

Pour le calcul des sollicitations, on exposera un exemple pour illustrer la méthode forfaitaire pour la poutrelle type 4 du plancher terrasse inaccessible

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire vérifiées donc :

$$G = 7.09 \text{ KN/m}^2.$$

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

$$P_u = 11.07 \text{ KN/m}^2$$

**Poutrelle type 04 :3 appuis**

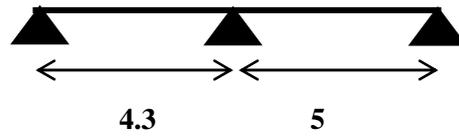


Figure III.6 : Poutrelle type 04

**Evaluation des moments**

**Moments en travées (isostatique a L'ELU) :**

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

$$M_0 (1) = 16.61 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_0 (2) = 22.46 \text{ KN.}$$

**Moments en appuis (à l'ELU)**

Les moments en appuis sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau. III. 4 :** Les moments en appuis.

Appuis (i)	1	2	3
Max ( $M_0; M_{0(i+1)}$ )	-3.369	-13.476	-3.369

**Moments en travées :**

$$\text{Soit : } \alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+7.09} = 0.123$$

$$M_{t1} + \frac{|M_A| + |M_B|}{2} \geq \max[1,05; 1 + 0,3\alpha]M_0$$

$$M_{t2} \geq \frac{(1.2 + 0.3 \times \alpha)}{2} \cdot M_0$$

$$M_t = \max (M_{t1} , M_{t2})$$

$$M_{t1} = 10.70 \text{ KN.m}; \quad M_{t2} = 16.84 \text{ KN.m}$$

**On adopte :  $M_t = 16.84 \text{ KN.m}$**

**Evaluation des efforts tranchants :**

✓ Travée de rive : (1-2)

$$\left\{ \begin{array}{l} V_1 = \frac{7,20 \times 4,3}{2} = 15,48 \text{ KN} \\ V_2 = -1,15 \times 7,20 \times \frac{4,3}{2} = -17,80 \text{ KN} \end{array} \right.$$

✓ Travée de rive : (2-3)

$$\begin{cases} V_1 = \frac{7,20 \times 5}{2} = -18 \text{KN} \\ V_2' = -1,15 \times 7,20 \times \frac{5}{2} = -20,7 \text{KN} \end{cases}$$

$V_{max} = 20,7 \text{KN}$

Les résultats de calcul pour les autres types de poutrelle avec la méthode forfaitaire sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Plancher terrasse inaccessible : G=7.09 KN.m et Q=1 KN.m

**Tableau III.5 :** Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles (terrasse inaccessible).

Plancher terrasse						
Type1 Méthode forfaitaire						
	Moments en appuis (KN.m)		Efforts tranchants (KN)	Moments en travées (KN.m)		
Appuis	ELU	ELS	ELU	Travées	ELU	ELS
1	-1.75	-1.28	10.63	1-2	9.16	6.69
2	-5.83	-4.26	13.89	2-3	6.83	4.99
3	-4.66	-3.408	-13.89	3-4	7.86	5.73
4	-5.83	-4.26	13.89	4-5	9.16	6.69
5	-1.75	-1.28	-10.63	/	/	/
Sollicitation maximale	-5.83	-4.26	13.89	Sollicitation maximale	9.16	6.69
Type4 Méthode forfaitaire						
	Moments en appuis (KN.m)		Efforts tranchants (KN)	Moments en travées (KN.m)		

Appuis	ELU	ELS	ELU	Travées	ELU	ELS
1	-3.369	-2.46	15.48	1-2	10.7	7.81
2	-13.476	-9.84	20.7	2-3	16.84	12.3
3	-3.369	-2.46	-18	/	/	/
<b>Sollicitation maximale</b>	-13.476	-9.84	20.7	<b>Sollicitation maximale</b>	16.84	12.3
<b>Type 6</b> <b>Méthode forfaitaire</b>						
<b>Moment en appuis (KN.m)</b>			<b>Efforts tranchant (KN)</b>	<b>Moments en travées (KN.m)</b>		
Appuis	ELU	ELS	ELU	Travées	ELU	ELS
1	-1.749	-1.278	12.96	1-2	9.328	6.816
2	-5.83	-4.26	14.25	2-3	6.996	5.112
3	-4.664	-3.408	-14.25	3-4	6.254	4.572
4	-4.664	-3.408	14.25	4-5	6.996	5.112
5	-5.83	-4.26	14.25	5-6	9.328	6.816
6	-1.749	-1.278	-12.96	/	/	/
<b>Sollicitation maximale</b>	-5.83	-4.26	14.25	<b>Sollicitation maximale</b>	9.328	6.816
<b>Type 7</b> <b>Méthode forfaitaire</b>						
<b>Moments en appuis (KN.m)</b>			<b>Efforts tranchant(KN)</b>	<b>Moments en travées (KN.m)</b>		
Appuis	ELU	ELS	ELU	Travées	ELU	ELS

1	-3.01	-2.20	6.48	1-2	1.80	1.32
2	-10.66	-7.35	18.73	2-3	11.07	8.09
3	-10.66	-7.35	-18.73	3-4	9.85	7.20
4	-3.01	-2.20	-14.29	/	/	/
<b>Sollicitation maximale</b>	-10.66	-7.35	18.73	<b>Sollicitation maximale</b>	11.07	8.09

Plancher à usage d’habitation avec G=5.72 KN.m et Q=1.5 KN.m.

**Tableau III.6 :** Récapitulatif des sollicitations des poutrelles (habitation).

Plancher habitation						
Type1 Méthode Forfaitaire						
	Moments en appuis (KN.m)		Efforts tranchants (KN)	Moments en travées (KN.m)		
Appuis	ELU	ELS	ELU	Travées	ELU	ELS
1	-1.57	-1.138	11.66	(1-2)	8.51	6.16
2	-5.24	-3.79	12.83	(2-3)	6.42	4.64
3	-4.196	-3.036	-12.83	(3-4)	5.72	4.14
4	-5.24	-3.79	12.83	(4-5)	8.51	6.16
5	-1.57	-1.138	-11.66	/	/	/
<b>Sollicitation maximale</b>	-5.24	-3.79	12.83	<b>Sollicitation maximale</b>	8.51	6.16
Type2 Méthode forfaitaire						
	Moments en appuis (KN.m)		Efforts	Moments en travées (KN.m)		

			tranchants (KN)			
Appuis	ELU	ELS	ELU	Travées	ELU	ELS
1	-1.57	-1.139	11.66	(1-2)	7.99	5.78
2	-6.29	-4.55	13.41	(2-3)	7.99	5.78
3	-1.57	-1.139	-11.66	/	/	/
<b>Sollicitation maximale</b>	-6.29	-4.55	13.41	<b>Sollicitation maximale</b>	7.99	5.78
<b>Type3</b> <b>Méthode</b> <b>RDM</b>						
Moments en appuis (KN.m)			Efforts tranchants (KN)	Moments en travées (KN.m)		
Appuis	ELU	ELS	ELU	Travées	ELU	ELS
1	-1.57	-1.33	11.66	(1-2)	10.497	7.59
2	-1.57	-1.33	-11.66	/	/	/
<b>Sollicitation maximale</b>	-1.57	-1.33	11.66	<b>Sollicitation maximale</b>	10.497	7.59
<b>Type 4</b> <b>Méthode</b> <b>Forfaitaire</b>						
Moments en appuis (KN.m)			Efforts tranchants (KN)	Moments en travées (KN.m)		
Appuis	Elu	Els	Elu	Travées	Elu	Els
1	-3.03	-2.19	13.93	(1-2)	9.83	7.11
2	-12.15	-8.79	18.63	(2-3)	15.45	11.17
3	-3.03	-2.19	-16.2	/	/	/
<b>Sollicitation</b>	-12.15	-8.79	18.63	<b>Sollicitation</b>	15.45	11.17

maximale				maximale		
Type 5 Méthode Forfaitaire						
	Moments en appuis (KN.m)		Efforts tranchants (KN)		Moments en travées (KN.m)	
Appuis	ELU	ELS	ELU	Travées	ELU	ELS
1	-1.57	-1.14	11.66	(1-2)	7.99	5.78
2	-5.24	-3.79	-12.83	(2-3)	4.69	4.67
3	-5.24	-3.79	12.83	(3-4)	7.99	5.78
4	-1.57	-1.14	-11.66	/	/	/
Sollicitation maximale	-5.24	-3.79	12.83	Sollicitation maximale	7.99	5.78
Type 7 Méthode Forfaitaire						
	Moments en appuis (KN.m)		Efforts tranchants (KN)		Moments en travées (KN.m)	
Appuis	ELU	ELS	ELU	Travées	ELU	ELS
1	-2.71	-1.96	5.83	(1-2)	1.65	1.17
2	-9.06	-6.55	16.85	(2-3)	10.18	7.36
3	-9.06	-6.55	-16.85	(3-4)	9.02	6.52
4	-2.71	-1.96	12.86	/	/	/
Sollicitation maximale	-9.06	-6.55	16.85	Sollicitation maximale	10.18	7.36

- **Ferraillage des poutrelles :**

Les poutrelles se ferraillent à la flexion simple et les résultats obtenus sont représentés sur le tableau ci-dessous :

**1. Plancher terrasse :**

**Tableau III.7 :** Tableau récapitulatif de ferraillage des poutrelles (terrasse inaccessible).

<b>Poutrelle type (4)</b>						
<b>Calcul des armatures</b>						
<i>Elément</i>	<b>Moment (KN.m)</b>	$\mu_{bu}$	<b>A</b>	<b>Z (m)</b>	<b><math>A_{cal}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>A_{adopté}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>
<i>Travée</i>	16.84	0.037	0.047	0.215	2.25	1HA10 + 2HA12 = 3.05
<i>Appui intermédiaire</i>	-13.5	0.196	0.275	0.195	1.98	2HA12 = 2.26
<i>Appui de rive</i>	-3.369	0.049	0.063	0.214	0.45	1HA12 = 1.13
<b><math>A_{min}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Appui de rive</b>			<b>Appui intermédiaire</b>		
	<b><math>A_{adopté}</math>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Observation</b>		<b><math>A_{adopté}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Observation</b>	
0.26	1HA12=1.13	Vérifié		2HA12 = 2.26	Vérifié	
<b><math>A_{min}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>En travée</b>					
	<b><math>A_{adopté}</math>(cm<sup>2</sup>)</b>			<b>Observation</b>		
1.73	1HA10+2HA12 = 3.05			Vérifié		

**2. Plancher à usage d'habitation :**

**Tableau III.8 :** Tableau récapitulatif de ferraillage des poutrelles (Habitation).

<b>Elément</b>	<b>Moment (KN.m)</b>	$\mu_{bu}$	<b>A</b>	<b>Z (m)</b>	<b><math>A_{cal}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>A_{adopté}</math>(cm<sup>2</sup>)</b>
<b>Travée</b>	15.43	0.034	0.043	0.216	2.06	2HA10+1HA12=2.7
<b>Appui intermédiaire</b>	-12.15	0.176	0.243	0.198	1.76	2HA12 = 2.26
<b>Appui de rive</b>	-3.03	0.044	0.056	0.215	0.4	1HA12 = 1.13

**Tableau III.9 :** Tableau vérification de condition de non fragilité

$A_{min} (cm^2)$	Appui de rive		Appui intermédiaire	
	$A_{adopté}(cm^2)$	Observation	$A_{adopté}(cm^2)$	Observation
0.26	1HA12 =1.13	Vérifié	2HA12=1.13	Vérifié
$A_{min} (cm^2)$	En travée			
	$A_{adopté}(cm^2)$		Observation	
1.73	1HA10+2HA12=3.05		Vérifié	

• **Vérification :**

- **Terrasse inaccessible :**

$$\begin{cases} ELU: M_t = 16,84KN.m \\ ELS: M_t = 12,3KN.m \end{cases}$$

$V_{max} = 20,7KN$

**Calcul des armatures transversal**

$$\phi_t \leq \min \left( \phi_l^{min}, \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left( \phi_l^{min}, \frac{24}{35}, \frac{10}{10} \right)$$

$\phi_t \leq 6,8mm$

Soit :  $\phi_t = 6mm$ .

On choisit un étrier avec:  $A_t = 2\phi 6 = 0.57cm^2$ .

**Vérification de l'effort tranchant**

La fissuration peu nuisible  $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left[ \left( \frac{0,2}{\sigma_b} \right) \times f_{c28}; 4Mpa \right] = 3,33Mpa$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{20,7 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,22} = 0,93Mpa$$

$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u$ ..... Condition vérifiée.

**Calcul de l'espacement :**

$$S_t \leq \begin{cases} 0,9d ; 40cm = 19,85cm \dots \dots \dots \textcircled{1} \\ \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} = 57cm \dots \dots \dots \textcircled{2} \\ \frac{0,8 \times A_t \times f_e \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0,3 \times K \times f_{tj})} = 28,8vl \left\{ \begin{array}{l} \alpha = 90^\circ \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1 \\ f_{tj} = f_{t28} = 2,1Mpa \\ F.P.N \\ \text{sans reprise de bétonnage} \end{array} \right. \dots \dots \textcircled{3} \end{cases}$$

$St \leq (St①, St②, St③) \Rightarrow St \leq 19.2cm$ . Alors, on prend:  $St = 15cm$

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left[\left(\frac{0,2}{\sigma_b}\right) \times f_{c28}; 4Mpa\right] = 3,33Mpa$$

$$\frac{V_u \times \left(\frac{b-b_0}{2}\right)}{0,9 \times b \times d \times h_0} = \frac{20 \times 10^{-3} \times 0,275}{0,9 \times 0,65 \times 0,22 \times 0,04} = 1,1Mpa < 3,33Mpa \dots \dots \dots (Condition vérifiée)$$

**Ferrailage de la dalle de compression :**

On a :

$$50 < l_0 < 80$$

$$l_0 = 65cm$$

Calcul de  $A^\perp$  : tel que  $A^\perp = \frac{4l_0}{f_e}$  (on générales on utilise les ronds lisse FE =235MPa)

$$A^\perp = \frac{4 \times 65}{235} = 1.10 cm^2$$

Calcul de  $A//$  : tel que  $A// = A^\perp / 2 = 0.55cm^2$

- **Le choix de  $A^\perp$  :**  $A^\perp = 5 \phi 6 = 1.41cm^2$

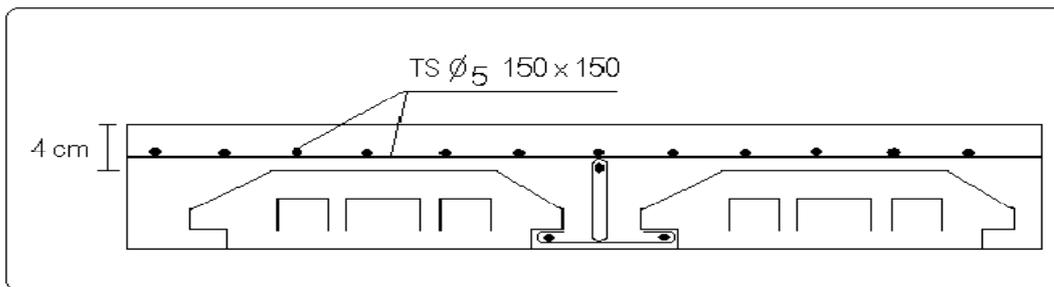
$$S_t^\perp = 20cm \leq 20 cm \dots \dots \dots (CBA93)$$

- **Le choix de  $A//$  :**  $A// = 4 \phi 6 = 1.13cm^2$

$$S_t// = 25cm \leq 30 cm \dots \dots \dots (CBA93)$$

**Remarque :** pour faciliter la mise en œuvre on utilise un treillis soudée de maille carrée (150\*150 ml<sup>2</sup>)

Espacement :  $S_t = 30cm$



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

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

✓ **Appui de rive :**

$$A_{ar} \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{20,7 \times 10^{-3} \times 1,15}{400} = 0,595cm^2$$

$$A_{ar}=1HA10+3HA12=4.18\text{cm}^2$$

$$A_{ar}=4.18\text{ cm}^2 > 0.589\text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Appui intermédiaire :**

$$A_a^{int} \geq \left[ V_u + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right] \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left[ 20,7 \times 10^{-3} - \frac{13,5 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,22} \right] \times \frac{1,15}{400} = -1,37\text{cm}^2 < 0$$

$$A_a^{int}=1HA10+4HA12=5.31\text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée donc aucune vérification à faire}$$

**A l'ELS :**

✓ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

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

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

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

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

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

**En travée :**

$$q_s = 0,65 \times (G + Q) = 5,26\text{KN/m.}$$

$$M_{ser} = 12,3\text{KN.m.}$$

$$H = \frac{b \times b_0^2}{2} - 15A(d-h_0) = -3,03 \times 10^{-3}\text{m}^3$$

$H < 0$  donc l'axe neutre passe par la nervure ; d'où calcul d'une section en T.

• **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b_0}{2} \times [(b - b_0) \times h_0 + 15A] \times y - \left[ (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15Ad \right] = 0$$

$$y = 4,977\text{ cm.}$$

• **Le moment d'inertie I :**

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

$$I = 1,59 \times 10^{-4}\text{ m}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 3,84\text{Mpa} < \bar{\sigma}_b = 15\text{Mpa}$$

**En appuis :**

✓ **appui intermédiaire :**

$$M_a^{ser} = 9,84\text{KN.m.}$$

$$H = -9,02 \times 10^{-5}\text{ m}^3$$

$$\Rightarrow y = 4,305\text{ cm.} \quad \Rightarrow I = 895692\text{cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 4,73\text{Mpa} < \bar{\sigma}_b = 15\text{Mpa}$$

✓ appui de rive :

$$M_a^{ser} = 2.46 \text{ KN.m.}$$

$$H = 2,149 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$\Rightarrow y = 7.10 \text{ cm.} \quad \Rightarrow I = 895692 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 3,52 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$$

**Vérification de la flèche :** si les conditions suivantes sont satisfaites, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$1) h_t \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h_t = 24 \text{ cm} < 37,5 \text{ cm} \rightarrow \text{non vérifiée}$$

$$2) A \leq \frac{4,2 \cdot b_0 \cdot d}{f_e} L$$

$$3) \leq 8m$$

\(\Rightarrow\) la 1<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée donc on procède au calcul de la flèche.

**Les propriétés de la section :**

$$A_s = 3.05 \text{ cm}^2 ; y = 4.997 \text{ cm}; I = 1.59 \times 10^{-4} \text{ m}^4.$$

$$I_f = 1,1 \times \frac{I_0}{1 + \lambda_\mu} ;$$

$$\text{Avec : } \lambda_i = \frac{0,05 \times f_{c28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \times \frac{1}{\rho} : \text{déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0,4 \lambda_i : \text{Déformation différée. } b h_0 \left(\frac{h_0}{2}\right)$$

$$\mu = \max\left(0,1 - \frac{10,75 \times f_{t28}}{4 \sigma_{st} \rho + f_{t28}}\right); \rho = \frac{A_t}{b_0 \times b}$$

**Calcul de  $I_0$  :**

$$y_G = \frac{\left(b \frac{h_0^2}{2}\right) + (h - b_0) \times b_0 \times \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0\right) + 15Ad}{bh_0 + b_0(h - h_0) + 15A}$$

$$I_0 = \left[\frac{b_0 h^3}{12} + (b_0 h) \left(\frac{h}{2} - y_G\right)^2\right] + \left[(b - b_0) \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) h_0 \left(y_G - \frac{h_0}{2}\right)^2\right] + 15A(d - y_G)^2$$

$$y_G = 6,81 \text{ cm}$$

$$I_0 = 4,11 \text{ m}^4$$

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

$$\lambda_i = 3,28 ; \lambda_v = 1,312$$

**Calcul de  $\sigma_s$  :**

$\sigma_s$ : Contrainte de traction effective de l'armature pour le cas de charge considéré :

$$\sigma_s = nk(d - y); \text{ Avec } n = 15$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} ; \text{ Pour chaque cas :}$$

$M_{ser}^j = \left(\frac{q_j \times l^2}{8}\right)$ ; Avec  $q_j$ : charges permanentes avant la mise en place des cloisons.

$M_{ser}^g = \left(\frac{q_g \times l^2}{8}\right)$ ; Avec  $q_g$  charges permanentes après la mise en place des cloisons.

$M_{ser}^p = \left(\frac{q_p \times l^2}{8}\right)$ ; Avec  $q_p$  charges permanentes et d'exploitations.

$$k^j = \frac{M_{ser}^j}{I_0} ; k^g = \frac{M_{ser}^g}{I_0} ; k^p = \frac{M_{ser}^p}{I_0}$$

$$\begin{cases} q_j = 2,37 \text{KN/m} \\ q_g = 4,60 \text{KN/m} \\ q_p = 5,25 \text{KN/m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ser}^j = 5,55 \text{KN.m} \\ M_{ser}^g = 10,78 \text{KN.m} \\ M_{ser}^p = 12,30 \text{KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_s^j = 89,16 \text{Mpa} \\ \sigma_s^g = 173,19 \text{Mpa} \\ \sigma_s^p = 197,61 \text{Mpa} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} U_j = 0,454 \\ U_g = 0,669 \\ U_p = 0,703 \end{cases}$$

**Calcul de  $E_i$  et  $E_v$ :**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{Mpa} ; E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{Mpa}$$

**Calcul de l'inertie fictive:**

$$I_f = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda \mu}$$

**Donc:**

$$I_{fij} = 1,816 \times 10^{-4} \text{m}^4 ; I_{fig} = 1,415 \times 10^{-4} \text{m}^4 ; I_{fv} = 2,407 \times 10^{-4} \text{m}^4$$

$$I_{fip} = 1,367 \times 10^{-4} \text{m}^4$$

**Calcul de la flèche:**

$$f_{gi} = \frac{M_{ser}^g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} = 0,0059 \text{m} ; f_{gv} = \frac{M_{ser}^g \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = 0,01 \text{m} ; f_{ij} = \frac{M_{ser}^j \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} = 0,0023 \text{m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{ser}^p \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} = 0,00699 \text{m}$$

$$\Delta_f = (f_{gv} - f_{ij}) + (f_{pi} - f_{gi}) = (0,01 - 0,0023) + (0,00699 - 0,0059) = 0,00879 \text{m}$$

$$l \leq 5m \Rightarrow F_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{500}{500} = 1 \text{cm}$$

$$\Delta_f = 0,879 \text{cm} \leq 1 \text{cm} \Rightarrow \text{La flèche est vérifiée.}$$

**Vérification de la bielle :**

$$V_u \leq 0,267 b_0 \times a \times f_{c28} ; \text{ Avec : } a = 0,9 \times d = 0,198$$

$$V_u = 20,7 \text{KN} \leq 132,16 \text{KN} \rightarrow \text{ la condition est vérifiée}$$

- **Etage courant :**

$$\begin{cases} \text{ELU: } M_t = 15,45 \text{KN.m} \\ \text{ELS: } M_t = 11,17 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$V_{max} = 18,63 \text{KN}$$

**Remarque :**

Le calcul des armatures transversal est le même que celui de la terrasse inaccessible

**Vérification de l'effort tranchant :**

La fissuration peu nuisible  $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left[ \left( \frac{0,2}{\sigma_b} \right) \times f_{c28}; 4Mpa \right] = 3,33Mpa$

$\tau_u = 0,846Mpa < \bar{\tau}_u = 3,33Mpa \rightarrow$  la condition est vérifiée

**Calcul de l'espacement :**

$$S_t \leq \begin{cases} 1). 0,9d ; 40cm = 19,8cm \\ 2). \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} = 57cm \\ 3). \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_0 (\tau_u - 0,3 \times K \times f_{tj})} = 82,9cm \end{cases}$$

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

On adopte:  $S_t = 15$  cm.

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

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left[ \left( \frac{0,2}{\sigma_b} \right) \times f_{c28}; 4Mpa \right] = 3,33Mpa$

$\tau_u = \frac{V_u \times \left( \frac{b-b_0}{2} \right)}{0,9 \times b \times d \times h_0} = \frac{0,275 \times 18,63 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,65 \times 0,22 \times 0,04} = 0,995Mpa < 3,33Mpa \rightarrow$  Condition vérifiée

**Remarque :**

Ferraillage de la dalle de compression, est le même que celui de la terrasse inaccessible

**Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant aux voisinages des appuis :****Appui de rive :**

$$A_{ar} \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{18,63 \times 10^{-3} \times 1,15}{400} = 0,535cm^2$$

$$A_{ar} = 1HA10 + 3HA12 = 4,18 cm^2$$

$$A_{ar} = 4,18 cm^2 > 0,535cm^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**Appui intermédiaire :**

$$A_a^{int} \geq \left[ V_u + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right] \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left[ 18,63 \times 10^{-3} - \frac{12,5 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,22} \right] \times \frac{1,15}{400} = -1,23cm^2 < 0$$

$$A_a^{int} = 1HA10 + 4HA12 =$$

5.31cm<sup>2</sup> ... .. condition vérifiée donc aucune vérification à faire.

**A l'ELS :****a. Etat limite d'ouverture des fissures :**

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

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

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

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

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

**En travée :**

$$q_s = 0.65 \times (G + Q) = 4.69\text{KN/m.}$$

$$M_{ser} = 11.17\text{KN.m.}$$

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -3,3 \times 10^{-4}\text{m}^3$$

$H < 0$  donc l'axe neutre passe par la nervure ; d'où calcul d'une section en T

- **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b_0}{2} \times [(b - b_0) \times h_0 + 15A] \times y - \left[ (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15Ad \right] = 0$$

$$y = 4.977 \text{ cm.}$$

- **Le moment d'inertie I :**

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

$$I = 1.59 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3,49\text{Mpa} < \bar{\sigma}_b = 15\text{Mpa}$$

**En appui :**

- ✓ **En appui intermédiaire**

$$M_a^{ser} = -8.79 \text{ KN.m.}$$

$$H = -9.02 \times 10^{-5}\text{m}^3$$

$$\Rightarrow y = 4.305 \text{ cm.} \quad \Rightarrow I = 895692\text{cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 4,22\text{Mpa} < \bar{\sigma}_b = 15\text{Mpa}$$

- ✓ **En appui de rive**

$$M_a^{ser} = 2.19 \text{ KN.m.}$$

$$H = 2,149 \times 10^{-3}\text{m}^3$$

$$\Rightarrow y = 7.10 \text{ cm.} \quad \Rightarrow I = 495610\text{cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 3,52\text{Mpa} < \bar{\sigma}_b = 15\text{Mpa}$$

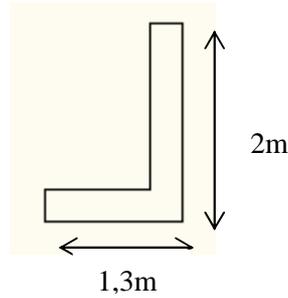
**Vérification de la flèche :** si les conditions suivantes sont satisfaites, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$1) h_t \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h_t = 24\text{cm} < 37,5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$2) A \leq \frac{4,2 \cdot b_0 \cdot d}{f_e}$$

$$3) L \leq 8m$$





**Figure III.9 :** Représentation de la dalle D1

$$\begin{cases} L_x = 1,3m \\ L_y = 2m \end{cases} \quad \rho = \frac{1,3}{2} = 0,65 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille selon les deux sens}$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

$G = 6,17 \text{ KN/m} , Q = 1,5 \text{ KN/m}$

**ELU:**  $q_u = 1,35 \times 6,17 + 1,5 \times 1,5 = 10,58 \text{ KN/m}$

**ELS:**  $q_s = 6,17 + 1,5 = 7,67 \text{ KN/m}$

➤ **Evaluation des moments :**

$$\rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times P_u \times l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \end{cases}$$

D'après l'annexe n° 01 : (ELU:  $\vartheta = 0, \rho = 0,65$ )  $\Rightarrow \mu_x = 0,0751 ; \mu_y = 0,3613$

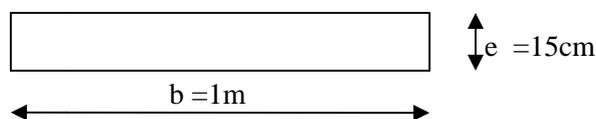
(ELS:  $\vartheta = 0,2, \rho = 0,65$ )  $\Rightarrow \mu_x = 0,0805 ; \mu_y = 0,5235$

**Tableau III.11 :** Estimation des moments dans le panneau D1

Moments corrigés	ELU		ELS	
	$M_x$ (KN.M)	$M_y$ (KN.M)	$M_x$ (KN.M)	$M_y$ (KN.M)
$M_0$	1,343	0,485	1,043	0,546
$M_t^{x,y} = 0,85M_0^{x,y}$	1,142	0,412	0,886	0,464
$M_a^x = M_a^y = -0,4M_0^x$	-0,537		-0,417	

➤ **Ferraillage :**

La dalle est calculée comme une section rectangulaire de 1m×e soumise à la flexion simple



**Figure III.10 :** Section de la dalle pleine a ferrailé.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.12 :** Calcul de ferrailage de la dalle D1

En travée							
Sens	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A calculé (cm <sup>2</sup> /m)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	A choisie (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
x-x	0,0047	0,0058	0,130	0,252	1,41	4HA10=3,14	25
y-y	0,0017	0,0021	0,130	0,091	0,96	4HA8=2,01	25
En appuis							
x-x/ y-y	0,0022	0,0027	0,130	0,118	3HA8=1,51		33

➤ **Condition de non fragilité :**

Sens x-x →  $A_{min}^x = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) \cdot b \cdot e = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,65) \times 100 \times 15 = 1,41 \text{cm}^2 < A^{choisie}$

Sens x-x →  $A_{min}^y = \rho_0 \cdot b \cdot e = 0,0008 \times 100 \times 15 = 0,96 \text{cm}^2 < A^{choisie}$

➤ **Vérification de l'espacement**

$s_t \leq (3e, 33\text{cm}) \rightarrow \text{armatures principales}$  }  
 $s_t \leq (4e, 45\text{cm}) \rightarrow \text{armatures secondaires}$  } → FPN

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

Pour ne pas avoir à utiliser des armatures transversales dans la dalle il faut vérifier que:

$$\tau \leq \frac{0,07f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } \begin{cases} V_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \\ V_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \\ \tau = \frac{V^{max}}{b \cdot d} \end{cases}$$

**A.N:**

$$V_u^x = \frac{10,58 \times 1,3}{2} \times \frac{2^4}{1,3^4 + 2^4} = 5,83 \text{KN}$$

$$V_u^y = \frac{10,58 \times 2}{2} \times \frac{1,3^4}{1,3^4 + 2^4} = 1,6 \text{KN}$$

$$\tau = \frac{5,83 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,045 \text{MPa} \dots \dots \dots \textcircled{1}$$

$$\frac{0,0725}{1,5} = 1,16 \text{MPa} \dots \dots \dots \textcircled{2}$$

① < ② Les armatures transversales dans la dalle ne sont pas nécessaires

➤ Vérification des contraintes à l'ELS

La dalle D1 se trouve à l'intérieur (FPN), on doit alors vérifier la contrainte de compression dans le béton  $\sigma_b$ .

La vérification des contraintes est résumée dans le tableau suivant :

**Tableau III.13 :** vérification des contraintes dans la dalle D1

<i>En travée</i>							
Sens	$M_t$ (KN)	$A$ ( $cm^2$ )	$Y$ (cm)	$I$ ( $cm^4$ )	$\sigma_b$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	Observation
x-x	0,886	3,14	3,06	5 600	0,48	15	Vérifiée
y-y	0,464	2,01	2,25	3930	0,265	15	Vérifiée
<i>En appuis</i>							
x-x/ y-y	0,417	1,51	2,21	3000	0,347	15	Vérifiée

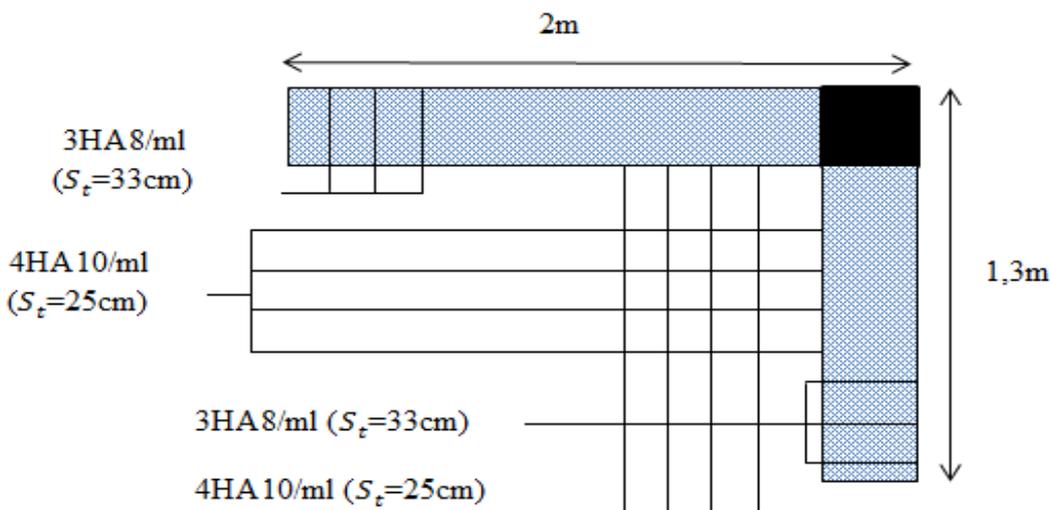
➤ Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas observée :

- 1)  $e \geq \max\left(\frac{3}{80} ; \frac{M_t^x}{20 M_0^x}\right) \times l \Leftrightarrow e=15 \text{ cm} > 5,52 \text{ cm} \dots \dots \dots$  vérifiée
- 2)  $A_t^x \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 3,14 \text{ cm}^2 < 13,65 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$  vérifiée

Les deux conditions sont satisfaites, alors la vérification de flèche n'est pas nécessaire

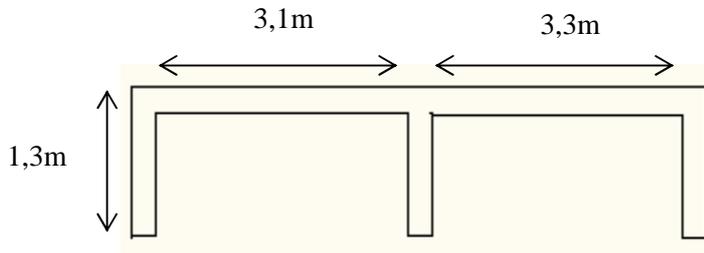
➤ Schémas de ferrailage



**Figure III.11 :** Schéma de ferrailage de dalle D1

**b. Calcul de la dalle D2 et D3**

Ce sont des dalles sur 3 appuis, de 15cm d'épaisseur (figure III). Elles se situent au niveau de planchers d'étages 5.



**Figure III.12 :** Représentation des panneaux de dalle D2 et D3

Les dimensions et les valeurs de  $\rho$  correspondant à chaque panneau de dalle sont résumées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.14 :** Dimensions  $\rho$  et des panneaux de dalle D2et D3

	<b>D2</b>	<b>D3</b>
$l_x$	1,3	1,3
$l_y$	3,1	3,3
$\rho = \frac{l_x}{l_y}$	0,42	0,4
$\rho \geq 0.4$ les dalles travaillent selon deux sens		

**Remarque :**

Le ferrailage de panneau D2 se fera de la même manière que celui du panneau D3 car celui -ci est le plus défavorable.

➤ **Evaluation des charges**

$G = 6,17 \text{ KN/m} , Q = 3,5 \text{ KN/m}$

ELU:  $q_u = 1,35 \times 6,17 + 1,5 \times 3,5 = 13,58 \text{ KN/m}$

ELS:  $q_s = 6,17 + 3,5 = 9,67 \text{ KN/m}$

➤ **Calcul des sollicitations**

➤ **Evaluation des moments :**

$1,3 < \frac{3,3}{2} = 1,65 \rightarrow$  Les moments sont donnés par les expressions suivantes :

$$\begin{cases} M_0^x = \frac{p_u l_x^2}{2} \times l_y - \frac{2p_u l_x^3}{3} \\ M_0^y = \frac{p_u l_y^3}{6} \end{cases}$$

$L_x$ : La dimension de la dalle qui sort en console ( $L_x = 1,3m$ )

$L_y$ : La dimension de la dalle qui repose sur deux appuis ( $L_y = 3,3m$ )

Le tableau suivant résume le calcul des moments :

**Tableau III.15 :** Estimation des moments dans le panneau D3

Combinaisons Sollicitations	ELU		ELS	
	$M_x$ (KN.M)	$M_y$ (KN.M)	$M_x$ (KN.M)	$M_y$ (KN.M)
$M_0$	29,34	4,97	12,8	3,54
$M_t^{x.y} = 0,75M_0^{x.y}$	22.005	3,73	9,6	2,81
$M_a^x = M_a^y = -0,5M_0^x$	-14,67		-6,4	

➤ **Ferraillage**

La dalle est calculée comme une section rectangulaire de 1m×e soumise à la flexion simple, les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III .16:** Calcul de ferraillage des panneaux D2 et D3

En travée							
Sens	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A calculé (cm <sup>2</sup> /m)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	A choisie (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
x-x	0,092	0,121	0,124	5,1	1,56	5HA12=5,65	20
y-y	0,016	0,02	0,129	0,831	1,2	3HA8=1,51	33
En appuis							
x-x/ y-y	0,061	0,0079	0,126	3,34	5HA10=3,93		20

➤ **Condition de non fragilité :**

Sens x-x →  $A_{min}^x = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) . b . e = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,65) \times 100 \times 15 = 1,41cm^2 < A^{choisie}$

Sens x-x →  $A_{min}^y = \rho_0 . b . e = 0,0008 \times 100 \times 15 = 0,96cm^2 < A^{choisie}$

➤ **Vérification de l'espace**

$s_t \leq \min(2e, 25cm) \rightarrow$  armatures secondaires/ armatures principales ..... **FN**

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

La vérification se fera selon le sens le plus défavorable avec:  $V_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$

**A.N:**

$$V_u^x = 8,62KN$$

$$\tau = \frac{8,62 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,066MPa \quad (1)$$

$$\frac{0,0725}{1,5} = 1,16MPa \quad (2)$$

(1) < (2) Les armatures transversales dans la dalle ne sont pas nécessaires

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS**

La dalle D1 se trouve à l'extérieur (FN), on doit alors vérifier la contrainte de compression dans le béton  $\sigma_b$  ainsi que la contrainte de traction dans l'acier  $\sigma_s$ .

La vérification des contraintes est résumée dans le tableau suivant :

**Tableau III.17 :** Vérification des contraintes dans les panneaux D2 et D3

En travée										
Sens	$M_t$ (KN)	$A$ ( $cm^2$ )	$Y$ ( $cm$ )	$I$ ( $cm^4$ )	$\sigma_b$ ( $Mpa$ )	$\bar{\sigma}_b$ ( $Mpa$ )	Observation	$\sigma_s$ ( $Mpa$ )	$\bar{\sigma}_s$ ( $Mpa$ )	Observation
x-x	9,6	5,65	4,72	9157	4,95	15	Vérifiée	130,25	201,63	Vérifiée
y-y	2,81	1,51	2,2	3335	1,07	15	Vérifiée	88,275	201,63	Vérifiée
En appuis										
x-x/ y-y	6,4	3,93	3,37	6729,84	3,2	15	Vérifiée	137,16	201,63	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

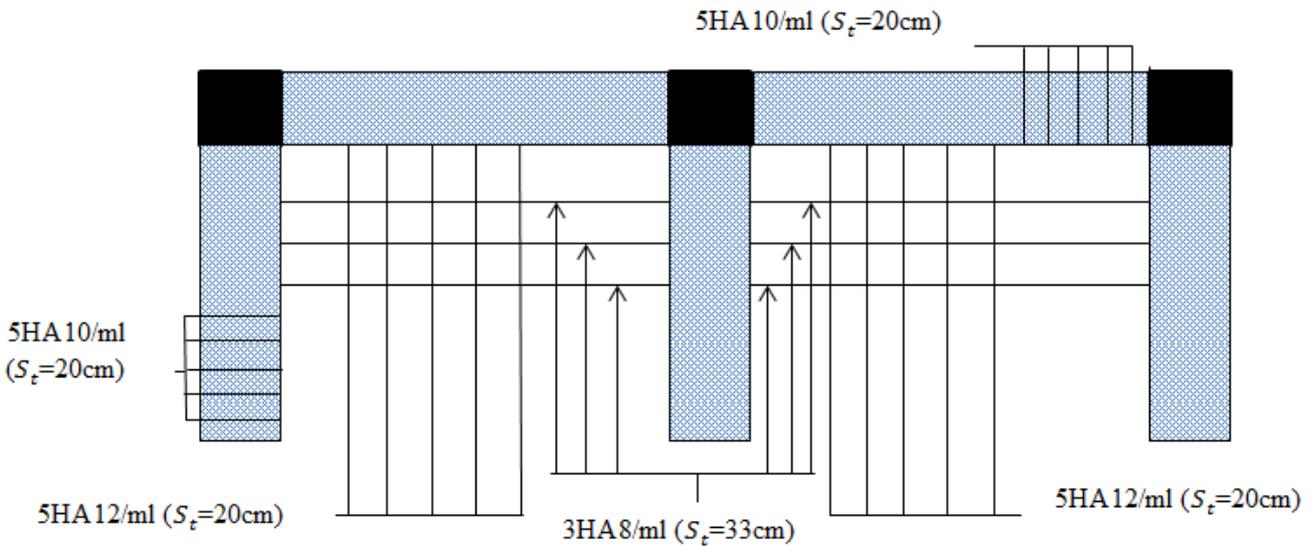
La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas observée :

$$1) e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow e = 15 \text{ cm} > 12,4 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$2) A \leq \frac{2, b, d}{f_e} \Leftrightarrow 5,65 \text{ cm}^2 < 7 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée}$$

Les deux conditions sont satisfaites, ya pas lieu de vérifiée la flèche

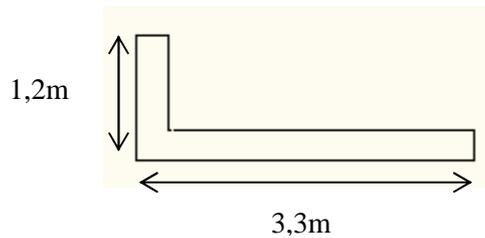
➤ Schémas de ferrailage



**Figure III.13 :** Schéma de ferrailage des panneaux de dalle (D2 et D3)

**C. Calcul de dalle D4**

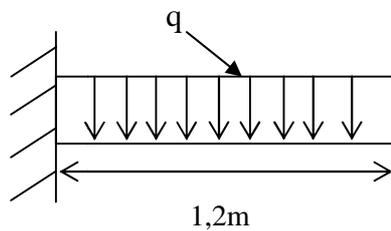
C'est une dalle sur 2 appuis, de 15 cm d'épaisseur. Elle se situe au niveau de plancher d'étages 4.



**Figure III.14 :** Représentation de la dalle D4

$$\begin{cases} L_x = 1,2m \\ L_y = 3,3m \end{cases} \quad \rho = \frac{1,2}{3,3} = 0,36 < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille selon un seul sens}$$

Le panneau D4 se comporte comme une console comme montré sur la figure suivante :



**Figure III.15 :** Schéma statique de la dalle D4

➤ Evaluation des charges

$$G = 6,17 \text{ KN/m} , Q = 3,5 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELU: } q_u = 1,35 \times 6,17 + 1,5 \times 3,5 = 13,58 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS: } q_s = 6,17 + 3,5 = 9,67 \text{ KN/m}$$

➤ **Calcul des sollicitations**

**Calcul des moments :**

$$M_0^x = -\frac{ql_x^2}{8} \begin{cases} \text{ELU: } M_0^x = -19,55 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_0^x = -6,96 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Calcul de l'effort tranchant :**

$$v = q_u \times l = 16,30 \text{ KN}$$

➤ **Ferraillage :**

La dalle est calculée comme une poutre de section 1m x e soumise à la flexion simple dans le sens le plus défavorable. Le tableau suivant résume les résultats obtenus:

**Tableau III.18 :** Ferraillage de la dalle D4

Sens	$\mu_{bu}$	A	Z(m)	A <sup>calculé</sup> (cm <sup>2</sup> /m)	A <sup>choisie</sup> (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
x-x	0,081	0,105	0,124	4,53	5HA12 = 5,65cm <sup>2</sup> /ml	20
y-y	$A_y = \frac{A_x}{3} = 1,88 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec St=25cm					

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \rho_0 \times b \times d = 0,0008 \times 1 \times 0,13 = 1,04 \text{ cm}^2 < A_{choisie}$$

➤ **Vérification des espacements**

$$s_t \leq \min(2e, 25\text{cm}) \rightarrow \text{armatures secondaires/ armatures principales} \rightarrow \text{FN}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

Pour éviter l'utilisation des armatures transversales dans la dalle il faut vérifier que:

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{16,30 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,125 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPa}$$

La condition est satisfaite, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification des contraintes à L'ELS**

La vérification des contraintes est résumée dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.19 :** Vérification des contraintes dans le panneau D4

Sens	$M_t$ (KN)	$A$ ( $cm^2$ )	$Y$ ( $cm$ )	$I$ ( $cm^4$ )	$\sigma_b$ ( $Mpa$ )	$\bar{\sigma}_b$ ( $Mpa$ )	Observation	$\sigma_s$ ( $Mpa$ )	$\bar{\sigma}_s$ ( $Mpa$ )	Observation
x-x	6,96	5,65	0,04	8976,75	3,10	15	Vérifiée	104,67	201,63	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

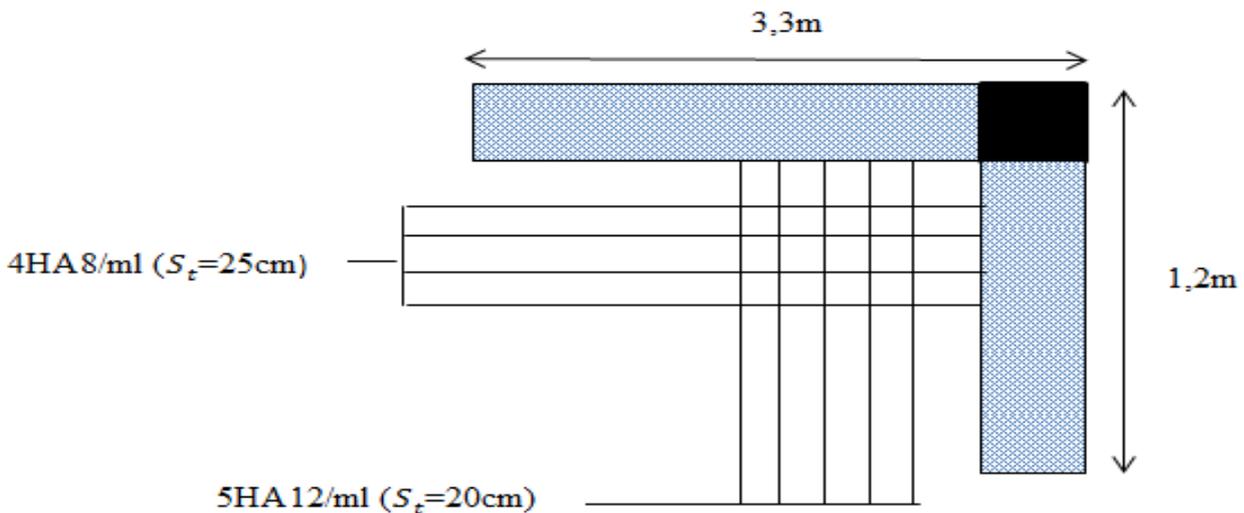
La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas observée :

3)  $e \geq \max\left(\frac{1}{16} ; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow e = 15 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \dots \dots \dots$  vérifiée

4)  $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 5,65 \text{ cm}^2 < 13,65 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$  vérifiée

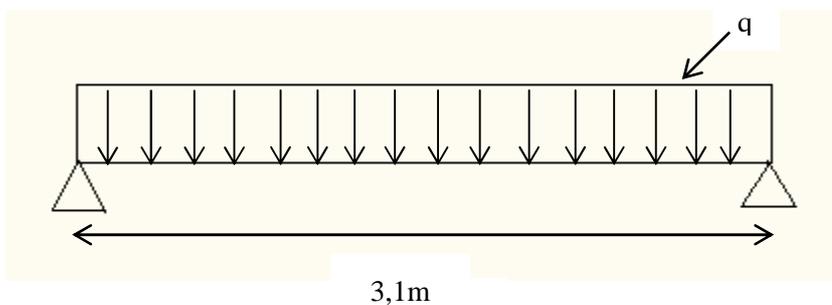
Les deux conditions sont satisfaites, alors la vérification de flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Schémas de ferrailage**



**Figure III.16 :** Schéma de ferrailage de la dalle D4

**III.2 . Etude de la Poutre de chaînage :**



**Figure III.17 :** Schéma statique de la poutre de chaînage

D'après le **RPA99 (Art 9.3.3)**, la dimension minimale de la poutre de chaînage doit être supérieure

ou égale à 15 cm ou à 2/3 de l'épaisseur de l'élément supporté. Dans notre cas, la poutre sert d'appui pour reprendre le poids des cloisons.

$$h \geq \max(23 \times 20\text{cm}; 15\text{cm}) \Rightarrow h \geq 15\text{cm}$$

➤ **Condition de la flèche**

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Leftrightarrow 20,66\text{cm} \leq h \leq 31\text{cm}$$

➤ **Exigences du RPA99/2003**

$$\begin{cases} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} < 4 \end{cases} \quad \text{Donc on opte pour } b=30 ; h=30$$

➤ **Calcul des sollicitations**

La poutre de chaînage qu'on va étudier est soumise aux chargements suivants:

**Poids propre:**  $Gp = 25 \times 0.30 \times 0,30 = 2,25\text{KN/ml}$

❖ **Charge d'exploitation sur la poutre:**  $Q_0 = Q \times b = \frac{1,5\text{KN}}{m}$

Donc, la charge totale qui revient sur la poutre de chaînage est :

$$\begin{cases} \text{ELU: } q_u = 1,35Gp + 1,5Q_0 = 5,29\text{KN/ml} \\ \text{ELS: } q_s = Gp + Q_0 = 3,75\text{KN/ml} \end{cases}$$

Moments isostatiques  $\begin{cases} \text{ELU: } M_{0u} = q_u \frac{l^2}{8} = 7,64\text{KN.m} \\ \text{ELS: } M_{0s} = q_s \frac{l^2}{8} = 5,42\text{KN.m} \end{cases}$

Moments en travée  $\begin{cases} \text{ELU: } M_{tu} = 0,85M_{0u} = 6,4\text{KN.m} \\ \text{ELS: } M_{ts} = 0,85M_{0s} = 4,6\text{KN.m} \end{cases}$

En appuis  $M_a = -0,4M_0 \begin{cases} \text{ELU: } M_{au} = -3,056\text{KN.m} \\ \text{ELS: } M_{as} = -2,17\text{KN.m} \end{cases}$

➤ **Ferraillage à l'ELU**

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.20 : Résultats de ferraillage de la poutre de chaînage (en F.S)**

Position	M (KN.m)	Pivot	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{Fs,cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	6,4	A	0,019	0,024	0,277	0,664	1,01	3HA10=2,36
Appui	-3,056		0,0092	0,0012	0,278	0,315	1,01	3HA10=2,36

• **Vérification de l'effort tranchant CBA93 (Art A.5.1.1)**

$$V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 9\text{KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,170\text{Mp}$$

F.P.N  $\Rightarrow \tau < \min(0,2fc28/\gamma b; 5MPa) = 3,33MPa$

$\tau u < \tau \Rightarrow$  vérifiée, Donc pas de risque de rupture par cisaillement.

- **Armatures transversales**

On fixe  $St = 15\text{ cm}$  et on calcul  $A_{trans}$

a)  $A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times st}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,45\text{ cm}^2$

b)  $A_{trans} \geq \frac{b \times St(\tau_{f,s} - 0,3ft28)}{0,9 f_e} < 0$

Soit un cadre  $\phi 8$  + un étrier  $\phi 8 \rightarrow A_{trans} = 4\phi 8 = 2,01\text{ cm}^2$

➤ **Vérification à l'ELS**

- **Vérification des contraintes**

La vérification des contrainte sont récapitulé dans le tableau suivant :

**Tableau III.21:** Vérification des contraintes à l'ELS

Position	$M_{ser}$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	4,6	7,03	19041,14	1,69	15	Vérifier
En appui	-2,17	7,03	19041,14	0,8	15	Vérifier

- **Vérification de la flèche**

La flèche est à vérifier si l'une de ces conditions suivantes n'est pas observée :

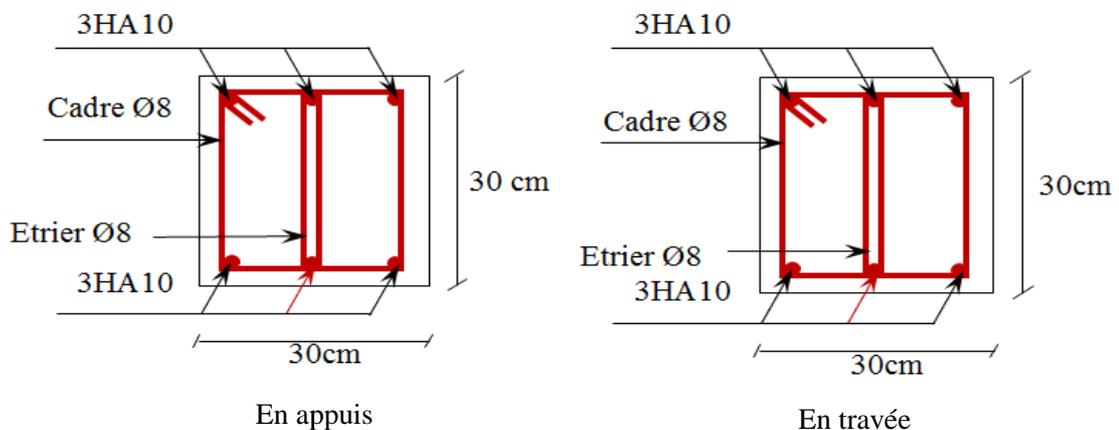
1)  $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{Mt}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h = 35\text{ cm} > 28,85\text{ cm} \dots \dots \dots$  vérifiée

2)  $A \leq \frac{4,2.b.d}{f_e} \Leftrightarrow 2,36\text{ cm}^2 < 8,82\text{ cm}^2 \dots \dots \dots$  vérifiée

3)  $L = 3,4\text{ m} < 8\text{ m} \dots \dots \dots$  vérifiée

Toute les conditions sont vérifier donc il y a pas lieu de vérifier la flèche.

➤ **Schéma de ferrailage**

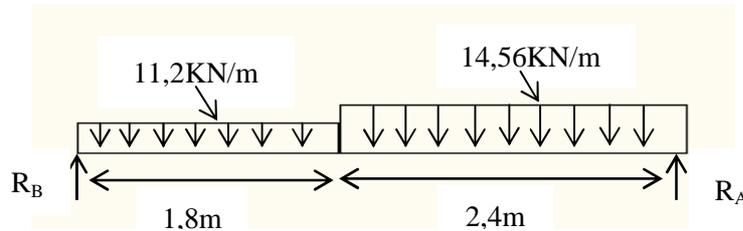


**Figure III.18:** Schémas de ferrailage de la poutre de chaînage

**III .3. Escalier :**

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations et par la suite le ferrailage correspondant. Ce calcul est mené par la méthode de la résistance des matériaux.

Notre structure comporte un seul type d'escalier en béton armé (escalier droit) identique pour tous les étages.



**Figure III.19 :** Schémas statique d'escalier

$$\text{Volée} \begin{cases} G_v = 8,5 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \quad \text{palier} \begin{cases} G_v = 8,5 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

➤ **Calcul des réactions d'appuis par la méthode RDM**

$$\mathbf{R_A} = \begin{cases} \text{ELU: } 29,28 \text{ KN.} \\ \text{ELS: } 21,10 \text{ KN.} \end{cases} \quad \mathbf{R_B} = \begin{cases} \text{ELU: } 25,82 \text{ KN.} \\ \text{ELS: } 18,55 \text{ KN.} \end{cases}$$

➤ **Calcul du chargement qui revient sur l'escalier**

$$\text{ELU} \begin{cases} q_{uv} = (1,35G_v + 1,5Q_v) \times 1 = 14,56 \text{ KN/m} \\ q_{up} = (1,35G_p + 1,5Q_p) \times 1 = 11,20 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} q_{sv} = (G_v + Q_v) \times 1 = 10,51 \text{ KN/m} \\ q_{sp} = (G_p + Q_p) \times 1 = 8,02 \text{ KN/m} \end{cases}$$

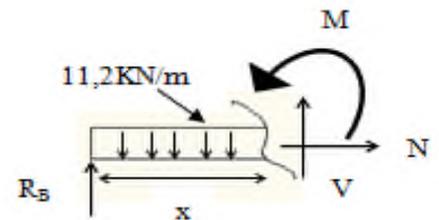
➤ **Calcul des moments**

La poutre étudiée est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (Méthode de la RDM).

**Exemple de calcul:**

**1<sup>er</sup> tronçon ::**  $0 < x < 1,80m$

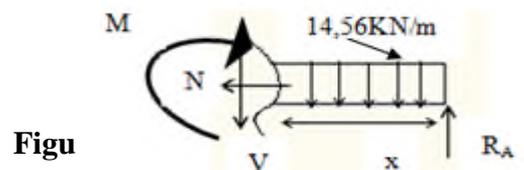
$$M = -5,6 x^2 - 25,82 x; \quad V = 10,79x - 25,82$$



**Figure III.20:** coupe1

**2<sup>eme</sup> tronçon**  $0 < x < 2,4m$

$$M = -7,28 x^2 - 29,28x; \quad V = 14,56 x - 29,28$$



**Figu**

**Figure III.21:** coupe2

➤ Calcul de  $M_{max}$

$$M_{max} = M(x)$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow x = 2,3m \Rightarrow M_{max} = 29,76 \text{ KN.m}$$

Tous les résultats obtenus sont récapitulé dans le tableau suivant :

**Tableau III.22 :** Sollicitations dans l’escalier

Appui	Réaction(KN)		V (KN)	M (KN.m)		$V^{max}$ (KN)	$M_0^{max}$	
	ELU	ELS		ELU	ELS		ELU	ELS
A	29,21	21,1	29,21	0	0	29,21	29,76	21,45
B	25,79	18,55	25,79	0	0			

Puisque les appuis sont partiellement encastrés, donc on doit corriger les moments obtenus :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^u = 0,75 M_{0u} = 22,32 \text{ KN.m} \\ M_a^u = -0,5 M_{0u} = -14,88 \text{ KN.m} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} M_t^s = 0,75 M_{0s} = 16,08 \text{ KN.m} \\ M_a^s = -0,5 M_{0s} = -10,72 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

➤ Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple avec  $M_t^{max}$  pour une section  $(b \times h) = (1ml \times e)$  ; la même chose pour le ferrailage aux appuis avec  $M_a^{max}$ .

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.23:** Ferrailage de l’escalier

position	$M_u$ (KN.m)	$\mu bu$	A	Z(m)	A calculé (cm <sup>2</sup> /m)	A min (cm <sup>2</sup> /m)	A choisie (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
Travée	22,32	0,08	0,1	0,134	5,22	1,69	5HA12=5,65	20
appui	-14,88	0,053	0,068	0,136	3,13	1,69	4HA10 =3,14	25

➤ Armature de répartition

**Tableau III.24 :** Armatures de repartions

	$A_r$ cm <sup>2</sup> /ml	$A_r^{choisie}$ cm <sup>2</sup> /ml	St (cm)
Travée	$\frac{A_{choisie}}{4} = 1,41$	4HA8 = 2,01cm <sup>2</sup> /ml	25
Appuis	$\frac{A_{choisie}}{4} = 0,79$	4HA8 = 2,01cm <sup>2</sup> /ml	25

➤ Vérification de l’effort tranchant

$$V^{max} = 29,21 \Rightarrow \tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{29,21 \times 10^{-3}}{1 \times 0,14} = 0,21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPa}$$

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

❖ **Vérification des contraintes à l'ELS**

Comme la fissuration est peu nuisible, donc on vérifie uniquement la contrainte dans le béton ( $\sigma_{bc}$ ) :

On doit vérifier  $\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$

Le calcul et la vérification des contraintes ont donné les résultats résumés sur le tableau suivant :

**Tableau III.25 :** Vérification des contraintes à l'ELS

Position	$M_{ser}$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travée	16,08	4,09	10603,73	6,20	15	Vérifier
Appuis	-10,72	3,19	6585,98	5,19	15	Vérifier

➤ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas observée :

- 3)  $e \geq \max\left(\frac{1}{16} ; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow e = 16 \text{ cm} < 31,5 \text{ cm} \dots \dots \dots$  non vérifiée
- 4)  $A \leq \frac{4,2.b.d}{f_e} \Leftrightarrow 5,65 \text{ cm}^2 < 14,7 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$  vérifiée
- 5)  $L = 4,2 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots$  vérifiée

La condition ① n'est pas satisfaite ⇒ il faut vérifier la flèche.

Le calcul des charges est donné sur le tableau suivant:

**Tableau III.26 :** Charges revenant à l'escalier

Désignations	Volée	Palier
$q_j$ (KN/ml)	6,37	4
$q_g$ (KN/ml)	8,01	5,52
$q_p$ (KN/ml)	10,5	8,02

Le calcul de la flèche est résumé sur le tableau suivant:

**Tableau III.27 :** Vérification de la flèche

$\rho = 0.05, I_0 = 3,7 \times 10^{-4} m^4, y_G = 8,3 cm$						
Moments (KN. m)	Moments corrigé (KN. m)	Contraintes (MPa)	$\mu$	$\lambda$	Moment d'inerties fictives (m <sup>4</sup> ) (10 <sup>-4</sup> )	(mm)
$M_j = 12,75$	$M_j = 0,75 \times 12,75 = 9,42$	$\sigma_j = 130,06$	$\mu_j = 0,125$	$\lambda_i = 5,21$	$I_{ji} = 2,45$	$f_{ji} = 0,003$
$M_g = 16,02$	$M_g = 0,75 \times 16,02 = 12,01$	$\sigma_g = 168,4$	$\mu_g = 0,23$		$I_{gi} = 1,82$	$f_{gi} = 0,004$
$M_p = 21,45$	$M_p = 0,75 \times 21,45 = 16,08$	$\sigma_p = 225,42$	$\mu_p = 0,36$	$\lambda_v = 2,084$	$I_{gv} = 2,72$	$f_{gv} = 0,007$
					$I_{pi} = 1,41$	$f_{pi} = 0,006$

$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 6 mm < \bar{f} = 3,5500 = 7 mm \dots \dots \dots$  la flèche est vérifiée

✓ Schéma de ferrailage

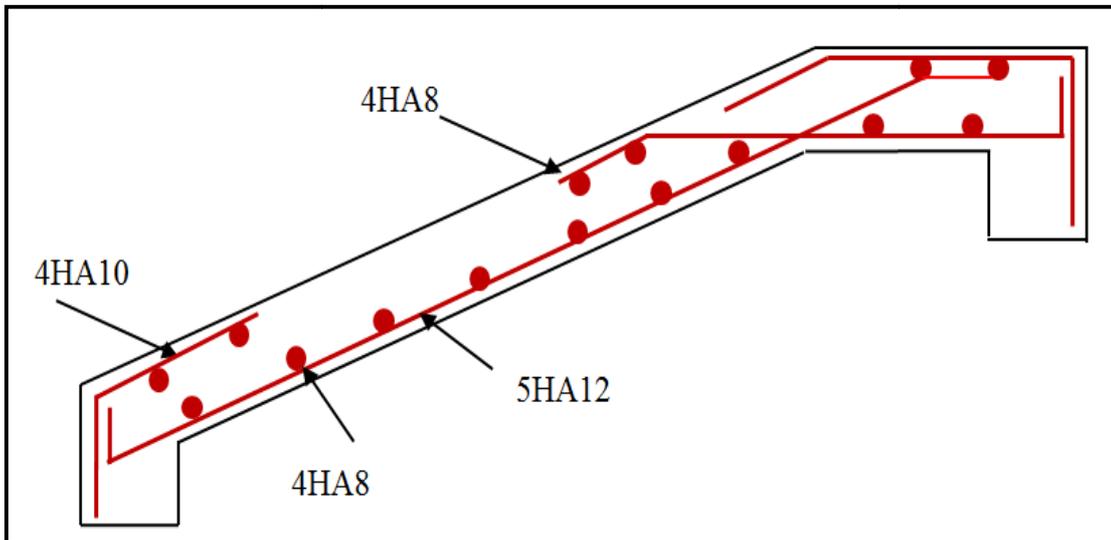


Figure III.22 : schéma de ferrailage des escaliers

• Poutre palière

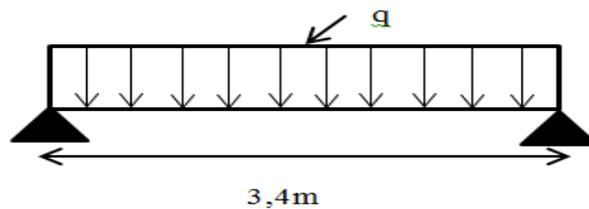


Figure III.23 : Schémas de la poutre palière

➤ **Dimensionnement**

D'après la condition de la flèche définie par le **BAEL91**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{340}{15} \leq h \leq \frac{340}{10} \Rightarrow 22,66 \leq h \leq 34$$

➤ **Exigences du RPA99/2003**

$$\begin{cases} h \geq 30cm \\ b \geq 20cm \\ \frac{h}{b} < 4 \end{cases} \quad \text{Donc on opte pour } b=30 ; h=30$$

La poutre palière est soumise à :

- **Son poids propre** :  $g_0 = 25 \times 0,30 \times 0,30 = 2,25 \text{ KN/m}$
- **Charge transmise de la paillasse** :

$$\begin{cases} \text{ELU: } R_{BU} = 25,79 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } R_{Bs} = 18,55 \text{ KN/m} \end{cases}$$

- **Moment de torsion**  $M_{tor} = M_B \times l/2$  : provoqué par la flexion de la paillasse.

➤ **Calcul à la flexion simple**

➤ **Calcul des sollicitations**

$$q = \begin{cases} \text{ELS: } q_u = 1,35g_0 + R_{Bu} = 28,83 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } q_s = g_0 + R_{Bs} = 20,8 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{Moments: } M_{OU} = \frac{qu l^2}{8} = 41,66 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{tu} = 0,75 M_0 = 31,25 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0,5 M_0 = -20,83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Effort tranchant: } v_u = \frac{qu l}{2} = 49,01 \text{ KN}$$

➤ **Ferraillage à l'ELU**

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.28** : Résultats de ferraillage de la poutre palière (en F.S)

Position	M (KN.m)	Pivot	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{Fs}^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{cal} \geq A^{min}$
Travée	31,25	A	0,096	0,132	0,266	3,37	1,01	Observé
Appui	-20,83		0,062	0,08	0,251	2,21	1,01	Observé

➤ **Contrainte de cisaillement en flexion simple**

$$\tau_{f,s} = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{49,01 \times 10^{-3}}{0,28 \times 0,30} = 0,583 \text{ MPa}$$

➤ **Armatures transversales**

On fixe  $St = 15 \text{ cm}$  et on calcul  $A_{trans}$

$$a) A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times st}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,45 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{trans} \geq \frac{b \times St(\tau_{f.s} - 0.3ft28)}{0.9 f_e} < 0$$

$$A_{trans} = \max(0,45cm^2; -0,055cm^2), \text{ donc on prend } A_{trans} = 0,45cm^2$$

### ➤ Calcul à la torsion

#### Moment de torsion

$$M_{tor} = -M_B \times \frac{l}{2} = -14,88 \times \frac{3.4}{2} = -25,3 \text{ KN.m}$$

Avec :  $M_B$  : Moment en appui (B) obtenu lors du calcul de la partie AB de l'escalier (Type 1).

D'après le **BAEL 91**, dans le cas de la torsion, la section réelle ( $b \times h$ ) est remplacée par une section creuse équivalente  $\Omega$  d'épaisseur ( $e = \emptyset/6$ ) ; car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion.

$\emptyset = \min(b, h)$  : Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ( $b \times h$ ).

$$e = \frac{h}{6} = 5cm \Rightarrow \Omega = (b - e) \times (h - e) = 625 \text{ cm}^2$$

$U = 2(b + h) = 120 \text{ cm}$  : Périmètre de la section de la poutre palière.

### ➤ Armatures longitudinales

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{25,310^{-3} \times 1,2}{2 \times 0,0625 \times 348} = 6,98cm^2$$

### ➤ Armatures transversales

$$\text{On fixe } St = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_{trans}^{tor} = \frac{M_{tor} \times st}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{25,310^{-3} \times 0,15}{2 \times 0,0625 \times 348} = 0,872cm^2$$

### ➤ Contrainte de cisaillement

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \Omega e} = \frac{25,310^{-3}}{2 \times 0,0625 \times 0,05} = 4,05MPa$$

On doit vérifier :  $\tau_{total}^{tor} \leq \bar{\tau}$

$$\text{Avec : } \tau_{total}^{tor} = \sqrt{\tau_{f.s}^2 + \tau_{tor}^2} = \sqrt{0,583^2 + 4,05^2} = 4,09 \text{ Mpa}$$

$$F. P. N \Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 3,33Mpa$$

Ce qui donne :  $\tau_{total}^{tor} > \bar{\tau} \Rightarrow$  il y a risque de rupture par cisaillement

La solution : on augmente la section de la poutre palière

Soit :  $p_{palière} (35 \times 35)$

Les résultats de calcul après le redimensionnement de la poutre palière sont résumé dans les tableaux suivant :

**Tableau III.29 :** Calcul a la flexion simple

$\tau_{f.s}$ (Mpa)	St (cm)	$A_{trans}^{f.s}$ (cm <sup>2</sup> )
0,42	15	0,525

**Tableau III.30 :** calcul a la torsion

E	$\Omega$	U	St (cm)	$A_l^{tor}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{trans}^{tor}$ (cm <sup>2</sup> )	$\tau^{tor}$ (cm <sup>2</sup> )
5,83	851	140	15	5,9	0,641	2,55

$$\tau_{total}^{tor} = \sqrt{\tau_{f.s}^2 + \tau_{tor}^2} = \sqrt{0,42^2 + 2,55^2} = 2,58 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3,33$$

➤ **Ferraillage globale**

**En travée :**  $A_t = A_{trans}^{f.s} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 3,37 + \frac{5,9}{2} = 6,32 \text{ cm}^2$

Soit 3HA14 + 3HA12 = 8,01 cm<sup>2</sup>

**En appui :**  $A_a = A_a^{f.s} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 2,21 + \frac{5,9}{2} = 5,12 \text{ cm}^2$

Soit 3HA14 + 1HA12 = 5,75 cm<sup>2</sup>

**Armature transversales :**  $A_{trans}^{f.s} + A_{trans}^{tor} = 0,525 + 0,641 = 1,17 \text{ cm}^2$

Soit 4Ø8 = 2,01 cm<sup>2</sup> (un cadre + un étrier).

➤ **Vérification à l'ELS**

• **Vérification des contraintes**

$q_s = g_0 + R_{Bs} = 2,25 + 18,55 = 20,8 \text{ KN/m}$

**Moment:**  $M_{0s} = \frac{ql^2}{8} = \frac{20,8 \times 3,4^2}{8} = 30,06 \text{ KN.m}$

Moments corrigés  $\Rightarrow \begin{cases} M_{tu} = 0,75 M_0 = 22,55 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0,5 M_0 = -15,03 \text{ KN.m} \end{cases}$

La vérification des contraintes sont récapitulé dans le tableau suivant :

**Tableau III.31 :** Vérification des contraintes à l'ELS

Position	$M_{ser}$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	22,5	12	20160,352	13,42	15	Vérifier
En appui	15,03	10,52	13591,66	11,63	15	Vérifier

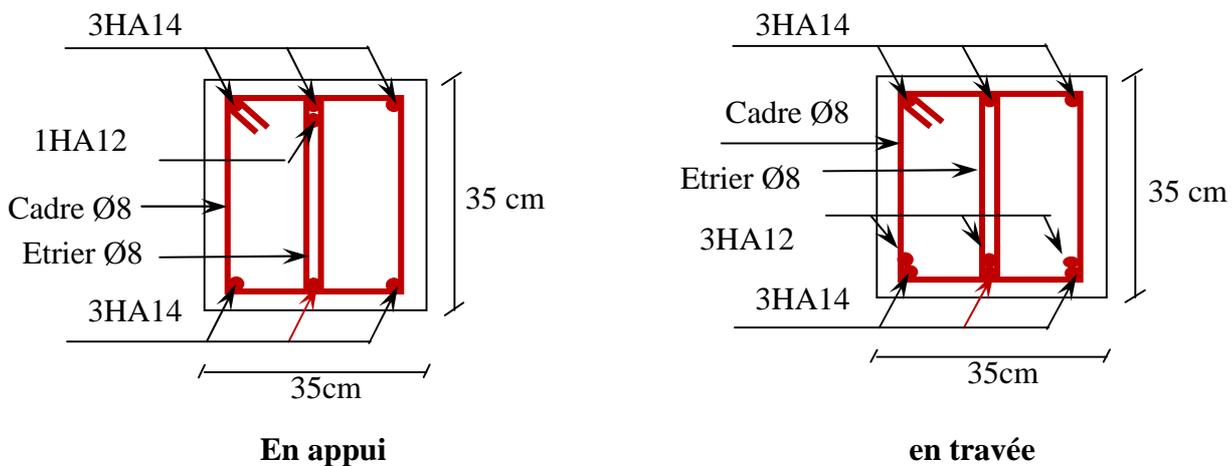
➤ **Vérification de la flèche**

La flèche est à vérifier si l'une de ces conditions suivantes n'est pas observée :

- 1)  $h \geq \max\left(\frac{1}{16} ; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h=35 \text{ cm} > 25,5 \text{ cm} \dots \dots \dots$  vérifiée
- 2)  $A \leq \frac{4,2.b.d}{f_e} \Leftrightarrow 8,01 \text{ cm}^2 < 14,7 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$  vérifiée
- 3)  $L = 3,4 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots$  vérifiée

Toutes les conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

Schéma de ferrailage



**Figure. III.24.** Schéma de ferrailage de la poutre palière.

**III .4 .Etude de l'acrotère :**

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumise à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et à une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

➤ **Evaluation des charges et surcharges :**

- **Verticales :**

La surface droite de l'acrotère est calculée comme suit :

$$S_{acrotère} = ((0,1 \times 0,6) + (0,07 \times 0,1) + \left(0,1 \times \frac{0,03}{2}\right)) = 0,0685 \text{ m}^2$$

Son poids propre de l'acrotère est égal à :  $G_0 = 25 \times S_{acrotère} \Rightarrow G_0 = 1.71 \text{ KN/m}$

**Tableau III.32 :** Charges et surcharges de l'acrotère

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m <sup>2</sup> )	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment KN/ml	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	10	0.0685	1.71	$18 \times 0.02 \times 0.6 \times 1 = 0.216$	3.22	1

- **Horizontales :** (dues au séisme).

D'après le **RPA99**, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme (Force d'inertie appliquée au CDG) définie par :

$$F_P = 4 \times A \times C_P \times W_P$$

**Tel que :**

**A :** Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du **RPA99** pour la zone et le groupe d'usages appropriés.

**C<sub>P</sub> :** Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (**Tab. 6.1** du **RPA99**).

**W<sub>P</sub> :** poids de l'élément considéré.

**Pour notre cas :**

- Groupe d'usage 2.
- Zone II<sub>a</sub> (Bejaia).

$$\begin{cases} A = 0,15 \\ C_P = 0,8 \\ W_P = 2,14KN/ml \end{cases}$$

**Donc :**  $F_P = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,14 \Rightarrow F_P = 1,0272KN$

**NB :** La section de calcul en flexion composée sera de (100×10) cm<sup>2</sup>, car le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

➤ **Calcul des sollicitations :**

- **Calcul du centre de gravité :**

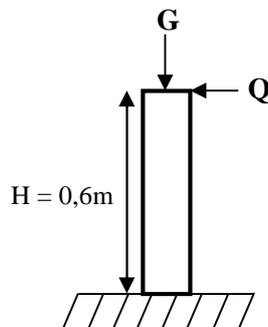
Les coordonnées du centre de gravité sont données comme suit:

$$x_G = \frac{\sum A_i \times x_i}{\sum A_i}, \quad y_G = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i}$$

**Tel que :**  $\sum A_i = S$

$$x_G = \frac{\left[0,6 \times 0,1 \times \left(\frac{0,1}{2}\right)\right] + \left[(0,07 \times 0,1) \times 0,15\right] + \left[\left(\frac{0,1 \times 0,03}{2}\right) \times \left(0,1 + \frac{0,1}{3}\right)\right]}{(0,1 \times 0,6) + (0,07 \times 0,1) + \left(0,1 \times \frac{0,03}{2}\right)}$$

$$x_G = 0,06m$$



**Figure. III.25 :** Les Sollicitations sur l'acrotère.

$y_G = 0,33m$

- **Moment engendré par les efforts normaux :**

$N_G = 2,14KN \Rightarrow M_G = 0KN.m$

$Q = 1KN/ml \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,6 = 0,6KN.m$

$F_P = 1,027KN \Rightarrow M_{FP} = F_P \times y_c = 0,338 KN.m$

- **Combinaisons de calcul**

Les combinaisons de calcul utilisées et leurs résultats sont résumés dans le tableau suivant:

**Tableau III. 33 :** Différentes combinaisons à utiliser.

Sollicitation	Combinaison		
	RPA99	ELU	ELS
Combinaisons	G+Q+E	1,35×G + 1,5×Q	G+Q
N (KN)	2,14	2,9	2,14
M (KN.m)	0,6	0,9	0,6

**NB :** La section dangereuse se situe à l’encastrement.

➤ **Ferraillage :**

Le ferraillage se fait à la flexion composée avec la combinaison  $N^{max}, M^{correspondant}$  à l’ELU fondamental vu que celui-ci présente un effort normal supérieur que celui de l’ELA.

- **Calcul de l’excentricité :**

$$\left. \begin{aligned}
 e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,9} = 0,3103m \\
 \frac{H}{6} = 0,1m
 \end{aligned} \right\} \rightarrow e_0 > \frac{H}{6} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée}$$

La section est soumise à un effort normal de compression, elle doit être justifiée vis-à-vis de l’état limite ultime de stabilité de forme conformément à l’article **A.4.4 du BAEL91** en adoptant une excentricité totale de calcul tels que :  $e = e_0 + e_a + e_2$

**Tel que :**

$e_a$  : Excentricité additionnelle.

$e_0$  : Excentricité structurale (résultat des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles).

$e_2$  : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, liés à la déformation de la structure

$e_a = \max \left( 2cm; \frac{h}{250} \right) = \max \left( 2cm; \frac{60}{250} \right) = 2cm$

$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \emptyset) \dots \dots \dots \text{BAEL91}$

**Tel que :**

$\alpha$ : Le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi-permanentes au moment total du premier ordre.

$\emptyset$ : Le rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$l_f$ : Longueur de flambement  $\Rightarrow l_f = 2 \cdot h = 2 \times 0,60 = 1,2m$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0+6} = 0 \Rightarrow e_2 = \frac{3 \times (1,2)^2}{10^4 \times 0,1} \times (2 + 0) = 0,864cm$$

D'où :

$$e = 0,3103 + 0,02 + 0,00864 = 0,3389m$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_U = 2,9 \text{ KN et } M_u = N_U \times e_t = 2,9 \times 0,3389 = 0,98 \text{ KN.}$$

On calcule les armatures à L'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS. Vu que

$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$  la section est partiellement comprimée, cela nous ramène à un calcul à la flexion simple

sous l'effet d'un moment fictif  $M_{UA}$  rapporté au centre de gravité des armatures tendues avec :  $M_{UA} =$

$$Mu + Nu \left( d - \frac{h}{2} \right) \rightarrow M_{UA} = 0,98 + 2,9 \times \left( 0,08 - \frac{0,1}{2} \right) = 1,066 \text{ KN.m}$$

Le tableau ci-dessous résume les résultats du ferrailage :

**Tableau III.33 :** Ferrailage de l'acrotère

$M_{UA}$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z$	$A$ ( $cm^2/ml$ )	$A_s$ ( $cm^2/ml$ )
1,066	0,01173	0,0168	0,0794	0,3858	0,3034

• **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,966 \text{ cm}^2/ml$$

$A_{min} > A_s \Rightarrow$  on ferraille avec  $A_{min}$  et on choisit :  $A_s = 4HA8$  (  $2,01 \text{ cm}^2/ml$  ).

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_u / 4 = 2,01 / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 3HA8$$
 (  $1,51 \text{ cm}^2/ml$  ).

• **Espacement :**

1. Armatures principale :  $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm} \rightarrow$  on adopte  $S_t = 30 \text{ cm}$ .
2. Armatures de répartition :  $S_t \leq 60/3 = 20 \text{ cm} \rightarrow$  on adopte  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

• **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\bar{\tau}_u \leq \min(0,1 \times f_{c28} ; 3Mpa)$$

$$\bar{\tau}_u \leq 2,5Mpa$$

$$V_u = 1,5 \times G = 1,5 \times 2,14 = 3,21 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{3,21 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} = 0,05375 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$  Pas de risque de cisaille

- **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_{ser} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum \mu_i} ; \sum \mu_i : \text{La somme des périmètres des barres.}$$

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \emptyset = 4 \times \pi \times 0,6 = 7,54 \text{ cm}$$

$$\tau_{ser} = \frac{3,21}{0,9 \times 0,08 \times 7,54 \times 10^{-2}} = 0,792 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \psi_s^2 \times f_{c28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ Mpa}$$

$\tau_{ser} < \bar{\tau}_s \rightarrow$  Pas de risque par rapport à l'adhérence

**b) à l'ELS :** (vérification des contraintes).

$$d = 0,08 \text{ m ;}$$

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de façon suivante :

- **Position de l'axe neutre :**

$$C = d - e_A ;$$

Tel que  $e_1$  : distance du centre de pression **C** à la fibre la plus comprimée **B** de la section.

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left( d - \frac{h}{2} \right) = \frac{0,6}{2,14} + \left( 0,08 - \frac{0,1}{2} \right) = 0,31235 \text{ m}$$

$e_A > d \Rightarrow C$  à l'extérieur de la section.

$$\Rightarrow c = 0,08 - 0,31235 = -0,23235$$

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0$$

Tel que :

$$P = -3c^2 - (c - d') \times \frac{6 \times n \times A_s'}{b} + (d - c) \times \frac{6 \times n \times A_s}{b}$$

$$q = -2c^2 - (c - d') \times \frac{6 \times n \times A_s'}{b} + (d - c)^2 \times \frac{6 \times n \times A_s}{b}$$

$$P = -3(-0,23235)^2 - (0,08 - 0,23235) \times \frac{6 \times 15 \times 2,01}{1} = 56,34215 \text{ m}^2$$

$$q = -2(-0,23235)^3 - (0,08 - 0,23235)^2 \times \frac{6 \times 15 \times 2,01}{1} = -17,62340 \text{ m}^2$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \times p^3}{27} = (-17,6234)^2 + \frac{4 \times (56,34215)^3}{27} = 26807,57 \text{ m}^3$$

$$\Delta > 0 \rightarrow t^{\frac{1}{3}} = (90,676)^{\frac{1}{3}} = 4,49 \text{ m}$$

$$\rightarrow y_c = Z - \frac{P}{3 \times Z} = 4,49 - \frac{56,34215}{3 \times 4,49} = 0,307 \text{ m}$$

Distance de l'axe neutre au centre de pression C, comptée positivement avec un effort normal  $N_{ser}$  de compression, négativement en traction

→  $y_{ser} = 0,307 - 0,23235 = 0,07465m$ (distance l'axe neutre et la fibre supérieur de la section)

• Calcul des contraintes :

$$I = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15 \times (A_{ser} \times (d - y_{ser})^2)$$

$$I = \frac{1 \times (0,07465)^3}{3} + 15 \times (2,01 \times (0,08 - 0,07465)^2) = 1,0016 \times 10^{-3}$$

$$K = \frac{N_{ser} \times y_c}{I} = \frac{2,125 \times 0,307}{1,0016} = 0,6513 MN/m^3 \rightarrow \text{(Coefficient angulaire des contraintes)}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = K \times y_{ser} = 0,6513 \times 0,07465 = 0,04862 Mpa \rightarrow \text{béton} \\ \sigma_s = n \times K \times (d - y_{ser}) = 15 \times 0,6513 \times (0,08 - 0,07465) = 0,05223 Mpa \rightarrow \text{acier} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 0,04862 Mpa < \bar{\sigma}_b = 15 Mpa \\ \sigma_s = 0,05223 Mpa < \bar{\sigma}_s = 201,63 \dots \dots \dots \text{Conditions verifiers} \end{cases}$$

• Schéma de Ferrailage

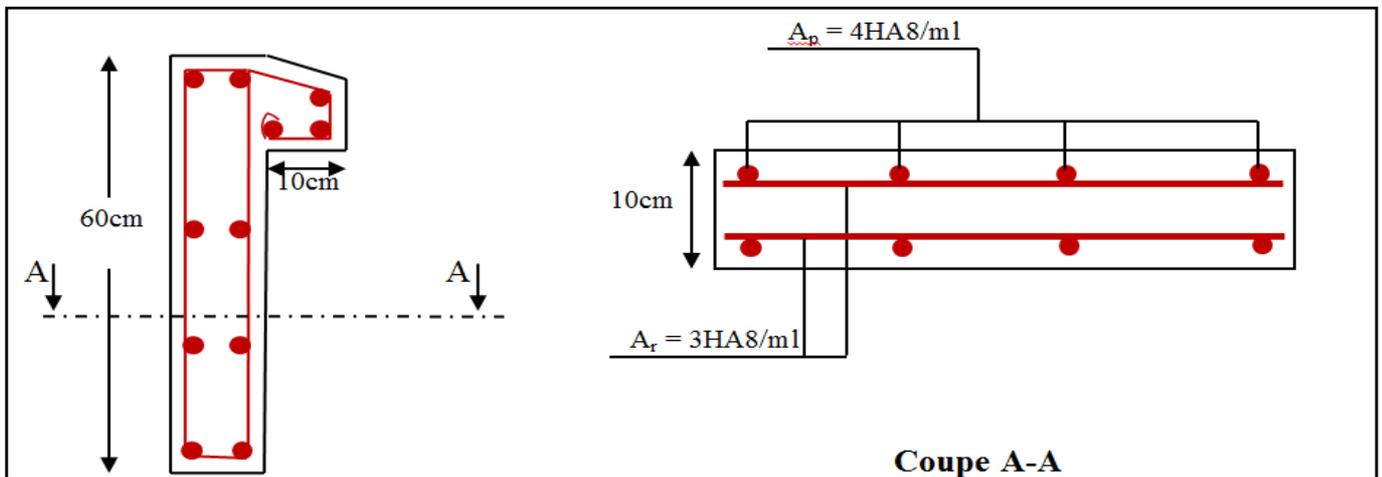


Figure. III.26 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III .5. Etude de l'ascenseur :

Un ascenseur est un dispositif assurant le déplacement en hauteur des personnes dans les bâtiments à niveaux multiples. L'ascenseur qui fait objet de la présente étude est destiné pour déplacer 8 personnes, ses caractéristiques sont les suivantes :

$$\begin{cases} P_m = 15KN \\ D_m = 82KN \end{cases}$$

Avec:

PM=charge due à la salle machine.

DM= charge due à l'ascenseur (cabine)

Evaluation des charges et surcharges

La dalle a les dimensions suivantes:(Figure III.27)

$$l_x=1.60m; l_y=2m$$

La dalle reprend une charge importante, on choisit alors une épaisseur de 20cm Elle est soumise aux charges suivantes:

- **Charges uniformément réparties**

**Son poids propre  $G_0$  tels que:**

$$G_0=G_1+G_2=25 \times 0.15=3.75 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{Poids propre de la dalle.}$$

$$G_2=25 \times 0.05=1.1 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{Poids du revêtement sur la dalle (e=5cm).}$$

$$G_0=G_1+G_2=4.85 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Et } Q=1 \text{ KN/m}$$

- **Charges concentrées**

La dalle est aussi soumise à une charge concentrée due au poids du système de levage:

$$G_{\text{concentrée}} = Dm + Pm = 82 + 15 = 97 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{concentrée}} = P_{\text{personnes}} = 6.30 \text{ KN}$$

### a. Calcul à l'ELU

#### ➤ Calcul les sollicitations

#### 1. Sous charges uniformément réparties

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.05 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{1.6}{2} = 0.8 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille selon les deux sens}$$

$$\rho = 0.8 \Rightarrow \text{Annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0.0561 \\ \mu_y = 0.5959 \end{cases}$$

$$M_{X1} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0561 \times 8.05 \times 1.6^2 = 1.16 \text{ KN.m}$$

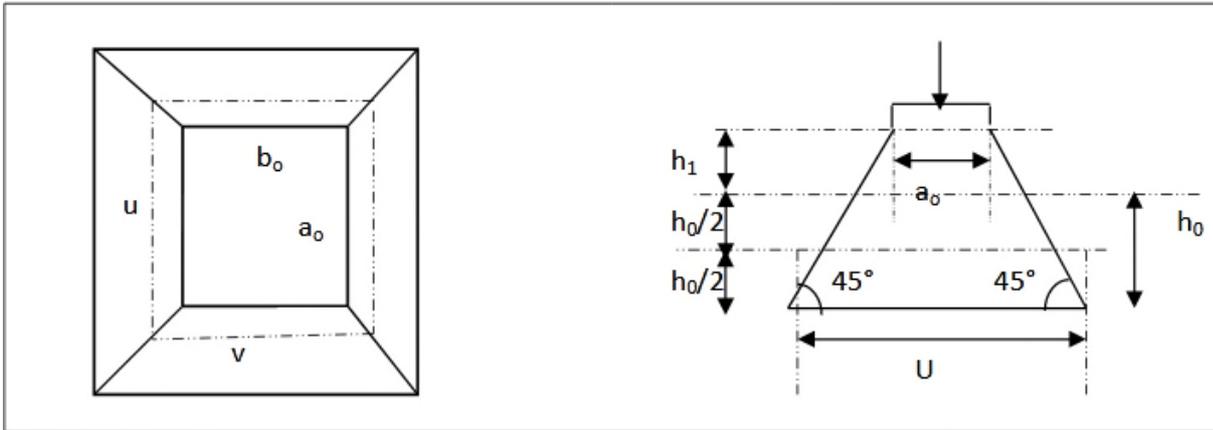
$$M_{Y1} = \mu_y \times M_x^0 = 0.5959 \times 1.16 = 0.691 \text{ KN.m}$$

#### 2. Sous charges concentrées

La charge concentrée  $q$  est appliquée à la surface de la dalle sur l'aire  $a_0 \times b_0$ . Elle agit uniformément sur une aire  $u \times v$  située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$  : Surface d'application de la charge donnée en fonction de vitesse.

,  $v$ : dimensions du rectangle d'impact de la charge au niveau du feuillet moyen de la dalle



**Figure III.27 :** Schéma de la dalle et de sa surface d'impact

$$\begin{cases} a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \\ b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \end{cases} \text{ Pour } V= 1M/S \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80cm \\ b_0 = 80cm \end{cases}$$

$h_1 = 5cm$  : Épaisseur de revêtement

$h_0 = 15cm$  : Épaisseur de dalle

$\xi = 1$ : Coefficient qui dépend du type de revêtement.

$$\begin{cases} 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105cm \\ 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105cm \end{cases}$$

$$\begin{cases} 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105cm \\ 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105cm \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = q_u \times (M_1 + \nu M_2) \\ M_{y2} = q_u \times (M_2 + \nu M_1) \end{cases}, \nu : \text{ est le coefficient de poisson}$$

- $M_1$  est en fonction de  $\frac{\mu}{L_x}$  et  $\rho \Rightarrow \frac{\mu}{L_x} = \frac{105}{160} = 0,6563$
- $M_2$  est en fonction de  $\frac{\mu}{L_x}$  et  $\rho \Rightarrow \frac{\mu}{L_x} = \frac{105}{200} = 0,525$

En se référant à l'abaque de Pigeaud (Annexe 2), on trouve :

$$M_1 = 0.086 ; M_2 = 0.056$$

Donc:

$$q_u = 1.35 \times G_{concentrée} + 1.5 \times G_{concentrée} = 1.35 \times 97 + 1.5 \times 6.30 = 140.40KN$$

$$q_{ser} = G_{concentrée} + G_{concentrée} = 97 + 6.30 = 103.3KN$$

$$\begin{cases} M_{x2} = q_u \times M_1 = 140.40 \times 0.086 = 12.07KN.m \\ M_{y2} = q_u \times M_2 = 140.4 \times 0,056 = 7,86KN.m \end{cases}$$

➤ **Superposition des moments**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x1} = 1,16 + 12,07 = 13,23 \text{KN.m} \\ M_y = M_{x2} + M_{y2} = 0,691 + 7,86 = 8,55 \text{KN.m} \end{cases}$$

**En travée :** 
$$\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times 13,23 = 11,24 \text{KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times 8,55 = 7,27 \text{KN.m} \end{cases}$$

**En appuis :** 
$$M_x = -0,4 \times M_x = -5,29 \text{KN.m}$$

➤ **Ferraillage**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur, de 15cm d'épaisseur, on prendra  $d = 13 \text{cm}$ .

Les résultats obtenus sont résumés sur le tableau suivant :

**Tableau III.34 :** Calcul du ferraillage de la dalle d'ascenseur

En travée							
Sens	$M_t$ (KN)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A calculé ( $\text{cm}^2/\text{m}$ )	A choisie ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	St (cm)
x-x	11,24	0,047	0,06	0,127	2,54	4HA10=5,65	25
y-y	7,27	0,03	0,038	0,128	1,63	4HA8=2,01	25
En appuis							
x-x/ y-y	5,29	0,022	0,028	0,128	1,18	3HA8=1,51	33

❖ **Vérifications à l'ELU**

• **Vérification de condition de non fragilité**

$$\begin{cases} A_t^x = 3\text{HA}10 / \text{ml} = 3,14 \text{cm}^2 / \text{ml} > A_x^{\min} = 1,7 \text{cm}^2 / \text{ml} \\ A_t^y = 3\text{HA}8 / \text{ml} = 2,1 \text{cm}^2 / \text{ml} > A_y^{\min} = 1,2 \text{cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

• **Vérification au poinçonnement**

Selon le BAEL 91, aucune armature d'effort tranchant n'est requise, si la condition suivante est satisfaite:

$$q_u \leq 0,045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$q_u$ : Charge de calcul à l'ELU

$h$ : Épaisseur totale de la dalle..

$\mu_c$ : Périmètre du contour au niveau de feuillet moyen

$$\mu_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (105 + 105) = 420cm$$

$$q_u := 140.40KN \leq 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 472,5KN$$

140,40KN < 472,5KN  $\Rightarrow$  Pas risque de poinçonnement de la dalle

- **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant**

Les efforts tranchants sont donnés sur le tableau suivant avec :

**Tableau III.35** : Efforts tranchants dans la dalle de l'ascenseur

Effort tranchant(KN)	Sous charge répartie	Sous charge Concentré	Superposition $V = V_1 + V_2$	$\tau^{max} = \frac{V^{max}}{bd}$ (MPa)
$V_x$	4,57	44,57	49,14	0,387
$V_y$	2,34	44,57	46,91	

Donc :

$$\tau_u = 0,387Mpa \dots \dots \dots \textcircled{1}$$

$$\frac{0,07f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16Mpa \dots \dots \dots \textcircled{2}$$

$\textcircled{1} < \textcircled{2} \Rightarrow$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**b. Calcul à l'ELS**

➤ **Calcul les sollicitations**

Le calcul des sollicitations est mené de la même manière qu'à l'ELU, Les résultats sont résumés sur le tableau suivant :

**Tableau III.36** : Moments à l'ELS dans la dalle de l'ascenseur

Moments	Sous charge Repartie	Sous charge Concentré	Superposition	$M_{travée}$ (KN)	$M_{appuis}$ (KN)
$M_x$	0,94	10,01	10,98	9,33	-4,39
$M_y$	0,668	7,56	8,23	7	

❖ **Vérification des contraintes à l'ELS**

Le calcul ainsi que la vérification des contraintes sont résumés dans le tableau suivant:

**Tableau III.37 :** vérification des contraintes dans la dalle de l'ascenseur

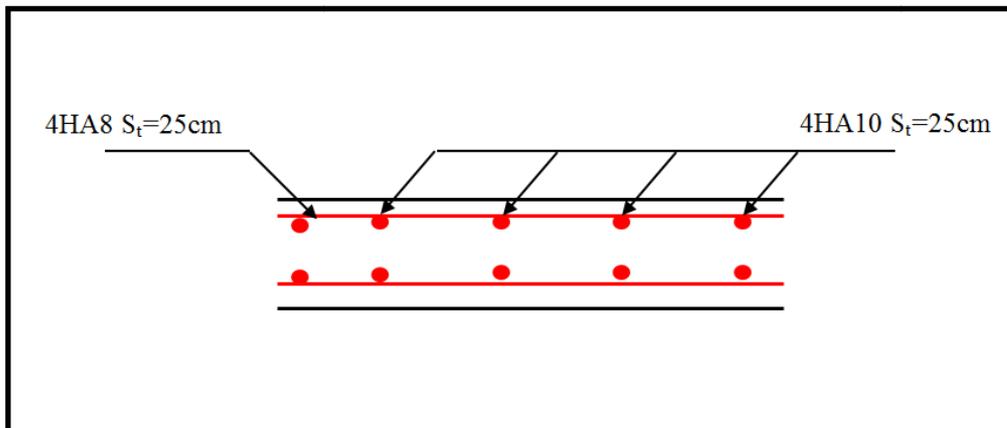
Sens	$M_t$ (KN)	$A$ ( $cm^2$ )	$Y$ ( $cm$ )	$I$ ( $cm^4$ )	$\sigma_b$ ( $Mpa$ )	$\bar{\sigma}_b$ ( $Mpa$ )	Observation
x-x	9,33	3,14	3,00		5	15	Vérifiée
y-y	7	2,01	2,05		4,55	15	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas observée :

- 1)  $e \geq \max\left(\frac{3}{80} ; \frac{M_t}{20 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow e=15 \text{ cm} > 6,79 \text{ cm} \dots \dots \dots$  vérifiée
- 2)  $A \leq \frac{2.b.d}{f_e} \Leftrightarrow 3,14 \text{ cm}^2 < 6,5 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$  vérifiée

Les deux conditions sont satisfaites, ya pas lieu de vérifiée la flèche



**Figure III.28 :** Vue en coupe du ferrailage de la dalle d'ascenseur.



## **Chapitre IV : Etude dynamique**

### **Introduction**

Un séisme est un mouvement naturel, brusque et transitoire qui peut durer quelques secondes à quelques minutes. Afin d'assurer la stabilité et la rigidité d'une construction face à des charges sismiques (horizontales) on fait appel à un système de contreventement. L'étude sismique d'une structure a pour objectif d'assurer une protection acceptable des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement des éléments appropriés tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont: la résistance, l'aspect architectural et l'économie. Cet objectif ne peut être atteint qu'avec un calcul adéquat tout en respectant la réglementation en vigueur.

### **IV.1 Méthodes de calcul**

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/V2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente ;
- La méthode d'analyse modale spectrale ;
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

#### **IV.1.1. Méthode statique équivalente :**

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (**4.2 du RPA99/V2003**) 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.

##### **✓ Calcul de force sismique 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**

Il est donné par le **tableau 4.1 page 26 du RPA99/version 2003**

Pour notre structure on a :

$$\begin{cases} \text{Groupe d'usage: 2} \\ \text{Zone sismique IIa} \end{cases} \rightarrow A = 0,15$$

▪ **D : Facteur d'amplification dynamique moyen**

Il est en fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la catégorie du site et du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

$\eta$  : Le facteur de correction d'amortissement est donnée par :  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$

$\xi$  : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. (Tableau 4.2 RPA99/2003).

On prend :  $\xi = 8,5\%$

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+8,5}} = 0.82$$

$T_2$  : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. RPA 99 (Tableau 4.7)

On a un site meuble S3  $\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.1\text{s} \\ T_2 = 0.5\text{s} \end{cases}$

$T$  : période fondamentale de la structure

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte, donc:

$$T = \min (C_T h_n^{3/4} ; 0.09H / \sqrt{L})$$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

$h_n$ : 27,2m Hauteur total du bâtiment mesurée

$C_T$ : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage donnée par le **tableau 4.6 du RPA99 /2003**

Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas :

$$C_T = 0.05$$

$$T_c = 0.595\text{s}$$

$L$  : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 22,37\text{m}, L_y = 16,8\text{m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.517s \\ T_y = 0.597s \end{cases}$$

$$T_x = \min (T_x, T_c) = 0.517s > T_2 = 0.5s$$

$$T_y = \min (T_y, T_c) = 0.595s > T_2 = 0.5s$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \quad \text{Car } T_2 \leq T \leq 3.0s$$

$$D_x = 2.004$$

$$D_y = 1,82$$

La période fondamentale statique majorée de 30% est :

$$T_{sx} = 1.30 \times 0.517 = 0,672s$$

$$T_{sy} = 1.30 \times 0.595 = 0,774s$$

▪ **Q : Facteur de qualité de la structure**

Déterminée par la formule suivante : **RPA99 (Formule 4.4) :  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$**

Avec :

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

**Tableau n1. :** Valeurs de pénalités  $P_q$

Critère « q »	Observé	$P_q / (x - x)$	Observé	$P_q / (y - y)$
<b>1-Conditions minimales sur les files de contreventement</b>	Non	0.05	Non	0.05
<b>2-Redondance en plan</b>	Oui	0	Non	0,05
<b>3-Régularité en plan</b>	Oui	0	Oui	0
<b>4-Régularité en élévation</b>	Non	0.05	Non	0.05
<b>5-Contrôle de qualité des matériaux</b>	Oui	0	Oui	0
<b>6-Contrôle de qualité d'exécution</b>	Oui	0	Oui	0

Donc :

$$Q_x = 1,1 \quad Q_y = 1.15$$

- **W** : Poids total de la structure :

$$W = \sum_i^n W_i \quad ; \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : Poids du 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).  $P_q$

$\beta = 0.2$  pour usage d'habitation

$$\Rightarrow W = 24714,6035 \text{ KN}$$

- **R** : Coefficient de comportement global de la structure,

Il est en fonction du système de Contreventement. **RPA99 (Tableau 4.3)**

Dans le cas de notre projet, on va opter pour un système de contreventement mixte assurée par des portiques et des voiles avec justification d'interaction portique-voile. Dans ce cas : **R = 5**

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st}^x = \frac{0.15 \times 2,004 \times 1.1}{5} \times 24714,6035 = 1634,426 \text{ KN}$$

$$V_{st}^y = \frac{0.15 \times 1,82 \times 1.15}{5} \times 24714,6035 = 1551,829 \text{ KN}$$

#### IV.1.2 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.1.3. 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 (RPA88) dès lors que les structures considérées ne répondent plus aux critères de régularité spécifiés dans ces codes (régularité en configuration horizontale et verticale).

La réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement ( $\xi$ ), et de la pulsation ( $\omega$ ). Donc, pour des accélérogrammes donnés, si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse, et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure. L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant:

$$\frac{S_a}{g} \left\{ \begin{array}{l} 1,25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq 3\text{sec} \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \frac{Q}{R} \dots\dots\dots T \geq 3\text{sec} \end{array} \right.$$

**IV.2. Exigences de RPA99/V2003 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.
- 2- D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel **etabs99** 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 **trois** modes de chaque direction considérée.

**IV.3. Modélisation et résultats**

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est **etabs2016**.

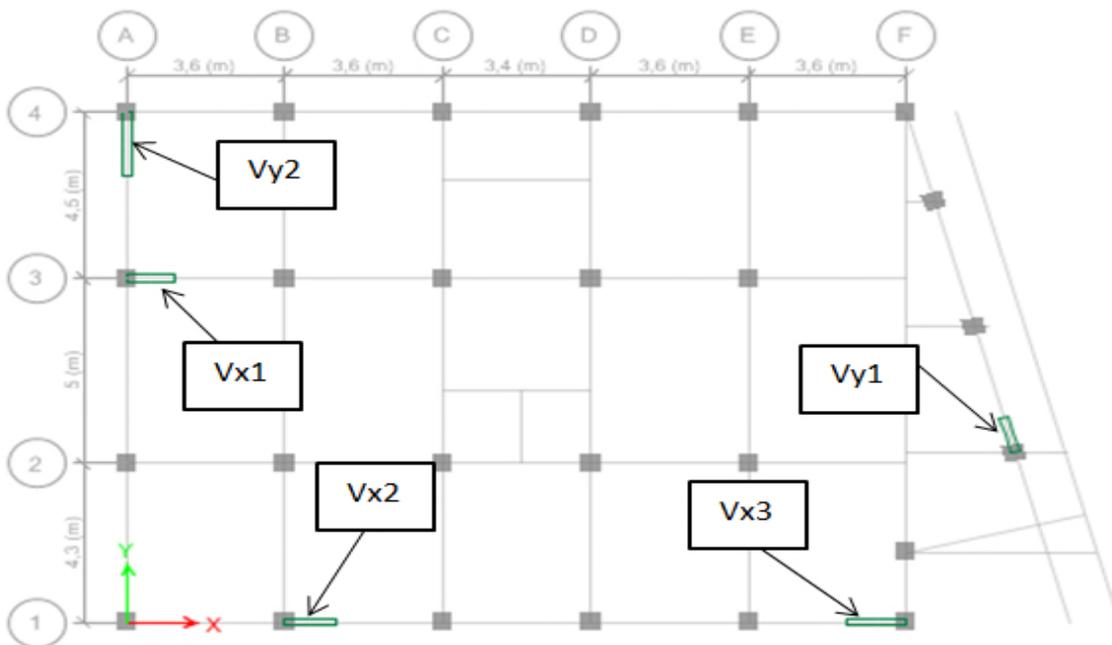
**Remarque :**

Le sous-sol à usage de parking n'a pas été pris en compte lors de la modélisation car il est considéré comme étant une boîte rigide.

**IV.4. Disposition des voiles de contreventements**

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et modification des sections des poteaux, et des poutres on a retenu la disposition représenté ci-dessous.

Cette disposition nous à permit d'éviter un mode de torsion au premier mode et reprendre favorablement aux conditions du RPA99/version2003



**Figure IV.1 :** Disposition des voiles

**IV.5. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique**

**IV.5.1. Périodes et taux de participation massique :**

Les données du tableau ci-dessous démontrent la participation massique pour chaque mode.

**Tableau IV .2 :** Périodes et taux de participation massique de la structure

Modes	Période	(%) de la Masse modale		(%) Cumulé de la masse modale	
		Suivant X(UX)	Suivant Y(UY)	Suivant X(UX)	Suivant Y(UY)
1	0,842	0,0027	0,7884	0,0027	0,7884
2	0,799	0,7937	0,0028	0,7964	0,7912
3	0,671	0,0008	0,0007	0,7972	0,7919
4	0,279	0,0015	0,1201	0,7987	0,9120
5	0,269	0,1166	0,0013	0,9153	0,9133

**Interprétation des données du tableau :**

Nous remarquons que la période obtenue est légèrement supérieure à la période calculée et majorée de **30%** par la MSE. Malheureusement, nous n’avons pas pu corriger ces légers dépassements malgré les nombreuses tentatives que nous avons faites.

D’après le RPA99/2003 on recalcule le  $D_{dyn}$  le  $V_{st}$  avec les périodes majorée de 30% :

$$\begin{cases} D_x = 1,87 \\ D_x = 1,7 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} V_x = 1348,77\text{KN} \\ V_x = 1281,88\text{KN} \end{cases}$$

**IV.5.2.Vérification de la résultante des forces sismiques :**

Selon l’article 4.3.6 du RPA99/version 2003, il faut que  $V_{dyn} \geq 0.8V_{st}$  dans les deux sens

**Tableau IV.3. :** Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.

La force sismique a la base	$V_{dyn}$ (KN)	$0.8V_{st}$ (KN)	Observation
Sens x-x	1304,8586	1096,14	Vérifier
Sens y-y	1317,4485	1043,65	Vérifier

**IV.5.3. Justification de l'interaction voiles-portiques :**

**Le RPA99/2003 (Art3.4.a)** exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

- Sous charges verticales

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

- Sous charges horizontales

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

**Tableau IV.4.** : Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales.

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observations
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	voiles	
Entre sol -2	22308,52	1273,625	23582,15	94,60	5,4	Vérifier
Entre sol -1	19352,44	12219,853	20572,289	94,07	5,93	Vérifier
RDC	16479,9	10888,369	17562,269	93,80	6,20	Vérifier
Etage1	13652,76	975,1829	14627,943	93,33	6,67	Vérifier
Etage2	10875,8	805,8385	11681,5684	93,10	6,90	Vérifier
Etage3	871,395	653,1733	8724,5684	92,51	7,49	Vérifier
Etage4	5346,241	443,5926	5789,8337	92,34	7,66	Vérifier
Etage5	2651,493	250,8015	2902,2949	91,36	8,64	Vérifier

**Tableau IV.5. : vérification de l'interaction sous charges horizontal**

Niveaux	Interaction selon x-x				Interaction selon y-y			
	Charges reprises en (KN)		Pourcentages repris (%)		Charges reprises en (KN)		Pourcentages repris (%)	
	Portique s	voiles	portique s	voiles	Portique s	voiles	portique s	Voiles
<b>Entre sol -2</b>	115,3164	3319,8841	26,50	73,50	92,2882	276,6295	25,02	74,98
<b>Entre sol -1</b>	135,6069	192 ,2268	41,36	58,64	85,0225	193,4281	30,53	69,47
<b>RDC</b>	133,7893	119,1868	52,89	47,11	91,8625	132,316	40,98	59,02
<b>Etage1</b>	108,7974	162,0864	40,16	59,84	73,2063	146,543	33,31	6,69
<b>Etage2</b>	99,8726	81,1609	55,17	44,83	72,314	146,543	46,61	53,39
<b>Etage3</b>	73,4654	124,9239	37,03	62,97	49,0295	102 ,2558	32,41	67,59
<b>Etage4</b>	61,957	46,8971	56,92	43,08	43,1767	39,3185	53,34	47,66
<b>Etage5</b>	37,6631	48,9626	43,48	56,52	40,4447	28,0056	59,09	40,91

L'interaction sous charges horizontales est donc vérifiée dans les deux sens.

**IV.5.4. .Vérification de l'effort normal réduit**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0,3 \text{ (Art7.1.3.3)RPA99(Version2003)}$$

Avec :

**N**: Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

**B**:Aire (section brute) de cette dernière

**Tableau IV.6. :** Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	La section adoptée (cm <sup>2</sup> )			N (KN)	ν	observations
	b (cm)	h (cm)	aire (cm <sup>2</sup> )			
Sous sol et Entre sol-2	50	55	2750	2164,4546	0,3	Vérifier
Entre sol-1 et RDC	45	50	2250	1631,632	0,29	Vérifier
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>eme</sup>	40	45	1800	1151,8982	0,256	Vérifier
3 et 4 <sup>eme</sup>	35	40	1400	698,2375	0,199	Vérifier
5 <sup>eme</sup>	30	35	1050	261,0075	0,099	Vérifier

**IV.5.5. Vérification vis-à-vis des déplacements :**

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ck}$$

Le déplacement horizontal a chaque niveau K de la structure est calculé par:

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \text{ RPA99/version2003 (art: 4.4.3)}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

R: Coefficient de comportement (R=5).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égale à :  $\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$

**Le RPA (art 5.10)** exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage C à d  $\Delta k < 1\% \times h_e$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-après :

**Tableau IV.7.:** Vérification des déplacements relatifs

Niveaux	Sens X-X						Sens y-y				
	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta k$ (cm)	$h_k$ (cm)	$h_k/\Delta k$ (%)	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta k$ (cm)	$h_k/\Delta k$ (%)
Entre sol -2	0,0785	0,3925	0	0,39	289	0,136	0,0929	0,465	0	0,46	0,161
Entre sol -1	0,2313	1,1565	0,3625	0,76	289	0,264	0,2718	1,359	0,465	0,89	0,310
RDC	0,4039	2,0195	1,1565	0,86	289	0,299	0,4684	2,342	1,359	0,98	0,340
Etage1	0,5898	2,949	2,0195	0,93	289	0,322	0,6718	3,359	2,342	1,02	0,352
Etage2	0,7733	3,8665	2,949	0,92	289	0,317	0,8802	4,401	3,359	1,04	0,361
Etage3	0,9425	4,7125	3,8665	0,85	289	0,293	1,0732	5,366	4,401	0,96	0,334
Etage4	1,085	5,425	4,7125	0,71	289	0,247	1,2368	6,184	5,366	0,82	0,283
Etage5	1,2062	6,031	5,425	0,61	289	0,210	1,3785	6,893	6,184	0,71	0,528

D’après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d’étage, ce qui signifie que la condition est vérifiée.

**IV.5.6. Justification vis-à-vis de l’effort P-Δ : Article 5.9 du RPA99/version2003**

Les effets de second ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments où la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1$$

$P_k$ : Poids total de la structure et des charges d’exploitation associés au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

$V_k$ : Effort tranchant d’étage au niveau k.

$\Delta_k$ : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

$h_k$ : Hauteur d’étage (k).

Si :

$0.1 \leq \theta_k < 0.20$ : Les effets P- $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du

1er ordre par le facteur :  $\frac{1}{1+\theta_k}$

$\theta_k > 0.20$ : La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés sur le tableau ci-après:

**Tableau IV.8. :** Vérification des effets P- $\Delta$

Niveaux	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	Sens X-X			Sens y-y		
			$\Delta k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$ (cm)	$\Delta k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$ (cm)
<b>Entre sol -2</b>	289	21856,589	0,3925	1235,433877	0,024	0,4645	1240,6945	0,028
<b>Entre sol -1</b>	289	19137,204	0,764	12084,63815	0,042	0,8945	1213,9485	0,049
<b>RDC</b>	289	16383,789	0,863	1145,086368	0,043	0,983	1149,6807	0,048
<b>Etage1</b>	289	13728,876	0,9295	1050,711685	0,042	1,017	1054,1159	0,046
<b>Etage2</b>	289	11025,496	0,9175	918,4897312	0,038	1,042	921,7205	0,043
<b>Etage3</b>	289	8322,1161	0,846	755,7814178	0,032	0,965	759,4553	0,037
<b>Etage4</b>	289	5574,4726	0,7125	552,9817259	0,025	0,818	556,3238	0,028
<b>Etage5</b>	289	2836,473	0,606	318,8410698	0,019	1,5265	318,0091	0,047



## Chapitre V : Etude des éléments structuraux

### V.1. Etude des poutres

#### Introduction

L'étude des poutres sera menée en se référant aux efforts internes (donnés par etabs2016), en tenant compte des sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons du RPA99/version2003et du BAEL91 qui sont :

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q$
- $G+Q\pm E_x$
- $G+Q\pm E_y$
- $0.8G\pm E_x$
- $0.8G\pm E_y$

Les poutres sont calculées à la flexion simple, elles sont sollicitées par des moments fléchissant et un effort tranchant, dans notre cas on deux type de poutres à étudier :

- Poutres principales(30 × 40)
- secondaires (30×35)

#### Recommandation du RPA99

##### a. Armatures longitudinales : RPA99/2003(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.

$$A_{min} = \{0,5\%(b \times h)$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$$A_{max} = \begin{cases} 4\% (b \times h) & \text{en zone corrante} \\ 6\% (b \times h) & \text{en zone de recouvrement.} \end{cases}$$

Les poutres supportent de faibles charges verticales et sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques, elles doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de  $40\phi$  en zone IIa.

**b. Armatures transversales : RPA99/2003(Art 7.5.2.2)**

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b$$

**$S_t$** : Espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow \text{en dehors de la zone nodale}$$

**Remarque :**

Les premières armatures transversales doivent être disposées à  $5\text{cm}$  au plus du nus d'appui ou de l'encastrement.

**Calcul du ferrailage**

- **Méthode de calcul des armatures à l'ELU (flexion simple)**
  - a. **Armatures longitudinales**

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel etabs2016, elles sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau V.1 :** Ferrailage des poutres principales ( $30 \times 40$ )  $\text{cm}^2$

Niveaux	Localisations	M (KN.m)	$A_{calculée}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{adoptée}$ ( $\text{cm}^2$ )
Terrasse inaccessible	Travée	69,8881	5,62	6	$3HA14 + 1HA12 = 5,75$
	Appui	109,8472	9,23	6	$6HA14 = 9,24$
3 <sup>eme</sup> , 4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup>	Travée	71,6375	4,95	6	$2HA14 + 2HA12 = 5,35$
	Appui	116,426	8,31	6	$4HA14 + 2HA12 = 8,42$
RDC, 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>eme</sup>	Travée	96,7708	6,81	6	$5HA12 + 1HA14 = 7,19$
	Appui	122,8819	8,83	6	$5HA14 + 1HA12 = 8,83$

Entre sol-2 et- 1	Travée	102,302	7,23	6	5HA14 = 7,7
	Appui	122,3792	8,79	6	5HA14 + 1HA12 = 8,83

**Tableau V.2 :** Ferrailage des poutres secondaires (30×35) cm<sup>2</sup>

Niveau	Localisation	M (KN.m)	A <sub>calculée</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
Terrasse inaccessible	Travée	23,8357	1,84	5,25	3HA10 = 2,36
	Appui	60,6463	4,86	5,25	3HA12 + 1HA14 = 4,93
3 <sup>eme</sup> , 4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup>	Travée	62,8344	5,04	5,25	2HA14 + 2HA12 = 5,35
	Appui	90,6314	7,48	5,25	5HA14 = 7,70
RDC, 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>eme</sup>	Travée	76,5325	6,23	5,25	5HA12 + 1HA14 = 7,19
	Appui	98,5764	8,21	5,25	5HA14 + 1HA12 = 8,83
Entre sol-2 et- 1	Travée	77,4637	6,31	5,25	6HA12 = 6,79
	Appui	94,3224	8,79	6	5HA14 + 1HA12 = 8,83

❖ Vérifications

- Condition de non fragilité

$$A^{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t23}}{f_e} \leq A^{cal} \begin{cases} \text{Poutres principales: } A^{min} = 1,38\text{cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } A^{min} = 1,19\text{cm}^2 \end{cases}$$

- Vérification de l'effort tranchant

On vérifie les poutres les plus défavorables de chaque type:

$$\tau_u = \frac{v^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa}$$

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, car si ces dernières sont vérifiées, les autres le seront sûrement.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant:

**Tableau V.3 :** Vérification de l'effort tranchant

Poutres	$V^{max}$	$\tau_u$	$\bar{\tau}_u$	Observations
Principale	103,7684	0,91	3,33	Vérifier
Secondaires	150,7012	1,52	3,33	Vérifier

- **Vérification des armatures longitudinales**

$$l_r \geq 40\phi l_{max}$$

$\phi = 20mm \rightarrow l_r \geq 40 \times 2 = 80cm$ ; On adopte  $l_r = 85cm$

**b. armatures transversales**

- **Diamètre des armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \phi_l^{min}; \frac{b}{10} \right)$$

Poutre principale(30 × 40):

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{40}{35}; \phi_l^{min}; \frac{b}{10} \right) \rightarrow \phi_t \leq \min (1,14; 1,2; 3)$$

Soit :  $\phi_t = 8mm$

Poutre principale(30 × 40):

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{35}{35}; \phi_l^{min}; \frac{b}{10} \right) \rightarrow \phi_t \leq \min (1; 1,2; 3)$$

Soit :  $\phi_t = 8mm$

On prend:  $A_t = \text{un cadre } \phi 8 + \text{un étrier } \phi 8 = 2.01cm^2$

- **Espacement des barres**

Selon le BAEL

$$S_t \leq \min (S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}) \text{ Avec } \begin{cases} S_{t1} \leq \min(0.9d; 40cm) \\ S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \\ S_{t3} \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau - 0.3f_{t28})} \end{cases}$$

Selon le RPA

$$\begin{cases} S_{t1}^{RPA} \leq \left( \min \frac{h}{4}; 12\phi_l^{min} \right) \rightarrow \text{en zone nodale} \\ S_{t2}^{RPA} \leq \frac{h}{2} \rightarrow \text{en zone courante} \end{cases}$$

Les résultats de calcul des espacements des barres sont résumés dans le tableau suivant:

**Tableau V.4 :** Calcul des espacements des barres dans les poutres

Espacements (cm)		Poutres principales (30× 40)	Poutres secondaires (30× 35)
<b>BAEL</b>	$S_{t1}$	34,2	37,8
	$S_{t2}$	67	67
	$S_{t3}$	74	24
	$S_t$	34,2	24
<b>RPA</b>	$S_{t1}^{RPA}$	10	8,75
	$S_{t2}^{RPA}$	20	17,5
<b>En zone nodale</b>		10	10
<b>En zone courante</b>		15	15

- **Vérification de la section minimale de  $A_t$**

On doit satisfaire la condition :  $A_t > A_t^{min}$

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.80 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{min} = 1.80 \text{ cm}^2$$

- ❖ **Vérfications à L'ELS**

- Etat limite d'ouvertures des fissures**

La fissuration est peu nuisible donc il n'y a aucune vérification à faire.

- Etat limite de compression de béton**

Il faut vérifier que:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma} = 15MPa$$

**Tableau V.5 :** Vérification de l'état limite de compression du béton dans les poutres

Poutres	Zone	$M_{ser}(KN)$	$y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc}$	Observation
Poutres principales	Appui	-84,6579	14,85	107026,45	11,75	Vérifiée
	Travée	51,1269	12,18	75569,82	8,24	Vérifiée
Poutre secondaires	Appui	-37,7634	10,53	49013,18	8,11	Vérifiée
	Travée	22,1453	7,72	27224,37	6,28	Vérifiée

**c. État limite de déformation**

Si les conditions suivantes sont satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire:

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \\ A_{travée} \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \\ l \leq 8m \end{array} \right.$$

Exemple: Poutres principales et secondaires de (RDC, 1<sup>er</sup> et 2<sup>eme</sup>)

$$\text{Poutre principales} \left\{ \begin{array}{l} h = 40 > 37,5 \\ A_{travée} = 7,17 \text{ cm}^2 < 11,97 \text{ cm}^2 \\ l = 5 \text{ m} < 8m \end{array} \right.$$

$$\text{Poutre secondaires} \left\{ \begin{array}{l} h = 35 > 27,02 \text{ cm} \\ A_{travée} = 7,19 \text{ cm}^2 < 10,39 \text{ cm}^2 \\ l = 3,6 \text{ m} < 8m \end{array} \right.$$

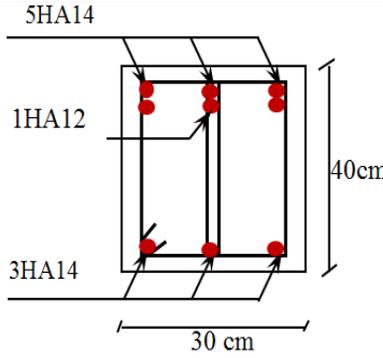
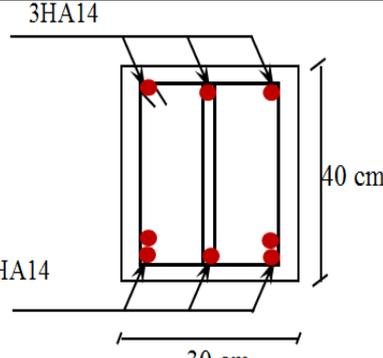
Les trois conditions sont observées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Schémas de ferrailage**

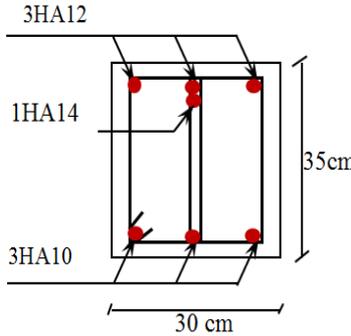
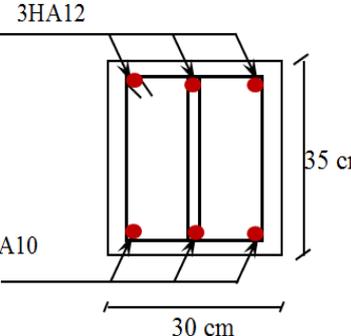
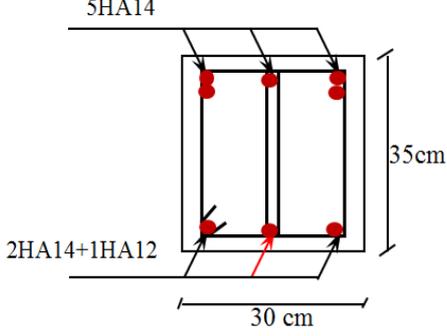
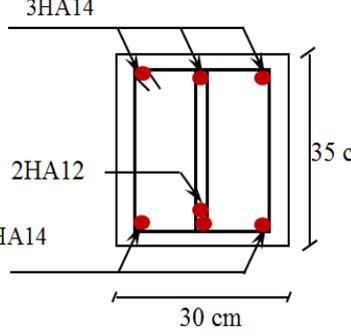
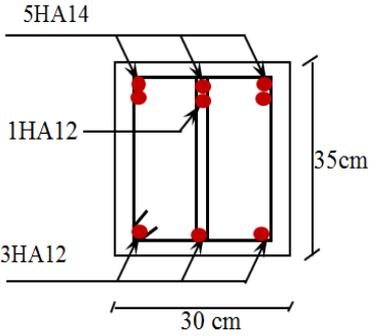
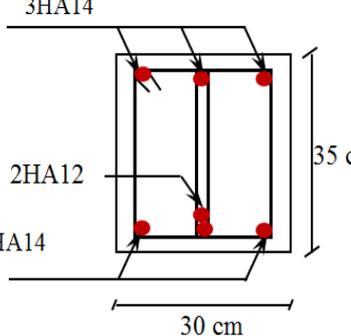
Les schémas de ferrailage des poutres principales et secondaires sont représentés dans les tableaux suivant :

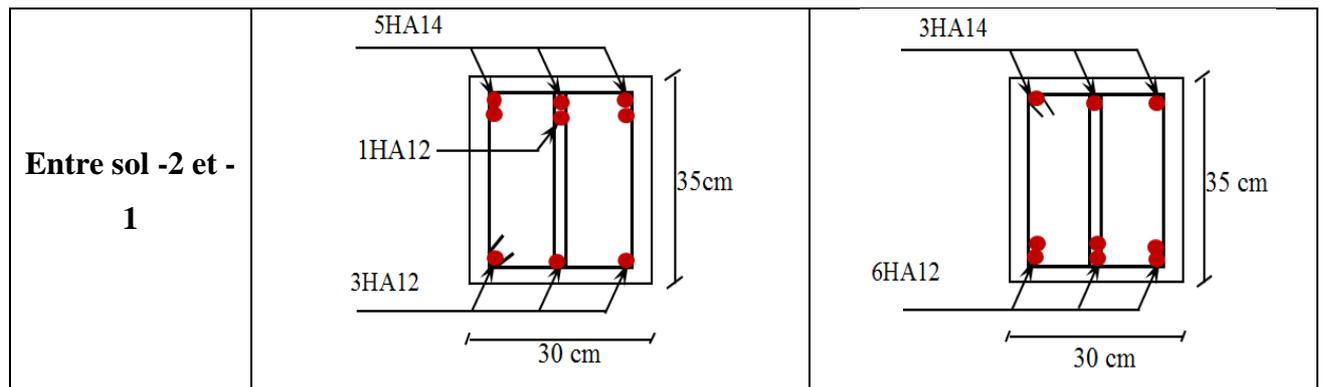
**Tableau V. 6 :** ferrailage des poutres principales dans les différents niveaux

Niveaux	En appuis	En travées
<b>Terrasse inaccessible</b>		
<b>3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup></b>		
<b>RDC, 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup></b>		

<p>Entre sol -2 et -1</p>		
---------------------------	---	---

**Tableau V. 7 :** ferrailage des poutres secondaires dans les différents niveaux

Niveaux	En appuis	En travées
<p>Terrasse inaccessible</p>		
<p>3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup></p>		
<p>RDC, 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup></p>		



## V. 2. Etude des poteaux

### Introduction

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour 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 et du moment fléchissant donnés par les combinaisons les plus défavorables parmi celles introduites dans le fichier de données du etabs99 :

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q$
- $G+Q \pm E_x$
- $G+Q \pm E_y$
- $0.8G \pm E_x$
- $0.8G \pm E_y$

Nous allons calculer le ferrailage pour chaque section de poteau avec les sollicitations suivantes :

- L'effort normal maximal et le moment correspondant.
- L'effort normal minimal et le moment correspondant.
- Le moment maximum et l'effort normal correspondant.
- Les recommandations du RPA 99/2003 :

#### a- Les armatures longitudinales : RPA 99(Article 7.4.2.1)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal est de: 0.8 % (Zone II).
- Le pourcentage maximal est de : 4 % en zones courantes.

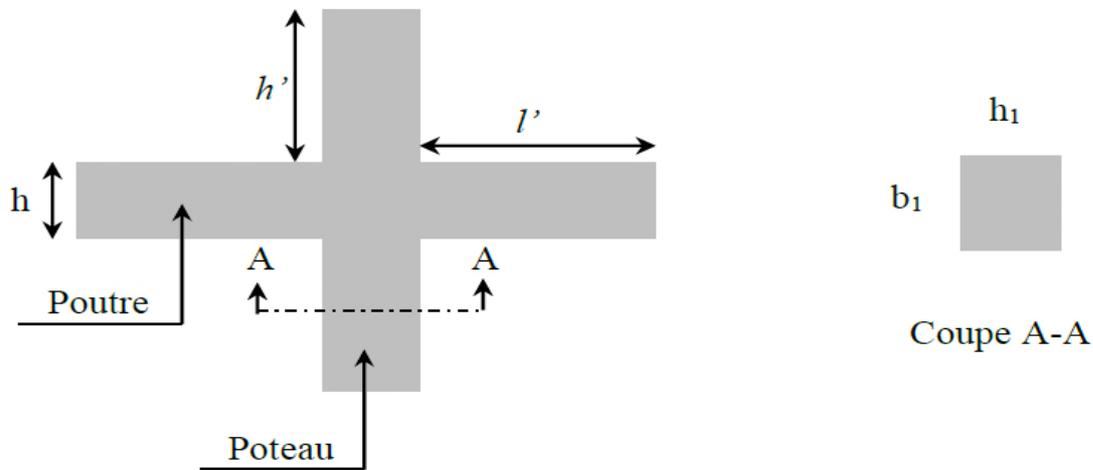
6 % en zones de recouvrement.

- Le diamètre minimal est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de :  $40 \times \varnothing$  (zone II).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone II).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.

La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$  (Figure V.1)

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right)$$



**Figure V.1 :** Représentation de la zone nodale

Le tableau suivant résume le ferrailage minimal et maximal des poteaux selon le RPA :

**Tableau V.8 :** Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveaux	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}$ (cm <sup>2</sup> ) (zone courante)	$A_{max}$ (cm <sup>2</sup> ) (zone de recouvrement)
Sous sol et entre sol-2	50× 55	22	110	165
Entre sol-1 et RDC	45×50	18	90	135
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>eme</sup>	40×45	14,40	72	108
3 et 4 <sup>eme</sup>	35×40	11,20	56	84
5 <sup>eme</sup>	30×35	8,40	42	63

**b. Armatures transversales**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} \geq \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

$V_u$ : est l'effort tranchant de calcul

$h_1$ : Hauteur total de la section brute

$f_e$ : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales.

$\rho_a$ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égale à:

$$\begin{cases} 2.5 \rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \rightarrow \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad (\lambda_g: \text{L'élanement géométrique}).$$

Avec:

$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$  ;  $\lambda_g = \frac{l_f}{b}$  (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 déterminé dans la formule (I); par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:

- ✓ Dans la zone nodale:  $t \leq \min(10\phi_l^{min}, 15cm)$  en zone IIa
- ✓ Dans la zone courante:  $t' \leq 15\phi_l^{min}$  en zone (IIa)

- **La quantité d'armatures transversales minimales**

$$A_t^{min} = 0.3\%(t \times b) \rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{min} = 0.8\%(t \times b) \rightarrow \text{si } \lambda_g \leq 3$$

Si  $3 < \lambda_g < 5$ : interpoler entre les valeurs limite précédentes

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  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 logiciel etabs2016 les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

**Tableau V.9 :** Sollicitations dans les poteaux

Niveaux	$M^{max} \rightarrow N^{corr}$		$N^{max} \rightarrow M^{corr}$		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$	
	Sous sol et entre sol-2	-150,1552	834,6866	2164,4546	-11,5922	-576,5647
Entre sol-1 et RDC	121,4594	435,7554	1631,632	-26,2006	-22,1115	9,0423
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>eme</sup>	98,6534	268,8129	1151,8982	-28,6358	14,1352	12,3353
3 et 4 <sup>eme</sup>	71,1552	189,09	698,2375	-28,8444	-53,6761	8,4164
5 <sup>eme</sup>	60,3106	163,6591	261,0075	-32,362	30,578	10,8718

❖ **Calcul du ferrailage**

➤ **Ferrailage longitudinal**

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du sous sol et entre sol-2 dont les sollicitations sont les suivantes :

$$M^{max} = -150,1552 \text{ KN} \rightarrow N^{corr} = 834,6866 \text{ KN.m} \dots \dots \dots G + Q + E_y$$

$$N^{max} = 2164,4546 \text{ KN} \rightarrow M^{corr} = -11,5922 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{ELU}$$

$$N^{min} = -576,5647 \text{ KN} \rightarrow M^{corr} = 25,0692 \text{ KN.m} \dots \dots \dots 0,8G + E_y$$

Et :  $d = 0.53m$  ;  $d' = 0.02m$

Calcul sous  $M^{max}$  et  $N^{corr}$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{150,1552}{834,6866} = 0,179m < \frac{h}{2}$$

⇒ Le centre de pression est à l'intérieur de la section d'armatures .Il faut alors vérifier la condition suivante:

$$N \times (d - d') - MuA \geq (0.337h - 0.81d')b \times h \times fbu \dots \dots \dots (I)$$

Avec:

$$M_u^A = M_u^G + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 150,1552 + 834,6866 \times (0,53 - 0,275) = 363 \text{KN.m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} 834,6866 \times 10^{-3} \times (0,60 - 0,05) - 363 \times 10^{-3} = 0,063 \text{MN.m} \rightarrow \textcircled{1} \\ (0,337 \times 0,55 - 0,81 \times 0,02) \times 0,5 \times 0,55 \times 18,48 = 0,86 \text{MN.m} \rightarrow \textcircled{2} \end{cases}$$

$\textcircled{1} < \textcircled{2} \Rightarrow$  Lasection est partiellement comprimée.

Alors :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{363 \times 10^{-3}}{0,5 \times 0,53^2 \times 14,2} = 0,182 < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \rightarrow \text{pivot } A \rightarrow \alpha = 0,253 \rightarrow z = 0,476 \text{m}$$

$$A_1 = \frac{M_u^A}{Z f_{st}} = \frac{363 \times 10^{-3}}{0,476 \times 400} = 19,06 \text{cm}^2$$

Donc :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 19,06 \times 10^{-4} - \frac{834,6866 \times 10^{-3}}{400} = -1,81 \text{cm}^2 < 0 \Rightarrow A = 0 \text{cm}^2$$

Calcul sous  $N^{\max}$  et  $M^{\text{corr}}$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{11,5922}{2164,4546} = 0,0053 \text{m} < \frac{h}{2} = \frac{0,55}{2} = 0,275$$

$\Rightarrow$  Le centre de pression est à l'intérieur de la section d'armatures.

$$M_u^A = 11,5922 + 2164,4546 \times (0,53 - 0,275) = 563,5 \text{KN.m}$$

$$\textcircled{1} = 0,54 \text{MN.m}; \textcircled{2} = 0,66 \text{MN.m}$$

$\textcircled{1} < \textcircled{2} \Rightarrow$  La section est partiellem

ent comprimée

Alors :

$$\mu_{bu} = 0,282 ; \alpha = 0,425 ; z = 0,44 \text{m} ; A_1 = 36,81 \text{cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = -25,39 \text{cm}^2 < 0 \Rightarrow A = 0 \text{cm}^2$$

Calcul sous  $N^{min}$  et  $M^{corr}$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{25.0692}{576,5647} = 0,043m < \frac{h}{2}$$

⇒ Le centre de pression est à l'intérieur de la section d'armatures.

N de traction et c à l'intérieur de la section ⇒ La section est entièrement tendue. Le calcul se fait alors comme suit:

$$A_1 = \frac{N_u \times e_2}{f_s 10 \times (d - d')}$$

$$A_2 = \frac{N_u \times e_1}{f_s 10 \times (d - d')}$$

Avec :

$$\begin{cases} f_s 10 = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ Mpa} \\ e_1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + e_G = 0,3m \\ e_2 = (d - d') - e_1 = 0,21m \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_1 = \frac{576,5647 \times 10^{-3} \times 0,21}{400 \times (0,53 - 0,02)} = 5,93 \text{ cm}^2 \\ A_2 = \frac{N_u \times e_1}{f_s 10 \times (d - d')} = 8,48 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{min}^{BAEL} = \frac{B f_{t28}}{f_e} = \frac{(0,55 \times 0,5) \times 2,1}{400} = 14,43 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min}(A_1, A_2) < A_{min}^{BAEL}$$

Le poteau sera alors ferrailé avec:

$$\max(A; A'; A_{min}^{BAEL}; A_{min}^{RPA}) = \max(0; 0; 14,43; 22) = 22 \text{ cm}^2$$

Le calcul du ferrailage des poteaux des différents niveaux a été mené de la même manière,

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

**Tableau V.10 :** Ferrailage longitudinal des poteaux

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	$A_{calculée}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^{RPA}$	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
Sous sol et entre sol-2	50 × 55	14,38	22	12HA14 + 4HA12 = 22,99

<b>Entre sol-1 et RDC</b>	45×50	0,758	18	12HA14 = 18,47
<b>1<sup>er</sup> et 2<sup>eme</sup></b>	40×45	2,9	14,40	4HA14 + 8HA12 = 15,21
<b>3 et 4<sup>eme</sup></b>	35×40	2,57	11,20	8HA14 = 12,32
<b>5<sup>eme</sup></b>	30×35	3,5	8,40	8HA12 = 9,05

➤ **Armatures transversales**

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

**Tableau V.11 :** Armatures transversales

Niveaux	$l_f$	$\lambda_g$	$V^{max}$	$t_{z.corrante}$	$t_{z.nodale}$	$\rho_a$	$\frac{A_t}{b \cdot t} \%$	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t^{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
Sous sol	2,856	5,71	56,5216	15	10	2,5	0,3	0,883	2,25	5HA8=2,51
entre sol-2	2,023	4,05	114,3295	15	10	3,75	0,54	2,68	4,05	4HA12=4,52
Entre sol-1 et RDC	2,023	4,5	95,4008	15	10	3,75	0,43	2,981	2,9	6HA8=3,02
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>eme</sup>	2,023	5,05	76,7514	15	10	2,5	0,3	1,775	1,8	4HA8=2,01
3 et 4 <sup>eme</sup>	2,023	5,78	54,9671	15	10	2,5	0,3	1,472	1,05	4HA8=2,01
5 <sup>eme</sup>	2,023	6,74	41,5826	15	10	2,5	0,3	1,493	2,4	6HA8=3,02

❖ **Vérifications**

**a. Vérification au flambement**

Selon le (**Art4.4.1**), 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 :

$$N^{max} \leq N_u = \alpha \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$B_r$  : Section réduite du poteau ;  $B_r = (b - 2) \times (h - 2)$

$\alpha$  : Coefficient fonction de l'élanement mécanique " $\lambda$ " qui prend les valeurs:

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}, \text{ pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2, \text{ pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$\lambda$ : Elancement mécanique, prend la valeur  $\lambda = \frac{l_f}{i}$  ;  $l_f = 0.7l_0$  ;  $l_0 = h_{\text{étage}}$

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

Les résultats après calcul sont représentés dans le tableau suivant:

**Tableau V.12 :** Vérification du flambement dans les poteaux

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	$l_f$ (m)	$i$	$\lambda$	$\alpha$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$B_r$ (cm <sup>2</sup> )	$N^{max}$ (KN)	$N_u$ (KN)
Sous sol	50×55	2,856	0,159	19,96	0,798	22,24	2544	2164,4546	4376,77
entre sol-2	50×55	2,023	0,159	12,72	0,828	22,24	2544	2164,4546	4541,31
Entre sol-1 et RDC	45×50	2,023	0,144	14,05	0,823	18,47	2064	1388,6911	3674,41
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>eme</sup>	40×45	2,023	0,129	15,57	0,810	15,21	1634	1151,8982	2879 ,52
3 et 4 <sup>eme</sup>	35×40	2,023	0,115	17,53	0,810	11,31	1254	698,2375	2199,64
5 <sup>eme</sup>	30×35	2,023	0,101	20,03	0,797	9,05	924	261,0075	1614,63

**b. Vérification des contraintes**

Comme la fissuration est peu nuisible, donc cette vérification consiste à contrôler uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau :

$$\sigma_{bc\ 1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

Avec:

$S = b \times h + 15(A + A')$ : Section homogénéisée

$$M_{ser}^G = M_{ser} - N_{ser} \left( \frac{h}{2} - V \right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A' + A)} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après:

**Tableau V.13 :** Vérification des contraintes dans les poteaux

Niveaux	Sous sol et entre sol-2	Entre sol-1 et RDC	1 <sup>er</sup> et 2 <sup>eme</sup>	3 et 4 <sup>eme</sup>	5 <sup>eme</sup>
Sections	50×55	45×50	40×45	35×40	30×35
d(cm)	53	48	43	38	33
A' (cm) <sup>2</sup>	11,12	9,24	7,61	5,66	4,53
A(cm) <sup>2</sup>	11,12	9,24	7,61	5,66	4,53
V (cm)	27,5	25	22,5	20	17,5
V'(cm)	27,5	25	22,5	20	17,5
I <sub>yy'</sub> (m <sup>4</sup> )	9,1×10 <sup>-3</sup>	6,15×10 <sup>-3</sup>	3,99×10 <sup>-3</sup>	2,68×10 <sup>-3</sup>	1,57×10 <sup>-3</sup>
N <sub>ser</sub> (MN) ×10 <sup>-3</sup>	1576,4683	1188,3435	839,1258	508,9933	190,918
M <sub>ser</sub> (MN.m) ×10 <sup>-3</sup>	39,8638	40,9784	40,0694	37,345	44,0537
M <sub>ser</sub> <sup>G</sup> (MN.m) ×10 <sup>-3</sup>	39,8638	40,9784	40,0694	37,345	44,0537
σ <sub>bc</sub> (Mpa)	6,32	6,37	6,4	6,02	6,52
σ̄ <sub>bc</sub> (Mpa)	<b>15</b>				
observation	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

**c. Vérification des contraintes de cisaillement**

D'après le RPA99/2003 (Art 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}, \rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant:

**Tableau V.14 :** Vérification des contraintes de cisaillement

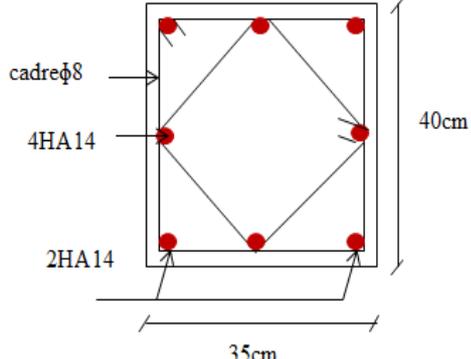
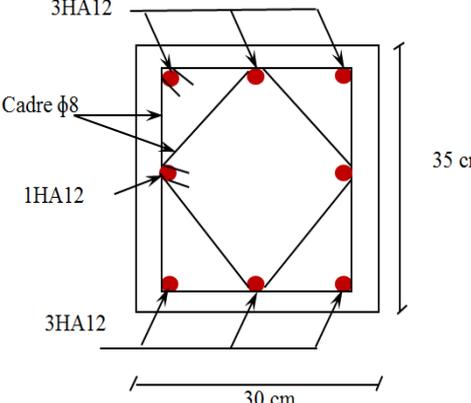
Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	$l_f$ (m)	$\lambda_g$	$\rho_d$	d (cm)	$V^{max}$	$\tau_{bu}$ (Mpa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (Mpa)	Observations
Sous sol	50×55	2,856	5,71	0,075	53	56,5216	0,21	1,875	Vérifiée
entre sol-2	50×55	2,023	4,05	0,040	53	114,3295	0,43	1	Vérifiée
Entre sol-1 et RDC	45×50	2,023	4,5	0,040	48	95,4008	0,44	1	Vérifiée
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>eme</sup>	40×45	2,023	5,05	0,075	43	76,7514	0,45	1,875	Vérifiée
3 et 4 <sup>eme</sup>	35×40	2,023	5,78	0,075	38	54,9671	0,41	1,875	Vérifiée
5 <sup>eme</sup>	30×35	2,023	6,74	0,075	33	41,5826	0,42	1,875	Vérifiée

➤ **Schémas de ferrailage**

Les schémas de ferrailage des poteaux sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau V.15 :** ferrailage des poteaux

Niveaux	Schémas de ferrailage
Sous sol et entre sol -2	
Entre sol-1 et RDC	
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>eme</sup>	

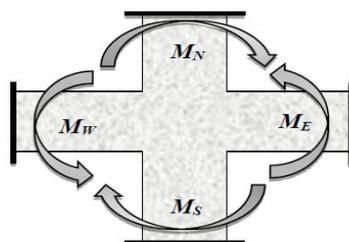
<p>3<sup>eme</sup> et 4<sup>eme</sup></p>	
<p>5<sup>eme</sup></p>	

### 3. Vérification des zones nodales

Pour éviter la formation des rotules plastiques dans les poteaux en tolérant leurs formation dans les poutres, il convient de vérifier que la somme des moments résistants ultimes des poteaux ou des montants aboutissant aux nœuds et au moins égale en valeur absolue à la somme des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectées d'un coefficient de majoration de 1,25.

Le **RPA99/version2003** (Art 7.6.2) exige de vérifier :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1,25 \times (M_w + |M_e|)$$



**Figure. V.2 :** Répartition des moments dans les zones nodales

Selon le même article cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à  $R + 2$ .

- **Détermination du moment résistant dans les poteaux**

Le moment résistant  $M_R$  d'une section de béton dépend essentiellement :

- ◆ Des dimensions de la section du béton
- ◆ De la quantité d'armatures dans la section
- ◆ De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s ; Z = 0,9 \times d \text{ et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux  $M_n$  et  $M_s$  sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau V.16 :** Moments résistants  $M_n$  et  $M_s$

Niveaux	Section ( $cm^2$ )	$A_s^{total} (cm^2)$	$A_s^{par\ face} (cm^2)$	Z (m)	$M_R (KN.m)$
Sous sol et entre sol-2	50× 55	8HA16 + 4HA14 = 22,24	2HA16 2HA14 = 7,1	0,477	122,30
Entre sol-1 et RDC	50× 55	12HA14 = 18.47	4HA14 = 6,16	0,477	106,11
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>eme</sup>	45×50	4HA14 + 8HA12 = 15,21	2HA14 + 2HA12 = 5,35	0 ,432	83,78
3 et 4 <sup>eme</sup>	40×45	10HA12 = 11,31	4HA12 = 4,52	0,387	63,70
5 <sup>eme</sup>	35×40	8HA12 = 9,05	3HA12 = 3,39	0,342	42,47

- **Détermination des moments résistants dans les poutres**

Les moments résistants dans les poutres  $M_e$  et  $M_w$  sont calculés en fonction des aciers adoptés à gauche et à droite du nœud (face tendue de la poutre au niveau du nœud) les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau V.17 :** Moments résistants dans les poutres  $M_e$  et  $M_w$

Niveau	Poutres	Z(m)	$A_s(cm^2)$	$M_R(KN.m)$
Terrasse inaccessible	Pp	0,342	9,24	109,90
	Ps	0,297	4,93	51
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	Pp	0,342	8,42	100,20
	Ps	0,297	7,7	79,6
RDC, 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup>	Pp	0,342	8,83	105,09
	Ps	0,297	8,83	91,26
Entre sol-2 et-1	Pp	0,342	8,83	105,09
	Ps	0,297	8,83	91,26

Les résultats obtenus sont illustrés dans le tableau ci-après:

**Tableau V.18 :** Vérification de la zone nodale

Niveau	Poutres	$M_e$	$M_w$	$1.25(M_e+M_w)$	$M_n$	$M_s$	$M_n + M_s$
Entre sol-2	Pp	105,09	105,09	262,72	122,30	122,30	244,6
	Ps	91,26	91,26	228,15	122,30	122,30	244,6
Entre sol-1	Pp	110,62	110,62	276,55	106,11	122,30	228,41
	Ps	91,26	91,26	228,15	106,11	122,30	228,41
RDC	Pp	105,09	105,09	262,72	106,11	106,11	212,11
	Ps	91,26	91,26	228,15	106,11	106,11	212,11
1 <sup>er</sup>	Pp	105,09	105,09	262,72	83,87	106,11	189,98
	Ps	91,26	91,26	228,15	83,87	106,11	189,98
2 <sup>ème</sup>	Pp	105,09	105,09	262,72	83,87	83,87	467,74
	Ps	91,26	91,26	228,15	83,87	83,87	167,74
3 <sup>ème</sup>	Pp	100,20	100,20	250,15	63,7	83,87	147,57
	Ps	79,6	79,6	191,5	63,7	83,87	147,57
4 <sup>ème</sup>	Pp	100,20	100,20	250,15	63,7	63,7	127,4
	Ps	79,6	79,6	191,5	63,7	63,7	127,4

Nous remarquons que les moments résistants dans les poteaux sont inférieurs aux moments résistants dans les poutres au niveau de tous les.

On augmente alors la section d'armature des poteaux on adopte :

**Tableau V.19 :** Section d'armature des poteaux

Niveaux	$A_s^{totale} (cm^2)$	$A_s^{par\ face} (cm^2)$
Sous sol et entre sol-2	$6HA20 + 4HA16 = 26,89$	$2HA20 + 2HA16 = 10,3$
Entre sol-1, RDC, 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>eme</sup> , 3eme et 4 <sup>eme</sup>	$8HA20 = 25,13$	$3HA20 = 9,42$

Les résultats de la vérification de la zone nodale après augmentation de la section des poteaux sont résumés dans le tableau suivant:

**Tableau V.20 :** Vérification de la zone nodale

Niveaux	Poutres	$M_e$	$M_w$	$1.25(M_e + M_w)$	$M_n$	$M_s$	$M_n + M_s$
Entre sol-2	Pp	105,09	105,09	262,72	171	171	417,32
	Ps	91,26	91,26	228,15	171	171	417,32
Entre sol-1	Pp	110,62	110,62	276,55	156,36	171	327,36
	Ps	91,26	91,26	228,15	156,36	171	327,36
RDC	Pp	105,09	105,09	262,72	156,36	156,36	312,72
	Ps	91,26	91,26	228,15	156,36	156,36	312,72
1 <sup>er</sup>	Pp	105,09	105,09	262,72	141,61	156,36	297,97
	Ps	91,26	91,26	228,15	141,61	156,36	297,97
2 <sup>eme</sup>	Pp	105,09	105,09	262,72	141,61	141,61	283,22
	Ps	91,26	91,26	228,15	141,61	141,61	283,22
3 <sup>eme</sup>	Pp	100,20	100,20	250,15	126,86	141,61	268,47
	Ps	79,6	79,6	191,5	126,86	141,61	268,47
4 <sup>eme</sup>	Pp	100,20	100,20	250,15	126,86	126,86	253,72
	Ps	79,6	79,6	191,5	126,86	126,86	253,72

### V .3. Etude des voiles

#### Introduction

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa. Les voiles sont considérés comme des consoles encastées à leur base, leurs modes de rupture sont:

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

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.5G + 1.5Q \\ G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

- Recommandations du RPA99
- Les voiles comportent des:
  - a. **Aciers verticaux [7.7.4.1]**

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$A_{min} = 0,2\% \times l_t \times e$$

$l_t$ : Longueur de la zone tendue.

$e$  : Epaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement  $S_t < e$ . A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

#### **b. Aciers horizontaux [7.7.4.2]**

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchants, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de  $10\phi$ .

**c. Règles communes**

Le pourcentage d’armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :  
Globalement dans la section du voile 0.15%

En zone courante (non tendue) 0.10%

L’espacement des barres horizontales et verticales est :  $S \leq \min(1.5e, 30cm)$ .

Les deux nappes d’armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l’exception des zones d’about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l’épaisseur du voile. Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

**40∅** → Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible

**20∅** → Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l’action de toutes les combinaisons possibles de charges. Le long des joints de reprise de coulage, l’effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_j^v = 1,1 \times \frac{V}{f_e}; V = 1.4 \times V_u$$

Cette quantité doit s’ajouter à la section d’aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

➤ **Exemple de calcul**

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel etabs2016, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.21** : Sollicitations maximales dans le voile Vy1// à Y-Y’

Niveau	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$		$N^{corr} \rightarrow M^{max}$		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$		$V_u$ (KN)
3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage	-279,8345	28,407	-266,5866	116,224	-83,9759	87,0862	45,5769

➤ **Ferraillage**

- **Calcul du ferraillage sous  $N^{max}$  et  $M^{corr}$**

Le Calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ( $e \times l$ ).

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$L = 1 \text{ m}, d = 0.97 \text{ m}, e = 0.20 \text{ m}, s = e \times l = 0.2, I = \frac{e \times l^3}{12} = 0.0167 \text{ m}^4, y = \frac{h}{2} = 0.5 \text{ m}$$

$$N^{max} = -279,8345 \text{ KN (traction)}, M = 28,407 \text{ KN.m} \rightarrow \text{ELU}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{28,407}{279,8345} = 0,1 \text{ m}$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma^+ &= \frac{N}{s} + \frac{M}{I} y = \frac{-279,8345 \times 10^{-3}}{0,2} + \frac{28,407 \times 10^{-3}}{0,0167} \times 0,5 = -0,55 \text{ MPA} \\ \sigma^- &= \frac{N}{s} - \frac{M}{I} y = \frac{-279,8345 \times 10^{-3}}{0,2} - \frac{28,407 \times 10^{-3}}{0,0167} \times 0,5 = -2,25 \text{ MPA} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{SET}$$

$$f_{s10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA}$$

$$e_1 = \left( \frac{h}{2} - d' \right) + e_G = 0,572 \text{ m}$$

$$e_2 = (d - d') - e_1 = 0,368 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{N_u \times e_2}{f_{s10}(d-d')} = \frac{-279,8345 \times 10^{-3} \times 0,368}{348(0,97-0,03)} = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N_u \times e_1}{f_{s10}(d-d')} = \frac{-279,8345 \times 10^{-3} \times 0,572}{348(0,97-0,03)} = 4,89 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures minimales dans la zone tendue est selon la réglementation :

$$A_{min}^{RPA} = 0,2\%(e \times l_t) = 4 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^{BAEL} = \frac{B \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,2 \times 1 \times 2,1}{400} = 10,5 \text{ cm}^2$$

On opte pour:

$$A_V = 16 \text{ HA}10 = 24,13 \text{ cm}^2$$

**Espacement des barres verticales**

$$S_t \leq \min(1,5e; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

Avec :

$$S_t = 10\text{cm sur une longueur de } L/10 \text{ du voile}$$

$$S_t = 20\text{cm en dehors de } L/10 \text{ du voile}$$

➤ **Armatures horizontales**

Leurs sections sont calculées selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0,8 \times f_e}$$

$$\tau_u = 1,4 \frac{v^{max}}{e \times d} = \frac{1,4 \times 45,5769 \times 10^{-3}}{0,2 \times 0,97} = 0,329\text{Mpa}$$

✓ **Espacement des barres horizontales**

$$S_t \leq \min(1,5e; 30\text{cm}) = 30\text{cm}$$

On prend  $S_t = 25\text{cm}$

$$A_h = \frac{0,329 \times 0,2 \times 0,25}{0,8 \times 400} = 0,514\text{cm}^2$$

$$A_h^{min} = 0,15\% \times e \times S_t = 0,75\text{cm}^2$$

On adopte alors:  $2HA8 = 1,01\text{cm}^2$

Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des différents voiles :

**Tableau V.22 :** Sollicitations et ferrailage du voile  $V_{X1}$  dans tous les niveaux

Niveaux	Sous sol	Entre-2et-1	RDC, 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup>	3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup>	5 <sup>ème</sup>
Section (cm <sup>2</sup> )	0,2 × 1,1	0,2 × 1,1	0,2 × 1,1	0,2 × 1,1	0,2 × 1,1
N(KN)	-619,3098	-466,5948	-388,4236	-239,9125	-124,4155
M(KN.m)	622,0239	290,5712	220,4537	117,478	86,611
Section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
$L_t$	0,65	0,71	0,73	0,75	0,69
$L_c$	0,45	0,39	0,37	0,34	0,41

$V(KN)$	243,2665	86,7607	52,8053	42,3129	62,6278
$\tau_u$	1,59	0,5675	0,3454	0,5675	0,4097
$\overline{\tau_u} = 0,2f_{c28}(Mpa)$	5	5	5	5	5
$A_V^{cal}(cm^2)$	21,75	12,79	10,007	6,16	3,62
$A_V^{min}(cm^2)$	3,3	3,3	3,3	3,3	3,3
$A_{Z.T}^{min}(cm^2)$	2,6	2,84	2,92	3	2,76
$A_{Z.c}^{min}(cm^2)$	0,9	0,78	0,37	0,68	0,82
$A_V^{adop}(cm^2)$	12HA20+4HA16 =45,74	12HA14+4HA16 =26,51	12HA14+4HA12 =22,99	16HA10=12,57	16HA8=8,04
$S_t(cm)$	longueur	10	10	10	10
	Dehors	20	20	20	20
$A_h^{cal}(cm^2)$	2,2	0,88	0,54	0,43	0,64
$A_h^{min}(cm^2)$	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
$A_h^{adop}(cm^2)$	2HA12 = 2,26	2HA10 = 1,57	2HA10 = 1,57	2HA8 = 1,01	2HA8 = 1,01
$S_t(cm)$	25	25	25	25	25

**Tableau V.23 :** Sollicitations et ferrailage du voile  $V_x2$  dans tous les niveaux

Tableau V.20. Sollicitations et ferrailage du voile $V_x2$ dans tous les niveaux					
Niveaux	Sous sol	Entre-2et-1	RDC, 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup>	3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup>	5 <sup>ème</sup>
Section ( $cm^2$ )	0,2 × 1,15	0,2 × 1,15	0,2 × 1,15	0,2 × 1,15	0,2 × 1,15
$N(KN)$	-251,0481	-602,7365	-433,813	-260,6643	-119,3814
$M(KN.m)$	538,7429	5,2405	186,8305	34,8514	65,6765
Section	SPC	SET	SPC	SET	SPC
$L_t$	0,63	1,15	0,72	1,15	0,77
$L_c$	0,52	/	0,43	/	0,38
$V(KN)$	239,6151	100,6976	46,0337	-29,688	44,1295
$\tau_u$	1,4	0,63	0,27	0,186	0,275
$\overline{\tau_u} = 0,2f_{c28}(Mpa)$	2,18	5	5	5	5
$A_V^{cal}(cm^2)$	15,66	12,1	11,96	12,07	3
$A_V^{min}(cm^2)$	3,45	3,45	3,45	3,45	3,45
$A_{Z.T}^{min}(cm^2)$	2,52	4,6	2,88	4,6	3,08
$A_{Z.c}^{min}(cm^2)$	1,04	/	0,86	/	0,76

$A_V^{adop} (cm^2)$		16HA16=32,17	16HA14=24,63	16HA14=24,63	16HA14=24,63	16HA8=8,04
$S_t (cm)$	Longueur	10	10	10	10	10
	Dehors	20	20	20	20	20
$A_h^{cal} (cm^2)$		2,18	1	0,42	0,29	0,43
$A_h^{min} (cm^2)$		0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
$A_h^{adop} =$		2HA12=2,26	2HA10 = 1,57	2HA8 = 1,01	2HA8 = 1,01	2HA8 = 1,01
$S_t (cm)$		25	25	25	25	25

**Tableau V.24 :** Sollicitations et ferrailage du voile  $V_x3$  dans tous les niveaux

Niveaux	Sous sol	Entre-2et-1	RDC, 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup>	3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup>	5 <sup>ème</sup>	
Section ( $cm^2$ )	0,2 × 1,35	0,2 × 1,35	0,2 × 1,35	0,2 × 1,35	0,2 × 1,35	
$N(KN)$	-116,3372	-640,6578	-409,7913	-240,1254	-108,1797	
$M(KN.m)$	716,2068	31,3645	141,3327	16,3664	11,5363	
Section	SPC	SET	SPC	SET	SET	
$L_t (m)$	0,7	1,35	1,12	1,35	1,35	
$L_c (m)$	0,65	/	0,23	/	/	
$V(KN)$	239,6151	128,4847	69,2248	42,3799	61,152	
$\tau_u (Mpa)$	1,27	0,68	0,36	0,23	0,32	
$\overline{\tau_u} = 0,2 f_{c28} (Mpa)$	5	5	5	5	5	
$A_V^{cal} (cm^2)$	15,59	14,17	14,48	14,17	14,17	
$A_V^{min} (cm^2)$	4,05	4,05	4,05	4,05	4,05	
$A_{ZT}^{min} (cm^2)$	2,8	5,4	4,48	5,4	5,4	
$A_{Zc}^{min} (cm^2)$	1,3	/	0,46	/	/	
$A_V^{adop} (cm^2)$	16HA16=32,17	12HA16+4HA14 =30,29	12HA16+4HA14 =30,29	12HA16+4HA14 =30,29	12HA16+ 4HA14 =30,29	
$S_t (cm)$	longueur	10	10	10	10	
	Dehors	20	20	20	20	
$A_h^{cal} (cm^2)$		1,98	1,06	0,57	0,35	0,51
$A_h^{min} (cm^2)$		0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
$A_h^{adop} (cm^2)$		2HA12=2,26	2HA10=1,57	2HA8=1,01	2HA8=1,01	2HA8=1,01
$S_t (cm)$		25	25	25	25	25

**Tableau V.25 :** Sollicitations et ferrailage du voile V<sub>y1</sub> dans tous les niveaux

Niveaux	Sous sol	Entre-2et-1	RDC, 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup>	3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup>	5 <sup>ème</sup>
Section (cm <sup>2</sup> )	0,2 × 1	0,2 × 1	0,2 × 1	0,2 × 1	0,2 × 1
N(KN)	-935,9918	-561,5879	-526,5223	-279,8345	-127,5362
M(KN.m)	628,1661	-318,5567	37,0218	-28,407	19,0878
Sections	SPC	SPC	SET	SET	SET
L <sub>t</sub>	0,83	0,65	1	1	1
L <sub>c</sub>	0,17	0,35	/	/	/
V(KN)	253,0387	103,5448	55,6564	45,5769	
τ <sub>u</sub>	1,82	0,75	0,402	0,329	0,274
$\bar{\tau}_u$ = 0,2f <sub>c28</sub> (Mpa)	5	5	5	5	5
A <sub>V</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	28,4	15,46	10,5	10,5	10,5
A <sub>V</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	3	3	3	3	3
A <sub>ZT</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	3,32	2,6	4	4	4
A <sub>Zc</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	0,34	0,7	/	/	/
A <sub>V</sub> <sup>adop</sup> cm <sup>2</sup>	4HA25 +12HA20=57,34	16HA16=32,17	16HA14=24	16HA14=24	16HA14=24
S <sub>t</sub> (cm)	longueur	10	10	10	10
	Dehors	20	20	20	20
A <sub>h</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	2,24	1,17	0,628	0,514	0,438
A <sub>h</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
A <sub>h</sub> <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )	2HA12=2,26	2HA10= 1,57	2HA8= 1,01	2HA8 =1,01	2HA8 =1,01
S <sub>t</sub> (cm)	25	25	25	25	25

**Tableau V.25 :** Sollicitations et ferrailage du voile V<sub>y2</sub> dans tous les niveaux

Niveaux	Sous sol	Entre-2et-1	RDC, 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup>	3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup>	5 <sup>ème</sup>
Section (cm <sup>2</sup> )	0,2 × 0,35	0,2 × 0,35	0,2 × 0,35	0,2 × 0,35	0,2 × 0,35
N(KN)	-969,0834	-501,1594	-482,0072	-312,7119	-142,5513
M(KN.m)	1142,8143	808,4756	381,2855	163,3536	70,4485
Section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC

$L_t(m)$	1,05	1	1,135	1,31	1,337
$L_c(m)$	0,65	0,7	0,565	0,39	0,363
$V(KN)$	343,0268	212,9134	134,2444	58,3565	34,0679
$\tau_u(Mpa)$	1,43	0,89	0,40	0,24	0,1427
$\bar{\tau}_u = 0,2f_{c28}(Mpa)$	5	5	5	5	5
$A_V^{cal}(cm^2)$	29,54	18,58	12,25	9,22	4,26
$A_V^{min}(cm^2)$	5,1	5,1	5,1	5,1	5,1
$A_{ZT}^{min}(cm^2)$	4,2	4	4,54	5,24	5,348
$A_{Zc}^{min}(cm^2)$	1,3	1,4	1,13	0,78	0,726
$A_V^{adop}(cm^2)$	18HA20=56,55	4HA20+14HA16 42,72	18HA14=27,71	18HA12=20,36	18HA8=9,05
$S_t(cm)$	longueur	10	10	10	10
	Dehors	20	20	20	20
$A_h^{cal}(cm^2)$	2,24	1,39	0,63	0,38	0,22
$A_h^{min}(cm^2)$	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
$A_h^{adop}(cm^2)$	2HA12=2,26	2HA10=1,57	2HA8=1,01	2HA8=1,01	2HA8=1,01
$S_t(cm)$	25	25	25	25	25

➤ Schémas de ferrailage

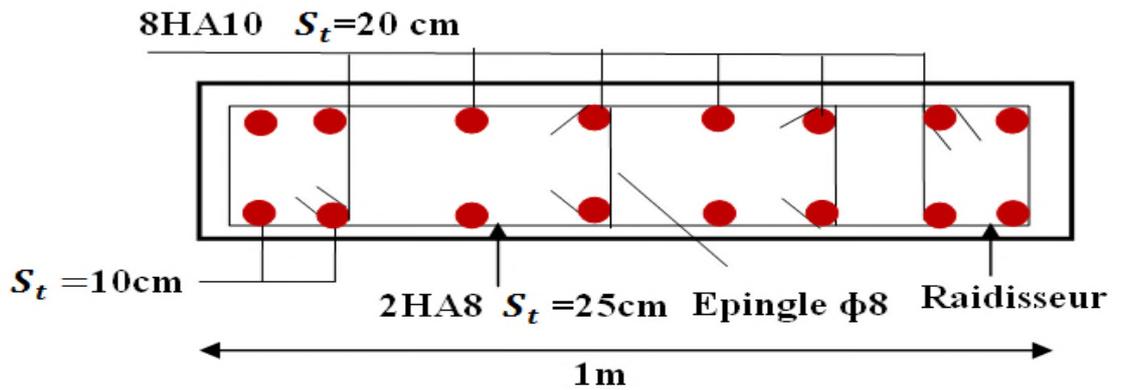


Figure V.3 : Schémas de ferrailage des voiles



## Chapitre VI : Etude des fondations

### Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments qui ont pour rôle de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage, limité les tassements différentiels et les déplacements sous action des forces horizontales.

#### VI.1. Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, la vérification se fait 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, la contrainte admissible est 1,5 bar à une profondeur de 1,7 m.

#### VI.2. Combinaisons d'actions à considérer

D'après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- 1).  $G + Q \pm E$
- 2).  $0.8 \times G \pm E$

### VI .3. Etude des fondations

#### VI.3.1. Le choix de fondation :

##### VI.3.1.1.Vérification des semelles isolées :

La vérification à faire est :  $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots (1)$

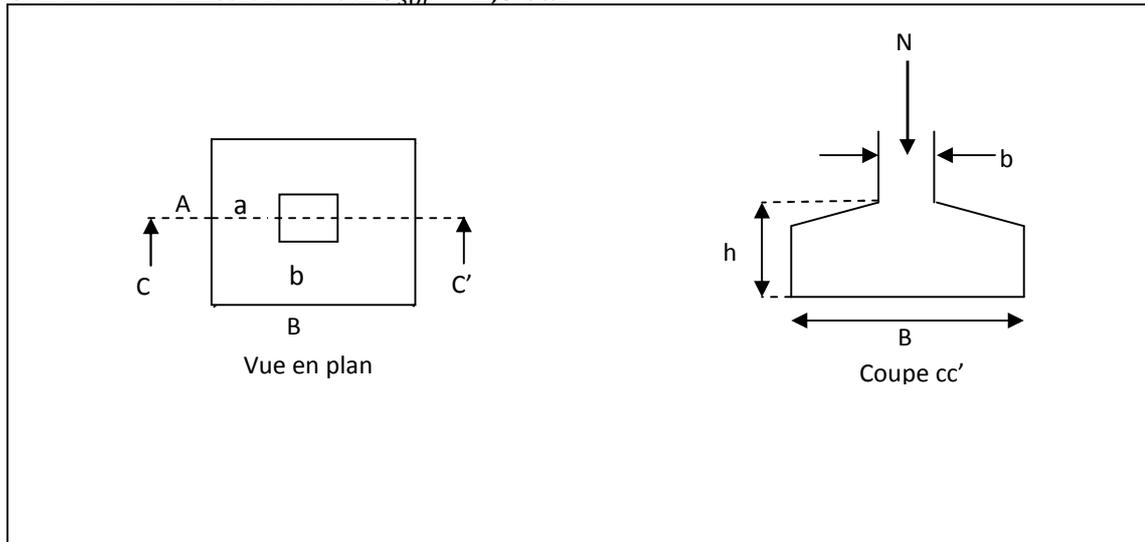
Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

Avec :

$N$  : L'effort normal agissant sur la semelle.  $N = 1576,4683 \text{ KN}$

$S$  : Surface d'appui de la semelle.  $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{sol}$ : Contrainte admissible du sol.  $\bar{\sigma}_{sol} = 1,5 \text{ bar}$



**Figure VI.1 : Vue d'une semelle isolée.**

On a une semelle et un poteau rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie:

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B ; a, b: \text{dimensions du poteau à la base.}$$

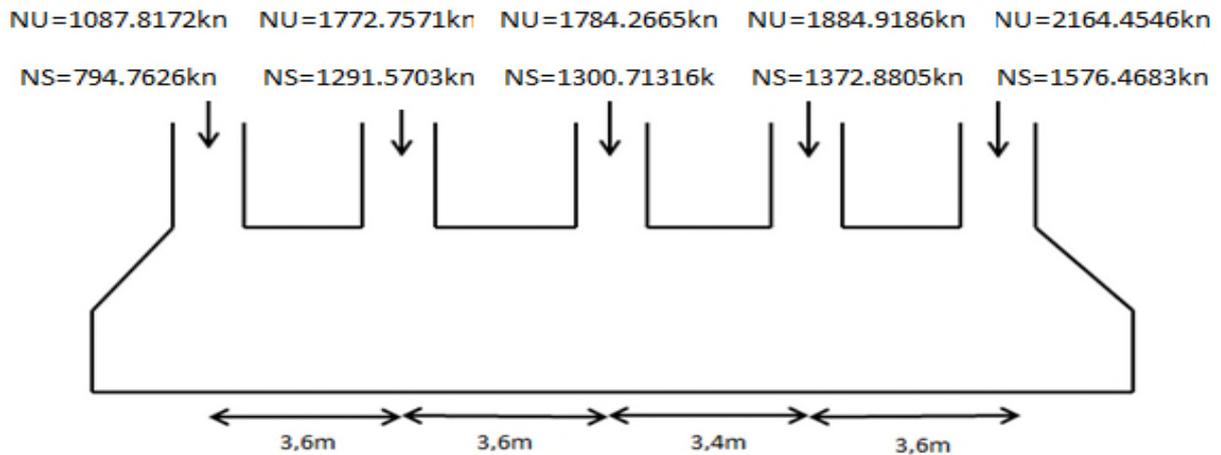
⇒ On remplace la valeur de A dans (1) et on trouve la valeur de B :

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{0,55}{0,5} \times \frac{1576,4683 \times 10^{-3}}{0,15}} = 3,4 \text{ m}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 3,4m, on remarque qu'il y a un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

#### IV.3.1.2. Vérification des semelles filantes :

Choisissons une semelle filante, de largeur B et longueur L situé sous un portique formé de 5 poteaux.



**Figure. IV.2 :** Vue d'une semelle filante.

On doit vérifier :  $\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{L \times \bar{\sigma}_{sol}}$

**Avec :**  $N = \sum N_i$

$N_i$  : Effort normal provenant du poteau (i).

$\sum N_i = 6336,3948\text{KN}$ .

$$B \geq \frac{6336,3948 \times 10^{-3}}{0,15 \times 15,5} = 2,82\text{m}$$

Vu que l'entraxe minimal de deux portiques parallèles est de 4,3m, on remarque qu'il n'y a pas un chevauchement entre deux semelles, ce qui revient à dire que ce type de fondation adéquate pour notre cas.

**A. Etude des semelles filante (sous poteaux)**

➤ **Dimensionnement :**

• **Calcul de La largeur de la semelle(B):**

$$S = \frac{\sum N_i}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{6336,3948 \times 10^{-3}}{0,15} = 42,24\text{m}^2$$

S : surface de la semelle

$$S = L \times B$$

$$L = \sum l_i + b_{poteau} + 2 \times L_{débordement}$$

$$L_{débordement} = 0,4\text{m} ; b_{poteau} = 0,5\text{m}$$

$$L = 15,5\text{m}$$

$$B \geq \frac{42,24}{15,15} = 2,82\text{m} ; \text{soit } B = 2,85\text{m}$$

- **Calcul de la hauteur totale de la semelle ( $h_t$ ):**

La hauteur totale de la semelle ( $h_t$ ) est déterminée par l'équation suivante :

$$h_t = d + c$$

$c$  : enrobage des armatures ;  $c = 5\text{cm}$

$d$  : hauteur utile quelle doit vérifier la condition suivante :

$$d \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-a}{4} \\ \frac{B-b}{4} \end{array} \right. ; (a \times b) = (55 \times 50)\text{cm}^2$$

$$d = 0,60\text{m} \Rightarrow h_t = 0,05 + 0,6 = 0,65\text{m}$$

➤ **Les vérifications:**

- **Vérification au poinçonnement:**

Selon le BAEL99 (article A.5.2.41), il faut vérifier la résistance au poinçonnement par l'effort tranchant, cette vérification s'effectue sur le poteau le plus sollicité comme suit :

$$N_d \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad (\text{A.5.2.42})$$

$N_d$  : Effort normal de calcul.

$h$  : hauteur totale de la semelle.

$U_c$  : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen, donnée par la formule suivante :

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h = 0,55 + 0,65 = 1,2 \\ B = b + h = 0,5 + 0,65 = 1,15 \end{cases} \Rightarrow U_c = 4,7\text{m}$$

$$N_d = 1,5764\text{MN} \leq 0,045 \times 4,7 \times 0,65 \times \frac{25}{1,5} = 2,29\text{MN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte dans le sol :**

Il faut vérifier la condition suivante :  $\sigma_{moy} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{min} = 1,5 \times Q = 1,5 \times 4,058 \Rightarrow \sigma_{min} = 6,087\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 30,048 + 1,5 \times 4,058 \Rightarrow \sigma_{max} = 46,65\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 36,51\text{Mpa}$$

$$\sigma_{moy} = 36,51\text{KN/m}^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 150\text{KN/m}^2 \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

➤ **Ferraillage :**

- **Acier principaux (A//B) :**

$$(A//B) = \frac{N_u \times (B-b)}{8 \times d \times f_{st}}$$

Avec :

$N_u$  : Effort ultime sollicitant la semelle.

$f_{st}$  : Contrainte d'acier

D'après etabs2016 on a :  $N_u = 2164,4546$  KN

$$(A//B) = \frac{N_u \times (B-b)}{8 \times d \times f_{st}} = \frac{2164,4546 \times 10^{-3} (2,85 - 0,55) \times 10^{-3}}{8 \times 0,621 \times 400} = 25,09 \text{ cm}^2$$

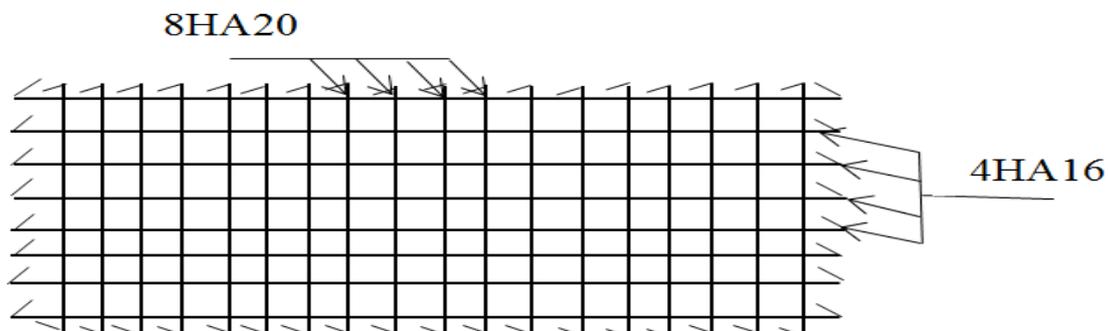
Le choix :  $8HA20 = 25,13 \text{ cm}^2$

- **Acier de répartition (A $\perp$ B) :**

$$(A\perp B) = \frac{(A//B)}{3} = 8,02 \text{ cm}^2$$

Choix :  $4HA16 = 8,04 \text{ cm}^2$

➤ **Schémas de ferrailage**



**Figure. IV.3 :** schéma vde ferrailage de la semelle filante

- ❖ **Etude de la poutre de rigidité (sous poteaux) :**

➤ **Définition :**

C'est une poutre continue inversée, disposée le long de la semelle. Elle est nécessaire pour reprendre les efforts provenant des poteaux et les répartir sur toute la semelle.

➤ **Dimensionnement :**

La hauteur (h) de la poutre de rigidité est déterminée à partir de la formule suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6}$$

L : entre axe maximal dans la semelle.

$$L = 3,6m \Rightarrow \frac{360}{9} \leq h \leq \frac{360}{6} \Rightarrow 40 \leq h \leq 60 \Rightarrow h = 60cm$$

➤ **Calcul des charges agissantes sur la poutre de rigidité**

$$Q = \frac{\sum N_i}{L} = \frac{8694,24}{15,5} = 579,6KN/ml = 57,96 t/ml$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

• **Méthode de calcul :**

La poutre de rigidité est calculée comme une poutre continue renversée soumise à la réaction du sol et appuis sur les poteaux.

Pour le calcul des sollicitations (moment fléchissant et effort tranchant) , on applique la méthode de Caquot.

Les résultats des sollicitations maximales sont représenté dans le tableau suivant :

Travée	L(m)	$x_0$ (m)	$M_0$ (KN.m)	Q(KN/ml)	$M_t$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)
3-4	3,6	1,8	424,53	579,6	318,4	636,8	636,8

➤ **Calcul des armatures :**

Le ferrailage se fait pour une section rectangulaire (b×h) à la flexion simple.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.2 :** Ferrailage de la poutre de rigidité

Localisation	M (KN.m)	$A_{cal}$	$A_{min}$	$A_{adop}$	$S_t$ (cm)
Travées	318,4	21,89	3,78	5HA25=24,54	10
Appuis	636,8	34,02	3,78	5HA25+5HA16=34,59	10

On remarque qu'on a une section d'armatures très importante ce qui nous a conduit à l'augmentation de la hauteur (h) de la poutre.

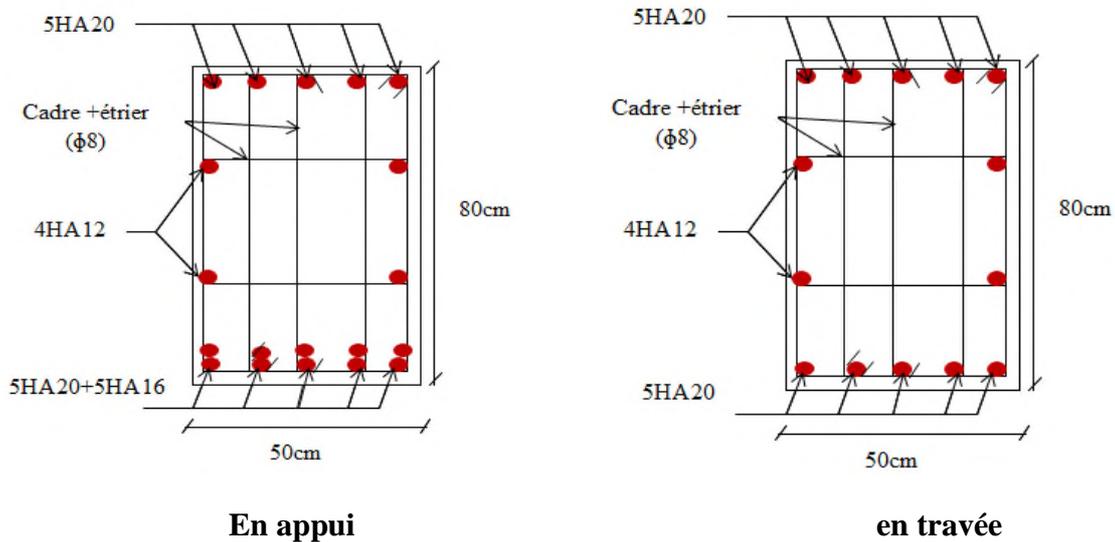
Soit : h=80

Les résultats de ferrailage après augmentation de la hauteur (h) sont représenté dans le tableau suivant :

**Tableau VI.3 :** ferrailage de la poutre de rigidité après l'augmentation de la hauteur (h)

Localisation	M (KN.m)	$A_{cal}$	$A_{min}$	$A_{adop}$	$S_t$ (cm)
Travées	31,84	12,38	5,11	5HA20=15,71	10
Appuis	63,47	25,02	5,11	5HA20+5HA16=25,76	10

➤ **Schéma de ferrailage**



**Figure. IV.4 :** schémas de ferrailage de poutre de rigidité

**B. Etude des semelles filante (sous voiles)**

➤ **Dimensionnement :**

• **Calcul de La largeur de la semelle(B):**

$H=9,86m$

$N_i = h \times e \times 1ml \times 25 = 493JN$

$$s = \frac{\sum N_i}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{493 \times 10^{-3}}{1,5} = 0,328m^2$$

S : surface de la semelle dans 1ml

$L=1ml$

$B \geq 0,328m$  ; soit  $B = 0,6m$

• **Calcul de la hauteur totale de la semelle ( $h_t$ ):**

$$d \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-a}{4} \\ \frac{B-b}{4} \end{array} \right. ; (a \times b) = (20 \times 10)cm^2$$

$d = 0,2m \Rightarrow h_t = 0,05 + 0,6 = 0,25m$

$N_d \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$  (A.5.2.42)

$U_c = 2 \times (A + B)$

$$\begin{cases} A = a + h = 0,2 + 0,25 = 0,45 \\ B = b + h = 1 + 0,25 = 1,25 \end{cases} \Rightarrow U_c = 3,4m$$

$$N_d = 0,499MN \leq 0,045 \times 3,4 \times 0,25 \times \frac{25}{1,5} = 0,92MN \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **Vérification de la contrainte dans le sol :**

Il faut vérifier la condition suivante :  $\sigma_{moy} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{min} = 1,5 \times Q = 1,5 \times 4,058 \Rightarrow \sigma_{min} = 6,087KN/m^2$$

$$\sigma_{max} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 30,048 + 1,5 \times 4,058 \Rightarrow \sigma_{max} = 46,65KN/m^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 36,51Mpa$$

$$\sigma_{moy} = 36,51 KN/m^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 150KN/m^2 \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

➤ **Ferraillage :**

• **Acier principaux (A//B) :**

$$N_u : 493KN$$

$$(A//B) = \frac{N_u \times (B-b)}{8 \times d \times f_{st}} = 5,09cm^2$$

$$\text{Le choix : } 8HA10 = 6,28cm^2$$

• **Acier de répartition (A $\perp$ B) :**

$$(A\perp B) = \frac{(A//B)}{3} = 1,69cm^2$$

$$\text{Choix : } 4HA10 = 3,14cm^2$$

❖ **Etude de la poutre de rigidité (sous voiles) :**

➤ **Dimensionnement :**

La hauteur (h) de la poutre de rigidité est la même que celle de la poutre de rigidité sous poteaux.

$$\text{Soit : } h=80cm$$

➤ **Calcul des charges agissantes sur la poutre de rigidité**

$$Q = \frac{\sum N_i}{L} = 49,3 \text{ t/ml}$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

Travée	L(m)	$x_0$ (m)	$M_0$ (KN.m)	Q(KN/ml)	$M_t$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)
3-4	3,6	1,8	365	496	287,05	598,7	598,7

➤ **Calcul des armatures :**

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant

**Tableau VI.3 :** ferrailage de la poutre de rigidité

Localisation	M (KN.m)	$A_{cal}$	$A_{min}$	$A_{adop}$	$S_t$ (cm)
Travées	29,58	11,93	5,11	5HA20=15,71	10
Appuis	58,96	24,89	5,11	5HA20+5HA16=25,76	10

➤ **Schéma de ferrailage**

Le Schéma de ferrailage est le même celui de la poutre de rigidité sous portaux.

**IV.4. Etude du voile Périphérique**

D’après le **RPA 99/2003 (Art 10.1.2)**, Le voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L’épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d’armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d’une manière importante.

➤ **Dimensionnement des voiles**

- Hauteur  $h=4,08$  m
- Longueur  $L=3,6$  m
- Épaisseur  $e =20$  cm

➤ **Caractéristiques du sol**

- Poids spécifique  $\gamma_h = 18,2$  KN/m<sup>3</sup>
- Cohésion  $c = 0,07$  bar
- Angle de frottement  $\varphi = 25^\circ$

➤ **Evaluation des charges et surcharges**

Le voile périphérique et soumis aux chargements suivants :

✓ **La poussée des terres**

$$G = h \times \gamma \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$G = 30,048 \text{KN/m}^2$$

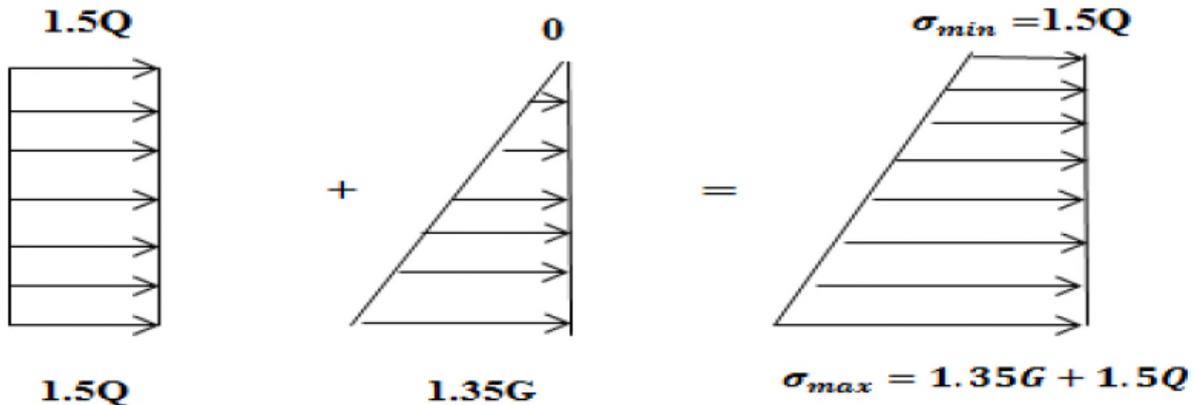
✓ **Surcharge accidentelle**

$$q = 10 \text{KN/m}^2$$

$$Q = q \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 4,058 \text{ KN/m}^2$$

❖ **Ferraillage du voile :**

Le voile périphérique se calcule comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.



**Figure VI.5 :** diagramme des contraintes

$$\text{ELU : } q_u = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 36,51 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 26,59 \text{ KN/ml}$$

$$L_x = 3,6m, L_y = 4,08m$$

$$\rho = \frac{3,6}{4,08} = 0,88 > 0,4 \rightarrow \text{Dalle travaille dans deux sens}$$

➤ **Calcul des moments isostatiques :**

$$M_0^x = \mu_x \times q \times L_x^2$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x$$

D'après l'annexe 1 : (ELU,  $\vartheta = 0, \rho = 0,88$ )  $\Rightarrow \mu_x = 0,0476 ; \mu_y = 0,7438$

(ELU,  $\vartheta = 0,2, \rho = 0,88$ )  $\Rightarrow \mu_x = 0,0546 ; \mu_y = 0,8216$

Le tableau suivant résume le calcul des moments (On prend les moments les plus défavorables en travée et en appuis) :

**Tableau VI.4 :** Estimation des sollicitations maximales dans le voile périphérique

Moments corrigés (KN)	ELU		ELS	
	$M^x$	$M^y$	$M^x$	$M^y$
$M_0$	22,51	16,75	18,82	15,46
$M_t^{x,y} = 0,85M_0^{x,y}$	19,14	14,24	15,99	13,14
$M_a^{x,y} = -0,5M_0^{x,y}$	-11,26		-9,41	

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

La valeur de l'effort tranchant dans les deux sens est donnée par :

$$v_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$v_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

Le tableau qui suit résume les résultats du ferrailage du voile et la vérification vis -a- vis de l'effort tranchant:

**Tableau VI.5 :** Calcul du ferrailage et la vérification vis à vis de l'effort tranchant du voile

En travées							
Sens	$M_t$ (KN.m)	$A^{calculée}$ ( $cm^2/ml$ )	$A_{min}^{RPA}$ ( $cm^2/ml$ )	$A^{adoptée}$ ( $cm^2/ml$ )	$S_t$ (cm)	$\tau_u$ Mpa	$\bar{\tau}_u = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b}$ Mpa
x-x	19,14	3,37	2	5HA10=3,93	20	0,25	1,17
y-y	14,24	2,43	2	4HA10=3,14	25	0,12	1,17
En appuis							
x-x/y-y	11,26	1,94	/	4HA8=2,01	25	/	/

**Commentaire :**

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$  les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Vérification des contraintes à L'ELS**

Le tableau suivant résume la vérification des contraintes :

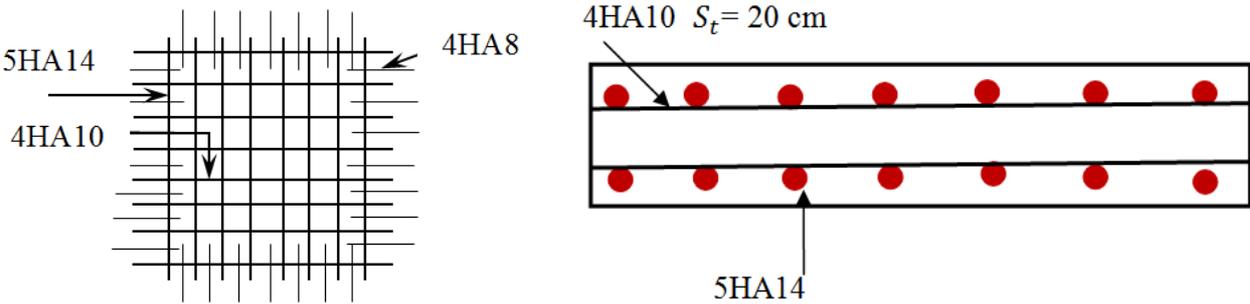
**Tableau VI.6 :** Vérification des contraintes

En Travées										
Sens	$M_t$ (KN.m)	$A^{calculée}$ ( $cm^2/ml$ )	y (cm)	$I(cm^4)$ $10^{-4}$	$\sigma_b$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	Observa- tion	$\sigma_s$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	Observa- tion
x-x	18,82	3,93	4,2	1,22	6,47	15	Vérifiée	256,5	201,64	Non vérifiée
y-y	15,99	3,14	3,56	0,72	7,9	15	Vérifiée	186,7	201,64	Vérifiée
En appuis										
x-x/ y-y	9,41	2,01	3,56	0,76	3,54	15	Vérifiée	198,74	201,64	Vérifiée

∴ La contrainte de l'acier n'est pas vérifiée dans le sens x-x , on augmente alors la section de l'acier et on choisit :

$$A = 5HA14 = 7,7 cm^2/ml \rightarrow \sigma_s = 166,43 Mpa < \bar{\sigma}_s$$

➤ **Schéma de ferrailage du voile périphérique**



**Figure VI .6 :** Schéma de ferrailage du voile périphérique

## Conclusion générale

D'après l'étude qu'on a fait, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

Les sections des poteaux choisies au chapitre pré- dimensionnement ont été augmentées afin de vérifier l'interaction voiles portiques.

La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes est déterminante pour le dimensionnement des éléments structuraux

Afin d'éviter la formation des rotules plastiques aux niveaux des poteaux avant les poutres, on doit impérativement vérifier les moments résistants aux niveaux des zones nodales.

La semelle filante est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolée.

De plus la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage

## **La liste bibliographique :**

### **1- La réglementation :**

- Document technique réglementaire (D.T.R), charges et surcharges d'exploitations.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).
- Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A 99/ version 2003).
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (B.A.E.L 91).

### **2- Autres documents consultés :**

- Cahiers de cours de cursus.
- Mémoires de fin d'études.

# Annexe n° 01

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	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	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

## Annexe n° 02

### Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique  $P = 1$  s'exerçant sur une surface réduite  $u \times v$  au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$L_x \times L_y$

Avec  $L_x < L_y$ .

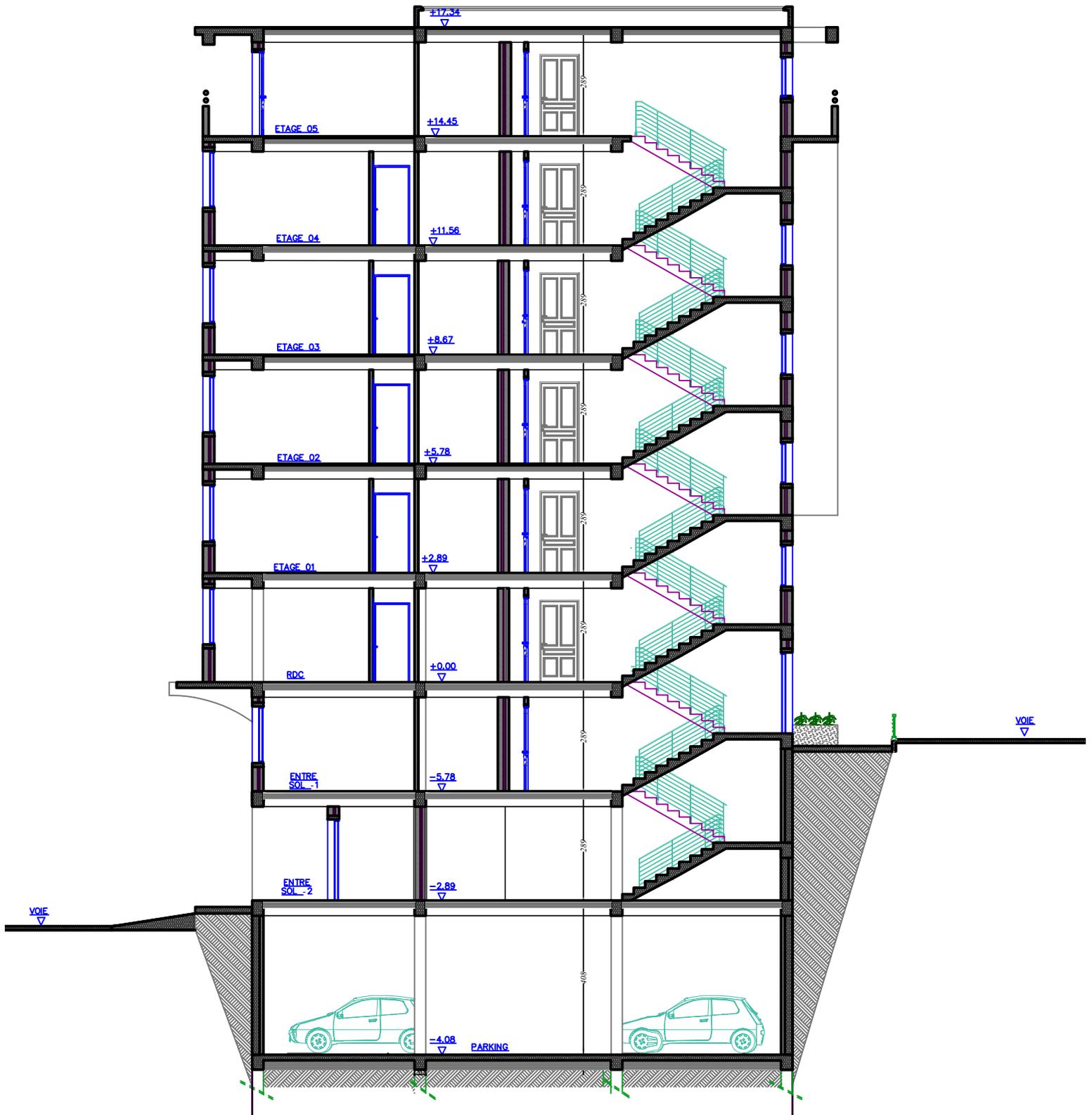
$\rho = 0.8$

u/lx v/ly		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
<b>Valeur de M<sub>1</sub></b>	<b>0.0</b>	/	0.250	0.200	0.168	0.144	0.126	0.110	0.099	0.089	0.081	0.077
	<b>0.1</b>	0.320	0.235	0.194	0.166	0.143	0.125	0.109	0.098	0.088	0.081	0.077
	<b>0.2</b>	0.257	0.216	0.184	0.160	0.140	0.123	0.108	0.097	0.088	0.079	0.075
	<b>0.3</b>	0.225	0.198	0.172	0.152	0.134	0.118	0.104	0.094	0.086	0.078	0.073
	<b>0.4</b>	0.203	0.181	0.160	0.142	0.126	0.112	0.100	0.090	0.082	0.076	0.069
	<b>0.5</b>	0.184	0.166	0.148	0.132	0.117	0.105	0.085	0.086	0.078	0.073	0.066
	<b>0.6</b>	0.167	0.151	0.135	0.122	0.109	0.098	0.089	0.082	0.074	0.068	0.061
	<b>0.7</b>	0.150	0.137	0.123	0.112	0.101	0.093	0.084	0.076	0.069	0.063	0.057
	<b>0.8</b>	0.135	0.124	0.113	0.103	0.094	0.086	0.078	0.071	0.064	0.058	0.053
	<b>0.9</b>	0.124	0.114	0.104	0.095	0.087	0.079	0.072	0.065	0.059	0.054	0.049
	<b>1.0</b>	0.113	0.105	0.096	0.087	0.079	0.072	0.066	0.059	0.054	0.049	0.045
<b>Valeur de M<sub>2</sub></b>	<b>0.0</b>	/	0.282	0.231	0.199	0.175	0.156	0.141	0.129	0.116	0.105	0.095
	<b>0.1</b>	0.227	0.196	0.174	0.159	0.145	0.133	0.121	0.111	0.102	0.093	0.083
	<b>0.2</b>	0.160	0.150	0.139	0.129	0.120	0.109	0.103	0.096	0.087	0.079	0.070
	<b>0.3</b>	0.128	0.122	0.114	0.107	0.101	0.094	0.088	0.082	0.075	0.068	0.061
	<b>0.4</b>	0.107	0.102	0.097	0.091	0.086	0.081	0.076	0.071	0.066	0.059	0.058
	<b>0.5</b>	0.090	0.087	0.083	0.078	0.074	0.071	0.067	0.063	0.057	0.053	0.047
	<b>0.6</b>	0.079	0.076	0.073	0.069	0.066	0.063	0.058	0.055	0.051	0.047	0.043
	<b>0.7</b>	0.069	0.067	0.064	0.062	0.058	0.056	0.052	0.048	0.045	0.042	0.038
	<b>0.8</b>	0.062	0.059	0.057	0.054	0.052	0.049	0.046	0.043	0.040	0.037	0.033
	<b>0.9</b>	0.055	0.053	0.051	0.048	0.046	0.044	0.042	0.038	0.036	0.033	0.029
	<b>1.0</b>	0.049	0.047	0.046	0.044	0.041	0.038	0.036	0.034	0.032	0.028	0.027

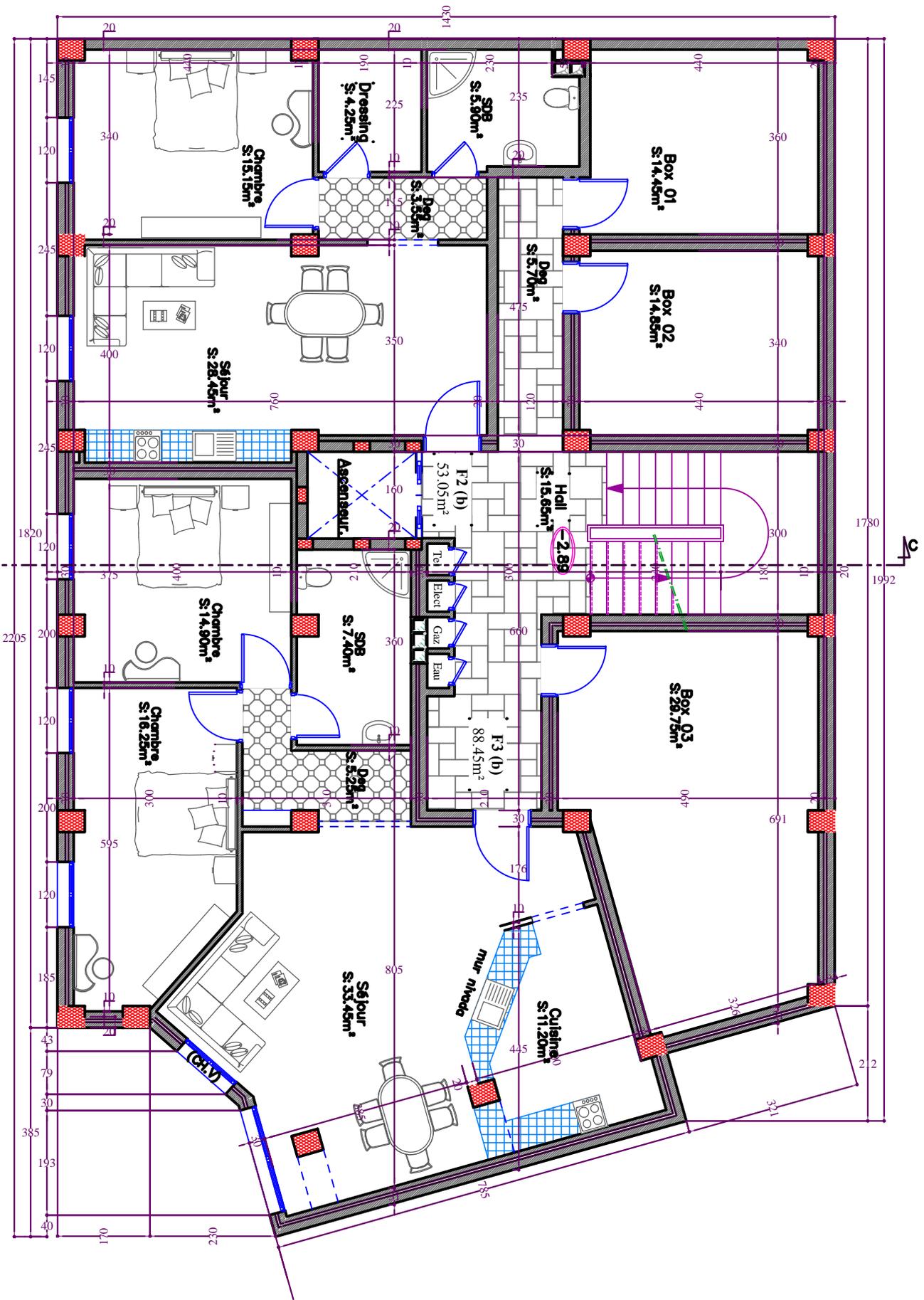
## Annexe n° 03

Tableau des Armatures  
(en cm<sup>2</sup>)

<b>Φ</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>
<b>1</b>	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
<b>2</b>	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
<b>3</b>	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
<b>4</b>	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
<b>5</b>	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
<b>6</b>	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
<b>7</b>	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
<b>8</b>	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
<b>9</b>	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
<b>10</b>	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
<b>11</b>	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
<b>12</b>	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
<b>13</b>	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
<b>14</b>	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
<b>15</b>	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
<b>16</b>	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
<b>17</b>	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
<b>18</b>	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
<b>19</b>	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
<b>20</b>	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33



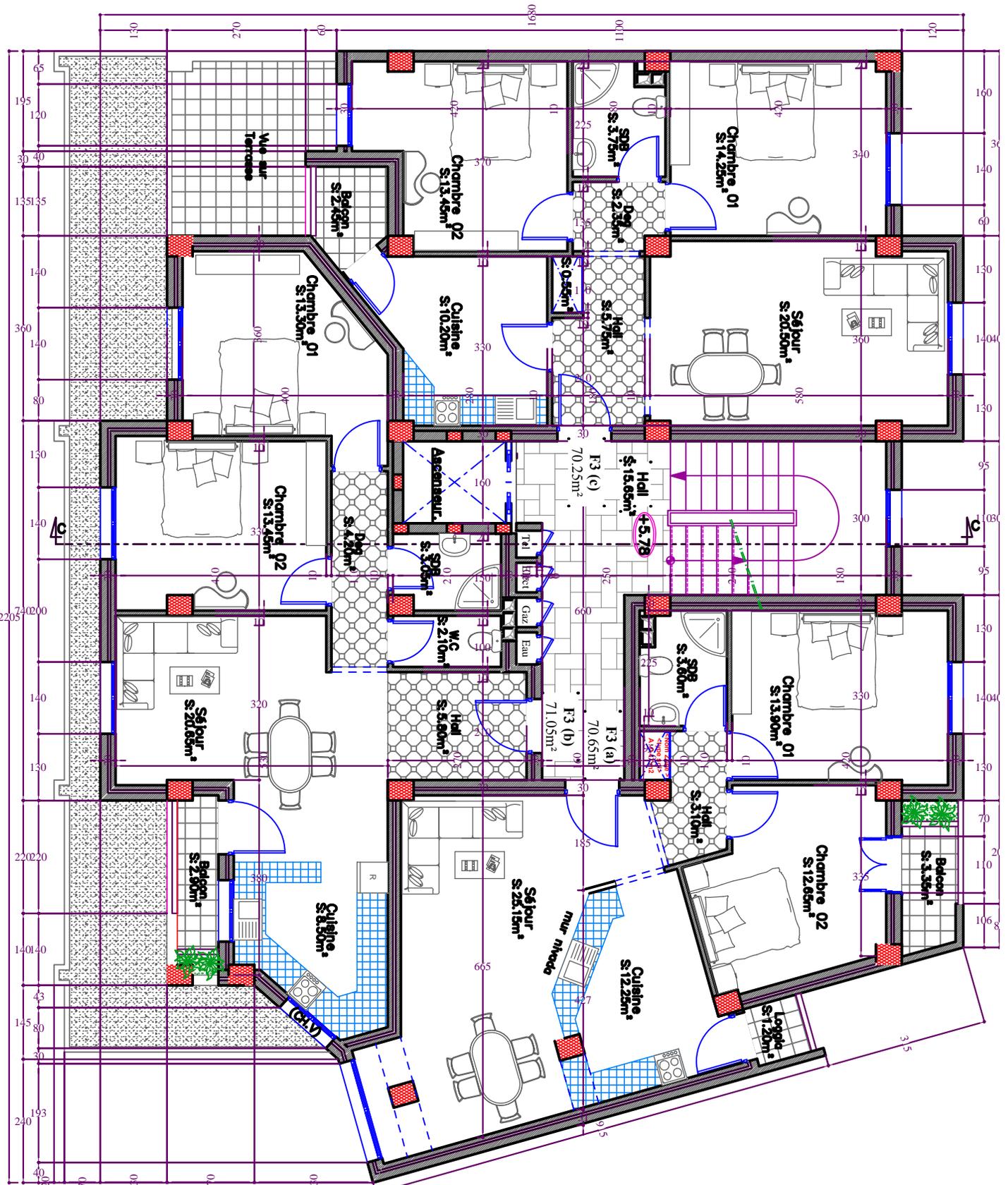
**COUPE BLOC -C-**  
**ECH: 1:50**



PLAN DE L'ENTRÉE - SOL (-1)

ECH: 1/50





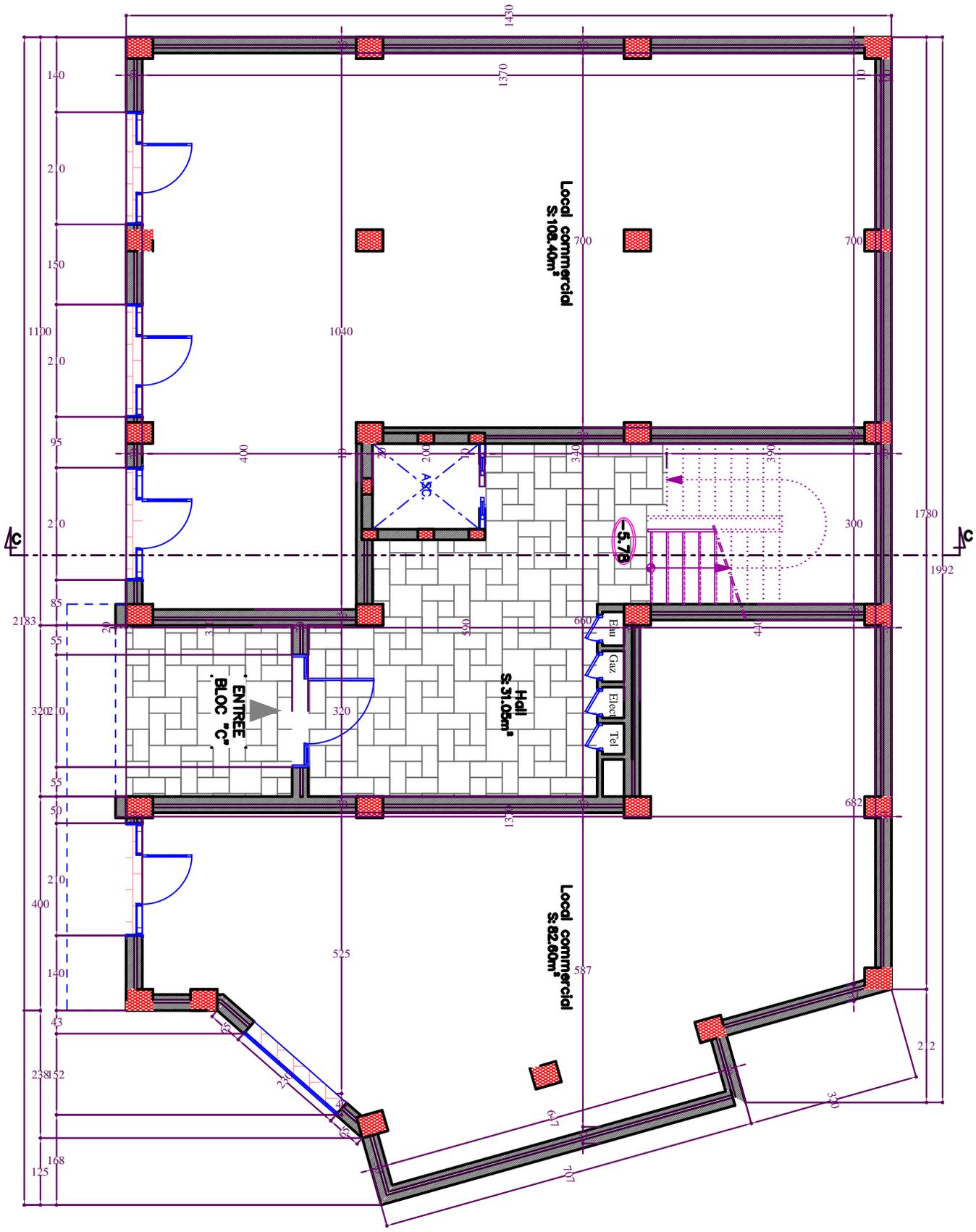
**PLAN DES ETAGES 02 & 03**

**ECH: 1/50**









**PLAN DE L'ENTREE - SOL (-2)**

**ECH: 1/50**