



جامعة بجاية  
Tasdawit n'Bgayet  
Université de Béjaïa

*République Algérienne Démocratique et Populaire*

*Ministère de l'Enseignement Supérieur Et de la Recherche Scientifique*

*Université Abderrahmane MIRA- Bejaia*

*Faculté de Technologie*

*Département de Génie Civil*

## **Mémoire de fin d'étude**

*En Vue d'Obtention du Diplôme master en génie civil*

*Option : matériaux et structures*

### **Thème:**

*Etude d'un bâtiment (R+7+2entre-sols) à usage  
Multiple (habitation et parking)  
Contreventé par un système mixte  
(voiles-portiques)*

**Réalisé par :**

**MERIDJA Massinissa**

**OUICHER Djamel**

**Encadré par :**

**M<sup>r</sup> A.BOUKELLODA**

**Membres de jury:**

**M<sup>r</sup> A.TAHAKOURT**

**M<sup>r</sup> A.LAICHAOUI**

**Promotion 2015/2016**

## ***Remerciements***

Ce jour marque la fin d'une longue période d'étude à l'université de Bejaia.

Au terme de notre formation en générale et notre projet de fin d'étude.

En particulier, nous tenons à remercier, le Dieu miséricordieux qui nous a donné la Force d'achever ce modeste travail.

Un grand merci à nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études

Un grand merci à notre promoteur Mr : A. Boukellouda

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du génie civil De l'université de Bejaia.

Nos gratitudes à tous les membres du jury qui font l'honneur de juger notre Travail.

Un grand merci à toutes personnes ayant contribués à l'élaboration de ce Mémoire, De près ou de loin.

DJAMAL & MASSINISSA

# *Dédicace*

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

*Je dédie ce modeste travail :*

*A ceux que j'aime infiniment*

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

*A mes très chers frères et sœurs.*

*A toute la famille : « MERIDJA » et « HAMMI ».*

*A tous mes amis sans exception.*

*A mon binôme : Djamal.*

*A tous mes enseignants.*

*A toute la promotion 2015-2016.*

**MASSINISSA**

## *Dédicaces*

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

*Je dédie ce mémoire :*

*A la mémoire de mon père Allah yerahmou, Que dieu lui accorde sa miséricorde. A ma chère Mère que Dieu me la garde. Qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.*

*A mes chers frères et sœurs : Tarik, Hayat, Akli.*

*A ma chère Samia.*

*A tout ma famille.*

*A mon cher binôme Massinissa.*

*A mes meilleurs amis en particulier « Sifou, Ghilas, Mebaraçou Zidane, B. Lounis, M. Sofiane, et à tous ceux qui me sont cher.*

*Ouicher Djamal*

# Symboles et Notations

$A_r$  : Aire d'une section d'acier de répartition

$A_t$  : Aire d'une section d'acier transversal

$A_s$  : Aire d'une section d'acier

$B$  : la largeur (m).

$B_r$  : Section réduite du béton

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

$E_{vj}$  : Module de déformation différée du béton à l'âge de  $j$  jour

$E_{ij}$  : Module de déformation instantanée du béton à l'âge de  $j$  jour

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique de compression à  $j$  jour

$f_{tj}$  : Résistance caractéristique de traction à  $j$  jour

$f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier

$G$  : Charges permanente

$Q$  : Charges d'exploitation

$E$  : Actions accidentelles

$q_u$  : Charges réparties ultime

$q_s$  : Charges réparties de service

$I$  : Moment d'inertie

$M_u$  : Moment de calcul ultime

$M_s$  : Moment de calcul de service

$N_u$  : Effort normal ultime

$N_s$  : Effort normal de service.

$V$  : Effort tranchant

$S$  : Surface plane de la structure

$d$  : Position des armatures tendues par rapport à la fibre la plus comprimée

$e$  : Epaisseur

$L$  : Longueur

$L_r$  : Longueur de recouvrement

$l_f$  : Longueur de flambement

$I$  : Rayon de giration

$\Lambda$  : Elancement

$\mu$  : Coefficient de frottement

$\mu_{bu}$  : Moment ultime réduit

$\nu$  : Coefficient de poisson

$\sigma_{bc}$  : Contrainte du béton à la compression

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier à la traction

$\phi_t$  : Diamètre des armatures transversales

$S_t$  : Espacement des armatures

$\zeta$  : Contrainte tangentielle de cisaillement

$\zeta_{se}$  : Contrainte d'adhérence

$\eta$  : Coefficient de fissuration

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement

$l_s$  : Longueur de scellement

$\xi_{bc}$  : Raccourcissement relatif du béton

$\xi_s$  : Allongement relatif de l'acier tendu

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité de béton

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

$\gamma$  : Poids spécifique déjaugé

$A$  : Coefficient d'accélération de zone

$C_T$  : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

$C_u$  : La cohésion du sol (KN/m<sup>2</sup>).

$D$  : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

$F_s$  : Coefficient de sécurité = 1.5

$Q$  : Facteur de qualité

$R$  : coefficient de comportement global

$P$  : Poids du radier (KN).

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

$S_r$  : surface du radier ( $m^2$ ).

$S_{bat}$  : Surface totale du bâtiment ( $m^2$ ).

$St$  : Espacement des armatures.

$W$  : poids propre de la structure.

$W_{Qi}$  : Charges d'exploitation.

$W_{gr}$  : poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

$Z$  : bras de levier

$f$  : Flèche

$f_e$  : Limite d'élasticité

$h_t$  : hauteur total du radier (m).

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

$\sigma$  : Contrainte normale.

$\phi$  : Angle de frottement interne du sol (degrés).

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

$k_c$  : Coefficient de portance.

$q_0$  : Contrainte effective verticale initiale au niveau de fondation (bars).

$\sigma_f$  : Contrainte effective finale (bars).

$\tau_{ultim}$  : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement (MPa).

$\eta$  : Facteur d'amortissement.

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

$h_0$  : épaisseur de la dalle de radier (cm)

$h_t$  : hauteur de la nervure (cm)

# Liste des figures

## Chapitre I Généralités

Page

Figure I.1 Diagramme des contraintes-déformations du béton.....	3
Figure I.2 Diagramme contrainte déformation de l'acier. ....	5

## Chapitre II Pré dimensionnement des éléments

Figure II.1 Plancher à corps creux.....	7
Figure II.2 Coupe transversale d'une poutrelle .....	8
Figure II.3 Dalles sur trois appuis.....	9
Figure II.4 Dalle sur deux appuis perpendiculaires .....	9
Figure II.5 Dalle sur quatre appuis .....	10
Figure II.6 Coupe de voile en élévation.....	11
Figure II.7 Schéma de terminologie d'escalier.....	12
Figure II.8 Schéma de la volée1 .....	12
Figure II.9 Schéma de la volée2 .....	13
Figure II.10 Schéma d'escalier des autres niveaux .....	14
Figure II.11 Schéma de l'escalier d'entrée .....	14
Figure II.12 Schéma de l'acrotère .....	15
Figure II.13 Eléments constituant le plancher « étage-courant » .....	18
Figure II.14 Surface afférente de poteau P1 .....	23
Figure II.15 Surface afférente au niveau de la terrasse inaccessible .....	28
Figure II.16 Surface afférente au niveau de la terrasse accessible .....	29
Figure II.17 Surface afférente au niveau de 7 étage .....	29
Figure II.18 Surface afférente au niveau de 6 étage .....	29
Figure II.19 Surface afférente aux autres niveaux.....	30

## Chapitre III Etude des éléments secondaires

Figure III.1 Disposition des poutrelles .....	38
Figure III.2 Diagramme des moments à deux travées.....	39
Figure III.3 Diagrammes des moments à plusieurs travées.....	39
Figure III.4 Diagramme des efforts tranchants à deux travées.....	40
Figure III.5 Diagramme des efforts tranchants à plusieurs travées .....	40
Figure III.6 Diagramme des moments fléchissant de la poutrelle Type 3.....	45
Figure III.7 Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle Type 3 .....	45
Figure III.8 Schéma de ferrailage de la dalle de compression .....	60



<b>Figure III.9</b> Dalle sur deux appuis panneau Dp1 .....	<b>61</b>
<b>Figure III.10</b> Schéma de ferrailage de panneau de dalle DP1 .....	<b>64</b>
<b>Figure III.11</b> Dalle sur trois appuis panneau DP2 .....	<b>64</b>
<b>Figure III.12</b> Schéma de ferrailage de panneau DP2.....	<b>68</b>
<b>Figure III.13</b> Dalle sur trois appuis panneau DP5 .....	<b>68</b>
<b>Figure III.14</b> Schéma de ferrailage de panneau DP5.....	<b>71</b>
<b>Figure III.15</b> Dalle sur quatre appuis panneau DP6 .....	<b>71</b>
<b>Figure III.16</b> Schéma de ferrailage de panneau DP6.....	<b>75</b>
<b>Figure III.17</b> Schéma de L'acrotère.....	<b>75</b>
<b>Figure III.18</b> Les sollicitations sur L'acrotère .....	<b>76</b>
<b>Figure III.19</b> Schéma de ferrailage de L'acrotère .....	<b>79</b>
<b>Figure III.20</b> Schéma statique de la poutre de chaînage.....	<b>79</b>
<b>Figure III.21</b> Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage .....	<b>82</b>
<b>Figure III.22</b> Schéma d'escalier courant .....	<b>82</b>
<b>Figure III.23</b> Schéma statique de l'escalier courant à L'ELU.....	<b>83</b>
<b>Figure III.24</b> Schéma statique de l'escalier courant à L'ELS .....	<b>84</b>
<b>Figure III.25</b> Schéma de ferrailage de l'escalier courant .....	<b>87</b>
<b>Figure III.26</b> Schéma d'escalier d'entre sol2 .....	<b>88</b>
<b>Figure III.27</b> Schéma statique de l'escalier d'entre sol2 à L'ELU.....	<b>88</b>
<b>Figure III.28</b> Schéma statique d'escalier d'entre sol2 à L'ELS .....	<b>89</b>
<b>Figure III.29</b> Schéma de ferrailage d'escalier entre sol2.....	<b>92</b>
<b>Figure III.30</b> Schéma de ferrailage de la poutre palière .....	<b>97</b>
<b>Figure III.31</b> Ferrailage de la dalle cas charge répartie.....	<b>101</b>
<b>Figure III.32</b> Schéma de ferrailage de la dalle cas charge concentrée .....	<b>105</b>

#### **Chapitre IV Etude dynamique**

<b>Figure IV.1</b> Disposition des voiles.....	<b>109</b>
<b>Figure IV.2</b> Vue de face.....	<b>109</b>
<b>Figure IV.3</b> Vue en 3D.....	<b>109</b>
<b>Figure IV.4</b> Vue en plan.....	<b>110</b>
<b>Figure IV.5</b> Réponse spectrale de la structure .....	<b>110</b>
<b>Figure IV.6</b> Premier mode de déformation (translation suivant X) .....	<b>111</b>
<b>Figure IV.7</b> Deuxième mode de déformation (translation suivant Y) .....	<b>111</b>
<b>Figure IV.8</b> Troisième mode de déformation (rotation suivant Z) .....	<b>112</b>

## Chapitre V Etude des éléments structuraux

Figure V.1 Zone nodale.....	119
Figure V.2 Section du poteau.....	125
Figure V.3 Schéma principe de ferrailage et de réduction de section de poteaux .....	129
Figure V.4 Dispositions constructive des portiques.....	131
Figure V.5 Schéma de ferrailage de la poutre principale d'entre sol.....	136
Figure V.6 Détail de ferrailage de la poutre principale en travée et en appuis .....	137
Figure V.7 Les moments résistant dans la zone nodale .....	139
Figure V.8 Schéma d'un voile plein .....	144
Figure V.9 Ferrailage du voile 'Vx1 .....	149

## Chapitre VI Etude de L'infrastructure

Figure VI.1 Schéma d'une semelle.....	150
Figure VI.2 Semelle filante.....	150
Figure VI.3 Dimensions du radier .....	151
Figure VI.4 Présentation de zone d'impact de la charge compactée .....	152
Figure VI.5 Panneau de dalle.....	154
Figure VI.6 Schéma de ferrailage de radier.....	158
Figure VI.7 Schéma des nervures dans le sens x-x.....	158
Figure VI.8 Schéma des nervures dans le sens y-y.....	159
Figure VI.9 Section de la nervure a ferraille.....	160
Figure VI.10 Dimension du mur de soutènement.....	164
Figure VI.11 Dimensionnement de mur de soutènement .....	165
Figure VI.12 Schéma de ferrailage de mur de soutènement.....	168

# *Liste des tableaux*

## Chapitre I Généralités

Page

Tableau I.1 $f_e$ en fonction du type d'acier. ....	5
---	---

## Chapitre II Pré dimensionnement des éléments

Tableau II.1 Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible .....	17
Tableau II.2 Evaluation des charge dans le plancher terrasse accessible.....	17
Tableau II.3 Evaluation des charges dans le plancher d'étages courant .....	18
Tableau II.4 Evaluation des charges sur les balcons .....	19
Tableau II.5 Evaluation des charges de la dalle plaine .....	19
Tableau II.6 Evaluation des charges dans les murs extérieurs .....	20
Tableau II.7 Evaluation des charges de la volée .....	20
Tableau II.8 Evaluation des charges sur la volée .....	21
Tableau II.9 Evaluation des charges du palier.....	21
Tableau II.10 Surcharges d'exploitation .....	22
Tableau II.11 Descente de charge de poteau P1 .....	24
Tableau II.12 Vérification des poteaux à la compression simple.....	27
Tableau II.13 Vérification des poteaux au flambement .....	28
Tableau II.14 Descente de charge de poteau P2.....	31
Tableau II.15 Vérification des poteaux à la compression simple.....	35
Tableau II.16 Vérification des poteaux au flambement .....	35

## Chapitre III Etude des éléments secondaires

Tableau III.1 Les différents types de poutrelles .....	41
Tableau III.2 Les différentes charges sur les poutrelles.....	42
Tableau III.3 Les sollicitations des poutrelles du plancher habitation .....	45
Tableau III.4 Les sollicitations des poutrelles du plancher terrasse inaccessible .....	46
Tableau III.5 Les sollicitations des poutrelles du plancher terrasse accessible .....	46
Tableau III.6 Les sollicitations des poutrelles du plancher parking.....	47
Tableau III.7 Ferrailage des poutrelles des plancher terrasse accessible et inaccessible.....	49
Tableau III.8 Ferrailage poutrelles du plancher habitation et parking .....	50
Tableau III.9 Vérifications de l'effort tranchant en travée.....	52
Tableau III.10 Vérifications de l'effort tranchant en appuis intermédiaire.....	52
Tableau III.11 Vérifications de l'effort tranchant en appuis de rive .....	52
Tableau III.12 Vérification de l'état limite de compression de béton plancher terrasse inaccessible	54

<b>Tableau III.13</b>	Vérification de l'état limite de compression du béton plancher terrasse accessible	<b>54</b>
<b>Tableau III.14</b>	Vérifications de l'état limite de compression du béton plancher parking	<b>54</b>
<b>Tableau III.15</b>	Vérifications de la flèche pour plancher terrasse inaccessible	<b>58</b>
<b>Tableau III.16</b>	Vérifications de la flèche pour plancher terrasse accessible	<b>58</b>
<b>Tableau III.17</b>	Vérifications de la flèche pour plancher parking	<b>58</b>
<b>Tableau III.18</b>	Schémas de ferrailage des poutrelles	<b>59</b>
<b>Tableau III.19</b>	Ferrailage de panneau DP1 en travée et en appuis	<b>62</b>
<b>Tableau III.20</b>	Vérification des contraintes en travée	<b>63</b>
<b>Tableau III.21</b>	Vérification des contraintes en appuis	<b>63</b>
<b>Tableau III.22</b>	Ferrailage de panneau DP2 en travée et en appuis	<b>65</b>
<b>Tableau III.23</b>	Vérifications des contraintes en travée	<b>66</b>
<b>Tableau III.24</b>	Vérifications des contraintes en appuis	<b>66</b>
<b>Tableau III.25</b>	Vérification des contraintes en travée	<b>67</b>
<b>Tableau III.26</b>	Vérification des contraintes en appuis	<b>67</b>
<b>Tableau III.27</b>	Calcul de la flèche	<b>67</b>
<b>Tableau III.28</b>	Ferrailage de panneau DP5 en travée et en appuis	<b>69</b>
<b>Tableau III.29</b>	Vérifications des contraintes en travée	<b>70</b>
<b>Tableau III.30</b>	Vérification des contraintes en appuis	<b>70</b>
<b>Tableau III.31</b>	Ferrailage de panneau DP6 en appuis et en travée	<b>72</b>
<b>Tableau III.32</b>	Vérification des contraintes en travée	<b>73</b>
<b>Tableau III.33</b>	Vérification des contraintes en appuis	<b>73</b>
<b>Tableau III.34</b>	Vérification de la flèche panneau DP6	<b>74</b>
<b>Tableau III.35</b>	Différentes combinaisons à utiliser	<b>76</b>
<b>Tableau III.36</b>	Ferrailage de la poutre de chaînage	<b>80</b>
<b>Tableau III.37</b>	Vérification de la contrainte dans le béton	<b>81</b>
<b>Tableau III.38</b>	Vérification de contrainte de béton en travée	<b>87</b>
<b>Tableau III.39</b>	Vérification de contrainte de béton en appuis	<b>87</b>
<b>Tableau III.40</b>	Vérification de la contrainte de béton en travée	<b>92</b>
<b>Tableau III.41</b>	Vérification de la contrainte de béton en appuis	<b>92</b>
<b>Tableau III.42</b>	Ferrailage de la poutre palière	<b>94</b>
<b>Tableau III.43</b>	Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple	<b>95</b>
<b>Tableau III.44</b>	Ferrailage de la poutre palière à la torsion	<b>95</b>
<b>Tableau III.45</b>	Ferrailage de poutre palière en flexion et en torsion	<b>96</b>
<b>Tableau III.46</b>	Vérification de la compression dans la poutre palière	<b>97</b>
<b>Tableau III.47</b>	Ferrailage de la dalle d'ascenseur cas charge répartie	<b>99</b>

<b>Tableau III.48</b> Vérification de la contrainte dans le béton .....	<b>100</b>
<b>Tableau III.49</b> Ferrailage de la dalle cas charge concentrée .....	<b>102</b>
<b>Tableau III.50</b> Vérification de la contrainte dans le béton .....	<b>104</b>

#### **Chapitre IV Etude dynamique**

<b>Tableau IV.1</b> Période de vibration et taux de participation des masses modales .....	<b>112</b>
<b>Tableau IV.2</b> Interaction sous charges verticales .....	<b>113</b>
<b>Tableau IV.3</b> Interactions sous charge horizontales .....	<b>113</b>
<b>Tableau IV.4</b> Vérification de l'effort tranchant à la base .....	<b>114</b>
<b>Tableau IV.5</b> Vérification de l'effort normal réduit des poteaux carrée .....	<b>114</b>
<b>Tableau IV.6</b> Vérification de l'effort normal réduit des poteaux circulaire .....	<b>114</b>
<b>Tableau IV.7</b> Vérification de déplacement relatif dans le sens (X-X) et (Y-Y).....	<b>115</b>
<b>Tableau IV.8</b> Vérification de l'effet P- $\Delta$ dans le sens (X-X) et (Y-Y).....	<b>116</b>

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

<b>Tableau V.1</b> Armateurs minimales et maximales dans les poteaux carrés .....	<b>119</b>
<b>Tableau V.2</b> Armateurs minimales et maximales dans les poteaux circulaires .....	<b>119</b>
<b>Tableau V.3</b> Les sollicitations dans les poteaux carrés.....	<b>120</b>
<b>Tableau V.4</b> Les sollicitations dans les poteaux circulaires .....	<b>121</b>
<b>Tableau V.5</b> Ferrailage des poteaux carrés .....	<b>122</b>
<b>Tableau V.6</b> Ferrailage des poteaux circulaires.....	<b>122</b>
<b>Tableau V.7</b> Calcul des armatures transversales pour les poteaux carrés.....	<b>123</b>
<b>Tableau V.8</b> Calcul des armatures transversales pour les poteaux circulaires .....	<b>123</b>
<b>Tableau V.9</b> Vérifications du flambement des poteaux.....	<b>124</b>
<b>Tableau V.10</b> Vérifications de la contrainte dans le béton pour poteaux carrée .....	<b>125</b>
<b>Tableau V.11</b> Vérifications aux sollicitations tangentes pour les poteaux .....	<b>126</b>
<b>Tableau V.12</b> Schémas du ferrailage des poteaux .....	<b>127</b>
<b>Tableau V.13</b> Ferrailages des poutres principales et secondaires.....	<b>132</b>
<b>Tableau V.14</b> Vérifications des contraintes tangentielles.....	<b>134</b>
<b>Tableau V.15</b> Vérifications des armatures longitudinales au cisaillement .....	<b>135</b>
<b>Tableau V.16</b> Vérifications de l'état limite de compression du béton.....	<b>135</b>
<b>Tableau V.17</b> Vérification de la flèche pour les poutres .....	<b>135</b>
<b>Tableau V.18</b> Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires.....	<b>137</b>
<b>Tableau V.19</b> Les moments résistant dans les poteaux carrés .....	<b>139</b>
<b>Tableau V.20</b> Vérifications de la zone nodale .....	<b>139</b>
<b>Tableau V.21</b> Les sollicitations revenant aux voiles 'Vx1, Vx1, Vx2, Vy1, Vy2.....	<b>141</b>
<b>Tableau V.22</b> Ferrailage du voile 'Vx1 .....	<b>144</b>

<b>Tableau V.23</b> Ferrailage du voile Vx1.....	<b>145</b>
<b>Tableau V.24</b> Ferrailage du voile Vx2.....	<b>146</b>
<b>Tableau V.25</b> Ferrailage du voile Vy1.....	<b>147</b>
<b>Tableau V.26</b> Ferrailage du voile Vy2.....	<b>147</b>

### **Chapitre VI Etude de L'infrastructure**

<b>Tableau VI.1</b> Ferrailage du radier.....	<b>155</b>
<b>Tableau VI.2</b> Vérifications des contraintes du radier .....	<b>156</b>
<b>Tableau VI.3</b> Sollicitations des nervures dans le sens x-x.....	<b>159</b>
<b>Tableau VI.4</b> Sollicitations des nervures dans le sens y-y.....	<b>160</b>
<b>Tableau VI.5</b> Ferrailage de la nervure sens y-y.....	<b>160</b>
<b>Tableau VI.6</b> Ferrailage de la nervure sens x-x.....	<b>161</b>
<b>Tableau VI.7</b> Vérification de l'effort tranchant dans les nervures .....	<b>161</b>
<b>Tableau VI.8</b> Vérification des contraintes dans la nervure.....	<b>161</b>
<b>Tableau VI.9</b> Vérification des contraintes dans les nervures après l'augmentation de $A_s$ .....	<b>162</b>
<b>Tableau VI.10</b> Schéma de ferrailage des nervures .....	<b>163</b>
<b>Tableau VI.11</b> Ferrailage de mur de soutènement.....	<b>165</b>
<b>Tableau VI.12</b> Vérification des contraintes dans le mur de soutènement .....	<b>167</b>

# Table des matières

## Introduction générale

### Chapitre I Généralités

	page
I.1. Introduction .....	1
I.2. Présentation de l'ouvrage .....	1
I.3. Caractéristiques géométriques de la structure .....	1
I.4. Présentation de la structure.....	1
I.4.1. Eléments structuraux .....	1
I.5. Caractéristiques du sol d'assise .....	2
I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux .....	2
I.6.1. Le béton.....	2
I.6.2. L'acier : .....	4
I.7. Règlements et normes utilisés : Les règlements et normes utilisés sont.....	6
I.8. Conclusion :.....	6

### Chapitre II Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction .....	7
II.2. Les Planchers.....	7
II.2.1. Planchers à corps creux .....	7
II.2.2. Les des dalles pleines .....	8
II.3. Pré dimensionnement des poutres .....	10
II.3.1. Les poutres principales .....	10
II.3.2. Les poutres secondaires .....	10
II.4. Pré dimensionnement des voiles .....	11
II.4.1. Définition .....	11
II.5. Pré dimensionnement des escaliers .....	12
II.5.1. Définitions .....	12
II.5.2. Dimensionnement .....	12
II.6. Ascenseur .....	15
II.7. Pré dimensionnement de l'acrotère .....	15
II.8. Pré dimensionnement des poteaux .....	16
II.9. Evaluation des charges et surcharges sur les planchés.....	17
II.9.1. Terrasse inaccessible.....	17
II.9.2. Terrasse accessible.....	17
II.9.3. Plancher des étages courants.....	18

II.9.4.	Dalle pleine .....	19
II.9.5.	Les murs extérieurs (double parois en brique creuse).....	20
II.9.6.	Les escaliers .....	20
II.9.7.	Surcharge d'exploitation .....	22
II.10.	Descente de charge .....	22
II.10.1.	La loi de dégression des charges d'exploitation .....	23
II.10.2.	Les vérifications nécessaires pour le poteau P1 .....	26
II.10.3.	Le poteau le plus sollicité à la cage d'escalier P2 .....	28
II.10.4.	Les vérifications nécessaires pour le poteau P2.....	34
II.10.5.	Vérifications des conditions de RPA99/2003 .....	36
II.11.	Conclusion .....	36

### Chapitre III Etude des éléments secondaires

III.1.	Introduction : .....	37
III.2.	Les planchers .....	37
III.2.1.	Planchers à corps creux .....	37
III.2.2.	Planchers à dalles pleines .....	60
III.3.	Etude de l'acrotère .....	75
III.3.1.	Hypothèses de calcul.....	75
III.3.2.	Evaluation des charges.....	75
III.3.3.	Calcul des sollicitations .....	76
III.3.4.	Ferraillage .....	76
III.4.	Etude la poutre de chaînage .....	79
III.4.1.	Dimensionnement (RPA 99/2003 article 9.3.3) [1].....	79
III.4.2.	Sollicitations.....	79
III.4.3.	Ferraillage .....	80
III.5.	Étude des escaliers .....	82
III.5.1.	Étude de type d'escalier courant .....	82
III.5.2.	Etude d'escalier de entre sol 2 .....	87
III.5.3.	Etude de la poutre palière.....	93
III.6.	Etude de l'ascenseur .....	98
III.6.1.	Caractéristiques de l'ascenseur: Annexe (4).....	98
III.6.2.	Cas de charge répartie .....	98
III.6.3.	Cas d'une charge concentrée : .....	101

### Chapitre IV Etude dynamique

IV.1.	Introduction .....	106
IV.2.	Méthodes de calcul .....	106



IV.2.1.	Méthode statique équivalente.....	106
IV.2.2.	Méthodes d'analyse dynamique .....	108
IV.3.	Justification de l'interaction voile-portique .....	112
IV.3.1.	Sous charges verticales .....	113
IV.3.2.	Sous charges horizontales .....	113
IV.4.	Vérification de la résultante de la force sismique .....	114
IV.5.	Vérification de l'effort normale réduit .....	114
IV.6.	Justification vis-à-vis de déplacement : (Article 4.4.3) RPA 99/V2003. ....	115
IV.7.	Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ : RPA99/V2003 (Article 5.9).....	116
IV.8.	Conclusion .....	117

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

V.1.	Étude des poteaux :.....	118
V.1.1.	Recommandations du RPA99/2003 .....	118
V.1.2.	Les sollicitations dans les poteaux .....	120
V.1.3.	Calcul de ferrailage .....	121
V.1.4.	Armatures transversales .....	123
V.1.5.	Vérifications nécessaire .....	123
V.2.	Etude des poutres.....	129
V.2.1.	Ferrailage .....	130
V.2.2.	Schéma de ferrailage des poutres.....	136
V.2.3.	Vérification des zones nodales.....	138
V.3.	Etude des voiles .....	140
V.3.1.	Recommandation du RPA 99/2003.....	140
V.3.2.	Calcul des sollicitations revenant aux voile.....	141
V.3.3.	Ferrailage .....	143
V.3.4.	Conclusion .....	148

### **Chapitre VI Etude de L'infrastructure**

VI.1.	Introduction.....	149
VI.2.	Choix du type de fondation.....	149
VI.3.	Vérification des semelles isolées .....	149
VI.4.	Vérification des semelles filantes .....	150
VI.5.	Radier général.....	151
VI.5.1.	Pré dimensionnement.....	151
VI.5.2.	Les Vérifications nécessaires .....	152
VI.5.3.	Ferrailage du radier .....	154
VI.5.4.	Etude des nervures .....	158

<b>VI.6.</b>	<b>Mur de soutènement .....</b>	<b>164</b>
<b>VI.6.1.</b>	<b>Dimensions de mur de soutènement .....</b>	<b>164</b>
<b>VI.6.2.</b>	<b>Caractéristiques du sol .....</b>	<b>164</b>
<b>VI.6.3.</b>	<b>Calcul de sollicitations .....</b>	<b>164</b>
<b>VI.6.4.</b>	<b>Ferraillage de mur de soutènement .....</b>	<b>165</b>
<b>VI.7.</b>	<b>Conclusion .....</b>	<b>168</b>

## **Conclusion générale**

## **Annexes**

## **Bibliographie**

# *Introduction générale*

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays et très nombreux sont les professionnelles qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Cependant, si le métier de construire peut être considéré parmi les plus anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des constructions, mais surtout des nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximale de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes. Qui doivent en outre tenir compte de différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

Pour satisfaire les exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, et spécifier des procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la conception, et de l'exploitation. Pour ce faire, il faut impérativement respecter les normes et les règles en vigueur qui sont propres à chaque pays

Le projet qui nous a été confié dans le cadre de la préparation de notre projet de fin d'étude porte sur l'étude d'un bâtiment (R+7+2 entre sol). Il regroupe à la fois parking et habitations au niveau des deux entre sols et logements et des studios d'habitations aux autres niveaux. Il est contreventé par un système mixte (voiles /portiques) étant donné qu'il est situé en zone IIa et qu'il dépasse les 14 mètres de hauteur.

L'étude est menée en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

## *Conclusion générale*

Tout au long de notre projet de fin d'étude, on a pu apprendre toute la démarche à mettre en place sur un projet concret : de la lecture des plans architecturaux à la conception d'une note de calcul en passant par la modélisation débuter avec le logiciel sap2000 v17.

D'autre part cette étude nous a permis d'arriver d'enrichir les connaissances le long de notre cursus et d'en faire un certain nombre de conclusions est parmi ses conclusion on a pu retenir ce qui suit :

La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influence directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes. L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée. Lors des tremblements de terre sévères, il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résisté sans endommagement exagéré (cas de Boumerdes). Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles correctement dimensionnés et disposés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques. Notons, pour cela, les avantages importants que présente leur utilisation :

- ⇒ Grâce à leur grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les endommagements sismiques des éléments non structuraux.
- ⇒ L'utilisation du système mixte peut apporter aussi des avantages économiques.
- ⇒ Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux.
- ⇒ Les structures mixtes sont de plus en plus utilisées en construction, car elles offrent une bonne rigidité, et cela à des coûts moyens
- ⇒ Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avant vérifier les effets du second ordre (effet P-delta).L'effet P-Delta dépend des charges verticales et du déplacement latéral subi par la structure. Il est donc à priori évident, que les bâtiments de grande hauteur de par leur souplesse et de par la forte concentration de contraintes sous l'effet des charges verticales, sont particulièrement sensibles à cet effet.
- ⇒ Pour éviter la formation des rotules plastique aux niveaux des poteaux, on doit impérativement vérifier les moments résistant aux niveaux des zones nodales.



# Chapitre I

Généralités

## I.1. Introduction

Ce chapitre, consacré à des généralités, donne la définition des caractéristiques géométriques de la structure objet de notre étude ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour sa réalisation. Cette étape est indispensable pour un calcul adéquat.

## I.2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment (R+7+ 2entre-sols) implanté à Bejaia au lieu-dit : Jazougeun, cette structure est destinée pour l'usage d'habitation, elle est classée d'après les règles parasismiques algérienne « **RPA99/Version 2003** » dans le groupe d'usage, ayant une importance moyenne (**IIa**). [1]

## I.3. Caractéristiques géométriques de la structure

Les caractéristiques géométriques de la structure à étudier sont :

- Largeur en plan ..... 23,50m
- Longueur en plan (étage courant) ..... 25,40m
- Longueur en plan(RDC) .....25,40m
- Longueur en plan (entre sol 2).....25.40m
- Longueur en plan (entre sol 1).....25,40m
- Hauteur de l'entre- sol 1.....4,18m
- Hauteur de l'entre- sol 2 ..... 2,96m
- Hauteur du RDC..... 3,06m
- Hauteur des étages courants ..... 3,06m
- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère).31,62m

## I.4. Présentation de la structure

L'accès aux étages supérieurs s'effectue au moyen d'un ascenseur et d'une cage d'escalier constituée de deux volées.

Le contreventement du bâtiment est assuré par des voiles et des portiques dans les deux sens (longitudinale et transversale) et assurant une stabilité au bâtiment vis-à-vis des charges horizontales et verticales, ce qu'il lui confère une grande rigidité à la flexion et à la torsion.

Les planchers sont constitués de dalles en corps creux en partie courante et en dalles pleines pour les balcons.

D'après la classification des **RPA99 version 2003**, le bâtiment est considéré comme un ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m. [1]

### I.4.1. Eléments structuraux

- ❖ **Les planchers:** constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide qui assure la fonctionnalité de l'ouvrage et qui permet la transmission des efforts de contreventement.
  - Un plancher doit être résistant aux charges verticales et horizontales.
  - Un plancher doit assurer une isolation phonique et thermique des différents étages.

- ❖ **Les escaliers** : sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.
- ❖ **Les maçonneries** :
  - Les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 30 cm séparées par une lame d'air de 5 cm.
  - Les murs de séparation intérieure seront construits en une seule paroi de brique de 10 cm
- ❖ **L'acrotère** : c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher de la terrasse inaccessible.
- ❖ **Balcons** :

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

- ❖ **Revêtements**: ils seront réalisés en :

- Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et mortier de ciment pour les murs de façade.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

- ❖ **L'infrastructure** :

Elle assure les fonctions suivantes :

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

## I.5. Caractéristiques du sol d'assise

- L'ouvrage appartient au **groupe d'usages 2** en vertu du **RPA 99 version 2003**. [1]
- Le sol de notre site est d'une constitution limoneuse marneuse en surface, a marneuse argileuse parfois schisteuse en profondeur, avec passage de blocs rocheux de moyenne a grande dimension.
- Le site est considéré comme **ferme (S2)**.
- La profondeur de la sous face des fondations sera égale a au moins, 1/10 de la hauteur totale de l'immeuble, par rapport à la cote de la plate-forme trouvée à la date 04.09.2011.
- La contrainte admissible du sol = **1,6 bars**.

## I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux

### I.6.1. Le béton

Le béton choisi est de classe **C25/30**, sa composition doit permettre d'obtenir les caractéristiques suivantes :

#### I.6.1.1. Résistance caractéristique à la compression (art A.2.1, 11 CBA93)

La résistance caractéristique à la compression du béton utilisé à 28 jours est :

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



### I.6.1.2. Résistance caractéristique à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée  $f_{ij}$ , est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

Pour  $j=28$  jours et  $f_{c28} = 25\text{MPA} \Rightarrow f_{t28} = 2,1\text{MPA}$

### I.6.1.3. Modules de déformation longitudinale du béton

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané  $E_{ij}$  et différé  $E_{vj}$ .

$$E_{vj} = (1 / 3) \cdot E_{ij} \quad (\text{Art A.2.1.2.1 CBA93}) [2]$$

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \quad (\text{Art A.2.1.2.2 CBA93})$$

- Pour  $f_{c28} = 25\text{MPA}$  on a :  $\begin{cases} E_{i28} = 32164,20\text{MPa} \\ E_{v28} = 10818,86\text{MPa} \end{cases}$

### I.6.1.4. Coefficient de poisson

C'est le rapport entre les déformations transversales et les déformations longitudinales.

$$\begin{aligned} \nu &= 0 && \text{à ELU.} && \text{CBA93 (Article A.2.1.3) [2]} \\ \nu &= 0.2 && \text{à ELS} \end{aligned}$$

### I.6.1.5. Diagramme contrainte déformation

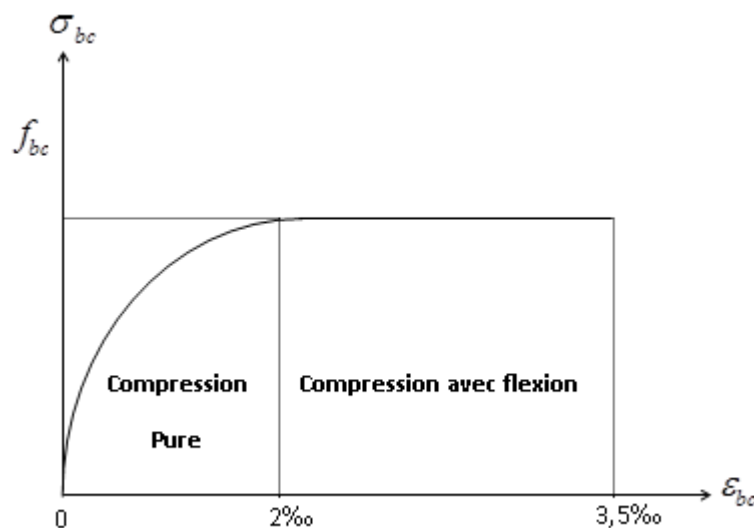


Figure I.1: Diagramme des contraintes-déformations du béton

**I.6.1.6. Contraintes limite de compression à L'ELU**

$$f_{bu} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} \quad \text{BAEL 91 (Article A.4.3.4). [3]}$$

0,85 : coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et la diminution de la résistance sous charges de longue durée.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité pour le béton tel que :

➤  $\gamma_b = 1,15 \rightarrow$  Situation accidentelle

➤  $\gamma_b = 1,50 \rightarrow$  Situation courante

$\theta$  : Coefficient d'application de charge :

$$\begin{cases} \theta = 1 & \text{si } t \geq 24h \\ \theta = 0.9 & \text{si } 1h < t < 24h \\ \theta = 1 & \text{si } t < 1h \end{cases}$$

**I.6.1.7. La contrainte de compression à l'ELS**

Pour  $f_{c28} = 25Mpa$  on a :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15Mpa \quad \dots\dots\dots \text{CBA 93 (Article A.4.5.2). [2]}$$

**I.6.1.8. Contrainte ultime de cisaillement (du béton)**

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportent à la fois des barres droites et des barres relevées, d'après l'article **A.5.2.11 de BAEL91** on a : [3]

➤  $\tau_{adm} = \min(0.20 f_{cj} / \gamma_b; 5Mpa)$  pour la fissuration peu nuisible.

➤  $\tau_{adm} = \min(0.15 f_{cj} / \gamma_b; 4Mpa)$  pour la fissuration préjudiciable.

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

$\tau_{adm} = 3.33Mpa$  Fissuration Peu Nuisible.

$\tau_{adm} = 1.17Mpa$  Fissuration Préjudiciable.

**I.6.2. L'acier :**

- **Définition:** Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :  $E_s = 200000Mpa$

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

- Principales armatures utilisés :

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

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

- Contrainte limite :

➤ Etat limite ultime :

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte- déformation suivant :

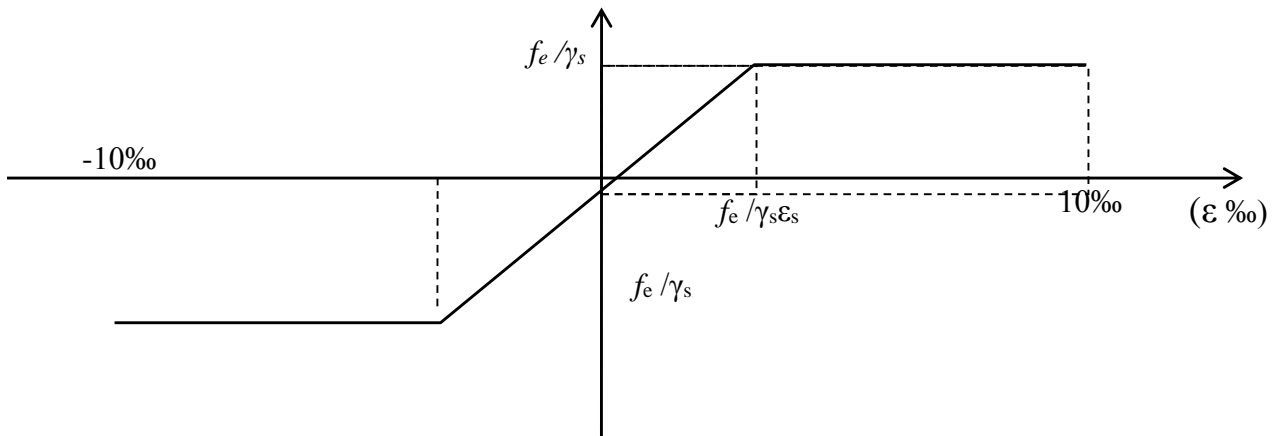


Figure I.2 Diagramme contrainte déformation de l'acier.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Avec :

$$E_s = 200000 \text{ Mpa}$$

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \quad \text{cas de situations accidentelles.} \\ \gamma_s = 1,15 \quad \text{cas de situations durable où transitoire.} \end{array} \right.$$

Pour le cas de ce projet :

$$\sigma_s = \begin{cases} 348 \text{ MPA} & \dots \dots \dots \text{Pour une situation courante.} \\ 400 \text{ MPA} & \dots \dots \dots \text{Pour une situation accidentelle.} \end{cases}$$

➤ Etat limite de service :

Nous avons pour cet état :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification à faire.

- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min(2/3 f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}})$
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min(1/2 f_e, 90\sqrt{\eta f_{tj}})$

$\eta$  : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$  pour les ronds lisses (RL)

$\eta = 1,6$  pour les armatures à hautes adhérence (HA).

### I.7. Règlements et normes utilisés : Les règlements et normes utilisés sont

- ❖ RPA99/version 2003.
- ❖ CBA93.
- ❖ DTR B.C.2.2.
- ❖ BAEL91/version99.
- ❖ DTR BC2.33.2.

### I.8. Conclusion :

Les caractéristiques du béton et d'acier utilisé sont données comme suite :

<b>Béton</b>	{	Résistance caractéristique ( $f_{c28}$ )	25MPa
		Contraintes limite a L'ELU:	
		situation durable	14.2MPa
		situation accedentelle	18.45MPa
		Contrainte limite a L'ELS ( $\sigma_{bc}$ )	15MPa
<b>Acier</b>	{	Limite d'élasticité ( $f_e$ )	400MPa
		Module d'élasticité	$2 \times 10^5$ MPa
		Contraintes calcul a L'ELU:	
		situation durable	348MPa
		situation accedentelle	400MPa
		Contrainte a L'ELS:	
	FN	201.6MPa	
	FTN	176MPa	

# Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments

## II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts dus aux charges permanentes et surcharges d'exploitations. Cette étape représente le point de départ et la base de justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

Le pré dimensionnement de chaque élément de la structure est conforme aux règlements BAEL 91/99, CBA 93, RPA 99 version 2003 et les différents DTR [1] [2] [3].

## II.2. Les Planchers:

### II.2.1. Planchers à corps creux :

Le plancher à corps creux est composé de corps creux, de poutrelles et de dalle de compression. L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche donnée par le (CBA93 ART : 6.8.4.2.4). [2]

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$$

$L_{\max}$ : Longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles adoptées

$h_t$  : Hauteur total du plancher.

$$h_t \geq \frac{500 - 30}{22,5} \Rightarrow h_t \geq 20.88 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 24 \text{ cm}$$

Pour notre projet en adopte pour :  $h_t = 24 \text{ cm} : \begin{cases} Cc=20\text{cm}: \text{l'épaisseur de corps creux} \\ Ddc = 4\text{cm} : \text{dalle de compression} \end{cases}$

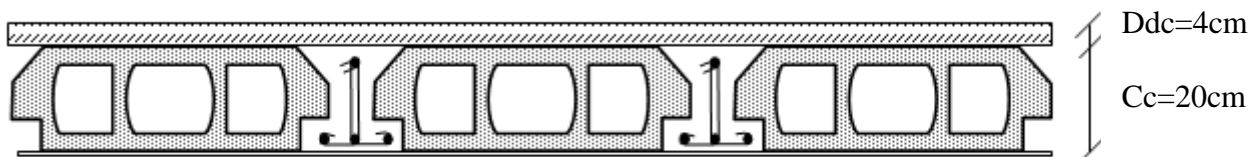


Figure II.1 Plancher à corps creux

### II.2.1.1. Pré dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

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

Dans notre cas les poutrelles sont disposées selon deux critères.

$b$  : Largeur de la table de compression.

$h$  : Épaisseur du plancher = 20+4cm

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

$L_y$  : Distance minimale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) h \rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 12\text{cm})$$

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

$$b_1 \leq \min(L_x / 2, L_y / 10) \quad \text{CBA93 (ART A.4.1.3) [2]}$$

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

$$L_y = 320 - 30 = 290\text{cm}$$

$$b_1 \leq \min(55 / 2; 290 / 10)$$

$$b_1 \leq \min(27.5; 29)$$

$$b_1 = 27.5\text{cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b = 2 \times 27.5 + 10 = 65$$

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

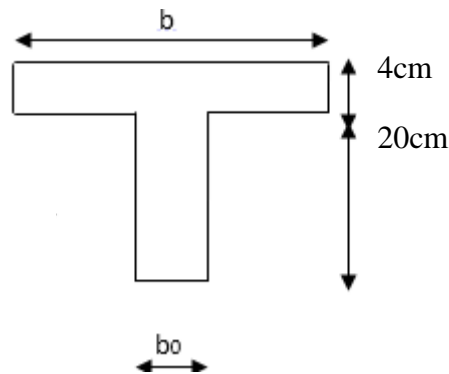


Figure II.2 Coupe transversale d'une poutrelle

### II.2.2. Les des dalles pleines

Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants d'après le (CBA93) : [2]

➤ Résistance au feu :

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

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

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

Avec :  $e$  = épaisseur de la dalle

➤ Résistance à la flexion :

- Dalle reposant sur deux appuis :  $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$  .avec  $\rho \leq 0.4$

- Dalle reposant sur un seul appui ou deux appuis parallèles :  $e \geq \frac{L_x}{20}$

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis avec  $\rho > 0.4$  :  $\frac{L_x}{45} < e < \frac{L_x}{40}$

$L_x$  : est la petite portée entre nus d'appuis du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

➤ **Type 1** : dalle sur trois appuis

$$L_x = 120\text{cm} \Rightarrow \frac{120}{45} \leq e \leq \frac{120}{40}$$

$$2.66\text{cm} \leq e \leq 3\text{cm}$$

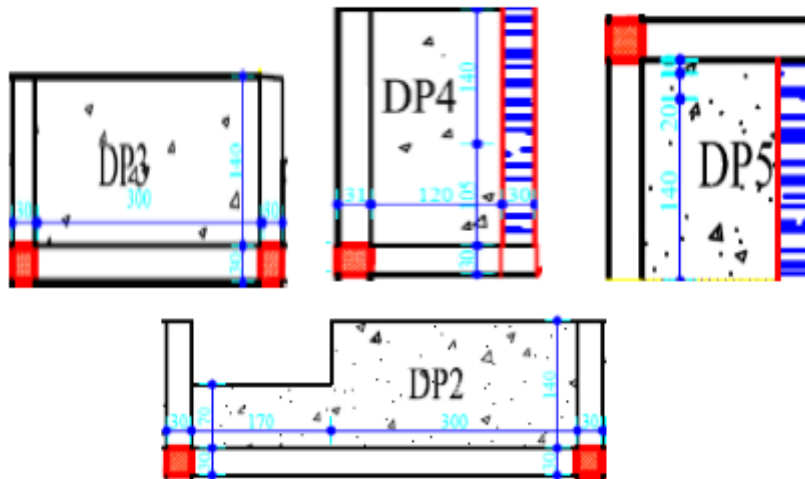


Figure II.3 Dalles sur trois appuis

➤ **Type 2** : dalle sur deux appuis perpendiculaires

$$L_x = 140\text{cm} \Rightarrow \rho = 0.47 > 0.4$$

$$3.11\text{cm} \leq e \leq 3.5\text{cm}$$

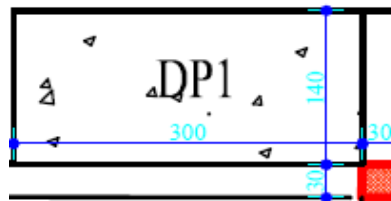


Figure II.4 Dalle sur deux appuis perpendiculaires

➤ **Type 3** : dalle sur quatre appuis (cage d'ascenseur)

$$L_x = 300\text{cm} \Rightarrow \rho = 1 > 0.4$$

$$6.66\text{cm} \leq e \leq 7.5\text{cm}$$



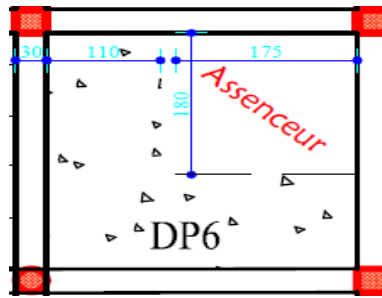


Figure II.5 Dalle sur quatre appuis

Les épaisseurs obtenues par la condition de résistance à la flexion sont très faibles, donc on utilise le résultat de la condition de coupe-feu  $\Rightarrow e = 12\text{cm}$ , et la dalle d'ascenseur est d'une épaisseur  $e=15\text{cm}$

### II.3. Pré dimensionnement des poutres :

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis on a deux types (poutres principales, poutres secondaires).

#### II.3.1. Les poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est :  $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$  BAEL91/99[3]

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

$$L_{\max} = 480 - 30 \Rightarrow L_{\max} = 450\text{cm} \Rightarrow 30\text{cm} \leq h \leq 45\text{cm}.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ h = 40 \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1.33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifie} \end{array} \right. \quad (\text{RPA 99 version 2003 Art .7.5.1}) [1]$$

On adopte pour une section rectangulaire  $(b \times h) = (30 \times 40)\text{cm}^2$

#### II.3.2. Les poutres secondaires

Elles sont disposées parallèles aux poutrelles

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \dots\dots\dots (\text{Condition de flèche}).$$

$$L_{\max} = 500 - 30 \Rightarrow L_{\max} = 470\text{cm} \Rightarrow 31.33\text{cm} \leq h \leq 47\text{cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ h = 40 \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1.33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifie} \end{array} \right. \quad (\text{RPA 99 version 2003 Art: 7.5.1})$$

On adopte pour une section rectangulaire  $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

## II.4. Pré dimensionnement des voiles

### II.4.1. Définition :

Ce sont des éléments de contreventement verticaux, minces et continus en béton armé, Son pré dimensionnement doit satisfaire les conditions de **RPA99/2003** [1]

$$e \geq \max \left[ \frac{h_e}{20}; 15 \text{ cm} \right]$$

$$L_{\min} \geq 4 \times e$$

**RPA99 (Article 7.7.1)**

$h_e$  : C'est la hauteur libre d'étage

$L_{\min}$  : Longueur de voile

$e$  : Épaisseur de voile

➤ Pour l'entre sol 2 :

$$h_e = 296 - 24 = 272 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{272}{20} = 13.6 \text{ cm} \Rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

➤ Pour l'entre sol 1 :

$$h_e = 394 \text{ cm} \Rightarrow e \geq 19.7 \text{ cm}$$

$$e = 20 \text{ cm}$$

➤ Pour les autres niveaux :

$$h_e = 282 \text{ cm} \Rightarrow e \geq 14.1 \text{ cm}$$

$$e = 15 \text{ cm}$$

➤ Au niveau de la cage d'ascenseur :  $e \geq 15 \text{ cm} \Rightarrow e = 20 \text{ cm}$

Donc on adopte pour des voiles d'une épaisseur de :

Entre sol 1 et 2 :  $e = 20 \text{ cm}$

Pour les autres niveaux :  $e = 15 \text{ cm}$

Longueur minimal des voiles sera de :  $L_{\min} > 4 \times e \Rightarrow L_{\min} = 80 \text{ cm}$

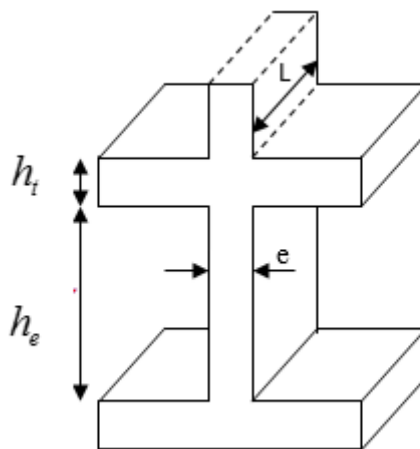


Figure II.6 Coupe de voile en élévation

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

**II.5.1. Définitions :**

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont en béton armé, en acier ou en bois. Dans notre cas ils sont réalisés en béton coulé sur place. Les différents éléments constituant un escalier sont :

- (1) : e (Epaisseur du palier de repos)
- (2) :  $L_0$  (Longueur totale d'escalier)
- (3) : g (Giron)
- (4) : h (Hauteur de la contre marche)
- (5) :  $H_0$  (Hauteur de la volée)
- (6) :  $\alpha$  (Inclinaison de la paillasse)
- (7) : (Emmarchement)

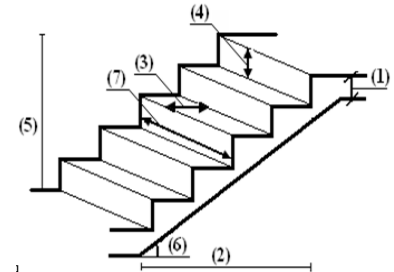


Figure II.7 Schéma de terminologie d'escalier

**II.5.2. Dimensionnement :**

Condition d'accès d'un étage à l'autre tant dans le sens montant que descendant pratiquement :

- la hauteur h des contremarches se situe entre 14 et 18 cm.
- la largeur g se situe entre 25 et 32 cm.

La formule très empirique de BLONDEL qui les lie est :

$$2h+g = m \quad \text{avec} \quad 59 \leq m \leq 64\text{cm} \dots\dots\dots(1)$$

Elle correspond à la distance franchie lors d'un pas moyen.

$$h = \frac{H}{n}$$

Avec n : est le nombre de marches sur la volée

$$g = \frac{L_0}{n-1}$$

On distingue dans notre projet un seul type d'escalier Escaliers droits à deux volées

➤ l'escalier de entre sol 2 vers l'entre sol 1 :

**volée1 :**

On a :

$$L_0 = 4.2 \text{ m}; H = 2.55 \text{ m}$$

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

$$64n^2 - (64 - 2 \times 255 + 420)n + 2 \times 255 = 0$$

$$64n^2 - 99n + 510 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 926 \Rightarrow \begin{cases} n = 15 \\ n - 1 = 14 \end{cases}$$

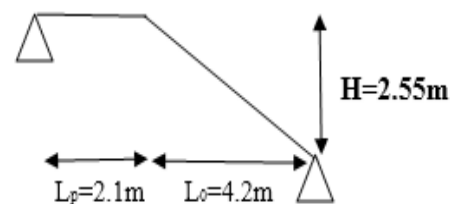


Figure II.8 Schéma de la volée1

Calcul du giron et la hauteur d'une contre marche :

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{420}{14} \Rightarrow g = 30cm$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{255}{15} \Rightarrow h = 17cm$$

Inclinaison de la pailleasse :

$$tg\alpha = \frac{255}{420} \Rightarrow \alpha = 31.26^\circ$$

Épaisseur de la pailleasse :

$$L = L_v + L_p$$

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

$$L = 2.1 + \sqrt{4.2^2 + 2.55^2} = 7.01m$$

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

$$\frac{701}{30} \leq e \leq \frac{701}{20}$$

$$\Rightarrow 23.36cm \leq e \leq 35.05cm$$

On prend  $e = 24cm$

**Volée 2 :**

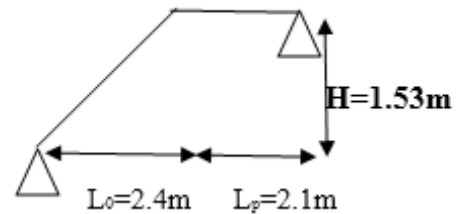
$$L_0 = 2.4m; H = 1.53$$

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

$$64n^2 - (64 + 2 \times 1.53 + 2.4)n + 2 \times 1.53 = 0$$

$$64n^2 - 61n + 306 = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} n = 9 \\ n - 1 = 8 \end{cases}$$



**Figure II.9** Schéma de la volée2

Calcul du giron et la hauteur de contre marche :

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{240}{8} \Rightarrow g = 30cm$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} \Rightarrow h = 17cm$$

Inclinaison de la pailleasse :

$$tg\alpha = \frac{153}{240} \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

Épaisseur de la paillasse :

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

$$L = 2.1 + \sqrt{2.4^2 + 1.53^2}$$

$$L = 4.95m$$

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

$$\frac{495}{30} \leq e \leq \frac{495}{20}$$

$$16.5cm \leq e \leq 24.75cm$$

On prend  $e = 18cm$

➤ Type 2 l'escalier des autres niveaux :

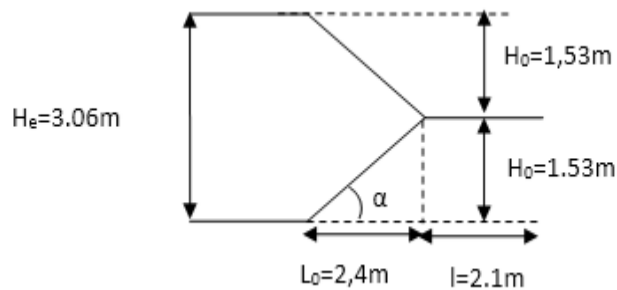


Figure II.10 Schéma d'escalier des autres niveaux

✓ L'escalier des autres niveaux ont les Mêmes données que la volée 2 de type 1 :

On opte pour :

$$g = 30cm, h = 17cm, \alpha = 32.52^\circ$$

$$\Rightarrow e = 18cm$$

✓ L'escalier d'entrée à une seule volée  $\Rightarrow g = 30cm, h = 17cm, \alpha = 24.22, e = 12cm$

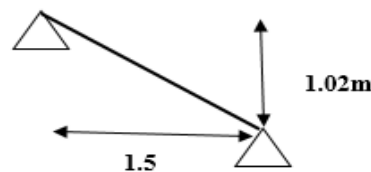


Figure II.11 Schéma de l'escalier d'entrée

## II.6. Ascenseur :

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseurs munis d'un dispositif mécanique. Cas d'un bâtiment (R+7+deux entres sols) à usage d'habitation on adopte pour un ascenseur de 8 personnes.

Caractéristiques d'ascenseur :

- $L$  : Longueur de l'ascenseur
- $l$  : Largeur de l'ascenseur.
- $H$  : Hauteur de l'ascenseur. .... Voir annexe (4)
- $F_c$  : Charge due à la cuvette = 102 KN
- $D_m$  : Charge due à l'ascenseur = 82KN.
- $P_m$  : Charge due à la salle des machines = 15KN
- La charge nominale est de 630 kg.
- La vitesse  $V = 1\text{m/s}$ .

$$\Rightarrow g = D_m + P_m + P_{personnes} = 103.3\text{KN}$$

$$G_1 = (25 \times 0.15) + (25 \times 0.05) = 5\text{KN} / \text{m}^2$$

$G_1 = \text{poind de la dalle} + \text{revetement}$

## II.7. Pré dimensionnement de l'acrotère :

L'acrotère est un élément encastré à la périphérie du plancher terrasse.

Cet élément est réalisé en béton armé. Son rôle est la protection Contre les infiltrations des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage des matériaux de travaux de l'entretien des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le Plancher et soumise à son poids propre et une force horizontale.

Soit  $S$  la section de l'acrotère :

$$S = (0.6 \times 0.15) + (0.17 + 0.08) \times 0.11 / 2$$

$$S = 0.1037\text{m}^2$$

### ➤ Charge Permanente :

**Poids propre :**

$$G_1 = \gamma_b \times S \times 1$$

$$G_1 = 25 \times 0.1037 \times 1 \Rightarrow G_1 = 2.6\text{kn} / \text{ml}$$

**Enduit de ciment :**

$$G_2 = \gamma_c \times e$$

$$G_2 = 20 \times 0.02 = 0.40\text{kn} / \text{ml}$$

$$G = G_1 + G_2$$

$$G = 3\text{kn} / \text{ml}$$

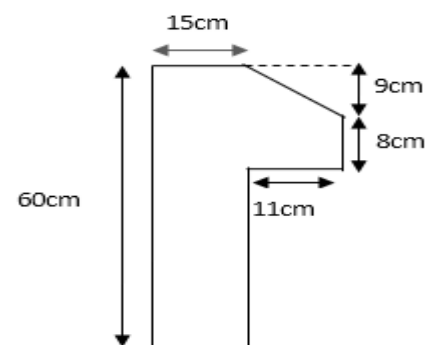


Figure II.12 Schéma de l'acrotère

### ➤ La Surcharge d'exploitation : $Q = 1\text{KN/ml}$

## II.8. Pré dimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaires et circulaires, destinés à transmettre les charges aux fondations, le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4,1), en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du RPA 99 version 2003. [3] [1]

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

➤ **D'après le RPA99/version 2003 : (zone II a)**

**Poteaux carré :**

**poteaux circulaires :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} D \geq 30\text{cm} \\ D \geq \frac{h_e}{15} \end{array} \right.$$

➤ **D'après l'article B.8.4.1 du CBA 93 :**

$$N_u \leq \alpha \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A \times f_e}{\gamma_s} \right)$$

$B_r$  : section réduite du béton.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité de béton (cas durable)

$\gamma_s = 1.15$  Coefficient de sécurité de l'acier.

$\alpha$  : Coefficient réducteur qui est en fonction de l'élanement  $\lambda$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots \dots \dots \text{si : } \lambda \leq 50$$

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

tel que :  $\lambda = \frac{l_f}{i}$  avec  $i = \frac{h \times b^3}{12}$  (cas rectangulaire)

$$i = \frac{\pi \times D^2}{64} \text{ cas(circulaire)}$$

On adopte préalablement la section des poteaux comme suit

**Carre :**

Deux entre sol et RDC :  $(b \times h) = (50,50) \text{ cm}^2$

1<sup>er</sup>, 2<sup>eme</sup> étage :  $(b \times h) = (45 \times 45) \text{ cm}^2$

3<sup>eme</sup>, 4<sup>eme</sup>, 5<sup>eme</sup> étage :  $(b \times h) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$

6<sup>eme</sup> étage :  $(b \times h) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$

7<sup>eme</sup> étage :  $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

**Circulaire :**

Deux entre sol et RDC :  $\phi = (45) \text{ cm}$

1<sup>er</sup>, 2<sup>eme</sup>, 3<sup>eme</sup>, 4<sup>eme</sup>, 5<sup>eme</sup> étage :  $\phi = 40 \text{ cm}$

6<sup>eme</sup> étage :  $\phi = 35 \text{ cm}$

7<sup>eme</sup> étage :  $\phi = 35 \text{ cm}$

**II.9. Evaluation des charges et surcharges sur les planchés****II.9.1. Terrasse inaccessible**

Tableau II.1 Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible

N°	Description	Epaisseur "e" (cm)	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillon de protection	4	0.8
2	Etanchéité multicouche	2	0.12
3	Isolation thermique (liège)	4	0.16
4	Forme de pente	10	2.20
5	Plancher à corps creux (20+4)	24	3.10
6	Enduit de plâtre	2	0.2
			$\Sigma = 6.58$

**II.9.2. Terrasse accessible**

Tableau II.2 Evaluation des charge dans le plancher terrasse accessible

N°	Description	Epaisseur "e"(cm)	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	2	0.4
2	Etanchéité multicouche	2	0.12



3	Isolation thermique (liège)	4	0.16
4	Forme de pente	10	2.20
5	Plancher à corps creux (20+4)	24	3.10
6	Enduit de ciment	2	0.4
			$\Sigma = 6.38$

### II.9.3. Plancher des étages courants

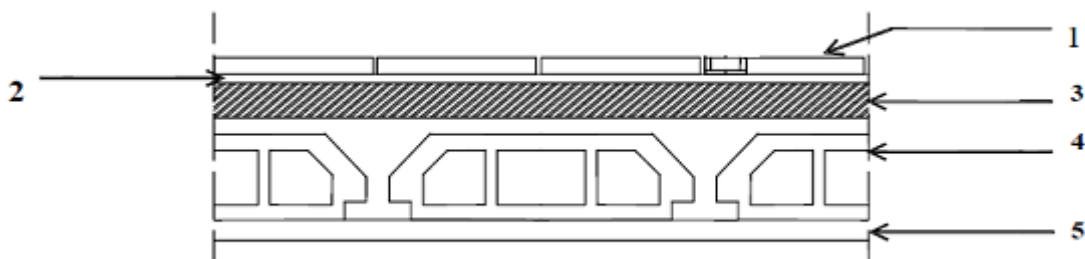


Figure II.13 Eléments constituant le plancher « étage-courant »

Tableau II.3 Evaluation des charges dans le plancher d'étages courant

N°	Description	Epaisseur "e" (cm)	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	2	0.40
2	Mortier de pose	2	0.40
3	Lit de sable	2	0.36
4	Plancher à corps creux (20+4)	24	3.10
5	Enduit de plâtre	2	0.2
6	Cloisons de séparation	10	0.9
			$\Sigma = 5.36$

**II.9.4.Dalle pleine**

➤ Les balcons :

**Tableau II.4 Evaluation des charges sur les balcons**

N°	Description	Epaisseur "e"(cm)	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	2	0.40
2	Mortier de pose	2	0.40
3	Sable fin	2	0.36
4	Dalle pleine	12	3
5	Enduit de plâtre	2	0.2
			$\Sigma = 4.36$

➤ Dalle pleine autour de l'ascenseur :

**Tableau II.5 Evaluation des charges de la dalle pleine**

N°	Description	Epaisseur "e"(cm)	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement	2	0.40
2	Mortier de pose	2	0.40
3	Sable fin	2	0.36
4	Dalle pleine	12	3
5	Enduit de ciment	1	0.18
			$\Sigma = 4.34$

### II.9.5. Les murs extérieurs (double parois en brique creuse)

Tableau II.6 Evaluation des charges dans les murs extérieurs

Description	Epaisseur "e"(cm)	Poids "G"(KN/m <sup>2</sup> )
Enduit ciment extérieur	2	0.36
Brique creuse de 15 cm	15	1.3
Lame d'air	5	/
Brique creuse de 10 cm	10	0.90
Enduit plâtre intérieur	2	0.2
		2.76

### II.9.6. Les escaliers

- La volée de entre sol2 vers entre sol1 :

Tableau II.7 Evaluation des charges de la volée

Désignation des éléments	e (cm)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement du sol en carrelage horizontal	2	0.40
Mortier de pose	2	0.40
Lit de sable	2	0.36
Marche	17(1/2)	1.87
Paillasse	24	7.01
Enduit de plâtre	1.5	0.15
		10.42

➤ Les autres volées :

Tableau II.8 Evaluation des charges sur la volée

Désignation des éléments	e (cm)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Revêtement du sol en carrelage horizontal</b>	2	<b>0.40</b>
<b>Mortier de pose</b>	2	<b>0.40</b>
<b>Lit de sable</b>	2	<b>0.36</b>
<b>Marche</b>	17(1/2)	<b>1.87</b>
<b>Paillasse</b>	18	<b>5.33</b>
<b>Enduit de plâtre</b>	1.5	<b>0.15</b>
		<b>8.74</b>

➤ Palier :

Tableau II.9 Evaluation des charges du palier

Désignation des éléments	Epaisseur e (cm)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Revêtement de sol en carrelage</b>	2	<b>0.40</b>
<b>Mortier de pose</b>	2	<b>0.40</b>
<b>Lit de sable</b>	2	<b>0.36</b>
<b>Dalle pleine</b>	18	<b>4.5</b>
<b>Enduit de plâtre</b>	1.5	<b>0.15</b>
		<b>5.81</b>

### II.9.7. Surcharge d'exploitation

Tableau II.10 Surcharges d'exploitation

	Terrasse inaccessible	Etage courant	Balcons	Escalier	Dalle autour de l'ascenseur
<b>Surcharges KN/m<sup>2</sup></b>	<b>1</b>	<b>1.5</b>	<b>3.5</b>	<b>2.5</b>	<b>2.5</b>

### II.10. Descente de charge

Descente de charge sur le poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité a la plus grande surface afférente P1

➤ Plancher entre sol :

$$G = 5.36 \times (2.25 \times 2.05 + 1.5 \times 2.05 + 2.25 \times 2.35 + 1.5 \times 2.35)$$

$$G = 88.44 \text{ KN}$$

$$Q = 2.5 \times (2.25 \times 2.05 + 1.5 \times 2.05 + 2.25 \times 2.35 + 1.5 \times 2.35)$$

$$Q = 41.25 \text{ KN}$$

➤ Plancher autre niveau :

$$G = 5.36 \times (2.25 \times 2.05 + 1.5 \times 2.05 + 2.25 \times 2.35 + 1.5 \times 2.35)$$

$$G = 88.44 \text{ KN}$$

$$Q = 1.5 \times (2.25 \times 2.05 + 1.5 \times 2.05 + 2.25 \times 2.35 + 1.5 \times 2.35)$$

$$Q = 24.75 \text{ KN}$$

➤ Plancher étage 6 :

$$G = 5.36 \times (1.8 \times 2.05 + 1.5 \times 2.05 + 1.8 \times 2.35 + 1.5 \times 2.35) + (6.58 \times 1.98)$$

$$G = 90.86 \text{ KN}$$

$$Q = 1.5 \times (1.8 \times 2.05 + 1.5 \times 2.05 + 1.8 \times 2.35 + 1.5 \times 2.35) + 1(1.98) \Rightarrow Q = 23.75 \text{ KN}$$

➤ Plancher étage 7 :

$$G = 5.36 \times (1.8 \times 2.05 + 1.5 \times 2.05 + 1.8 \times 2.35 + 1.5 \times 2.35)$$

$$G = 77.83 \text{ KN}$$

$$Q = 1.5 \times (1.8 \times 2.05 + 1.5 \times 2.05 + 1.8 \times 2.35 + 1.5 \times 2.35)$$

$$Q = 21.78 \text{ KN}$$

➤ Plancher terrasse accessible :

$$G = 6.38 \times (1.8 \times 2.05 + 1.5 \times 2.05 + 1.8 \times 2.35 + 1.5 \times 2.35)$$

$$G = 92.64 \text{ KN}$$

$$Q = 1.5 \times (1.8 \times 2.05 + 1.5 \times 2.05 + 1.8 \times 2.35 + 1.5 \times 2.35)$$

$$Q = 21.78 \text{ KN}$$

#### ❖ Poids des poutres :

- Poutre principale (PP) :

- ✓ Pour étage 7 et terrasse accessible :  $G_{PP} = 25 \times 0.3 \times 0.4 \times 3.3 = 9.9 \text{ KN}$

- ✓ Pour les autres niveaux :  $G_{PP} = 25 \times 0.3 \times 0.4 \times 3.75 = 11.25 \text{ KN}$

- Poutre secondaire (Ps) :  $G_{PP} = 25 \times 0.3 \times 0.4 \times 4.4 = 13.20 \text{ KN}$

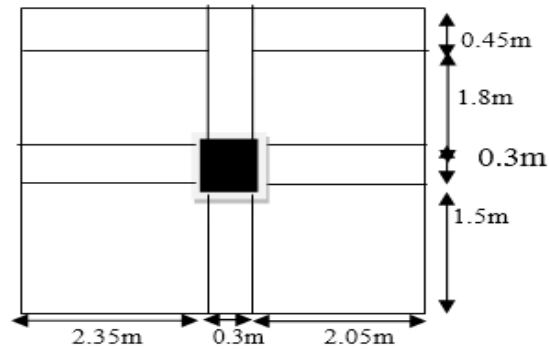


Figure II.14 Surface afférente de poteau P1

## II.10.1. La loi de dégression des charges d'exploitation

### II.10.1.1. Définition :

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 (**DTR.B.C2.2.art.6.3**) : [4]

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

$Q_0, Q_1, \dots, Q_n$  sont les charges d'exploitation respectivement des planchers d'étage 1, 2, ..., n numéroté à partir du sommet du bâtiment.

$Q$  à chaque niveau est déterminé comme suit :

Sous la terrasse..... $Q_0$ .

Sur le dernier étage..... $Q_0+Q_1$ .

Sur l'étage immédiatement inférieur ..... $Q_0+0,95 (Q_1+Q_2)$ .

Sur l'étage immédiatement inférieur ..... $Q_0+0,9 (Q_1+Q_2+Q_3)$ .

Pour  $n \geq 5$ ..... $Q_0+(3+n)/2 * n (Q_1+Q_2+\dots+Q_n)$ .

Terrasse :  $Q_0 = 21,78KN$

Etage 7 :  $Q_1 = 21,78 + 21,78 = 43,56KN$

Etage 6 :  $Q_2 = 21,78 + 0,95 \times (21,78 + 23,76) = 65,04KN$

Etage 5 :  $Q_3 = 21,78 + 0,9 \times (21,78 + 23,76 + 24,75) = 85,04KN$

Etage 4 :  $Q_4 = 21,78 + 0,85 \times (21,78 + 23,76 + (2 \times 24,75)) = 102,56KN$

Etage 3 :  $Q_5 = 21,78 + 0,8 \times (21,78 + 23,76 + (3 \times 24,75)) = 117,61KN$

Etage 2 :  $Q_6 = 21,78 + 0,75 \times (21,78 + 23,76 + (4 \times 24,75)) = 130,18KN$

Etage 1 :  $Q_7 = 21,78 + 0,71 \times (21,78 + 23,76 + (5 \times 24,75)) = 141,98KN$

RDC :  $Q_8 = 21,78 + 0,69 \times (21,78 + 23,76 + (6 \times 24,75)) = 155,67KN$

Entre sol :  $Q_9 = 21,78 + 0,67 \times (21,78 + 23,76 + (6 \times 24,75) + 41,25) = 179,42KN$

➤ Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II.11 Descente de charge de poteau P1

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse accessible	92.64	21.78
	$G_{pp} + G_{ps}$	23.1	
	Poteau (30×30) cm <sup>2</sup>	6.885	21.78
	Total	122.625	
N2	Venant de N1	122.625	43.56
	Plancher d'étage 7	77.83	
	$G_{pp} + G_{ps}$	23.1	
	Poteau (35×35) cm <sup>2</sup>	9.37	
	Total	232.925	
N3	Venant de N2	232.925	65.04
	Plancher d'étage 6	90.86	
	$G_{pp} + G_{ps}$	24.45	
	Poteau (40×40) cm <sup>2</sup>	12.24	
	Total	360.475	
N4	Venant de N3	360.475	85.04
	Plancher d'étage 5	88.44	
	$G_{pp} + G_{ps}$	24.45	

	Poteau (40×40) cm <sup>2</sup>	12.24	
	Total	485.605	85.04
<b>N5</b>	Venant de N4	485.605	102.65
	Plancher d'étage 4	88.44	
	$G_{pp} + G_{ps}$	24.45	
	Poteau (40×40) cm <sup>2</sup>	12.24	
	Total	610.735	102.65
<b>N6</b>	Venant de N5	610.735	117.61
	Plancher d'étage 3	88.44	
	$G_{pp} + G_{ps}$	24.45	
	Poteau (45×45) cm <sup>2</sup>	15.49	
	Total	739.115	117.61
<b>N7</b>	Venant de N6	739.115	130.18
	Plancher d'étage 2	88.44	
	$G_{pp} + G_{ps}$	24.45	
	Poteau (45×45) cm <sup>2</sup>	15.49	
	Total	787.495	130.18
	Venant de N7	787.495	



<b>N8</b>	Plancher d'étage 1	88.44	141.98
	$G_{pp} + G_{ps}$	24.45	
	Poteau (50×50)	19.125	
	Total	919.51	
<b>N9</b>	Venant de N8	919.51	155.67
	RDC	88.44	
	$G_{pp} + G_{ps}$	24.45	
	Poteau (50×50) cm <sup>2</sup>	26.125	
	Total	1190.54	
<b>N10</b>	Venant de N9	1190.54	179.42
	Plancher entre sol1	88.44	
	$G_{pp} + G_{ps}$	24.45	
	Poteau (50×50) cm <sup>2</sup>	18.5	
	Total	1321.93	

$$\begin{cases} G_{P1} = 1321.93KN \\ Q_{P1} = 179.42KN \end{cases}$$

### II.10.2. Les vérifications nécessaires pour le poteau P1

$$\text{➤ Poteau entre- sol2 : } \begin{cases} N_U = 1.35G + 1.5Q \\ N_U = 1.35 \times 1321.93 + 1.5 \times 179.42 \\ N_U = 2053.74KN \end{cases}$$

L'effort normal ultime :  $N_U = 2053.74KN$

Selon le (CBA 93), l'effort  $N_u$  doit être majoré de 10% [2]

$$N_U = N_U \times 1.1 = 2259.11KN$$

### II.10.2.1. Vérification à la compression simple

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq \overline{\sigma_{bc}} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ Mpa} \quad \text{Avec } B : \text{section du béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u}{14.2} \Rightarrow B \geq \frac{2259.11 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.159 \text{ m}^2$$

$$B \geq 0.159 \text{ m}^2 \quad \text{On prend } B = 0.50 \times 0.50 = 0.25 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow B = 0.25 \text{ m}^2 > 0.159 \text{ m}^2$$

### II.10.2.2. Vérification au flambement (CBA 93 .ART B.8.2.1)

D'après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante : [2]

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

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 2.56 = 1.792 \text{ m}$$

$$B = 0.50 \times 0.50 = 0.25 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{0.50 \times (0.50)^3}{12} = 0.521 \times 10^{-2} \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{0.521 \times 10^{-2}}{0.25}} = 0.144$$

$$\lambda = \frac{1.792}{0.144} = 12.44 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{12.44}{35}\right)^2} = 0.83$$

➤ Le BAEL fixe  $A_s / B_r \geq 0.8 \%$ . On prend  $A_s / B_r = 1 \%$  [3]

$$\text{Donc on doit vérifier que : } B_r \geq N_u / \left[ \alpha \left( \frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \gamma_s} \right) \right]$$

$$B_r \geq 2.25911 / \left[ 0.83 \left( \frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right) \right] = 0.124 \text{ m}^2$$

$$\text{Or nous avons } B_r = (50 - 2) \times (50 - 2) \times 10^{-4} = 0.2304 \text{ m}^2$$

$$0.2304 \text{ m}^2 > 0.124 \text{ m}^2 \Rightarrow \text{Donc le poteau ne risque pas de flamber.}$$

➤ Vérification pour les poteaux des autres niveaux :

Tableau II.12 Vérification des poteaux à la compression simple

Niveaux	Nu (KN)	Section (cm <sup>2</sup> )	Condition B > B <sub>calculé</sub>		Observation
			B (m <sup>2</sup> )	B calculé (m <sup>2</sup> )	
Entre sol1, entre sol2 et RDC	2259.11	50 × 50	0.250	0.159	Vérifiée
Etage 1,2	1384.23	45 × 45	0.202	0.097	Vérifiée

<b>Etage 3,4 et 5</b>	1076.17	40 × 40	0.160	0.075	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 6</b>	417.77	35 × 35	0.122	0.029	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 7</b>	218.04	30 × 30	0.090	0.015	<b>Vérifiée</b>

**Tableau II.13 Vérification des poteaux au flambement**

Niveaux	Nu (KN)	Section (cm <sup>2</sup> )	Condition $B > B_r$		observation
			$B_r$ (m <sup>2</sup> )	$B_r$ calculé (m <sup>2</sup> )	
<b>Entre sol1, entre sol2 et RDC</b>	2259.11	50 × 50	0.23	0.124	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 1,2</b>	1384.23	45 × 45	0.185	0.076	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 3,4 et 5</b>	1076.17	40 × 40	0.144	0.059	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 6</b>	417.77	35 × 35	0.109	0.024	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 7</b>	218.04	30 × 30	0.078	0.013	<b>Vérifiée</b>

**II.10.3. Le poteau le plus sollicité à la cage d’escalier P2**

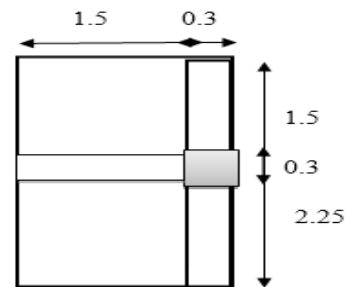
- **Plancher terrasse inaccessible :**

$$G = 6.58(1.5 \times 2.25 + 1.5 \times 1.5)$$

$$G = 37.01kN$$

$$Q = 1(1.5 \times 2.25 + 1.5 \times 1.5)$$

$$Q = 5.63kN$$



**Figure II.15 Surface afférente au niveau de la terrasse inaccessible**

- **Plancher terrasse accessible :**

$$G = 6.38(1.5 \times 1.5 + 1.5 \times 2.35 + 1.7 \times 2.35) + 8.74(1.4 \times 2.25)$$

$$G = 89.86kN$$

$$Q = 1.5(1.5 \times 1.5 + 1.5 \times 2.35 + 1.7 \times 2.35) + 2.5(1.4 \times 2.25)$$

$$Q = 22.53kN$$

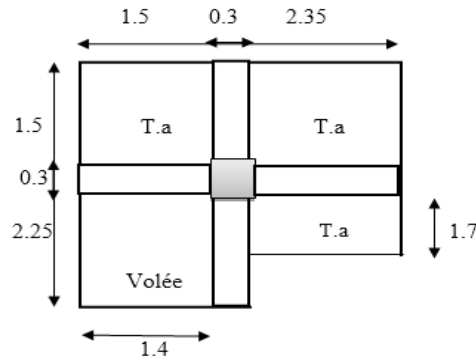


Figure II.16 Surface afférente au niveau de la terrasse accessible

• **Plancher étage7 :**

$$G = 5.36(1.5 \times 1.5 + 1.5 \times 2.35 + 1.7 \times 2.35) + 8.74(1.4 \times 2.25)$$

$$G = 79.90kN$$

$$Q = 1.5(1.5 \times 1.5 + 1.5 \times 2.35 + 1.7 \times 2.35) + 2.5(1.4 \times 2.25)$$

$$Q = 22.53kN$$

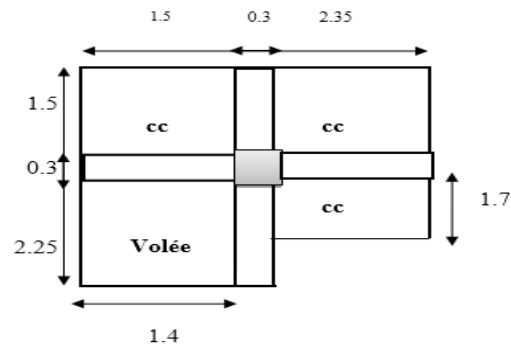


Figure II.17 Surface afférente au niveau de 7 étage

• **Plancher étage6 :**

$$G = 5.36(1.5 \times 1.5 + 1.5 \times 2.35 + 1.7 \times 2.35) + 6.58(0.55 \times 2.35) + 8.74(1.4 \times 2.25)$$

$$G = 88.40kN$$

$$Q = 1.5(1.5 \times 1.5 + 1.5 \times 2.35 + 1.7 \times 2.35) + 2.5(1.4 \times 2.25) + (0.55 \times 2.35)$$

$$Q = 23.82kN$$

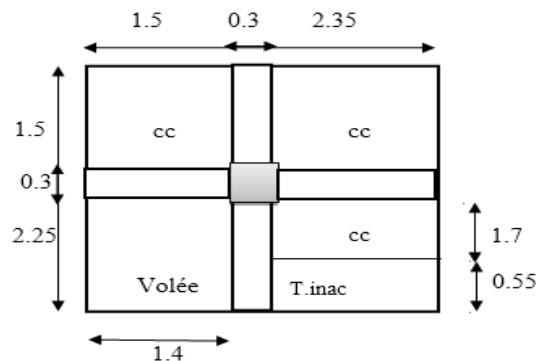


Figure II.18 Surface afférente au niveau de 6 étage

• **Plancher des autres niveaux :**

$$G = 5.36(1.5 \times 1.5 + 1.5 \times 2.35 + 2.25 \times 2.35) + 8.74(1.4 \times 2.25)$$

$$G = 86.83kn$$

$$Q = 1.5(1.5 \times 1.5 + 1.5 \times 2.35 + 2.25 \times 2.35) + 2.5(1.4 \times 2.25)$$

$$Q = 24.46 \text{ kn}$$

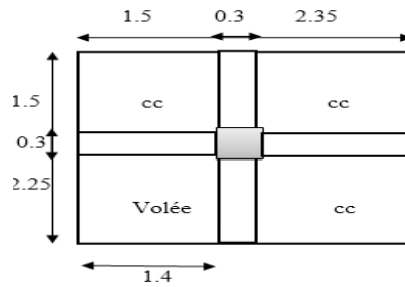


Figure II.19 Surface afférente aux autres niveaux

➤ **Poids des poutres :**

- Poutre principale (PP) :  $G_{pp} = 25 \times 3.75 \times 0.3 \times 0.4$   
 $G_{pp} = 11.25 \text{ kN}$

- **Poutre secondaire (Ps) :**

Terrasse inaccessible :  $G_{ps} = 25 \times 1.5 \times 0.3 \times 0.4$   
 $G_{ps} = 4.5 \text{ kN}$

Pour les autres :  $G_{ps} = 25 \times 3.85 \times 0.3 \times 0.4$   
 $G_{ps} = 11.55 \text{ kN}$

**Descente de charge pour le poteau P2 :**

Terrasse inaccessible :  $Q_0 = 5.63 \text{ kN}$

Terrasse accessible :  $Q_1 = 5.63 + 22.53 = 28.16 \text{ kN}$

Etage 7 :  $Q_2 = 5.63 + 0.95(22.53 + 22.53) = 48.44 \text{ kN}$

Etage 6 :  $Q_3 = 5.63 + 0.9(22.53 \times 2 + 23.82) = 67.62 \text{ kN}$

Etage 5 :  $Q_4 = 5.63 + 0.85(22.53 \times 2 + 23.82 + 24.46) = 84.97 \text{ kN}$

Etage 4 :  $Q_5 = 5.63 + 0.8(22.53 \times 2 + 23.82 + 24.46 \times 2) = 99.87 \text{ kN}$

Etage 3 :  $Q_6 = 5.63 + 0.75(22.53 \times 2 + 23.82 + 24.46 \times 3) = 112.33 \text{ kN}$

Etage 2 :  $Q_7 = 5.63 + 0.71(22.53 \times 2 + 23.82 + 24.46 \times 4) = 124 \text{ kN}$

Etage 1 :  $Q_8 = 5.63 + 0.69(22.53 \times 2 + 23.82 + 24.46 \times 5) = 137.54 \text{ kN}$

RDC :  $Q_9 = 5.63 + 0.67(22.53 \times 2 + 23.82 + 24.46 \times 6) = 150.10 \text{ kN}$

Entre sol2 :  $Q_9 = 5.63 + 0.65(22.53 \times 2 + 23.82 + 24.46 \times 7) = 161.70 \text{ kN}$

➤ **Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :**

**Tableau II.14 Descente de charge de poteau P2**

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Terrasse inaccessible	37.01	5.63
	$G_{pp} + G_{ps}$	15.75	
	Poteau (30×30)	5.625	
	Total	58.385	5.63
N2	Venant de N1	58.385	28.16
	Plancher terrasse accessible	89.86	
	$G_{pp} + G_{ps}$	22.8	
	Poteau (30×30) cm <sup>2</sup>	6.885	
	Total	177.93	
N3	Venant de N2	177.93	48.44
	Plancher d'étage 7	79.90	
	$G_{pp} + G_{ps}$	22.8	
	Poteau (35×35) cm <sup>2</sup>	9.37	
	Total	290	
N4	Venant de N3	290	67.62
	Plancher d'étage 6	88.40	
	$G_{pp} + G_{ps}$	22.8	
	Poteau (40×40) cm <sup>2</sup>	12.24	

	Total	413.44	67.62
N5	Venant de N4	413.44	84.97
	Plancher d'étage 5	86.83	
	$G_{pp} + G_{ps}$	22.8	
	Poteau (40×40) cm <sup>2</sup>	12.24	
	Total	535.31	84.97
N6	Venant de N5	535.31	99.87
	Plancher d'étage 4	86.83	
	$G_{pp} + G_{ps}$	22.8	
	Poteau (40×40) cm <sup>2</sup>	12.24	
	Total	657.18	99.87
N7	Venant de N6	657.18	112.33
	Plancher d'étage 3	86.83	
	$G_{pp} + G_{ps}$	22.8	
	Poteau (45×45) cm <sup>2</sup>	15.49	
	Total	782.3	112.33

<b>N8</b>	Venant de N7	782.3	124
	Plancher d'étage 2	86.83	
	$G_{pp} + G_{ps}$	22.8	
	Poteau (45×45) cm <sup>2</sup>	15.49	
	Total	907.42	124
<b>N9</b>	Venant de N8	907.42	137.54
	Plancher d'étage 1	86.83	
	$G_{pp} + G_{ps}$	22.8	
	Poteau (50×50)	19.125	
	Total	1036.175	137.54
<b>N10</b>	Venant de N9	1036.175	150.10
	RDC	86.83	
	$G_{pp} + G_{ps}$	22.8	
	Poteau (50×50) cm <sup>2</sup>	19.125	
	Total	1164.93	150.10
<b>N11</b>	Venant de N10	1164.93	161.70
	Plancher entre sol1	86.83	
	$G_{pp} + G_{ps}$	22.8	
	Poteau (50×50) cm <sup>2</sup>	25.5	



	Total	1300.06	161.70

$$G_{P2} = 1300.06KN$$

$$Q_{P2} = 161.70KN$$

### II.10.4. Les vérifications nécessaires pour le poteau P2

➤ Poteau entre- sol2 :

$$\text{L'effort normal ultime : } \begin{cases} N_U = 1.35G + 1.5Q \\ N_U = 1.35 \times 1300.06 + 1.5 \times 161.70 \\ N_U = 1997.63KN \end{cases}$$

Selon le (CBA 93), l'effort  $N_u$  doit être majoré de 10% :  $N_U = 2197.39KN$

#### II.10.4.1. Vérification à la compression simple

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2Mpa \quad \text{Avec } B : \text{section du béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u}{14.2} \Rightarrow B \geq \frac{2197.39 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.15m^2$$

$$B \geq 0.15m^2 \text{ On prend } B = 0.50 \times 0.50 = 0.25m^2 \Rightarrow B = 0.25m^2 > 0.15m^2$$

#### II.10.4.2. Vérification au flambement (CBA 93 .ART B.8.2.1)

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

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

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.68 = 2.58m$$

$$B = 0.50 \times 0.50 = 0.25m^2$$

$$I = \frac{0.50 \times (0.50)^3}{12} = 0.521 \times 10^{-2} m^4$$

$$i = \sqrt{\frac{0.521 \times 10^{-2}}{0.25}} = 0.144$$

$$\lambda = \frac{2.58}{0.144} = 22.63 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{22.63}{35}\right)^2} = 0.78$$

➤ Le BAEL fixe  $A_s / B_r \geq 0.8\%$ . On prend :  $A_s / B_r = 1\%$

$$\text{Donc on doit vérifier que : } B_r \geq N_u / \left[ \alpha \left( \frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \gamma_s} \right) \right]$$

$$B_r \geq 2.19739 / \left[ 0.78 \left( \frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right) \right] = 0.13m^2$$

Or nous avons  $B_r = (50 - 2) \times (50 - 2) \times 10^{-4} = 0.2304m^2$   
 $0.2304m^2 > 0.13m^2$  Donc le poteau ne risque pas de flamber. [3] [2]

➤ Vérification pour les poteaux des autres niveaux :

Tableau II.15 Vérification des poteaux à la compression simple

Niveaux	Nu (KN)	Section (cm <sup>2</sup> )	Condition $B > B_{\text{calculé}}$		Observation
			B (m <sup>2</sup> )	B calculé (m <sup>2</sup> )	
Entre sol1, entre sol2 et RDC	2197.39	50 × 50	0.250	0.15	Vérifiée
Etage 1,2	1552.12	45 × 45	0.202	0.11	Vérifiée
Etage 3,4 et 5	1140.70	40 × 40	0.160	0.08	Vérifiée
Etage 6	510.58	35 × 35	0.122	0.036	Vérifiée
Etage 7	310.69	30 × 30	0.090	0.022	Vérifiée

Tableau II.16 Vérification des poteaux au flambement

Niveaux	Nu (Kn)	Section (cm <sup>2</sup> )	Condition $B > B_r$		Observation
			B <sub>r</sub> (m <sup>2</sup> )	B <sub>r</sub> calculé (m <sup>2</sup> )	
Entre sol1, entre sol2 et RDC	2192.94	50 × 50	0.23	0.13	Vérifiée
Etage 1,2	1547.66	45 × 45	0.185	0.086	Vérifiée
Etage 3,4 et 5	1136.24	40 × 40	0.144	0.063	Vérifiée
Etage 6	558.43	35 × 35	0.109	0.029	Vérifiée
Etage 7	310.69	30 × 30	0.078	0.018	Vérifiée

### II.10.5. Vérifications des conditions de RPA99/2003

$Min(b, h) \geq 25 \text{ cm}$ ..... vérifier

$Min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$ ..... vérifier

$0.25 < \frac{b}{h} < 4$ ..... vérifier

On remarque que les dimensions adoptées vérifient toutes les conditions de RPA [1]

### II.11. Conclusion

Après avoir fini le pré dimensionnement des éléments et avoir procédé à faire les vérifications nécessaires. On a adopté pour les éléments les sections suivantes :

➤ **Les poutres :**

• **Poutre principale :**  $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

• **Poutre secondaire :**  $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

➤ **Les poteaux :**

• **Carre :**

*Deux entre sol et RDC :*  $(b \times h) = (50 \times 50) \text{ cm}^2$

*1<sup>er</sup>, 2<sup>eme</sup> étage :*  $(b \times h) = (45 \times 45) \text{ cm}^2$

*3<sup>eme</sup>, 4<sup>eme</sup>, 5<sup>eme</sup> étage :*  $(b \times h) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$

*6<sup>eme</sup> étage :*  $(b \times h) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$

*7<sup>eme</sup> étage :*  $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

• **Circulaire :**

*Deux entre sol et RDC :*  $\phi = (45) \text{ cm}$

*1<sup>er</sup>, 2<sup>eme</sup>, 3<sup>eme</sup>, 4<sup>eme</sup>, 5<sup>eme</sup> étage :*  $\phi = 40 \text{ cm}$

*6<sup>eme</sup> étage :*  $\phi = 35 \text{ cm}$

*7<sup>eme</sup> étage :*  $\phi = 35 \text{ cm}$

➤ **Voile :**

✓ Entre sol 1 et 2 :  $e = 20 \text{ cm}$

✓ Les autres niveaux :  $e = 15 \text{ cm}$

# Chapitre III

Etude des  
éléments secondaires

### III.1. Introduction :

Les éléments non structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques d'ensemble peuvent être considérés 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.2. Les planchers

Les planchers sont des aires planes qui servent à séparer les différents niveaux et à transmettre aux poutres les charges qui leur sont appliquées, ils doivent aussi supporter les charges qui leur sont appliquées (leur poids propre + la charge d'exploitation), dans notre bâtiment les types de planchers à étudier sont :

- **Planchers à corps creux.**
- **Planchers à dalle pleine.**

#### III.2.1. Planchers 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.

##### III.2.1.1. Calcul des poutrelles :

Les poutrelles se calculent à la flexion simple, ce sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales.

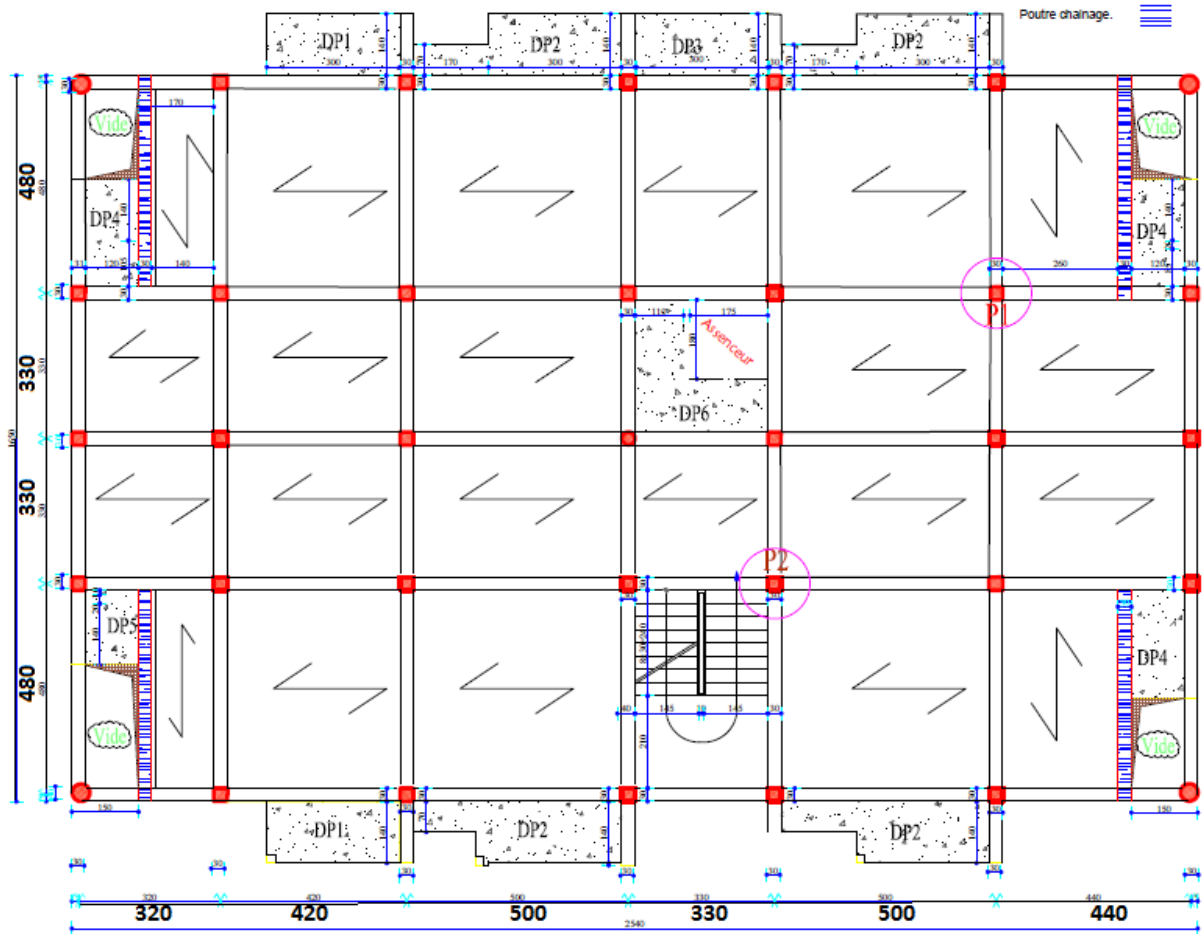


Figure III.1 Disposition des poutrelles

### III.2.1.1.1. Méthode de calcul :

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues. Les méthodes d'RDM ont été modifiées et adaptées au béton armé et ont donné résultat à deux méthodes de calcul :

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot.

#### III.2.1.1.1.a. Méthode Forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91) :

##### ➤ Domaine d'application (B.6.210)

Pour déterminer les moments aux appuis et en travées, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées :

- Plancher à surcharge modérée ( $Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN}/\text{m}^2)$ ).
- Le rapport entre deux travées successives :  $0.8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1.25$ .
- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- Fissuration peu nuisible (F.P.N). [3]

➤ **Application de la méthode**

• **Evaluation des moments :**

Les valeurs des moments en travée  $M_t$  et aux appuis  $M_g$  (moment en appuis gauche) et  $M_d$  (moment en appuis droit) doivent vérifier :

$$\left\{ \begin{array}{l} a. M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max} (1.05M_0, (1+0.3\alpha) M_0) \\ b. M_t \geq (1+0.3\alpha) M_0 / 2 \rightarrow \text{pour une travée intermédiaire.} \\ \quad M_t \geq (1.2+0.3\alpha) M_0 / 2 \rightarrow \text{pour une travée de rive.} \\ c. \text{La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à:} \end{array} \right.$$

0.6 $M_0$  pour une poutre à deux travées.

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

0,4 $M_0$  pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Les diagrammes des moments qui peuvent en résulter sont illustrés sur les figures ci-après :

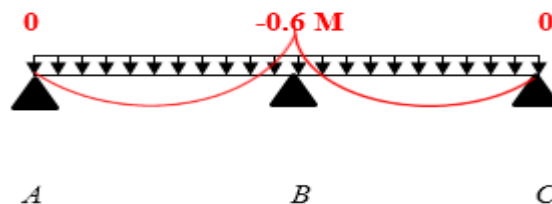


Figure III.2 Diagramme des moments à deux travées

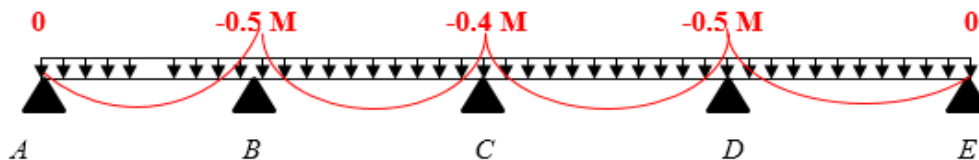


Figure III.3 Diagrammes des moments à plusieurs travées

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

$$\alpha = \frac{Q}{(G + Q)}$$

$\alpha$  : Les degrés de surcharge

• **Remarque**

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

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

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

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

✓ 15% si c'est une poutre à deux travées.

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

Les diagrammes des efforts tranchants qui peuvent en résulter sont illustrés sur les figures ci-après :

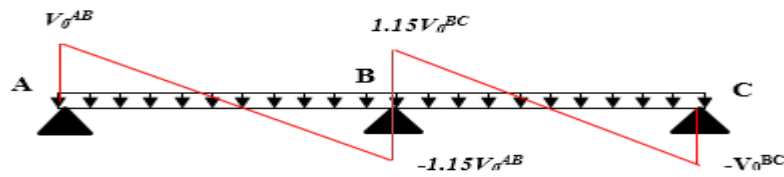


Figure III.4 Diagramme des efforts tranchants à deux travées

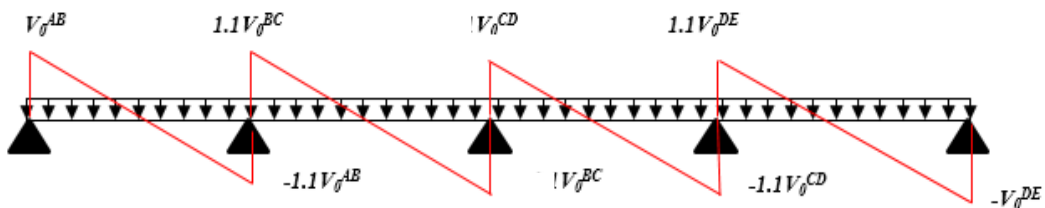


Figure III.5 Diagramme des efforts tranchants à plusieurs travées

### III.2.1.1.1.b. Méthode de CAQUOT (Art. 6.2.2.2)

#### ➤ Condition d'application

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée mais peut également s'appliquer pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

#### ➤ Principe de la méthode

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

- **Moment en appuis :**

$$M_a = - \frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8,5 \times (L'_g + L'_d)}$$

Tel que :  $\begin{cases} L'_g \text{ et } L'_d : \text{Longueurs fictives} \\ q_g, q_d : \text{Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \end{cases}$

$$L' = \begin{cases} 0,8 L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

- **Moment en travée :**

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

$$M_0(x) = \left(\frac{P_U \times X}{L}\right) + (L - X)$$

$$\frac{dM_t(x)}{dX} = 0 \Rightarrow -q \times X + q \times \left(\frac{L}{2}\right) - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L} = 0$$



$$X_0 = \frac{L_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{P_U \times L_i}$$

$$M_{t \max} = M(X_0)$$

- L'effort tranchant :

$$V = \frac{dM_t(x)}{dX} = q \times \left(\frac{L}{2}\right) - q \times X - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L} F$$

$$V_i = V_0 - \frac{M_g - M_d}{L} \text{ Avec : } V_0 = \mp \frac{q \times L}{2}$$


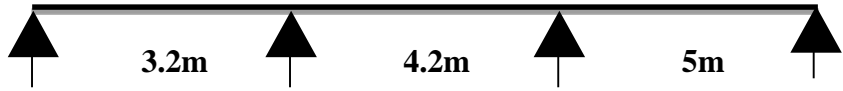


➤ Remarque :

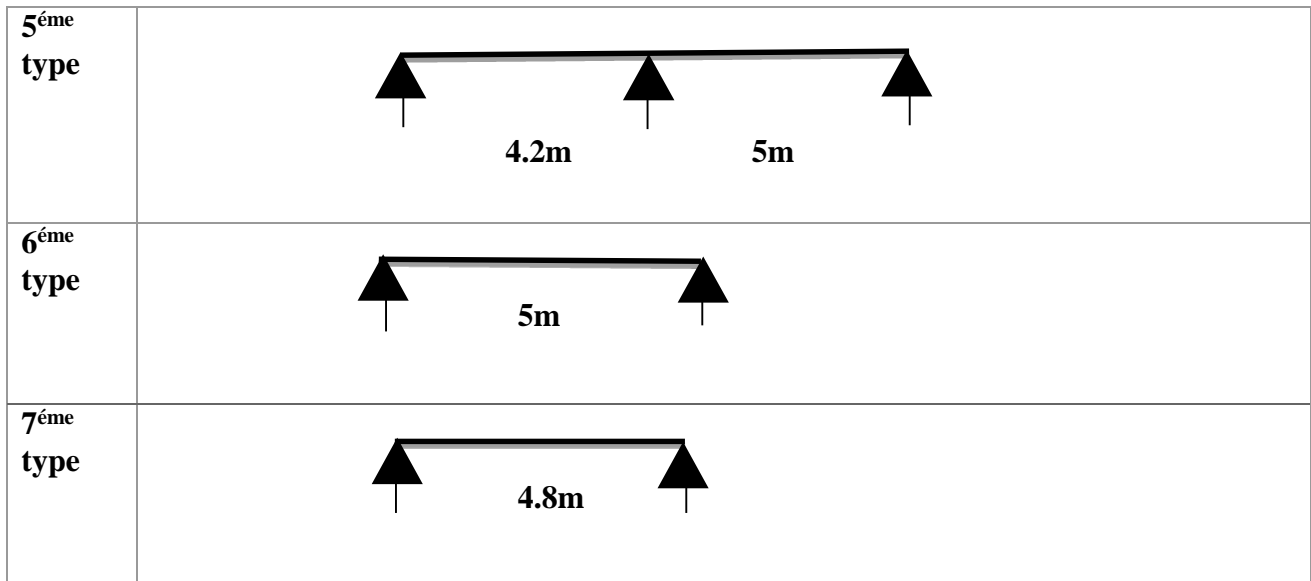
La méthode de Caquot minorée s'applique pour les planchers a surcharge modérée dont la 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup> ou 4<sup>ème</sup> condition de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite .avec cette méthode ,on calcule les moments sur appuis  $M_i$  de la même manière qu'avec la méthode de Caquot en remplaçant la charge permanente du plancher par :  $G' = \frac{2G}{3}$  .

Pour le calcul des moments en travée  $M_t$  et les efforts tranchants, on utilise directement G.

- Les différents types de poutrelles :

Tableau III.1 Les différents types de poutrelles

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



• **Remarque :**

Type1 : entre sol, RDC, étage courant (1, 2, 3, 4,5), terrasse → planchers habitation + parking +terrasse inaccessible +terrasse accessible

Type2, 3 : entre sol, RDC, étage courant (1, 2, 3, 4, 5, 6,7), terrasse → planchers habitation + parking +terrasse accessible

Type4, 5, 6 : entre sol, RDC, étage courant (1, 2, 3, 4, 5, 6,7), terrasse → planchers habitation +terrasse accessible+ terrasse inaccessible (type5et6)

Type7 : entre sol, RDC, étage courant (1, 2, 3, 4, 5, 6,7), terrasse → planchers habitation + parking +terrasse inaccessible

• **Les différentes charges sur les poutrelles**

**Tableau III.2 Les différentes charges sur les poutrelles**

NATURE	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU 1.35 G+1.5Q		ELS G+Q	
			q <sub>u</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	p <sub>u</sub> (KN /m) 0.65×q <sub>u</sub>	q <sub>s</sub> (KN /m <sup>2</sup> )	P <sub>s</sub> (KN /m) 0.65×q <sub>s</sub>
<b>Habitation</b>	5.36	1.5	9.49	6.17	6.86	4.46
<b>Parking</b>	5.36	2.5	11	7.14	7.86	5.11
<b>Terrasse accessible</b>	6.38	1.5	10.86	7.06	7.88	5.12
<b>Terrasse inaccessible</b>	6.58	1	10,38	6,75	7,58	4,92

- **Exemple de calcul :**

Application de la méthode forfaitaire pour le troisième type du plancher à usage habitation :  
Etude d'une poutrelle en appliquant la méthode forfaitaire (poutrelle Type 3).

**Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaires (BA.E.L91 art B6.2.21).**

- Plancher à surcharge modérée ( $Q \leq \min(2G, 5\text{KN/m}^2)$ ) :  
→  $Q = 1.5\text{KN/m}^2 \leq \min(2 \times 5.36, 5\text{KN/m}^2)$ .....condition vérifiée.
- Le rapport entre deux travées successives :  $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$  :  
→  $0.8 \leq \frac{5}{4.4} \leq 1.25$ .....condition vérifiée.
- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.....condition vérifiée.
- Fissuration peu nuisible (F.P.N).....condition vérifiée. [3]

- **calcul des sollicitations :**

**À l'ELU :**

$$p_u = 6,17 \text{ KN/m}^2$$

**À l'ELS :**

$$P_s = 4,46 \text{ KN/m}^2$$

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

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

- **Calcul des moments isostatique :**

- **À l'ELU :**

$M_0$  : Moment isostatique

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

$$M_{AB}^0 = \frac{6.17 \times 5^2}{8} = 19,28 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC}^0 = \frac{6.17 \times 4.4^2}{8} = 14,93 \text{ KN.m}$$

- **À l'ELS :**

$$M_{AB}^0 = \frac{4.46 \times 5^2}{8} = 13,94 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC}^0 = \frac{4.46 \times 4.4^2}{8} = 10,79 \text{ KN.m}$$

- **Moments aux appuis :**

- **Appuis de rive :**

$$M_A = M_C = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à  $0.15 \times M_0$

$$M_0 = \frac{q L^2}{8}, \quad L = \max(L_{AB}, L_{BC}) = 5\text{m}$$

**ELU:**  $M_A^U = M_C^U = -2.89 \text{ KN.m}$

**ELS:**  $M_A^S = M_C^S = -2.09 \text{ KN.m}$

➤ **Appuis intermédiaires:**

**ELU:**

$$M_B^U = -0.6 \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0,6 \times 19,28 = -11.57 \text{ kN.m}$$

**ELS:**

$$M_B^S = -0.6 \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0,6 \times 13,94 = -8.36 \text{ kN.m}$$

➤ **Moments en travées :**

Chaque travée est calculée indépendamment, le moment max en travée est déterminé par les deux conditions :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{5.36+1.5} = 0.218$$

$$\left[ \begin{array}{l} (1+0.3\alpha) = 1+0,3 \times 0,218 = 1.065 \\ 1,2+0,3\alpha = 1,2+0,3 \times 0,218 = 1.265 \end{array} \right.$$

➤ **ELU :**

**Travée(AB) :**

$$M_0 = 19.28 \text{ kN.m}$$

$$M_t + \frac{0 + 0.6M_0}{2} \geq \text{Max}[1.065 \times M_0; 1.05 \times M_0]$$

$$M_t \geq 0.765M_0 \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.265 \times M_0}{2}$$

$$M_t \geq 0.632M_0 \dots \dots \dots (2)$$

$$\text{Donc : } M_t = 14.75 \text{ kN.m}$$

**Travée(BC) :**

$$M_0 = 14.93 \text{ kN.m}$$

$$M_t + \frac{0.6M_0 + 0}{2} \geq \text{Max}[1.065 \times M_0; 1.05 \times M_0]$$

$$M_t \geq 0.765M_0 \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.265 \times M_0}{2}$$

$$M_t \geq 0.632M_0 \dots \dots \dots (2)$$

$$\text{Donc : } M_t = 10.12 \text{ kN.m}$$

➤ **ELS :**

**Travée(AB) :**

$$M_0 = 13.94 \text{ kN.m}$$

$$\text{Donc : } M_t = 10.66 \text{ kN.m}$$

**Travée(BC) :**

$$M_0 = 10.79 \text{ kN.m}$$

$$\text{Donc : } M_t = 7.31 \text{ kN.m}$$

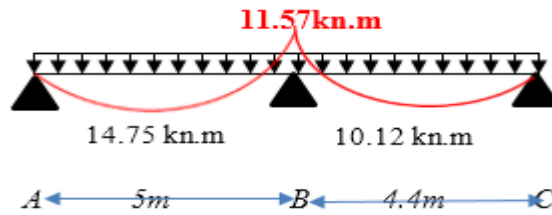


Figure III.6 Diagramme des moments fléchissant de la poutrelle Type 3

• Evaluation des efforts tranchants :

L'effort tranchant isostatique à l'ELU :

$$V_0 = \frac{P_U \times L}{2}$$

Travée(AB) :

$$V_A = \frac{6,17 \times 5}{2} = 15,43 \text{ kN}$$

$$V_B = -1,15 \times V_A = -17,74 \text{ kN}$$

Travée(BC) :

$$V_B = 1,15 \times \frac{(6,17 \times 4,4)}{2} = 15,60 \text{ kN}$$

$$V_C = -\frac{6,17 \times 4,4}{2} = -13,57 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow V_{\max} = -17,74 \text{ kN}$$

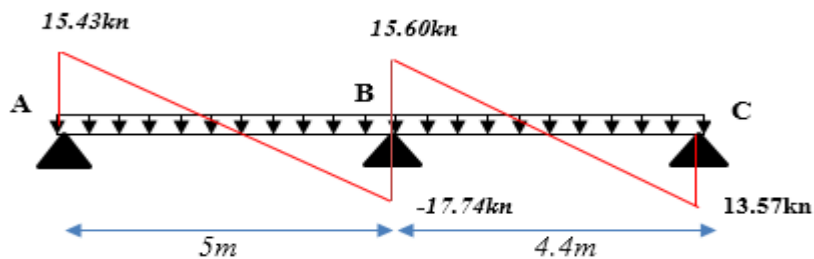


Figure III.7 Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle Type 3

Les résultats de calcul pour les autres types de poutrelles sont résumés dans les tableaux suivant :

➤ Plancher habitation

Tableau III.3 Les sollicitations des poutrelles du plancher habitation

Types	ELU				ELS		
	M <sub>a</sub> int (KN.m)	M <sub>a</sub> rive (KN.m)	M <sub>t</sub> max (KN.m)	V <sub>max</sub> (KN)	M <sub>a</sub> int (KN.m)	M <sub>a</sub> rive (KN.m)	M <sub>t</sub> max (KN.m)
Type 1	-10.15	-2.89	14.53	17.45	7.283	-2.09	10.531
Type 2	-10.54	-2.89	14.36	17.52	-7.56	-2.09	10.41
Type 3	-11.57	-2.89	14.75	-17,74	-8.36	-2.09	10.67

<b>Type 4</b>	-12.17	-2.24	12.17	-16.51	-8.73	-1.62	8.84
<b>Type5</b>	11.57	-2.89	14.75	-17.74	8.36	-2.09	10.67
<b>Type6</b>	/	-2.89	19.28	15.42	/	-2.09	13.94
<b>Type7</b>	/	-2.66	17.76	14.80	/	-1.93	12.89

➤ **Plancher terrasse inaccessible**

**Tableau III.4 Les sollicitations des poutrelles du plancher terrasse inaccessible**

Types	ELU				ELS		
	$M_{a \text{ int}}$ (KN.m)	$M_{a \text{ rive}}$ (KN.m)	$M_{t \text{ max}}$ (KN.m)	$V_{\text{max}}$ (KN)	$M_{a \text{ int}}$ (KN.m)	$M_{a \text{ rive}}$ (KN.m)	$M_{t \text{ max}}$ (KN.m)
<b>Type 1</b>	-10.652	-3.16	16.10	19.00	-7.73	-2.31	11.77
<b>Type5</b>	-12.66	-3.16	15.82	-19.40	-9.24	-2.31	11.55
<b>Type6</b>	/	-3.16	21,09	16,87	/	-2.31	15,40
<b>Type7</b>	/	-2.92	19,44	16,20	/	-2.13	14,19

➤ **Plancher terrasse accessible**

**Tableau III.5 Les sollicitations des poutrelles du plancher terrasse accessible**

Types	ELU				ELS		
	$M_{a \text{ int}}$ (KN.m)	$M_{a \text{ rive}}$ (KN.m)	$M_{t \text{ max}}$ (KN.m)	$V_{\text{max}}$ (KN)	$M_{a \text{ int}}$ (KN.m)	$M_{a \text{ rive}}$ (KN.m)	$M_{t \text{ max}}$ (KN.m)
<b>Type 1</b>	-11.47	-3.31	16.7	19.95	-8.26	-2.40	12.14
<b>Type 2</b>	-11.91	-3.31	16.51	20.04	-8.58	-2.40	12.01
<b>Type 3</b>	-13.24	-3.31	16.70	20.30	-9.60	-2.40	12.12
<b>Type 4</b>	-13.75	-2.56	14.04	-18.89	-9.90	-1.86	10.23
<b>Type5</b>	-13.24	-3.31	16.70	20.3	-9.60	-2.40	12.12
<b>Type6</b>	/	-3.31	22.07	17.65	/	-2.40	16.01

## ➤ Plancher parking

Tableau III.6 Les sollicitations des poutrelles du plancher parking

Types	ELU				ELS		
	$M_{a \text{ int}}$ (KN.m)	$M_{a \text{ rive}}$ (KN.m)	$M_{t \text{ max}}$ (KN.m)	$V_{\text{max}}$ (KN)	$M_{a \text{ int}}$ (KN.m)	$M_{a \text{ rive}}$ (KN.m)	$M_{t \text{ max}}$ (KN.m)
Type 1	-12.31	-3.35	16.59	20.31	-8.72	-2.39	11.90
Type 2	-12.79	-3.35	16.39	20.41	-9.05	-2.39	11.76
Type 3	-13.39	-3.35	17.75	-20.53	-9.58	-2.39	12.70
Type7	/	-3.08	20.57	17.14	/	-2.21	14.71

## III.2.1.2. Ferrailage des poutrelles:

- Exemple de calcul étage courant:

Plancher habitation poutrelle Type 3

Sollicitation maximales :

Elu:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t = 19.28 \text{ KN.m} \\ M_{a \text{ int}} = -12.17 \text{ KN.m} \\ M_{a \text{ rive}} = -2.89 \text{ KN.m} \\ V_{\text{max}} = -17.74 \text{ KN} \end{array} \right.$$

ELS:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t = 13.94 \text{ KN.m} \\ M_{a \text{ int}} = -8.73 \text{ KN.m} \\ M_{a \text{ rive}} = -2.09 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- Calcul des armatures en travée :

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

Remarque :

Dans notre cas le calcul de ferrailage et la vérification flèche sont vérifiés pour la grande portée (la plus défavorable) qui égale 5 m

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times (0,22 - 0,02) \\ M_{tu} = 73.84 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$M_t < M_{tu} \Rightarrow$  Le calcul sera mené pour une section rectangulaire (b×h)

$$\mu_{bu} = \frac{M'}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{19.28 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.043 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.055$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.22(1 - 0.4 \times 0.055) = 0.172 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{19.28 \times 10^{-3}}{0.172 \times 348} = 3.22 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = (0.23 \times b \times d \times f_{t28}) / F_e$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 0.65 \times 0.22 \times 2.1 / 400 = 1.71 \text{ cm}^2$$

$$A_t > A_{\min} \Rightarrow \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

On opte pour 3HA12=3.39 cm<sup>2</sup>

➤ Calcul des armature aux appuis intermédiaires :

La table de compression est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ ).

$$M_u = 12.17 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{12.17 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.177$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.177}) = 0.245$$

$$\Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

Avec :

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$z = 0.22 \times (1 - 0.4 \times 0.245) = 0.198 \text{ m}$$

$$A_a^{\text{int}} = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{12.17 \times 10^{-3}}{0.198 \times 348} = 1.76 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.1 \times 0.22 \times \frac{2.1}{400} = 0.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.27 \text{ cm}^2 < A_a^{\text{int}} \Rightarrow \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

On opte pour 1HA12+1HA10=1.92cm<sup>2</sup>.

La HA12 est un chapeau et la HA10 filante

➤ Calcul de l'armature aux appuis de rive:

$$M_u = 2.89 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.89 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.042$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.042}) = 0.053$$

$$z = 0.22 \times (1 - 0.4 \times 0.053) = 0.215 \text{ m}$$



$$A_a^{rive} \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{2.89 \times 10^{-3}}{0.215 \times 348} = 0.38 \text{cm}^2$$

✓ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.1 \times 0.22 \times \frac{2.1}{400} = 0.27 \text{cm}^2$$

$A_{min} = 0.27 \text{cm}^2 < A_a^{rive}$  ..... Condition vérifiée.

On opte pour 1HA10=0.79cm<sup>2</sup>

- Résumé du ferrailage des différents planchers :

*Le ferrailage des poutrelles est calculé avec les sollicitations maximales pour chaque plancher*

Tableau III.7 Ferrailage des poutrelles des plancher terrasse accessible et inaccessible

Plancher terrasse inaccessible							
Elément	Moment (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{calculée}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	21.09	0.047	0.06	0.215	2.82	1.72	<b>3.39 ⇒ 3HA12</b>
Appuis Intermédiaire	-12.66	0.184	0.26	0.197	1.67	0.27	<b>1.92 ⇒ 1HA12+1HA10</b>
Appuis de rive	-3.16	0.046	0.059	0.215	0.38	0.27	<b>0.79 ⇒ 1HA10</b>
Plancher terrasse accessible							
Elément	Moment (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{calculée}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	22.07	0.049	0.063	0.214	2.96	1.72	<b>3.39 ⇒ 3HA12</b>
Appuis Intermédiaire	-13.75	0.2	0.282	0.195	2.03	0.27	<b>2.26 ⇒ 2HA12</b>
Appuis de rive	-3.31	0.048	0.062	0.215	0.44	0.27	<b>1.13 ⇒ 1HA12</b>

Tableau III.8 Ferrailage poutrelles du plancher habitation et parking

Plancher habitation							
Elément	Moment (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{calculée}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	19.28	0.043	0.055	0.216	3.23	1.72	<b>3.39⇒3HA12</b>
Appuis Intermédiaire	-12.17	0.168	0.231	0.2	1.67	0.27	<b>1.92⇒1HA12+1HA10</b>
Appuis de rive	-2.89	0.042	0.053	0.215	0.38	0.27	<b>0.79⇒1HA10</b>
Plancher parking							
Elément	Moment (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{calculée}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	20.57	0.046	0.058	0.215	2.75	1.72	<b>3.39⇒3HA12</b>
Appuis Intermédiaire	-13.39	0.195	0.274	0.196	1.96	0.27	<b>2.26⇒2HA12</b>
Appuis de rive	-3.35	0.049	0.063	0.214	0.45	0.27	<b>1.13⇒1HA12</b>

➤ **Remarque :**

Après le calcul, on constate qu'on a deux groupes de ferrailage

• **Groupe 1 :**

Pour les poutrelles du plancher habitation et terrasse inaccessible :

- ✓ En travée : 3HA12
- ✓ En appui intermédiaire : 1HA12+1HA10
- ✓ En appui de rive : 1HA10

• **Groupe 2 :**

Pour les poutrelles du plancher parking et terrasse accessible :

- ✓ En travée : 3HA12
- ✓ En appui intermédiaire : 2HA12
- ✓ En appui de rive : 1HA12

Les vérifications se feront avec les sollicitations les plus défavorables pour chaque groupe

### III.2.1.3. Vérifications à ELU :

➤ **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec: } \bar{\tau}_u = \min \left[ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$V_u = 17.74 \text{ KN.m}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{17.74 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.22} = 0.81 \text{ Mpa}$$

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

Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement

➤ **Vérification des armatures longitudinales ( $A_l$ ) à l'effort tranchant ( $V_u$ ) :**

• **Appuis intermédiaires :**  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[ V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right]$       $A_l = 5.31 \text{ cm}^2$

$A_l = 5.31 \text{ cm}^2 \geq 1.17 \text{ cm}^2$  ..... C'est vérifiée.

Au niveau de l'appui intermédiaire  $V_u$  est négligeable devant  $M_u$  (n'a pas d'influence sur les  $A_l$ ).

• **Appuis de rive :**

$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times V_u$  Avec :  $A_l = 4.18 \text{ cm}^2$

$A_l = 4.18 \text{ cm}^2 \geq 0.51 \text{ cm}^2$  ..... C'est vérifiée.

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table – nervure:**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$

$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \right) \text{ Mpa}$

$\tau_u = \frac{0.275 \times 17.74 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.22 \times 0.65 \times 0.04} = 0.947 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$

Condition vérifiée. Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement

➤ **Espacement des armatures transversales  $S_t$**

L'espacement des cours successifs d'armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes:

✓  $S_t \leq \min (0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 19.8\text{cm}$

✓  $S_t \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)}$

✓  $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0}$

- Flexion simple
- Fissuration peut nuisible  $\Rightarrow K=1$
- Pas de reprise de bétonnage

$\alpha = 90^\circ$  (Armatures droit.)

$S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_t = 1.01 \times \frac{0.8 \times 400}{10 \times (0.81 - 0.3 \times 2.1)} = 179.55 \text{ cm}$

$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{1.01 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.1} = 101 \text{ cm}$

Soit  $St = 15\text{cm}$ .  $\Rightarrow$  on opte pour un étrier  $\phi 6$

➤ **Vérification de la bielle**

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \frac{0.8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \\ \sigma_{bc} = \frac{2 \times V_u}{a \times b_0} \end{cases} \Rightarrow \boxed{V_u \leq 0.267 a b_0 f_{c28}}$$

$a = \min[0,9 d, \text{largeur de l'appui} - 4\text{cm}]$

A.N :  $a = \min[19.8 \text{ cm}, 26 \text{ cm}] = 19.8 \text{ cm}$ .

$V_u = 17.74 \text{ KN} \leq 132.16 \text{ KN}$

**Commentaire:** La bielle est vérifiée.

- **Résumé des vérifications nécessaires pour les sollicitations les plus défavorables de chaque groupe**

➤ **Vérification au cisaillement :**

✓ **En travée :**

**Tableau III.9 Vérifications de l'effort tranchant en travée**

Plancher	$V_u$ (kn)	$\tau_u$ (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	Observation
Terrasse inaccessible	19.40	0.88	3.33	Vérifiée
Terrasse accessible	20.30	0.92	3.33	Vérifiée
Parking	20.53	0.93	3.33	Vérifiée

✓ **En appuis intermédiaire :**

**Tableau III.10 Vérifications de l'effort tranchant en appuis intermédiaire**

Plancher	$V_u$ (kn)	$M_u^a$ (kn.m)	$A_{l\text{adoptée}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_l$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
Terrasse inaccessible	19.40	12.66	5.31	-1.28	Vérifiée
Terrasse accessible	20.30	13.75	5.65	-1.41	Vérifiée
Parking	20.53	13.39	5.65	-1.35	Vérifiée

✓ **En appuis de rive :**

**Tableau III.11 Vérifications de l'effort tranchant en appuis de rive**

Plancher	$V_u$ (kn)	$A_{l\text{adoptée}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_l$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
Terrasse inaccessible	19.40	4.18	0.56	Vérifiée
Terrasse accessible	20.30	4.52	0.58	Vérifiée

Parking	20.53	4.52	0.59	Vérifiée
---------	-------	------	------	----------

**III.2.1.4. Vérifications à l'ELS**

Les vérifications à faire sont :

- ✓ état limite de compression du béton.
- ✓ état limite de déformation.

➤ **Vérification à l'état limite de compression du béton:**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

• **En travée :**

- ✓ Position de l'axe neutre :

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

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 3.39 \times 10^{-4} \times (0.22 - 0.04) = -3.95 \times 10^{-4} m$$

$$H = -3.95 \times 10^{-4} m < 0$$

⇒ Calcul d'une section en T

- ✓ Calcul de l'axe neutre y :

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

$$5y^2 + 270.85 y - 1558.7 = 0 \dots\dots\dots (1)$$

Après résolution de l'équation (1) : y = 5.246cm

- ✓ Calcul de I:

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

$$I = 16921.177 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{13.94 \times 10^{-3}}{16921.177 \times 10^{-8}} \times 0.05246 = 4.32 \text{ MPa}$$

Donc:  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

• **En appuis intermédiaires :**

- ✓ Position de l'axe neutre :

Le calcul se fait pour une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ )

- ✓ Calcul de y :

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15A_{sr}(y - d) = 0$$

$$5y^2 + 50.85y - 1118.7 = 0 \dots\dots\dots (2)$$

Après résolution de l'équation (2) : y = 8.739 cm

- ✓ Calcul de I:

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15A_{sr}(d - y)^2$$

$$I = 7289.26 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{8.36 \times 10^{-3}}{7289.26 \times 10^{-8}} \times 0.08739 = 10.02 \text{ MPa}$$

Donc:  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa \Rightarrow \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

- **Résumé des vérifications de l'état limite de compression du béton pour les autres types de plancher**

✓ **Plancher terrasse inaccessible**

**Tableau III.12 Vérification de l'état limite de compression de béton plancher terrasse inaccessible**

Localisation	$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (Cm <sup>2</sup> )	$Y$ (m)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Observation
En travée	15.40	3.39	0.05246	16921.177	4.77	15	Vérifiée
En appui	-9.24	1.92	0.08739	7289.26	11.07	15	Vérifiée

✓ **Plancher terrasse accessible**

**Tableau III.13 Vérification de l'état limite de compression du béton plancher terrasse accessible**

Localisation	$M_{ser}$ (Kn.m)	$A_s$ (Cm <sup>2</sup> )	$Y$ (m)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Observation
En travée	16.01	3.39	0.05246	16921.177	4.96	15	Vérifiée
En appui	-9.90	2.26	0.09285	8148.89	11.28	15	Vérifiée

✓ **Plancher parking**

**Tableau III.14 Vérifications de l'état limite de compression du béton plancher parking**

Localisation	$M_{ser}$ (Kn.m)	$A_s$ (Cm <sup>2</sup> )	$Y$ (m)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Observation
En travée	14.71	3.39	0.05246	16921.177	4.56	15	Vérifiée
En appui	-9.58	2.26	0.09285	8148.89	10.92	15	Vérifiée

➤ **Vérification de l'état limite de déformation BAEL l'article (B.6.5.1) et (CBA93)**

Tout élément fléchit doit être vérifié à la déformation. Néanmoins de stipule que si les conditions suivantes sont remplies, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire. [3] [2]

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$$

$$\checkmark \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

h : Hauteur de la poutrelle

L : Longueur de la travée

Mt : Moment en travée

M<sub>0</sub> : Moment isostatique de cette travée

A<sub>s</sub> : Section des armatures choisies

On a :

$$\checkmark \frac{h}{l} = \frac{24}{500} = 0.048 \leq \frac{13.94}{15 \times 13.94} = 0.066 \Rightarrow \text{condition non vérifié}$$

$$\checkmark \frac{3.39}{10 \times 22} = 0.015 \geq \frac{3.6}{400} = 0.009 \Rightarrow \text{condition non vérifié}$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées donc la vérification de la flèche est nécessaire

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

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

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

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{500}{500} = 1cm$$

f<sub>gv</sub> Et f<sub>gi</sub> : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f<sub>ji</sub> : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f<sub>pi</sub> : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

• **Evaluation des moments en travée**

q<sub>jser</sub> = 0.65 × G' : La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise en œuvre des cloisons.

q<sub>gser</sub> = 0.65 × G : La charge permanente qui revient à la poutrelle.

q<sub>pser</sub> = 0.65 × (G + Q) : La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

**Remarque :**

Les différents moments M<sub>jser</sub>, M<sub>gser</sub> et M<sub>pser</sub> sont calculés avec la méthode de Caquot pour les différents chargements.

• **Propriété de la section**

✓ Position de l'axe neutre :

$$y = 5,246cm$$

✓ Position du centre de gravité de la section homogène :

$$v = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times (A_{st}d + A_{sc}d')}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times (A_{st} + A_{sc})}$$

$$v = 6,59 \text{ cm}$$

✓ Moment d'inertie de la section homogène I<sub>0</sub> :

$$I_0 = \frac{b \times v^3}{3} + \frac{b_0 \times (h - v)^3}{3} - \frac{(b - b_0) \times (v - h_0)^3}{3} + 15 \times A_{st} (d - v)^2 + 15 \times A_{sc} (v - d')^2$$

$$I_0 = 35547,91cm^4 \dots\dots\dots \text{(Moment d'inertie de la section totale (acier + béton) (cm}^4\text{))}$$

$$A_s = 3,39cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{3,39}{10 \times 22} = 0,015$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3b_0) \times \rho} \dots\dots\dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i \dots\dots\dots \text{Déformation différée.}$$

- **Calcul des déformations  $E_i$  et  $E_v$  :**

$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$  .....Module de déformation longitudinale différée du béton.

$$E_v = 10818.86 \text{MPa}$$

$E_i = 3 \times E_v$ .....Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$$E_i = 32456.58 \text{MPa}$$

- **Contraintes :**

$\sigma_s$  : contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (MPa).

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

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

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

- **Inerties fictives ( $I_f$ ) :**

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \quad \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \quad \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

$$\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$$

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

- **Calcul des moments :**

$$M_{serg} = 0.765 \times \frac{q_g \times L^2}{8}$$

$$M_{serj} = 0.765 \times \frac{q_j \times L^2}{8}$$

$$M_{serp} = 0.765 \times \frac{q_p \times L^2}{8}$$

- **Evaluation des flèches :**

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

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 4 = 2.6 \text{KN} / m$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.36 = 3.48 \text{KN} / m$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.36 + 1.5) = 4.46 \text{KN} / m$$

$$M_{jser} = 6.216 \text{KN.m}$$



$$M_{gser} = 8.319 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 10.662 \text{ KN.m}$$

$$y = 5.246 \text{ cm}$$

$$I_0 = 35547.91 \text{ cm}^4$$

$$I = 16921.177 \text{ cm}^4$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0.015$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 0.65 \times 2.1}{(2 \times 0.65 + 3 \times 0.10) \times 0.015} = 2.844$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 2.844 = 1.138$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{6.216 \times 10^{-3} \times (0.22 - 0.05137)}{16921.177 \times 10^{-8}} = 92.32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{8.319 \times 10^{-3} \times (0.22 - 0.05137)}{16921.177 \times 10^{-8}} = 123.55 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{10.662 \times 10^{-3} \times (0.22 - 0.05137)}{16921.177 \times 10^{-8}} = 158.35 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.015 \times 92.32 + 2.1} = 0.52 > 0$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.015 \times 123.55 + 2.1} = 0.61 > 0$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.015 \times 158.35 + 2.1} = 0.68 > 0$$

$$I_{ij}^* = \frac{1.1 \times 35547.91}{1 + (2.844 \times 0.52)} = 15774.34 \text{ cm}^4$$

$$I_{ig}^* = \frac{1.1 \times 35547.91}{1 + (2.844 \times 0.61)} = 14297.98 \text{ cm}^4$$

$$I_{ip}^* = \frac{1.1 \times 35547.91}{1 + (2.844 \times 0.68)} = 13327.80 \text{ cm}^4$$

$$I_{vg}^* = \frac{1.1 \times 35547.91}{1 + (1.138 \times 0.61)} = 23080.61 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{6.216 \times 10^{-3} \times 5^2}{10 \times 32456.58 \times 159774.34 \times 10^{-8}} = 0.00304 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{8.319 \times 10^{-3} \times 5^2}{10 \times 32456.58 \times 14297.98 \times 10^{-8}} = 0.00448 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{10.662 \times 10^{-3} \times 5^2}{10 \times 32456.58 \times 13327.80 \times 10^{-8}} = 0.00616 \text{ m}$$

$$f_{vg} = \frac{8.319 \times 10^{-3} \times 5^2}{10 \times 10818.86 \times 23080.61 \times 10^{-8}} = 0.00833 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.00833 - 0.00304 + 0.00616 - 0.00448 = 0.00697 \text{ m}$$

$$\Delta f = 6.97 \text{ mm} \langle f_{adm} = 10 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Remarque :** pour le plancher habitation la poutrelle isostatique (type6)

$$\Delta f = 9.26 \text{ mm} \langle f_{adm} = 10 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Résumé des vérifications de la flèche pour chaque type de plancher**

✓ **Vérifications de la flèche pour plancher terrasse inaccessible :**

**Tableau III.15 Vérifications de la flèche pour plancher terrasse inaccessible**

<i>Y</i> (cm)	<i>I</i> (cm <sup>4</sup> )	<i>I</i> <sub>o</sub> (cm <sup>4</sup> )	<i>f</i> <sub>ji</sub> (mm)	<i>f</i> <sub>gi</sub> (mm)	<i>f</i> <sub>pi</sub> (mm)	<i>f</i> <sub>gv</sub> (mm)	$\Delta f$ (mm)	<i>f</i> <sub>adm</sub> (mm)
5.246	16921.177	35547.9	4.32	8.05	9.52	14.4	11.54	10

✓ La condition de flèche n'est pas vérifiée, on doit augmenter la section d'acier en travée  
On prend : 3HA12+1HA14=4.93cm<sup>2</sup>

✓ **Vérifications de la flèche pour plancher terrasse accessible :**

**Tableau III.16 Vérifications de la flèche pour plancher terrasse accessible**

<i>Y</i> (cm)	<i>I</i> (cm <sup>4</sup> )	<i>I</i> <sub>o</sub> (cm <sup>4</sup> )	<i>f</i> <sub>ji</sub> (mm)	<i>f</i> <sub>gi</sub> (mm)	<i>f</i> <sub>pi</sub> (mm)	<i>f</i> <sub>gv</sub> (mm)	$\Delta f$ (mm)	<i>f</i> <sub>adm</sub> (mm)
5.246	16921.177	35547.9	4,32	7,75	9,96	13,9	11,79	10

✓ La condition de flèche n'est pas vérifiée, on doit augmenter la section d'acier en travée  
On prend : 3HA12+1HA14= 4.93 cm<sup>2</sup>

✓ **Vérifications de la flèche pour plancher parking :**

**Tableau III.17 Vérifications de la flèche pour plancher parking**

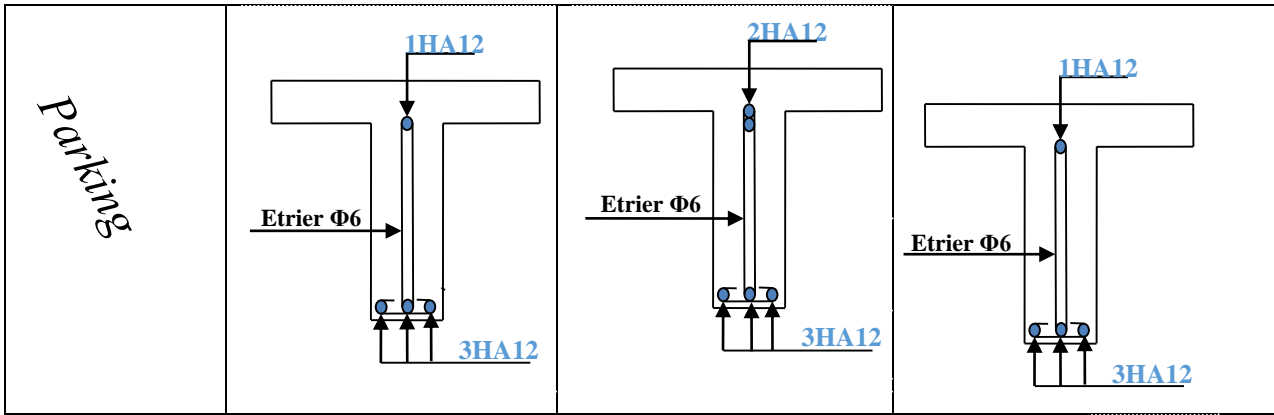
<i>Y</i> (cm)	<i>I</i> (cm <sup>4</sup> )	<i>I</i> <sub>o</sub> (cm <sup>4</sup> )	<i>f</i> <sub>ji</sub> (mm)	<i>f</i> <sub>gi</sub> (mm)	<i>f</i> <sub>pi</sub> (mm)	<i>f</i> <sub>gv</sub> (mm)	$\Delta f$ (mm)	<i>f</i> <sub>adm</sub> (mm)
5.246	16921.177	35547.9	3,58	5,21	8,32	9,53	9,06	9.6

❖  $\Delta f = 9.26mm < f_{adm} = 10mm$  .....condition vérifiée

III.2.1.5. Schéma de ferrailage des poutrelles

Tableau III.18 Schémas de ferrailage des poutrelles

Plancher	Schémas de ferrailage des poutrelles		
	Appuis de rive	Appuis intermédiaire	En travée
<i>Terrasse inaccessible</i>			
<i>Terrasse accessible</i>			
<i>Habitation</i>			



**III.2.1.6. Ferrailage de dalle de compression : CBA (Art B.6.8.2.3) [2]**

➤ **Barres perpendiculaire(⊥) aux poutrelles :**

50 cm ≤ ente axe entre les poutrelles  $l_0 = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$ , donc :

$$A_{\perp} = \frac{4l_0}{f_e}$$

✓  $l_0 = 65 \text{ cm}$ .

✓  $f_e = 235 \text{ MPa}$ . Car c'est du treillis soudés (Rond Lisse « RL »).

A.N:

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{235} = 1,1 \text{ cm}^2/\text{ml. avec } S_t \leq 20 \text{ cm}$$

➤ **Barres parallèle (⊥) aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2}$$

A.N:

$$A_{\parallel} = \frac{1,106}{2} = 0,553 \text{ cm}^2/\text{ml. avec } S_t \leq 30 \text{ cm}$$

On opte pour un treillis soudés  $\phi_6(150 \times 150) \text{ mm}^2$ .

$$\begin{cases} A_{\perp} = 5\phi_6/\text{ml} = 1,40 \text{ cm}^2/\text{ml.} \\ S_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm.} \end{cases} \quad \begin{cases} A_{\parallel} = 4\phi_6/\text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml.} \\ S_t = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \end{cases}$$

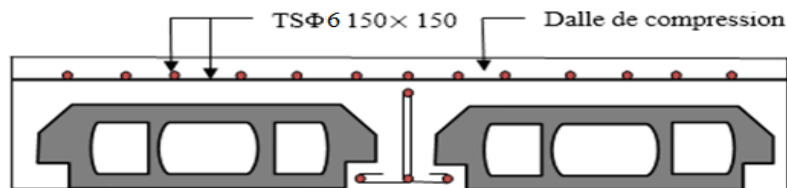


Figure III.8 Schéma de ferrailage de la dalle de compression

**III.2.2. Planchers à dalles pleines :**

Pour cette structure, on a trois types de dalles pleines :

- ✓ Type 1 : dalles sur 3 appuis (panneaux Dp2, Dp3, Dp4 et Dp5).
- ✓ Type 2 : dalles sur 4 appuis (panneau Dp6).
- ✓ Type3 : dalles sur deux appuis (panneau Dp1).

### III.2.2.1. Etudes des dalles

#### III.2.2.1.1. Panneau DP1

C'est une dalle sur deux appuis perpendiculaires d'épaisseur  $e = 12\text{cm}$ . Elle est illustrée sur la figure suivante :

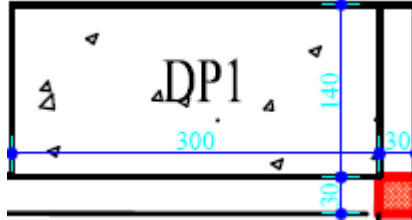


Figure III.9 Dalle sur deux appuis panneau DP1

$$\begin{cases} L_x = 1.4\text{m} \\ L_y = 3\text{m} \end{cases} \rightarrow \rho = \frac{1.4}{3} = 0.47 > 0.4 \rightarrow \text{dalle travaille dans les deux sens}$$

#### ➤ Calcul des moments

##### ✓ En travée :

$$\text{Elu: } \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times P_U \times L_x \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} P_U = 1.35G + 1.5Q \\ P_U = 1.35(4.34) + 1.5(1.5) = 8.11\text{KN/m} \end{cases} \quad \begin{cases} P_S = G + Q \\ P_S = 4.3 + 1.5 = 5.84\text{KN/m} \end{cases}$$

D'après le tableau de l'annexe (1) on a  $\begin{cases} \text{ELU, } \vartheta = 0, \rho = 0.47 & \mu_x = 0.1008 \text{ et } \mu_y = 0.25 \\ \text{ELS, } \vartheta = 0.2, \rho = 0.47 & \mu_x = 0.1038 \text{ et } \mu_y = 0.3402 \end{cases}$

Donc :

$$\text{ELU: } \begin{cases} M_0^x = 0.1008 \times 8.11 \times 1.4^2 = 1.6\text{KN.m} \\ M_0^y = 0.25 \times 1.6 = 0.4\text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS: } \begin{cases} M_0^x = 0.1038 \times 5.84 \times 1.4^2 = 1.19\text{KN.m} \\ M_0^y = 0.3402 \times 1.19 = 0.4\text{KN.m} \end{cases}$$

#### Calcul des moments corrigés :

##### ✓ En travée

$$\text{ELU: } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 1.6 = 1.36\text{KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 0.4 = 0.34\text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS: } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times 1.19 = 1.01\text{KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times 0.4 = 0.34\text{KN.m} \end{cases}$$

##### ✓ En appuis

$$\text{ELU: } M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -0.5 \times 1.6 = -0.8\text{KN.m}$$

$$\text{ELS: } M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -0.5 \times 1.19 = -0.595\text{KN.m}$$

### ➤ Ferrailage

Le ferrailage se fera à la flexion simple pour une bande de largeur 1m et d'épaisseur  $e = 12\text{cm}$ , les résultats sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

**Tableau III.19 Ferrailage de panneau DP1 en travée et en appuis**

En travée					
Sens	$M_t(\text{KN.m})$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	A calculée ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )
x-x	1.36	0.0096	0.0121	0.0995	0.39
y-y	0.34	0.0024	0.0030	0.0999	0.1
En appuis					
Sens	$M_a(\text{KN.m})$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	A calculée ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )
x-x/y-y	0.8	0.0057	0.0071	0.0997	0.23

### ➤ Condition de non fragilité

#### ✓ En travée

Sens x-x

$$A_{\min} = \frac{\rho^0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e = (8.10^{-4} / 2) \times (3 - 0.47) \times 100 \times 12 = 1.21 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_{\min} > A_{\text{calculée}}$$

On ferraille avec  $A_{\min}$

Sens y-y

$$A_{\min} = \rho \times b \times e = 8.10^{-4} \times 100 \times 12 = 0.96 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_{\min} > A_{\text{calculée}}$$

On ferraille avec  $A_{\min}$

#### ✓ En appuis

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 10 \times \frac{2.1}{400} = 1.21 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad A_{\min} > A_{\text{calculée}}$$

On ferraille avec  $A_{\min}$

On opte pour une section de ferrailage:

- ✓ **En travée :** Sens x-x : 3HA8 = 1.51 cm<sup>2</sup>  
Sens y-y : 3HA8 = 1.51 cm<sup>2</sup>
- ✓ **en appuis :** 3HA8 = 1.51 cm<sup>2</sup>

### ➤ Espacement des barres

Sens x-x : on opte pour  $S_t = 33\text{cm} \leq \min(3e, 33\text{cm})$

Sens y-y : on opte pour  $S_t = 33\text{cm} \leq \min(4e, 45\text{cm})$

### ➤ Vérification à l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \frac{0,07f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16\text{MPa}$$

$$V_{ux} = (P_u \times L_x / 2) \times L_y^4 / (L_y^4 + L_x^4) \Rightarrow V_{ux} = 5.41 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = (Pu \times L_y / 2) \times L_x^4 / (L_y^4 + L_x^4) \Rightarrow V_{uy} = 0.55 \text{KN}$$

**Sens x-x**

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{5.41}{1 \times 0.10} \times 10^{-3} = 0.054 \text{MPa} < 1.16 \text{MPa}$$

**Sens y-y**

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{0.55}{1 \times 0.10} \times 10^{-3} = 0.0055 \text{MPa} < 1.16 \text{MPa}$$

**Donc:** les armatures transversal ne sont pas nécessaire.

➤ **Vérification des contraintes**

Après tout calcul fait les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous:

✓ **En travée**

**Tableau III.20 Vérification des contraintes en travée**

Sens	M <sub>t</sub> (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> /ml)	Y(m)	I (m <sup>4</sup> )	σ <sub>b</sub> (Mpa)	σ <sub>b</sub> (Mpa)	Observation
x-x	1.01	1.51	0.0191	1.7147×10 <sup>-5</sup>	1.13	15	Vérifiée
y-y	0.34	1.51	0.0191	1.7147×10 <sup>-5</sup>	0.38	15	vérifiée

✓ **En appuis**

**Tableau III.21 Vérification des contraintes en appuis**

Sens	M <sub>a</sub> (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> /ml)	Y(m)	I(m <sup>4</sup> )	σ <sub>b</sub> (Mpa)	σ <sub>b</sub> (Mpa)	Observation
x-x/y-y	-0.595	1.51	0.00191	1.7147×10 <sup>-5</sup>	0.66	15	Vérifiée

➤ **Vérification à l'état limite de déformation**

Si les deux conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

$$\left\{ \begin{aligned} e &\geq \max \left[ \left( \frac{3}{80}, \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} \right) L_x \right] \\ A_t^x &\leq \frac{2 \times b \times d_x}{f_e} \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} e = 12 \text{ cm} &> \max[(0.0375 L_x, 0.0424 L_x)] = 5.94 \text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} A_t^x = 1.51 &< 5 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{aligned} \right.$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

➤ Schéma de ferrailage

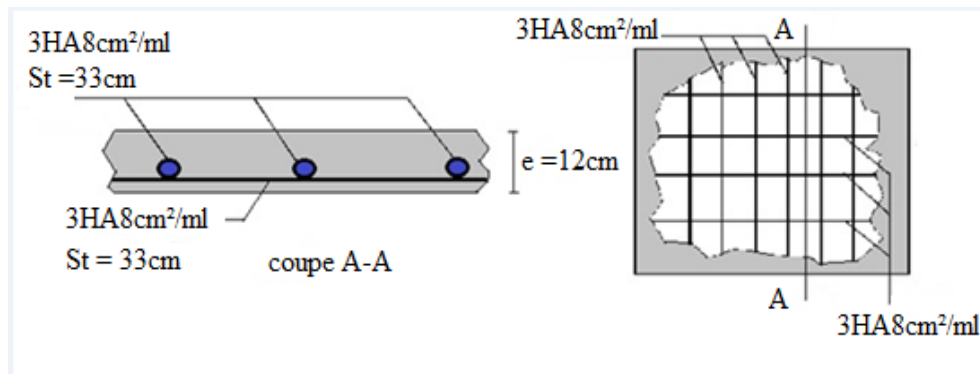


Figure III.10 Schéma de ferrailage de panneau de dalle DP1

III.2.2.1.2. Panneau DP2

C'est une dalle sur trois appuis d'épaisseur  $e = 12\text{cm}$ . Elle est illustrée sur la figure suivante :

$$\begin{cases} L_x = 1.4\text{m} \\ L_y = 4.7\text{m} \end{cases}$$

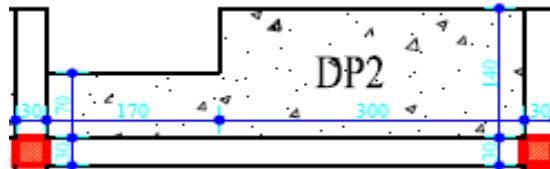


Figure III.11 Dalle sur trois appuis panneau DP2

$$\begin{cases} G = 4.36\text{KN/m}^2 \\ Q = 3.5\text{KN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} P_u = 11.14\text{KN} \\ P_s = 7.86\text{KN} \end{cases} \text{ Avec :}$$

ELU:  $P_u = (1.35 \times 4.36) + (1.5 \times 3.5) = 11.14\text{KN/m}^2$

ELS:  $P_s = 4.36 + 3.5 = 7.86\text{KN/m}^2$

➤ Evaluation des moments

On a :  $L_x = 1,40\text{ m} < L_y / 2 = 2,35\text{ m} \Rightarrow$

$$M_0^x = \frac{q l_x^2 l_y}{2} - \frac{2 q l_x^3}{3}$$

$$M_0^y = \frac{q l_x^3}{6}$$

ELU :

$$\begin{cases} M_0^x = \frac{11.14 \times 1.4^2 \times 4.7}{2} - \frac{2 \times 11.14 \times 1.4^3}{3} = 30.92\text{ KN.m} \\ M_0^y = \frac{11.14 \times 1,40^3}{6} = 5.09\text{ KN.m} \end{cases}$$

ELS :

$$\begin{cases} M_0^x = \frac{7.86 \times 1.4^2 \times 4.7}{2} - \frac{2 \times 7.86 \times 1.4^3}{3} = 21.82\text{KN.m} \\ M_0^y = \frac{7.86 \times 1,4^3}{6} = 3.59\text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul des moments corrigés

✓ En travée

ELU :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 30.92 = 26.28\text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 5.09 = 4.33\text{ KN.m} \end{cases}$$

ELS :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 21.82 = 18.55\text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 3.59 = 3.05\text{ KN.m} \end{cases}$$



✓ **En appuis**

**ELU:**  $M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -0.5 \times 30.92 = -15.46 \text{KN.m}$

**ELS:**  $M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -0.5 \times 21.82 = -10.91 \text{KN.m}$

➤ **Ferraillage**

**Tableau III.22 Ferraillage de panneau DP2 en travée et en appuis**

En travée					
Sens	$M_t(\text{KN.m})$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	A calculée (cm <sup>2</sup> /ml)
x-x	26.28	0.229	0.329	0.0781	9.67
y-y	4.33	0.0377	0.048	0.0882	1.41
En appuis					
Sens	$M_a(\text{KN.m})$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	A calculée (cm <sup>2</sup> /ml)
x-x/y-y	-15.46	0.1347	0.181	0.083	5.32

➤ **Condition de non fragilité**

✓ **en travée**

*Sens x-x*

$$A_{\min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) \times b \times e = \frac{8.10^{-4}}{2} \times (3-0.3) \times 100 \times 12 = 1.3 \text{cm}^2 < A_{\text{calculé}}$$

*Sens y-y*

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 8.10^{-4} \times 100 \times 12 = 0.96 \text{cm}^2 < A_{\text{calculé}}$$

On opte pour une section de ferraillage:

- ✓ **En travée :** Sens x-x : 5HA16 = 10.05cm<sup>2</sup>  
Sens y-y : 3HA8 = 1.51cm<sup>2</sup>
- ✓ **en appuis :** 5HA12 = 5.65 cm<sup>2</sup>

➤ **Espacement des barres**

**Sens x-x :** on opte pour  $S_t = 25 \text{cm} \leq \min(3e, 33 \text{cm})$

**Sens y-y :** on opte pour  $S_t = 25 \text{cm} \leq \min(4e, 45 \text{cm})$

➤ **Vérification à l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \frac{0,07f_c28}{\gamma b} = 1.16 \text{MPa}$$

$$V_{ux} = (P_u \times L_x / 2) \times L_y^4 / (L_y^4 + L_x^4) \Rightarrow V_{ux} = 7.73 \text{KN}$$

$$V_{uy} = (P_u \times L_y / 2) \times L_x^4 / (L_y^4 + L_x^4) \Rightarrow V_{uy} = 0.20 \text{KN}$$

**Sens x-x**

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{7.73}{1 \times 0.09} \times 10^{-3} = 0.0858 \text{MPa} < 1.16 \text{MPa}$$

Sens y-y

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{0.20}{1 \times 0.09} \times 10^{-3} = 0.00222 \text{ MPa} < 1.16 \text{ MPa}$$

**Donc:** les armatures transversal ne sont pas nécessaire.

➤ **Vérification des contraintes**

Après tout calcul fait les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous:

✓ **En travée**

**Tableau III.23 Vérifications des contraintes en travée**

Se ns	M <sub>t</sub> (KN .m)	A (cm <sup>2</sup> /ml)	Y(m)	I(m <sup>4</sup> )	σ <sub>b</sub> (Mpa )	σ̄ <sub>b</sub>	Observati on	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (Mpa )	Observ ation
x-x	18.5 5	10.0 5	0.039 2	5.8981× 10 <sup>-5</sup>	12.3 1	15	Vérifiée	239.8 8	201,6 4	Non vérifiée
y-y	3.05	1.51	0.018 1	1.3685× 10 <sup>-5</sup>	4.03	15	Vérifiée	240.9 4	201,6 4	Non vérifiée

✓ **En appuis**

**Tableau III.24 Vérifications des contraintes en appuis**

Se ns	M <sub>a</sub> (KN .m)	A (cm <sup>2</sup> /ml)	Y(m )	I(m <sup>4</sup> )	σ <sub>b</sub> (M pa)	σ̄ <sub>b</sub> (MP a)	Observ ation	σ <sub>s</sub> (Mpa)	σ̄ <sub>s</sub> (MP a)	Observ ation
x- x/y -y	- 10.9 1	5.65	0.03 15	3.9422 ×10 <sup>-5</sup>	8.72	15	Vérifié e	242.93	201, 64	Non vérifiée

**Remarque :**

Les contraintes d'aciers ne sont pas vérifiées on augmente la section de l'acier, on opte pour :

✓ **En travée :** Sens x-x : 8HA14 = 12.32cm<sup>2</sup> S<sub>t</sub> = 12cm ≤ min(3e, 33cm)

Sens y-y : 4HA8 = 2.01cm<sup>2</sup> S<sub>t</sub> = 25 cm ≤ min(4e, 45cm)

✓ **en appuis :** 5HA14 = 7.70 cm<sup>2</sup>

➤ **Rôle vérification des contraintes**

✓ **En travée**

**Tableau III.25 Vérification des contraintes en travée**

Se ns	M <sub>t</sub> (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> /ml)	Y(m)	I(m <sup>4</sup> )	σ <sub>b</sub> (Mpa)	σ̄ <sub>b</sub>	Observation	σ <sub>s</sub>	σ̄ <sub>s</sub>	Observation
x-x	18.55	12.32	0.0421	6.7274 × 10 <sup>-5</sup>	11.60	15	Vérifiée	198.19	201,64	vérifiée
y-y	3.05	2.01	0.0205	1.7435 × 10 <sup>-5</sup>	3.58	15	Vérifiée	182.76	201,64	vérifiée

✓ **En appuis**

**Tableau III.26 Vérification des contraintes en appuis**

Se ns	M <sub>a</sub> (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> /ml)	Y(m)	I(m <sup>4</sup> )	σ <sub>b</sub> (Mpa)	σ̄ <sub>b</sub>	Observation	σ <sub>s</sub>	σ̄ <sub>s</sub>	Observation
x-x/y-y	-10.91	7.70	0.0355	4.9219 × 10 <sup>-5</sup>	7.86	15	Vérifiée	181.29	201,64	vérifiée

➤ **Vérification à l'état limite de déformation**

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max \left[ \left( \frac{3}{80}, \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} \right) L_x \right] \\ A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \end{array} \right.$$

$e = 12 \text{ cm} > \max[(0.0375 L_x, 0.0425 L_x)] = 5.95 \text{ cm}$

$A_t^x = 12.32 > 4.5 \dots \dots \dots$  Condition non vérifié

**Commentaire :** la vérification de flèche est nécessaire.

➤ **Vérification de la flèche**

$$\left\{ \begin{array}{l} j = 3 \text{ KN/m}^2 \\ g = 4.36 \text{ KN/m}^2 \\ p = 7.86 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.27 Calcul de la flèche**

f <sub>gv</sub> (mm)	f <sub>ji</sub> (mm)	f <sub>pi</sub> (mm)	f <sub>gi</sub> (mm)	Δf (mm)	f <sub>adm</sub> (mm)	observation
1.41	0.39	1.33	0.65	1.70	2.8	vérifiée

On remarque bien que  $\Delta f < f_{adm}$ , La flèche est donc vérifiée. [3]

➤ Schéma de ferrailage

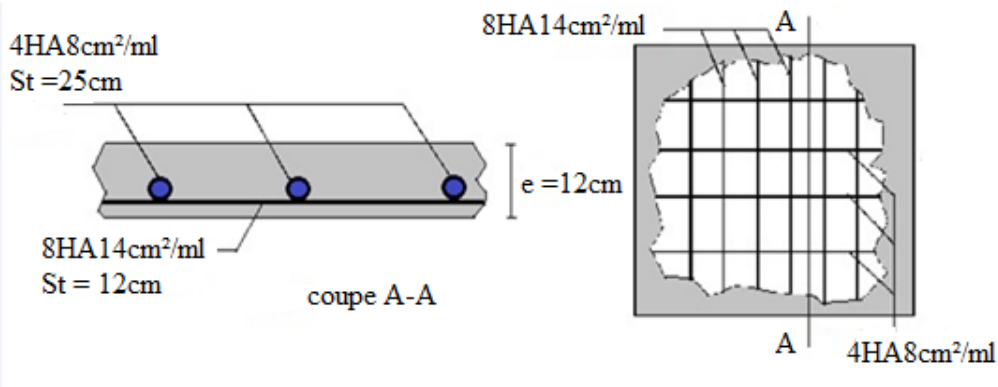


Figure III.12 Schéma de ferrailage de panneau DP2

Remarque : les panneaux (DP3 et DP4) sont ferrillés de la même manière.

III.2.2.1.3. Panneau DP5

C'est une dalle sur trois appuis d'épaisseur  $e = 12\text{cm}$ . Elle est illustrée sur la figure suivante :

$$\begin{cases} L_x = 1.2\text{m} \\ L_y = 1.7\text{m} \end{cases}$$

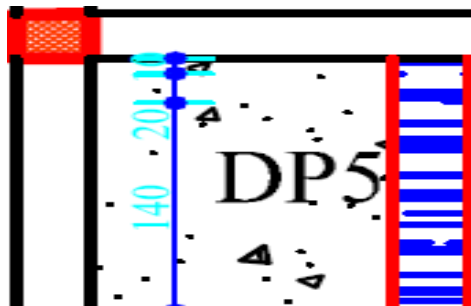


Figure III.13 Dalle sur trois appuis panneau DP5

$$\begin{cases} G = 4.36\text{KN/m}^2 \\ Q = 3.5\text{KN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} P_u = 11.14\text{KN} \\ P_s = 7.86\text{KN} \end{cases} \text{ Avec :} \\ \text{ELU: } P_u = (1.35 \times 4.36) + (1.5 \times 3.5) = 11.14\text{KN/m}^2$$

$$\text{ELS: } P_s = 4.36 + 3.5 = 7.86 \text{ KN/m}^2$$

➤ Evaluation des moments

On a :  $L_x = 1.2 \text{ m} > \frac{L_y}{2} = 0.85 \text{ m}$  donc :

$$\begin{cases} M_0^x = \frac{P}{24} L_y^3 \\ M_0^y = \frac{P}{8} L_y^2 \times (L_x - \frac{L_y}{2}) + \frac{P}{48} L_y^3 \end{cases}$$

Avec :

ELU :

$$\begin{cases} M_0^x = \frac{11.14}{24} 1.7^3 = 2.28\text{KN.m} \\ M_0^y = \frac{11.14}{8} 1.7^2 \times (1.2 - \frac{1.7}{2}) + \frac{11.14}{48} 1.7^3 = 2.55\text{KN.m} \end{cases}$$

ELS :

$$\begin{cases} M_0^x = \frac{7.86}{24} 1.7^3 = 1.61 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \frac{7.86}{8} 1.7^2 \times \left(1.2 - \frac{1.7}{2}\right) + \frac{7.86}{48} 1.7^3 = 1.79 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moment corrigés**

✓ **En travée**

$$\text{ELU: } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 2.28 = 1.94 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 2.55 = 2.17 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS: } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 1.61 = 1.37 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 1.79 = 1.52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **En appuis**

$$\text{ELU: } M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -0.5 \times 2.28 = -1.14 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS: } M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -0.5 \times 1.61 = -0.81 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferraillage**

Tableau III.28 Ferraillage de panneau DP5 en travée et en appuis

En travée					
Sens	$M_t$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	A	Z(m)	A calculée (cm <sup>2</sup> /ml)
x-x	1.94	0.0169	0.0213	0.0892	0.62
y-y	2.17	0.0189	0.0238	0.0891	0.69
En appuis intermédiaires					
Sens	$M_a$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	A	Z(m)	A calculée (cm <sup>2</sup> /ml)
x-x/y-y	-1.14	0.0099	0.0125	0.0896	0.37

➤ **Condition de non fragilité en travée**

*Sens x-x*

$$A_{\min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) \times b \times e = \frac{8.10^{-4}}{2} \times (3 - 0.71) \times 100 \times 12 = 1.10 \text{ cm}^2 > A_{\text{calculé}}$$

On ferraillera avec  $A_{\min}$

*Sens y-y*

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 8.10^{-4} \times 100 \times 12 = 0.96 \text{ cm}^2 > A_{\text{calculé}}$$

On ferraillera avec  $A_{\min}$

On opte pour une section de ferraillage:

✓ **En travée** : Sens x-x : 3HA8 = 1.51 cm<sup>2</sup>  
Sens y-y : 3HA8 = 1.51 cm<sup>2</sup>

✓ **en appuis** : 3HA8 = 1.51 cm<sup>2</sup>

➤ **Espacement des barres**

**Sens x-x** : on opte pour  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2e, 25 \text{ cm})$

**Sens y-y** : on opte pour  $S_t = 33 \text{ cm} \leq \min(4e, 45 \text{ cm})$

➤ **Vérification à l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \frac{0,07f_c28}{\gamma_b} = 1.16\text{MPa}$$

$$V_{ux} = (Pu \times L_x / 2) \times L_y^4 / (L_y^4 + L_x^4) \Rightarrow V_{ux} = 5.35\text{KN}$$

$$V_{uy} = (Pu \times L_y / 2) \times L_x^4 / (L_y^4 + L_x^4) \Rightarrow V_{uy} = 1.88\text{KN}$$

**Sens x-x**

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{5.35}{1 \times 0.09} \times 10^{-3} = 0.0595\text{MPa} < 1.16\text{MPa}$$

**Sens y-y**

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{1.88}{1 \times 0.09} \times 10^{-3} = 0.0208\text{MPa} < 1.16\text{MPa}$$

**Donc:** les armatures transversal ne sont pas nécessaire.

➤ **Vérification des contraintes**

✓ **En travée**

**Tableau III.29 Vérifications des contraintes en travée**

Se ns	M <sub>t</sub> (KN .m)	A (cm <sup>2</sup> / ml)	Y(m)	I(m <sup>4</sup> )	σ <sub>b</sub> ( Mpa )	σ̄ <sub>b</sub>	Observa tion	σ <sub>s</sub> (M pa)	σ̄ <sub>s</sub>	Observ ation
x-x	1.37	1.51	0.018 1	1.3686 × 10 <sup>-5</sup>	1.80	15	Vérifiée	107.8 4	201,6 4	vérifié e
y-y	1.52	1.51	0.018 1	1.3686 × 10 <sup>-5</sup>	2.02	15	Vérifiée	120.5 4	201,6 4	vérifié e

✓ **En appuis**

**Tableau III.30 Vérification des contraintes en appuis**

Se ns	M <sub>a</sub> (KN .m)	A (cm <sup>2</sup> / ml)	Y(m)	I(m <sup>4</sup> )	σ <sub>b</sub> ( Mpa )	σ̄ <sub>b</sub>	Observa tion	σ <sub>s</sub> (M pa)	σ̄ <sub>s</sub>	Observ ation
x- x/y -y	- 0.81	1.51	0.018 1	1.3686 × 10 <sup>-5</sup>	1.06	15	Vérifiée	63.44	201,6 4	vérifié e

➤ **Vérification à l'état limite de déformation**

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$✓ e \geq \max \left[ \left( \frac{3}{80}, \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} \right) L_x \right]$$

$$✓ A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e}$$

$$e = 12 \text{ cm} > \max[(0.0375 L_x, 0.0425 L_x)] = 5.1\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$A_t^x = 1.51 < 4.5$ .....Condition vérifiée.

**Commentaire :** La vérification de la flèche n'est pas nécessaire. [3]

➤ **Schéma de ferrailage**

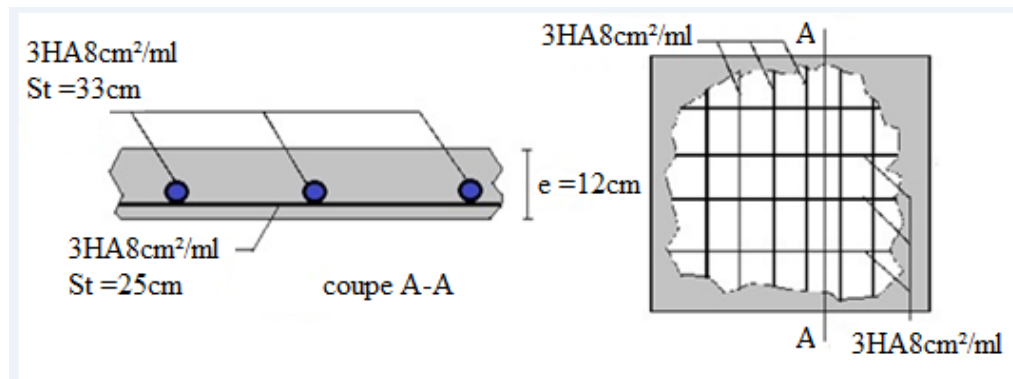


Figure III.14 Schéma de ferrailage de panneau DP5

**III.2.2.1.4. Panneau DP6**

C'est une dalle sur quatre appuis perpendiculaires d'épaisseur  $e = 12$ cm. Elle est illustrée sur la figure suivante :

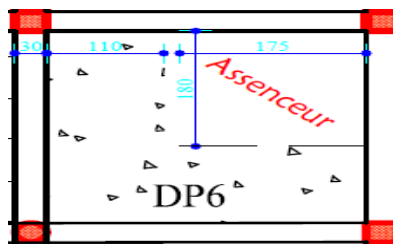


Figure III.15 Dalle sur quatre appuis panneau DP6

$$\begin{cases} L_x = 3\text{m} \\ L_y = 3\text{m} \end{cases} \rightarrow \rho = \frac{3}{3} = 1 > 0.4 \rightarrow \text{dalle travaille dans les deux sens}$$

➤ **Calcul des moments**

✓ **En travée :**

$$\text{Elu: } \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times P_U \times L_x \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \end{cases}$$

$$\text{Avec: } \begin{cases} P_u = 1.35G + 1.5Q \\ P_u = 1.35(4.34) + 1.5(2.5) = 9.61 \text{KN/m} \end{cases} \quad \begin{cases} P_s = G + Q \\ P_s = 4.3 + 2.5 = 6.84 \text{KN/m} \end{cases}$$

$$\text{D'après le tableau de l'annexe (1) on a: } \begin{cases} \text{ELU: } \vartheta = 0, \rho = 1 & \mu_x = 0.0368 \text{ et } \mu_y = 1 \\ \text{ELS: } \vartheta = 0,2, \rho = 1 & \mu_x = 0.0441 \text{ et } \mu_y = 1 \end{cases}$$

Donc :

$$\text{ELU: } \begin{cases} M_0^x = 0.0368 \times 9.61 \times 3^2 = 3.18 \text{KN.m} \\ M_0^y = 3.18 \times 1 = 3.18 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS: } \begin{cases} M_0^x = 0.0441 \times 6.84 \times 3^2 = 2.27 \text{KN.m} \\ M_0^y = 2.27 \times 1 = 2.27 \text{KN.m} \end{cases}$$

**Calcul des moments corrigés :**✓ **En travée**

$$\text{ELU : } \begin{cases} M_t^x = 0.75 \times M_0^x = 0.75 \times 3.18 = 2.39 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times M_0^y = 0.75 \times 3.18 = 2.39 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS : } \begin{cases} M_t^x = 0.75 \times 2.27 = 2.04 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times 2.27 = 2.04 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **En appuis de rive**

$$\text{ELU : } M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -0.5 \times 3.18 = -1.59 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -0.5 \times 2.27 = -1.36 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferraillage**

Le ferraillage se fera à la flexion simple d'une section de 1 m et d'épaisseur  $e = 12$  cm les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.31 Ferraillage de panneau DP6 en appuis et en travée**

En travée					
Sens	$M_t$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	A	Z(m)	A calculée (cm <sup>2</sup> /ml)
x-x	2.39	0.0168	0.0212	0.0992	0.69
y-y	2.39	0.0168	0.0212	0.0992	0.69
En appuis					
x-x/y-y	-1.59	0.0112	0.0141	0.0994	0.46

➤ **Condition de non fragilité**✓ **En travée***Sens x-x*

$$A_{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e = (8.10^{-4} / 2) \times (3 - 1) \times 100 \times 12 = 0.96 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_{\min} > A_{\text{calculée}}$$

On ferraillera avec  $A_{\min}$ *Sens y-y*

$$A_{\min} = \rho \times b \times e = 8.10^{-4} \times 100 \times 12 = 0.96 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_{\min} > A_{\text{calculée}}$$

On ferraillera avec  $A_{\min}$ ✓ **En appuis**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 10 \times \frac{2.1}{400} = 1.21 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad A_{\min} > A_{\text{calculée}}$$

On ferraillera avec  $A_{\min}$ 

On opte pour une section de ferraillage:

- ✓ **En travée :** Sens x-x : 3HA8 = 1.51 cm<sup>2</sup>  
Sens y-y : 3HA8 = 1.51 cm<sup>2</sup>
- ✓ **en appuis :** 3HA8 = 1.51 cm<sup>2</sup>



➤ **Espacement des barres**

*Sens x-x* : on opte pour  $S_t = 33\text{cm} < \min(3e, 33\text{cm})$

*Sens y-y* : on opte pour  $S_t = 33\text{cm} < \min(4e, 45\text{cm})$

➤ **Vérification à l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \frac{0,07f_c28}{\gamma b} = 1.16\text{MPa}$$

$$V_{ux} = (Pu \times L_x / 2) \times L_y^4 / (L_y^4 + L_x^4) \Rightarrow V_{ux} = 7.21\text{KN}$$

$$V_{uy} = (Pu \times L_y / 2) \times L_x^4 / (L_y^4 + L_x^4) \Rightarrow V_{uy} = 7.21\text{KN}$$

*Sens x-x*

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{7.21}{1 \times 0.09} \times 10^{-3} = 0.0801\text{MPa} < 1.16\text{MPa}$$

*Sens y-y*

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{7.21}{1 \times 0.09} \times 10^{-3} = 0.0801\text{MPa} < 1.16\text{MPa}$$

**Donc:** les armatures transversal ne sont pas nécessaire.

➤ **Vérification des contraintes**

Après tout calcul fait les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous:

✓ **En travée**

**Tableau III.32 Vérification des contraintes en travée**

Sens	M <sub>t</sub> (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> /ml)	Y(m)	I(m <sup>4</sup> )	σ <sub>b</sub> (Mpa)	σ̄ <sub>b</sub> (MPa)	Observation
x-x	2.04	1.51	0.0191	1.7147×10 <sup>-5</sup>	2.27	15	Vérifiée
y-y	2.04	1.51	0.0191	1.7147×10 <sup>-5</sup>	2.27	15	vérifiée

✓ **En appuis**

**Tableau III.33 Vérification des contraintes en appuis**

Sens	M <sub>a</sub> (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> /ml)	Y(m)	I(m <sup>4</sup> )	σ <sub>b</sub> (Mpa)	σ̄ <sub>b</sub> (MPa)	Observation
x-x/y-y	-1.36	1.51	0.0191	1.7147×10 <sup>-5</sup>	2.27	15	Vérifiée

➤ **Vérification à l'état limite de déformation**

Si les deux conditions sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche :

$$\begin{cases} e \geq \max \left[ \left( \frac{3}{80}, \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} \right) L_x \right] \\ A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \end{cases}$$

$e = 12\text{ cm} < \max[(0,0375, 0,0449)L_x] = 13.47\text{ cm}$  .....Condition non vérifiée.

$A_t^x = 1.51 \leq 4.5$  .....Condition non vérifiée.

**Commentaire :** Le calcul de la flèche est nécessaire

$$\begin{cases} \Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \\ f_{admissible} = \begin{cases} \frac{l}{500}, l \leq 5\text{ m}. \\ 0.5\text{ cm} + \frac{l}{1000}, l > 5\text{ m}. \end{cases} \\ \Delta f \leq f_{admissible} \end{cases}$$

$f_{gv}$  Et  $f_{gi}$ : Les flèches différées et instantanées respectivement dues à l'ensemble des charges permanentes totales (poids propre + revêtement + cloisons).

$f_{ji}$ : La flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre + cloisons).

$f_{pi}$ : La flèche instantanée due aux charges totales (G+Q).

J : La charge permanente au moment de la mise des cloisons.

g : La charge permanente après la mise des cloisons.

p : La somme des charges permanentes et charges d'exploitation. [3]

➤ **Vérification de la flèche**

$$\begin{cases} j = 3\text{ KN/m}^2 \\ g = 4.34\text{ KN/m}^2 \\ p = 6.84\text{ KN/m} \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.34 Vérification de la flèche panneau DP6**

$f_{gv}$ (mm)	$f_{ji}$ (mm)	$f_{pi}$ (mm)	$f_{gi}$ (mm)	$\Delta f$ (mm)	$f_{adm}$ (mm)	observation
0.66	0.15	0.35	0.22	0.64	6	<b>vérifiée</b>

On remarque bien que  $\Delta f < f_{adm}$ , La flèche est donc vérifiée.

• **Armatures de renforcements**

Cette dalle présente une ouverture de dimensions  $a = 1.95\text{ m}$  et  $b = 2.05\text{ m}$  donc on calcule la longueur des barre de renforcement dispose de part et d'outre de l'ouverture.

$l_f = a + b + 2l_s$  Avec :  $l_s = 40\emptyset$  pour HA.

**Sens L<sub>X</sub> :**  
 $l_s = 40 \times 0.8 = 32\text{ cm}$   
 $l_f = 1.95 + 2.05 + 2 \times 0.32$   
 $l_f = 4.64\text{ m}$

**Sens L<sub>Y</sub> :**  
 $l_s = 40 \times 0.8 = 32\text{ cm}$   
 $l_f = 1.95 + 2.05 + 2 \times 0.32$   
 $l_f = 4.64\text{ m}$

➤ Schéma de ferrailage

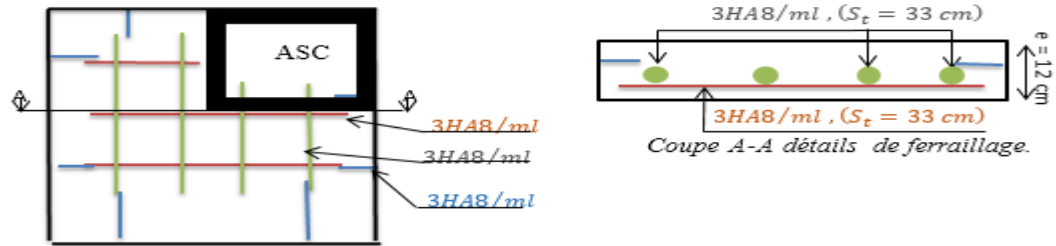


Figure III.16 Schéma de ferrailage de panneau DP6

III.3. Etude de l'acrotère

III.3.1. Hypothèses de calcul

- ✓ Le calcul se fera pour une bande de 1 ml
- ✓ La fissuration est considéré préjudiciable
- ✓ L'acrotère sera calculé en flexion composée

Les dimensions de l'acrotère sont adoptées d'après les plans d'architecture comme elles sont montrées sur la figure avec :

$$S = 0.6 \times 0.15 + (0.17 + 0.08) \times 0.11 / 2$$

$$S = 0.1037m^2$$

III.3.2. Evaluation des charges

- ✓ Poids propre et la surcharge d'exploitation

$$G = 3kn / ml$$

- ✓ La force sismique

$$Q = 1KN / ml$$

La force sismique horizontale  $F_p$  est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \dots \dots (\text{RPA99/2003, Art 6.2.3}) [1]$$

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

$C_p$  : Facteur de force horizontale ( $C_p = 0.8$ ).

$W_p$  : Poids de l'acrotère.

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 3 = 1.44KN$$

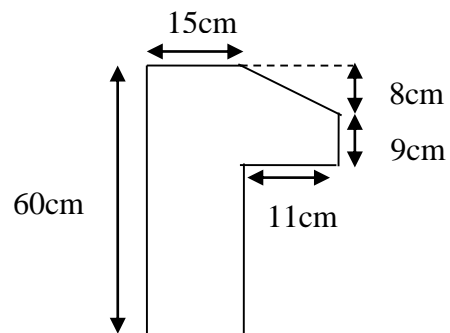


Figure III.17 Schéma de L'acrotère

### III.3.3. Calcul des sollicitations

✓ *calcul du centre de pression*

Les coordonnées du centre de pression sont données comme suit :

$$x_c = \frac{\sum A_i \times x_i}{\sum A_i}, y_c = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i} \quad \sum A_i = S$$

$$x_c = 9.32 \text{ cm}$$

$$y_c = 32.7 \text{ cm}$$

✓ *L'acrotère est soumis à:*

$$\begin{cases} M_G = 0 \text{ KN.m} \\ M_Q = Q \times h \implies M_Q = 1 \times 0.60 = 0.60 \text{ KN.m} \implies M_Q = 0.60 \text{ KN.m} \\ M_{Fp} = F_p \times Y_c \implies M_{Fp} = 1.44 \times 0.327 = 0.47 \text{ KN.m} \implies M_{Fp} = 0.47 \text{ KN.m} \end{cases}$$

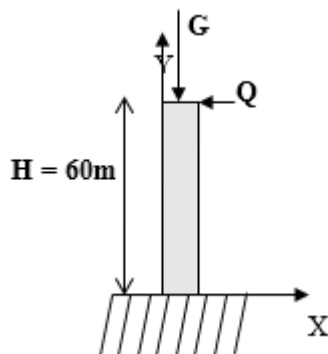


Figure III.18 Les sollicitations sur L'acrotère

✓ *Différentes combinaisons à utiliser*

Tableau III.35 Différentes combinaisons à utiliser

<i>Différentes combinaisons à utiliser</i>			
Sollicitation	ELU accidentelle	ELU	ELS
		G + Q + F <sub>p</sub>	1,35×G + 1,5×Q
N (KN)	3	4.05	3
M (KN)	1.07	0.9	0.6

### III.3.4. Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion composée

✓ *Calcul de l'excentricité*

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= M_u / N_u = 1.07 / 3 = 35.66 \text{ cm} \\ h/6 &= 0.15 / 6 = 2.5 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \implies e_0 > h/6$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et N<sub>u</sub> est un effort de compression dont la section est partiellement comprimée

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple avec M<sub>ua</sub> = N<sub>u</sub> × e, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis -à- vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement)

On remplace l'excentricité réelle ( $e = M_u/N_u$ ) par une excentricité totale de calcul dont l'expression est :  $e = e_0 + e_a + e_2$

**Avec :**

$e_0$  : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes avant l'application des excentricités additionnelles définies ci-après.

$e_a$  : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$e_a = \max(2cm \cdot L/250)$ , tels que L: portée de l'élément  $L = 60cm$

$e_a = \max(2cm \cdot 60/250) = \max(2cm ; 0.24cm) = 2cm$

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha\phi) \dots\dots\dots \text{(RPA Art A.4.3.5) [1]}$$

$\phi$  : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0$$

$l_f$  : Longueur de flambement.

$$l_f = 2 \times l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2m \Rightarrow e_2 = 0.58cm$$

$$\text{D'où : } e = 35.66 + 0.58 + 2 = 38.24cm$$

Les sollicitations deviennent alors :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 3 \text{ KN} \\ M_u = 3 \times 0.3824 = 1.15 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

• **Calcul à L'ELU**

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

$e_0 > H/6 \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée, donc on se ramène à un calcul à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_F$  rapporté au centre de gravité des armatures tendues

$$M_F = M_u + N_u (d - h/2) = 1.15 + 3 (0.12 - 0.15/2) = 1.285 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_F = 1.285 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.285 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} = 0.0063 \\ \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.0079 \end{array} \right.$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.119m$$

$$A_1 = \frac{M_f}{z \times f_{st}} = \frac{1.285 \times 10^{-3}}{0.119 \times 348} = 0.31 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} \Rightarrow A = 0.31 - \frac{3 \times 10^{-3}}{348} = 0.31 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} = 1.44 \text{ cm}^2$$

$$A < A_{\min} \Rightarrow \text{On adopte: } A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / ml$$

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 4HA6 = 1.13 cm<sup>2</sup>

- **L'espacement :**

✓ **Armature principale**

$$S_t \leq \frac{b}{3} = \frac{100}{3} = 33.3 \text{ cm}; \text{ soit } S_t = 25 \text{ cm}$$

✓ **Armature de répartition**

$$S_t \leq \frac{b}{3} = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} \implies \text{Soit : } S_t = 25 \text{ cm}$$

- **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$V_u = F_p + Q = 1.44 + 1 = 2.44 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 2.44 \times 10^{-3} / (1 \times 0.12) = 0.020 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min(0.2 \times f_{c28} / 1.5; 4 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min(3.33; 4 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq 3.33 \text{ Mpa}$$

$\implies \tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots$  Condition vérifiée

- **Calcul à l'ELS :**

Les vérifications à effectuer dans le cas de fissuration préjudiciable sont :

- ✓ Contrainte limite du béton
- ✓ Contrainte limite de l'acier

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de façon suivante :

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$d = 0.12 \text{ m}$$

$$c = d - e_G$$

Tel que  $e_G$  : distance du centre de pression **C** à la fibre la plus comprimée **B** de la section.

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{3} = 0.2 \text{ m} > h / 2 = 0.075 \text{ m}$$

$$\implies c = 0.12 - 0.2 = -0.08 \text{ m} (C < 0 \text{ et } y_c > 0) \quad C \text{ à l'extérieur de la section.}$$

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$y_c^3 + p * y_c + q = 0$$

Tel que :

$$p = -3 \times c^2 + (d - c) \frac{90 \times A_s}{b}$$

$$q = -2 \times c^3 - (d - c)^2 \frac{90 \times A_s}{b}$$

$$\begin{cases} P = -3 \times 0.08^2 + (0.12 - 0.08) \frac{90 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1} = -0.01847 \text{ m}^2 \\ q = -3 \times 0.08^3 + (0.12 - 0.08)^2 \frac{90 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1} = 0.0015 \text{ m}^3 \end{cases}$$

Par itération  $y_c = 0.275\text{m}$ . Donc,  $y=0.0187\text{m}$

✓ **Calcul des contraintes :**

$$\mu_t = \frac{b}{2} y^2 - 15A(d - y) = 1.29 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_{Ser}}{\mu_t} y = 3.91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 \times N_{Ser}}{\mu_t} (d - y) = 35.26 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}, FN \end{cases}$$

• **Schéma de ferrailage**

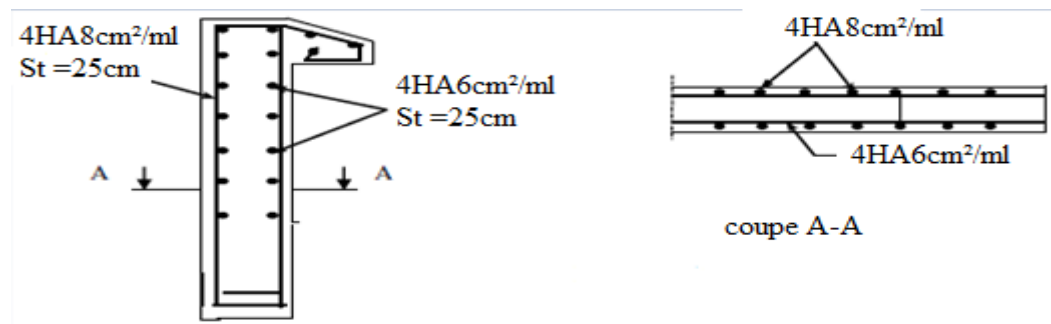


Figure III.19 Schéma de ferrailage de L'acrotère

### III.4. Etude la poutre de chaînage

#### III.4.1. Dimensionnement (RPA 99/2003 article 9.3.3) [1]

Les dimensions minimales préconisées pour le chaînage sont

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

$$L_{max} = 4.7\text{m}$$

- ✓ Hauteur minimale  $h \geq 31.33 \text{ cm}$ .
- ✓ Largeur minimale  $b \geq 2/3$  de l'épaisseur du mur.  
On opte :  $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$ .

#### III.4.2. Sollicitations

Le chaînage est conçu pour reprendre son poids propre ainsi que le poids des cloisons qu'il supporte. Il est calculé (comme une poutre simplement appuyée) en flexion simple, avec vérification de l'effort tranchant au niveau des appuis.

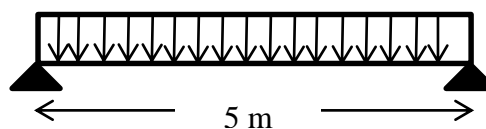


Figure III.20 Schéma statique de la poutre de chaînage

Les sollicitations les plus défavorables sont données comme suite :

- ✓  $G_{p.c} = 25 \times 0.35 \times 0.3 = 2.625 \text{ KN/ml}$ .
- ✓  $G_{mur} = 2.76 (3.06 - 0.40) = 7.34 \text{ KN/ml}$ .

- **Calcul des moments :**

$$\text{ELU} \begin{cases} q_u = 1.35(G_{p.c} + G_{mur}) = 13.45 \text{ KN/ml} \\ M_u = q_u \times l^2 / 8 = 37.13 \text{ KN.m} \\ V_u = q_u \times l / 2 = 31.6 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} q_s = G_{p.c} + G_{mur} = 9.965 \text{ KN/ml} \\ M_s = q_s \times l^2 / 8 = 27.51 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Correction des moments :**

$$\text{Travée} \begin{cases} M_T^u = 0.85 M_u = 31.56 \text{ KN.m} \\ M_T^s = 0.85 M_s = 23.38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Appuis} \begin{cases} M_a^u = -0.5 M_u = -18.56 \text{ KN.m} \\ M_a^s = -0.5 M_s = -13.75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### III.4.3. Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple

Tableau III.36 Ferrailage de la poutre de chaînage

Ferrailage de la poutre de chaînage							
	$M^u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$z$ (m)	$A_{calculé}$ ( $cm^2$ )	$A_{choisie}$ ( $cm^2$ )	$A_{min}$ ( $cm^2$ )
Travée	31.56	0.0724	0.0940	0.308	2.94	3HA12 = 3.39	$0.23bd f_{t28}/f_e = 1.15$
Appuis	- 18.56	0.0428	0.0547	0.312	1.71	3HA10 = 2.36	$0.23bd f_{t28}/f_e = 1.15$

#### III.4.3.1. Vérifications ELU

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.329 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{1.5} f_{c28}, 4 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}, FN$$

➤ **Calcul des armatures transversales**

$$A_t = 1 \text{ cadre } \phi_8 + 1 \text{ étrier } \phi_8 = 4\phi_8 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

➤ **Calcul de l'espacement**

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 b} = 67 \text{ cm}; S_t \leq \min[0.9d, 40 \text{ cm}] = 28.8 \text{ cm}.$$

$$S_t \leq \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha) A_t}{b(\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28})}; k = 1, \text{ car } \begin{cases} FN \\ \text{sans reprise de bétonnage.} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \boxed{S_t = 25 \text{ cm}}$$



**III.4.3.2. Vérifications ELS**

➤ **Vérification de la contrainte dans le béton**

**Tableau III.37 Vérification de la contrainte dans le béton**

	$M^s$ (KN.m)	$Y$ (m)	$I$ (m <sup>4</sup> )	$\sigma_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)
<b>Travée</b>	23.38	0.0885	$3.4183 \times 10^{-4}$	6.05	15
<b>Appuis</b>	- 13.75	0.0758	$2.5465 \times 10^{-4}$	4.09	15

➤ **Etat limite de déformation**

• **Evaluation de la flèche**

- ✓  $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$
- ✓  $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
- ✓  $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$

$\frac{35}{470} = 0.074m \leq \frac{23.38}{10 \times 27.51} = 0.084m$ .....Condition non vérifiée.

$\frac{3.39}{30 \times 32} = 3.5 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{400} = 0.01$ .....Condition vérifiée.

$\frac{35}{470} = 0.074m \geq \frac{1}{16} = 0.062m$ .....Condition vérifiée.

**Commentaire :** La première condition est non vérifiée, calcul de la flèche est nécessaire

➤ **Calcul de flèche**

$j = 3 \text{ KN/m}^2$

$g = 4.36 \text{ KN/m}^2$

$p = 7.86 \text{ KN/m}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

$f_{gv}$ (mm)	$f_{ji}$ (mm)	$f_{pi}$ (mm)	$f_{gi}$ (mm)	$\Delta f$ (mm)	$f_{adm}$ (mm)	Observation
8.41	0.38	4.83	4.83	8.03	9.4	<b>Vérifiée</b>

⇒ La flèche est vérifiée.

➤ Schéma de ferrailage

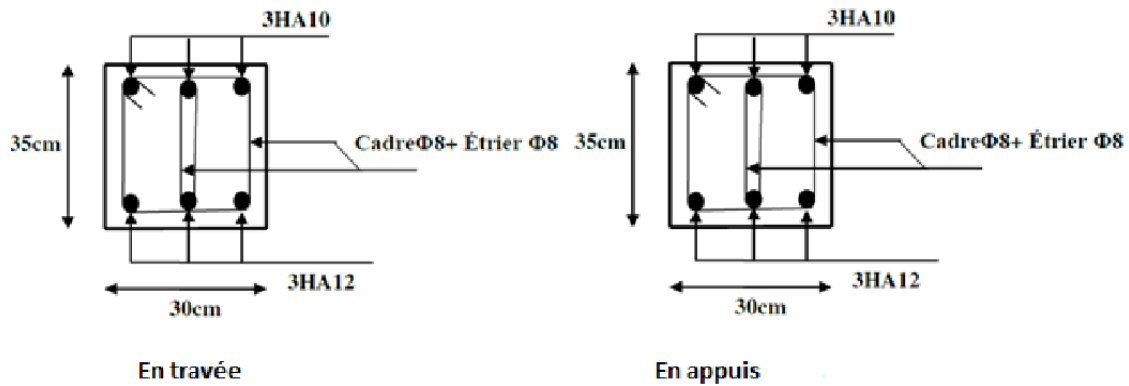


Figure III.21 Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

**III.5. Étude des escaliers :**

Le calcul des sollicitations se fait par la méthode RDM.

Les escaliers se calculent à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre de portée « L » uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose.

**III.5.1. Étude de type d'escalier courant**

D'après le pré dimensionnement, l'épaisseur de la paillasse  $e = 18$ , le calcul se fait pour une bande de 1m.

➤ Evaluation des charges

✓ Volée :

$$G_{\text{volée}} = 8.53 \times 1 = 8.53 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{volée}} = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

✓ Palier :

$$G_{\text{palier}} = 5.81 \times 1 = 5.81 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{palier}} = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

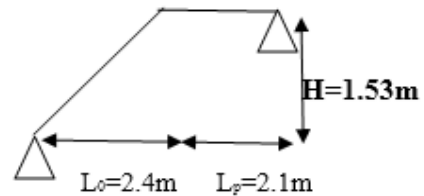


Figure III.22 Schéma d'escalier courant

➤ Combinaison des charges :

$$\text{L'ELU : } \begin{cases} q_{vu} = 1.35G_v + 1.5Q_v = 15.27 \text{ KN/ml} \\ q_{pu} = 1.35G_p + 1.5Q_p = 11.59 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

L'ELS :

$$\begin{cases} q_{vs} = G_v + Q_v = 11.03 \text{ KN/ml} \\ q_{ps} = G_p + Q_p = 8.31 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

**III.5.1.1. Calcul des sollicitations :**

❖ ELU

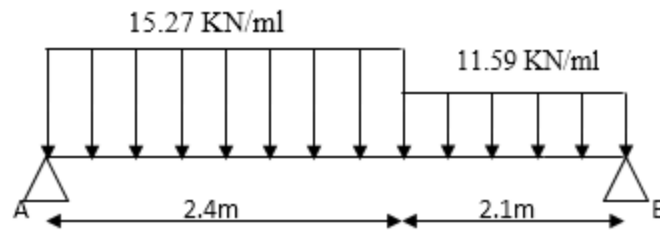


Figure III.23 Schéma statique de l'escalier courant à L'ELU

• **Les réactions d'appuis :**

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_A + R_B - 15.27 \times (2.4) - 11.59 \times (2.1) = 0 \\ R_A + R_B = 60.99KN \end{cases}$$

$$\sum M/B \Rightarrow \begin{cases} 15.27 \times (2.4) \times (3.3) + 11.59 \times (2.1) \times (1.05) - R_A \times (4.5) = 0 \\ R_A = 32.55KN \\ R_B = 28.44KN \end{cases}$$

• **Les efforts internes :**

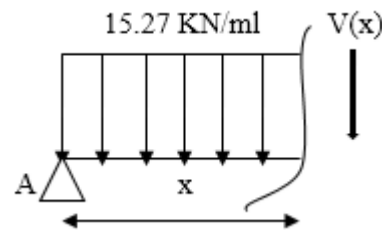
✓ **Tronçons 1 : 0 ≤ X ≤ 2.4**

$$V(x) = -15.27x + 32.55$$

$$\begin{cases} V(0) = 32.55 \text{ KN} \\ V(2.4) = -4.1 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -7.635x^2 + 32.55x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2.4) = 34.14 \text{ KN.m} \end{cases}$$



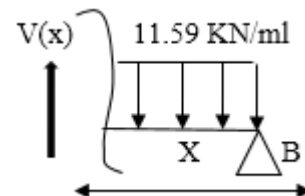
✓ **Tronçons 2 : 0 ≤ X ≤ 2.1**

$$V(x) = 11.59x - 28.44$$

$$\begin{cases} V(0) = -28.44 \text{ KN} \\ V(2.1) = -4.1 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -5.795x^2 + 28.44x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2.1) = 34.14 \text{ KN.m} \end{cases}$$

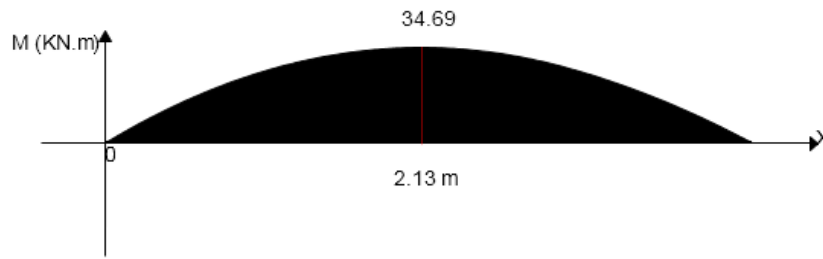


• **Diagrammes des moments et des efforts tranchant à L'ELU :**

✓ **Efforts tranchants :**



✓ **Moments fléchissant :**



❖ **ELS :**

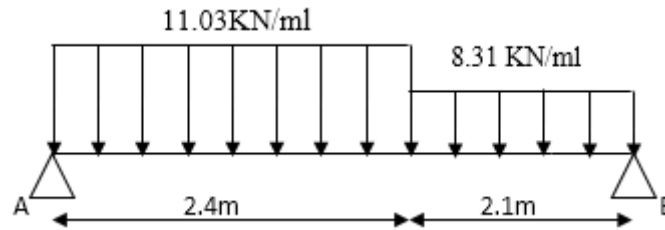


Figure III.24 Schéma statique de l'escalier courant à L'ELS

• **Les réactions d'appuis :**

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_A + R_B - 11.03 \times (2.4) - 8.31 \times (2.1) = 0 \\ R_A + R_B = 43.92 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/B \Rightarrow \begin{cases} 11.03 \times (2.4) \times (3.3) + 8.31 \times (2.1) \times (1.05) - R_A \times (4.5) = 0 \\ R_A = 23.48 \text{ KN} \\ R_B = 20.44 \text{ KN} \end{cases}$$

• **Les efforts internes :**

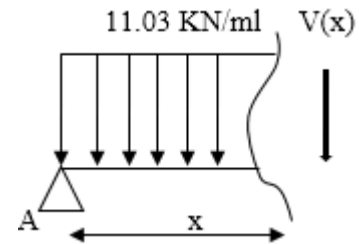
✓ **Tronçons 1 : 0 ≤ X ≤ 2.4**

$$V(x) = -11.03x + 23.48$$

$$\begin{cases} V(0) = 23.48 \text{ KN} \\ V(2.4) = -2.99 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -5.515x^2 + 23.48x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2.4) = 24.59 \text{ KN.m} \end{cases}$$



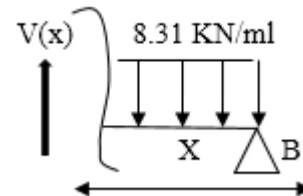
✓ **Tronçons 2 : 0 ≤ X ≤ 2.1**

$$V(x) = 8.31x - 20.44$$

$$\begin{cases} V(0) = -20.44 \text{ KN} \\ V(2.1) = -2.99 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -4.155x^2 + 20.44x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2.1) = 24.59 \text{ KN.m} \end{cases}$$

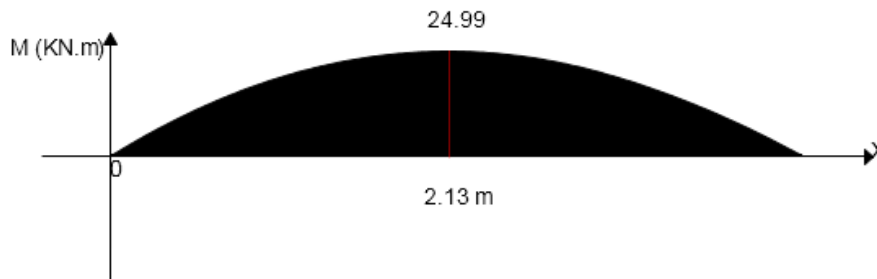


- Diagrammes des moments et des efforts tranchant à L'ELS :

- ✓ Efforts tranchants :



- ✓ Moments fléchissant :



### III.5.1.2. Calcul des moments

Le moment max se trouve au point qui correspond à  $V(x) = 0$ .

#### L'ELU:

$$V(x) = -15.27x + 32.55 = 0 \Rightarrow x = 2.13 \text{ m}$$

$$M(x) = M(2.13) = -7.635(2.13)^2 + 32.55(2.13) = 34.69 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_{t \max} = 0.75M_{\max} = 0.75 \times 34.69 = 26.02 \text{ KN.m} \\ M_{a \max} = -0.5M_{\max} = -0.5 \times 34.69 = -17.35 \text{ KN.m} \\ V = 32.55 \text{ KN} \end{cases}$$

#### L'ELS:

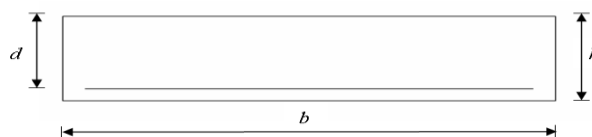
$$V(x) = -11.03x + 23.48 = 0 \Rightarrow x = 2.13 \text{ m}$$

$$M(x) = M(2.13) = -5.515(2.13)^2 + 23.48(2.13) = 24.99 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_{t \max} = 0.75M_{\max} = 0.75 \times 24.99 = 18.74 \text{ KN.m} \\ M_{a \max} = -0.5M_{\max} = -0.5 \times 24.99 = -12.59 \text{ KN.m} \\ V = 23.48 \text{ KN} \end{cases}$$

### III.5.1.3. Ferrailage

La fissuration est peu nuisible



❖ **En travée:**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{26.02}{1 \times 0.16^2 \times 14.2 \times 10^3}$$

$$\mu_{bu} = 0.072 < \mu_{lu} = 0.186 \Rightarrow (A_s' = 0).$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.092$$

$$A_s = \frac{M_u^t}{d(1-0.4\alpha)f_{st}} = \frac{26.02 \times 10^{-3}}{0.16(1-0.4 \times 0.092)348} \Rightarrow A_s = 4.85 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.16 \times \frac{2.1}{400} = 1.93 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s \geq A_{\min} = 1.93 \text{ cm}^2$$

On adopte 5HA12 d'une section  $A_s = 5.65 \text{ cm}^2$  avec un espacement :

$$S_t = b/n = 100/5 = 20 \text{ cm}$$

➤ **Les armatures de répartition:**

$$A_r = A_s/4 = 5.65/4 = 1.41 \text{ cm}^2$$

On adopte 3HA8 d'une section  $A_s = 1.51 \text{ cm}^2$  avec un espacement :

$$S_t = b/n = 100/3 = 33 \text{ cm}$$

❖ **En appui :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{17.35}{1 \times 0.16^2 \times 14.2 \times 10^3}$$

$$\mu_{bu} = 0.048 < \mu_{lu} = 0.186 \quad (\text{Pas d'armature comprimée } A_s = 0).$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.062$$

$$A_s = \frac{M_u^t}{d(1-0.4\alpha)f_{st}} = \frac{17.35 \times 10^{-3}}{0.16(1-0.4 \times 0.062)348} \Rightarrow A_s = 3.19 \text{ cm}^2$$

On adopte 3HA12 d'une section  $A_s = 3.39 \text{ cm}^2$  et avec un espacement :

$$S_t = b/n = 100/3 = 33 \text{ cm}$$

➤ **Les armatures de répartition:**

$$A_r = A_s/4 = 3.39/4 = 0.85 \text{ cm}^2$$

On adopte 3HA8 d'une section  $A_s = 1.51 \text{ cm}^2$  avec un espacement :

$$S_t = b/n = 100/3 = 33 \text{ cm}$$

➤ **Vérifications ELU**• **Vérification de l'effort tranchant:**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{32.55 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} = 0.2 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa} \dots \text{pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

• **Vérification de l'espacement des armatures :****En travée :**

Les armatures principales :  $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ .

Les armatures secondaires :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ .

**En appuis :**

Les armatures principales :  $S_t = 33 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ .

Les armatures secondaires :  $S_t = 33 \text{ cm} \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

➤ **Vérifications ELS**

• **Vérifications des contraintes de béton**

En travée :  $M_T^S = 18.74 \text{ KN.m}$

Tableau III.38 Vérification de contrainte de béton en travée

Vérification des contraintes en travée	
Calculs	Vérifications
$y = 0,0443 \text{ m}$	$\sigma_b = 5.82 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ <span style="border: 1px solid orange; border-radius: 10px; padding: 2px; display: inline-block;">Vérifiée</span>
$I = 1.4243 \times 10^{-4} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 5.82 \text{ MPa}$	

En appuis :  $M_a^S = 12.59 \text{ KN.m}$

Tableau III.39 Vérification de contrainte de béton en appuis

Vérification des contraintes en appuis	
Calculs	Vérifications
$y = 0,0355 \text{ m}$	$\sigma_b = 4.76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ <span style="border: 1px solid orange; border-radius: 10px; padding: 2px; display: inline-block;">Vérifiée</span>
$I = 9373 \times 10^{-4} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 4.76 \text{ MPa}$	

• **Vérifications de l'état limite de déformation**

Si les deux conditions sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

$$AN : \left\{ \begin{array}{l} e \geq \max \left[ \left( \frac{3}{80}, \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} \right) L_x \right] A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \\ e = 18 \text{ cm} \geq \max [ (0,0375, 0,0375) \times 4.5 ] = 16.87 \text{ cm} \dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ A_t^x = 4.85 \leq 8 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

**Commentaire :** Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

**III.5.1.4. Schéma de ferrailage de l'escalier**

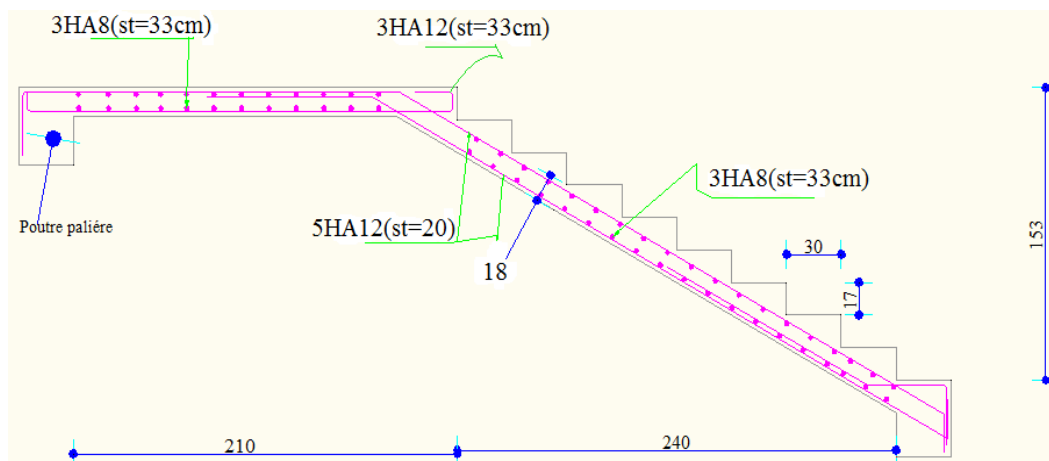


Figure III.25 Schéma de ferrailage de l'escalier courant

**III.5.2. Etude d'escalier de entre sol 2**

D'après le pré dimensionnement, l'épaisseur de la paillasse  $e = 18$ , le calcul se fait pour une bonde de 1m.

➤ **Evaluation des charges**

- ✓ **Volée :**  
 $G_{volée} = 10.21 \times 1 = 10.21 \text{ KN/ml}$   
 $Q_{volée} = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$
- ✓ **Palier :**  
 $G_{palier} = 5.81 \times 1 = 5.81 \text{ KN/ml}$   
 $Q_{palier} = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$

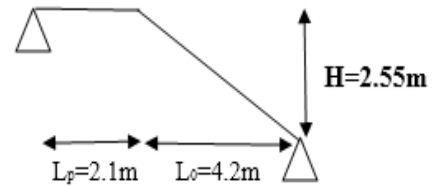


Figure III.26 Schéma d'escalier d'entre sol2

➤ **Combinaison des charges :**

L'ELU :

$$\begin{cases} q_{vu} = 1.35G_v + 1.5Q_v = 17.53 \text{ KN/ml} \\ q_{pu} = 1.35G_p + 1.5Q_p = 11.59 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

L'ELS :

$$\begin{cases} q_{vs} = G_v + Q_v = 12.71 \text{ KN/ml} \\ q_{ps} = G_p + Q_p = 8.31 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

**III.5.2.1. Calcul des sollicitations**

❖ **ELU**

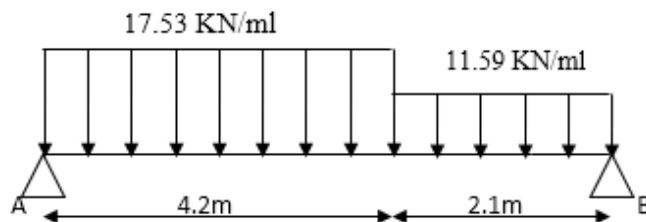


Figure III.27 Schéma statique de l'escalier d'entre sol2 à L'ELU

• **Les réactions d'appuis :**

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_A + R_B - 17.53 \times (2.4) - 11.59 \times (2.1) = 0 \\ R_A + R_B = 97.97 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/B \Rightarrow \begin{cases} 15753 \times (4.2) \times (4.2) + 11.59 \times (2.1) \times (1.05) - R_A \times (6.3) = 0 \\ R_A = 53.14 \text{ KN} \\ R_B = 44.83 \text{ KN} \end{cases}$$

• **Les efforts internes :**

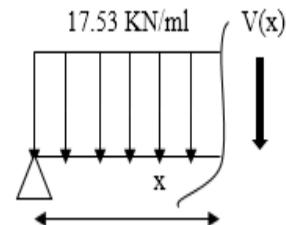
✓ **Tronçons 1 :  $0 \leq X \leq 4.2$**

$$V(x) = -17.53x + 53.14$$

$$\begin{cases} V(0) = 53.14 \text{ KN} \\ V(4.2) = -20.49 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -8.765x^2 + 53.14x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(4.2) = 68.85 \text{ KN.m} \end{cases}$$



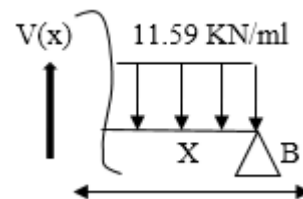
✓ **Tronçons 2 :  $0 \leq X \leq 2.1$**

$$V(x) = 11.59x - 44.83$$

$$\begin{cases} V(0) = -44.83 \text{ KN} \\ V(2.1) = -20.49 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -5.795x^2 + 44.83x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2.1) = 68.58 \text{ KN.m} \end{cases}$$



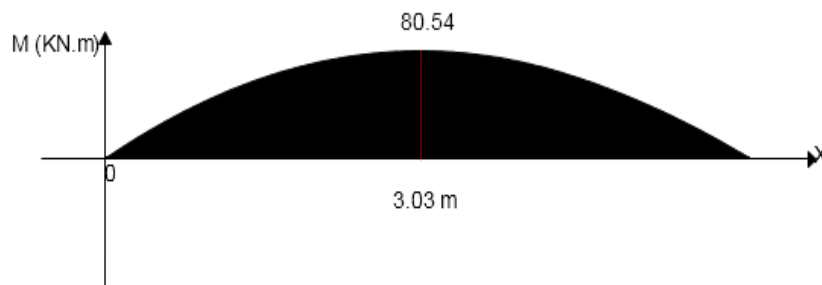


• Diagrammes des moments et des efforts tranchant à L'ELU :

✓ Efforts tranchants :



✓ Moments fléchissant :



❖ ELS :

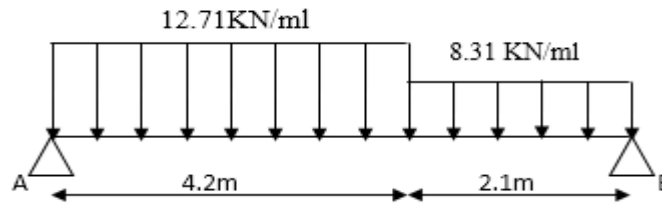


Figure III.28 Schéma statique d'escalier d'entre sol2 à L'ELS

• Les réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_A + R_B - 12.71 \times (4.2) - 8.31 \times (2.1) = 0 \\ R_A + R_B = 70.83 \text{KN} \end{cases}$$

$$\sum M/B \Rightarrow \begin{cases} 12.71 \times (4.2) \times (4.2) + 8.31 \times (2.1) \times (1.05) - R_A \times (6.3) = 0 \\ R_A = 38.5 \text{KN} \\ R_B = 32.33 \text{KN} \end{cases}$$

• Les efforts internes :

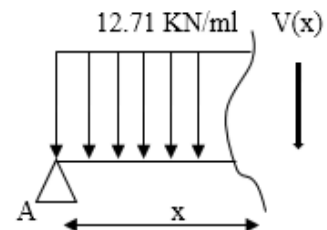
✓ Tronçons 1 :  $0 \leq X \leq 4.2$

$$V(x) = -12.71x + 38.5$$

$$\begin{cases} V(0) = 38.5 \text{KN} \\ V(4.2) = -14.88 \text{KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -6.355x^2 + 38.5x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{KN.m} \\ M(4.2) = 49.59 \text{KN.m} \end{cases}$$



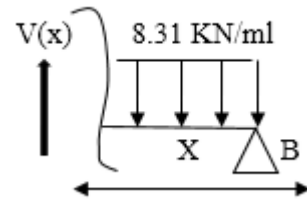
✓ **Tronçons 2 :  $0 \leq X \leq 2.1$**

$$V(x) = 8.31x - 32.33$$

$$\begin{cases} V(0) = -32.33 \text{ KN} \\ V(2.1) = -14.88 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -4.155x^2 + 32.33x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2.1) = 49.59 \text{ KN.m} \end{cases}$$

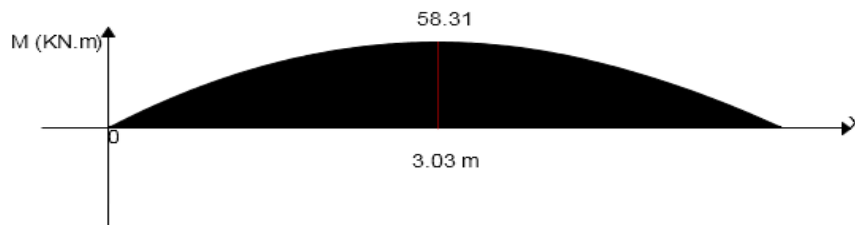


- **Diagrammes des moments et des efforts tranchant à L'ELS :**

✓ **Efforts tranchants :**



✓ **Moments fléchissant :**



**III.5.2.2. Calcul des moments**

Le moment max se trouve au point qui correspond à  $V(x) = 0$ .

**L'ELU:**

$$V(x) = -17.53x + 53.14 = 0 \Rightarrow x = 3.03 \text{ cm.}$$

$$M_t^u(x) = M_t^u(3.03) = -8.765(3.03)^2 + 53.14(3.03) = 80.54 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_t^u = 0.75 \times M_{t \max}^u = 0.75 \times 80.54 = 60.41 \text{ KN.m} \\ M_a^s = -0.5 \times M_{t \max}^u = -0.5 \times 80.54 = -40.27 \text{ KN.m} \\ V = 53.14 \text{ KN} \end{cases}$$

**L'ELS:**

$$V(x) = -12.71x + 38.50 = 0 \Rightarrow x = 3.03 \text{ cm.}$$

$$M_s^t(x) = M_s^t(3.03) = -6.355(3.03)^2 + 38.50(3.03) = 58.31 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_s^t = 0.75 M_{s \max}^t = 0.75 \times 58.31 = 43.73 \text{ KN.m} \\ M_a^s = -0.5 M_{s \max}^t = -0.5 \times 58.31 = -29.16 \text{ KN.m} \\ V = 38.50 \text{ KN} \end{cases}$$

**III.5.2.3. Ferrailage**

❖ **En travée:**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{60.41}{1 \times 0.22^2 \times 14.2 \times 10^3}$$

$$\begin{aligned}\mu_{bu} &= 0.088 < \mu_{lu} = 0.186 \Rightarrow (A_s' = 0). \\ \alpha &= 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.115 \\ A_s &= \frac{M_u^t}{d(1-0.4\alpha)f_{st}} = \frac{60.41 \times 10^{-3}}{0.22(1-0.4 \times 0.115)348} \Rightarrow A_s = 8.27 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.22 \times \frac{2.1}{400} = 2.66 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s \geq A_{\min} = 2.66 \text{ cm}^2$$

On adopte 6HA14 d'une section  $A_s = 9.24 \text{ cm}^2$  avec un espacement :

$$S_t = b/n = 100/6 = 17 \text{ cm}$$

➤ **Les armatures de répartition:**

$$A_r = A_s/4 = 9.24/4 = 2.31 \text{ cm}^2$$

On adopte 3HA10 d'une section  $A_s = 2.36 \text{ cm}^2$  avec un espacement :

$$S_t = b/n = 100/3 = 33 \text{ cm}$$

❖ **En appui :**

$$\begin{aligned}\mu_{bu} &= \frac{M_{au}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{40.27}{1 \times 0.22^2 \times 14.2 \times 10^3} \\ \mu_{bu} &= 0.0586 < \mu_{lu} = 0.186 \quad (\text{Pas d'armature comprimée } A_s' = 0).\end{aligned}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.075$$

$$A_s = \frac{M_u^t}{d(1-0.4\alpha)f_{st}} = \frac{40.27 \times 10^{-3}}{0.22(1-0.4 \times 0.075)348} \Rightarrow A_s = 5.42 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA14 d'une section  $A_s = 6.16 \text{ cm}^2$  et avec un espacement :

$$S_t = b/n = 100/4 = 25 \text{ cm}$$

➤ **Les armatures de répartition:**

$$A_r = A_s/4 = 6.16/4 = 1.54 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA8 d'une section  $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$  avec un espacement :

$$S_t = b/n = 100/4 = 25 \text{ cm}$$

➤ **Vérifications ELU**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{53.14 \times 10^{-3}}{1 \times 0.22} = 0.24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa} \dots \text{pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

• **Vérification de l'espacement des armatures :**

**En travée :**

$$\text{Les armatures principales : } S_t = 17 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$$

$$\text{Les armatures secondaires : } S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.}$$

**En appuis :**

$$\text{Les armatures principales : } S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$$

$$\text{Les armatures secondaires : } S_t = 33 \text{ cm} \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.}$$

➤ **Vérifications ELS**

• **Vérifications des contraintes de béton**

En travée :  $M_T^S = 43.73 \text{ KN.m}$

Tableau III.40 Vérification de la contrainte de béton en travée

Vérification des contraintes en travée	
Calculs	Vérifications
$y = 0,0654 \text{ m}$	$\sigma_b = 6.74 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ <span style="border: 1px solid orange; border-radius: 10px; padding: 2px;">Vérifiée</span>
$I = 4.2451 \times 10^{-4} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 6.74.33 \text{ MPa}$	

En appuis :  $M_a^S = 29.16 \text{ KN.m}$

Tableau III.41 Vérification de la contrainte de béton en appuis

Vérification des contraintes en appuis	
Calculs	Vérifications
$y = 0,0551 \text{ m}$	$\sigma_b = 5.24 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ <span style="border: 1px solid orange; border-radius: 10px; padding: 2px;">Vérifiée</span>
$I = 3.0702 \times 10^{-4} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 5.24 \text{ MPa}$	

• **Vérifications de l'état limite de déformation**

Si les deux conditions sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

$$\begin{cases} e \geq \max \left[ \left( \frac{3}{80}, \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} \right) L_x \right] \\ A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \end{cases}$$

AN :

$e = 24 \text{ cm} \geq \max[(0,0375, 0,0375) \times 6.3] = 23.62 \text{ cm} \dots\dots$  Condition vérifiée.

$A_t^x = 9.24 \leq 11 \dots\dots$  Condition vérifiée.

**Commentaire :** Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

**III.5.2.4. Schéma de ferrailage**

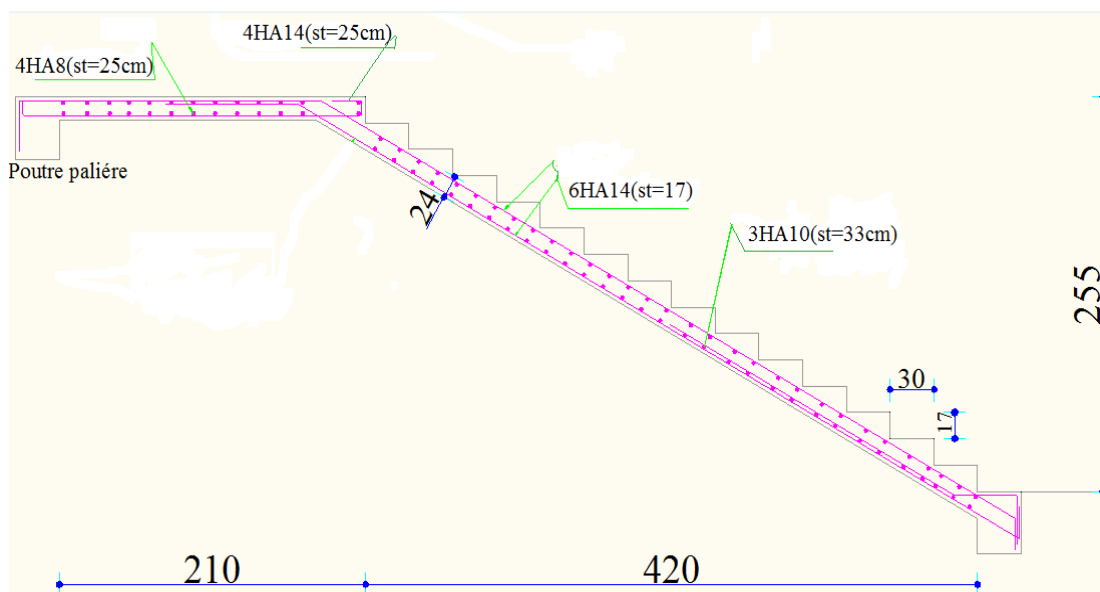


Figure III.29 Schéma de ferrailage d'escalier entre sol2

**Remarque :** L'escalier d'entrée sera ferraille de la même façon que celui d'étage courant

### III.5.3. Etude de la poutre palière

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier, avec une longueur de 3.3 m, la poutre palière se calcule à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

#### III.5.3.1. Pré dimensionnement

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 22\text{cm} \leq h \leq 33\text{cm}$$

$$\text{Alors, } \begin{cases} h = 30\text{ cm.} \\ b = 30\text{ cm} \end{cases}$$

#### III.5.3.1.1. Vérification des conditions du RPA 99 version 2003

$$\begin{cases} b = 30\text{ cm} \geq 25\text{ cm} \\ h = 30\text{ cm} \geq 30\text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1 < 4 \end{cases} \quad [1]$$

⇒ On adopte une section de (30x30) cm<sup>2</sup>

#### III.5.3.2. Calcul de la poutre palière

Les charges revenant à la poutre :

✓ Poids propre de la poutre :  $G_p = 0.30 \times 0.30 \times 25 = 2.25\text{ KN/ml.}$

✓ Charge revenant à l'escalier est la réaction d'appui au point B :  $\begin{cases} \text{ELU: } 28.44\text{ KN/ml.} \\ \text{ELS: } 20.44\text{ KN/ml.} \end{cases}$

✓  $G_m$ : poids de mur extérieur :  $G_m = 2.76 \times (1.53 - 0.4) = 3.12\text{ KN.m}$

$$\text{Alors : } \begin{cases} q_u = (1.35 \times 2.25 + 3.12) + 28.44 = 34.6\text{ KN/ml.} \\ q_s = 2.25 + 3.12 + 20.44 = 25.81\text{ KN/ml.} \end{cases}$$

#### ➤ Moments isostatiques:

$$M^u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{34.60 \times 3.3^2}{8} = 47.1\text{ KN.m}$$

$$M^s = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{25.81 \times 3.3^2}{8} = 35.13\text{ KN.m}$$

#### ➤ Calcul des sollicitations :

**En travée :**

$$M_{tu} = 0.75 \times M_u = 0.75 \times 47.1 = 35.33\text{KN.m}$$

$$M_{ts} = 0.75 \times M_s = 0.75 \times 35.13 = 26.35\text{KN.m}$$

**En appuis :**

$$M_{au} = -0.5 \times M_u = -0.5 \times 47.1 = -23.55\text{KN.m}$$

$$M_{as} = -0.5 \times M_s = -0.5 \times 35.13 = -17.57\text{KN.m}$$

#### ➤ Effort tranchant :

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{34.6 \times 3.3}{2} = 57.09\text{ KN.m}$$

### III.5.3.2.1. Ferrailage à la flexion simple

Tableau III.42 Ferrailage de la poutre palière

	$\mu_{bu}$	A	Z (m)	A calculée (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	0.1058	0.140	0.26	3.90	1.01
<b>Appui</b>	0.0705	0.0915	0.27	2.51	1.01

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \tau_{fle} = \frac{V}{b \times d}$$

$$\tau_{fle} = \frac{57.09}{0.3 \times 0.28} \times 10^{-3} = 0.68 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$$

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### III.5.3.3. Calcul de la poutre palière à la torsion

Le moment de torsion  $M_{tor}$  est engendré par les charges ramenées par le palier et la volée, c'est le moment en appui à l'ELU.

$$\text{Dont : } M_{tor} = 17.35 \times \frac{3.3}{2} = 28.63 \text{ KN.m}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section équivalente

Dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur.

U : périmètre de la section.

$\Omega$  : air du contour tracé à mi-hauteur.

e : épaisseur de la paroi ⇒ e = b/6 = 5 cm

$$\Omega = [b - e] \times [h - e] \Rightarrow \Omega = 0.0625 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h - e) + (b - e)] \Rightarrow U = 1.00 \text{ m}$$

➤ **Calcul de la section des armatures longitudinales :**

$$A_{tor} = \frac{M_{tor} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{28.63 \times 10^{-3} \times 100 \times 10^{-2} \times 1.15}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 400} = 6.59 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } A^t = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 3.80 + 3.29 = 7.09 \text{ cm}^2$$

$$\text{On ferraille avec } A^t = 3\text{HA}12 + 3\text{HA}14 = 8.01 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui : } A^a = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 2.51 + 3.29 = 5.80 \text{ cm}^2$$

$$\text{On ferraille avec } A^a = 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{flexion}^2 + \tau_{torsion}^2} < \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{28.63 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times 0.05} = 4.58 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \sqrt{0.36 + 20.98} = 4.61 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 4.61 \text{ MPa} > \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.}$$

⇒ On doit augmenter la section de poutre palière.

**Remarque :** Redimensionnement de la poutre palière (b=35cm, h=40cm).

**Calcul des sollicitations :**

✓ **Flexion :**

ELU	ELS
$R_B = 28.44 \text{ KN/ml}$	$R_B = 20.44 \text{ KN/ml}$
$g_0 = 3.5 \text{ KN/m}$	$g_0 = 3.5 \text{ KN/m}$
$P_u = 37.38 \text{ KN/m}$	$P_s = 27.03 \text{ KN/m}$
$M^t = 38.16 \text{ KN.m}$	$M^t = 27.63 \text{ KN.m}$
$M^a = -25.44 \text{ KN.m}$	$M^a = -18.42 \text{ KN.m}$
$V_U = 61.68 \text{ KN}$	

➤ **Ferraillage en flexion**

**Tableau III.43 Ferraillage de la poutre palière à la flexion simple**

	$\mu_{bu}$	A	Z (m)	A calculée (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	0.053	0.68	0.3697	2.97	1.61
Appui	0.0354	0.0451	0.373	1.96	1.61

➤ **Ferraillage en torsion**

**Tableau III.44 Ferraillage de la poutre palière à la torsion**

$M_{tor} (KN.m)$	e (cm)	$\Omega (m^2)$	U (m)	$A_{tor} (cm^2)$	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )
28.63	5.83	0.0997	1.2668	5.23	1.61

**En travée :**  $A^t = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 2.97 + 2.62 = 5.59 \text{ cm}^2$

On ferraille avec  $A^t = 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$

**En appui :**  $A^a = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 1.96 + 2.62 = 4.58 \text{ cm}^2$

On ferraille avec  $A^a = 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{flexion}^2 + \tau_{torsion}^2} < \bar{\tau}_u$$

**Avec :**

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{28.63 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0997 \times 0.0583} = 2.46 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \sqrt{0.2116 + 6.0516} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.5 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.}$$

⇒ Pas de risque de cisaillement

➤ **Calcul des armatures transversales :**  $A_t = A_t^{fle} + A_t^{tor}$

✓ **En flexion :**

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 35 \times 15}{400} = 0.525 \text{ cm}^2 \text{ Avec } : S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = \frac{0.35 \times 15 \times (0.46 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = -0.28 \text{ cm}^2$$

✓ **En torsion :**

$$A_{tor} = \frac{M_{tor} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{28.63 \times 10^{-3} \times 0.15 \times 1.15}{2 \times 0.0997 \times 400} = 0.62 \text{ cm}^2$$

$$\text{donc} \Rightarrow A_t = 1.15 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage final est résumé dans le tableau suivant :

**Tableau III.45 Ferrailage de poutre palière en flexion et en torsion**

	Section d'armature en travée et aux appuis						
	Flexion simple		Torsion	A Total		A adopté	
	Travée	Appuis		Travée	appuis	Travée	appuis
<b>Armature longitudinale (cm<sup>2</sup>)</b>	2.97	1.96	5.24	5.59	4.58	6HA12 =6.79	6HA10 =4.71
<b>Armature transversale (cm<sup>2</sup>)</b>	0.525		0.62	1.15		4φ <sub>8</sub> = 2.01cm <sup>2</sup> S <sub>t</sub> = 15cm	



➤ Vérifications à ELS :

✓ Etat limite de compression de béton :

Tableau III.46 Vérification de la compression dans la poutre palière

	M <sub>ser</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (m)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>adm</sub> (MPa)	Vérification
<b>En travée</b>	27.63	6.79	0.1164	80936	3.97	15	Vérifiée
<b>En appui</b>	18.42	4.71	0.0983	58695	3.08	15	Vérifiée

✓ Etat limite de déformation :

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \max \left[ \left( \frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 \times M_0} \right) l \right], l \leq 8m. \\ A_t \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 0.35 \geq \max \left[ \left( \frac{1}{16}, \frac{27.63}{10 \times 36.84} \right) \times 3.3 \right] = 0.248 \text{ cm} \\ A_t = 6.79 \text{ cm}^2 \leq \frac{4.2 \times 35 \times 38}{400} = 13.97 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

**Commentaire :** Les conditions sont vérifiées, Il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

➤ Schéma de ferrailage

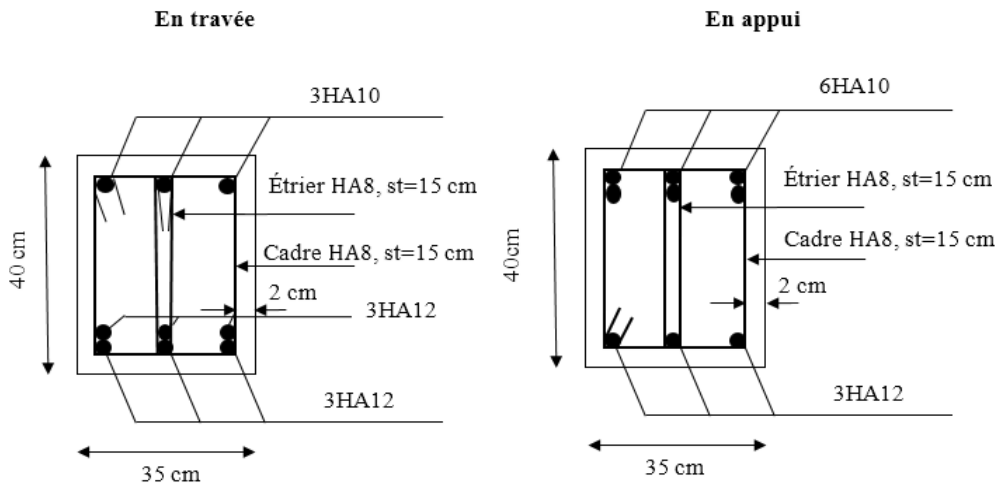


Figure III.30 Schéma de ferrailage de la poutre palière

### III.6. Etude de l'ascenseur

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

#### III.6.1. Caractéristiques de l'ascenseur: Annexe (4)

##### ➤ Nombre de passagers :

Le nombre de passagers est le plus petit des nombres obtenus par la formule :

$$n = \frac{\text{charge nominale}}{75} \Rightarrow n = \frac{630}{75} = 8.4$$

Dans notre structure, on utilise un ascenseur pour huit personnes, dont ses caractéristiques sont :

$L = 140\text{cm}$  : Longueur de l'ascenseur.

$L_r = 110\text{cm}$  : Largeur de l'ascenseur.

$H = 220\text{cm}$  : Hauteur de l'ascenseur.

$F_c = 102\text{KN}$  : Charge due à la cuvette.

$D_m = 82\text{KN}$  : Charge due à la salle des machines.

$P_m = 15\text{KN}$  : Charge due à l'ascenseur.

$P_{\text{personnes}} = 6.3\text{KN}$  : La charge nominale.

$V = 1.00\text{m/s}$  : La vitesse.

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

$$\text{On a: } L_x = 195\text{cm}, L_y = 205\text{cm} \Rightarrow S = 1.95 \times 2.05 = 3.99\text{m}^2$$

Soit alors son épaisseur est **e=15cm**.

##### ➤ Evaluation des charges et surcharges :

$G_1 = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN/m}^2$  : Poids de la dalle en béton armé.

$G_2 = 25 \times 0.05 = 1.25 \text{ KN/m}^2$  : Poids de revêtement en béton.

$$G' = G_1 + G_2 = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$G = \frac{F_c}{S} = \frac{102}{3.99} = 25.56 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{total}} = G + G' = 5 + 25.56 = 30.56 \text{ KN/m}^2 \text{ Et } Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

#### III.6.2. Cas de charge répartie

##### ❖ A l'ELU :

##### ➤ Calcul les sollicitations :

$$q_u = 1.35 G + 1.5Q = 1.35 \times 30.56 + 1.5 \times 1 = 42.75 \text{ KN}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,95 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans deux sens.}$$

$$\rho = 0,95 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0410 \\ \mu_y = 0.8875 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Annexe (1)}$$

##### • Calcul les sollicitations à ELU :

$$M_x^0 = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0410 \times 42.75 \times 1.95^2 = 6.66 \text{ KN.m}$$

$$M_y^0 = \mu_y \times M_x^0 = 0.8875 \times 6.66 = 5.91\text{KN.m}$$

✓ **Calcul des moments réels :**

En travée :  $\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x^0 = 0.85 \times 6.66 = 5.66 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y^0 = 0.85 \times 5.91 = 5.02 \text{ KN.m} \end{cases}$   
 En appuis :  $M_a = -0.5 \times M_x^0 = -0.5 \times 6.66 = -3.33 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul du ferrailage :**

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 15cm d'épaisseur à la flexion simple

Le diamètre des barres utilisé doit être :  $\varphi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \varphi = \frac{20}{10} = 2 \text{ cm}$

**Tableau III.47 Ferrailage de la dalle d'ascenseur cas charge répartie**

	Sens	M(kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$
En travée	Selon x	5.66	0,0123	0,0155	0,178	0.90
	Selon y	5.02	0,0109	0,0137	0,179	0.80
En appuis	Selon x-y	-3.33	0,0072	0,0091	0,179	0,53

❖ **Vérification à l'ELU:**

➤ **Condition de non fragilité :**

✓ **En travée :**

On a des HAFcE400  $\Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

Avec  $h_0 = e = 20 \text{ cm}$ ,  $b = 100 \text{ cm}$  et  $\rho = 0,95$

$\begin{cases} \rho = 0,95 \\ e = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow A_x^{\min} = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2}\right) \times b \times e = 0.0008 \times \left(\frac{3 - 0.95}{2}\right) \times 100 \times 20$   
 $\Rightarrow A_x^{\min} = 1.64 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$\begin{cases} A_t^x = 0.9 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_x^{\min} = 1.64 \text{ cm}^2/\text{ml} & \text{on ferraille avec } A_x^{\min} \end{cases}$

$\begin{cases} A_t^y = 0.8 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_y^{\min} = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml} & \text{on ferraille avec } A_y^{\min} \end{cases}$

$A_t^y = 0.8 \text{ cm}^2/\text{ml} > \frac{A_t^x}{4} = 0.225 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots$  Vérifiée.

✓ **En appuis :**

$\begin{cases} A_a^x = 0.53 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_x^{\min} = 1,64 \text{ cm}^2/\text{ml} & \text{on ferraille avec } A_x^{\min} \end{cases}$

$\begin{cases} A_a^y = 0.53 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_y^{\min} = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml} & \text{on ferraille avec } A_y^{\min} \end{cases}$

Les sections d'armatures adoptées en travée et en appuis sont résumées dans le tableau suivant :

4HA8 selon le sens X	4HA8 selon le sens Y	4HA8 selon x-y
$A_x = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$	$A_y = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$	$A_{x-y} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

❖ **Espacement des armatures:**

Armatures  $\parallel L_x \Rightarrow St = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Armatures  $\parallel L_y \Rightarrow St = 25 \text{ cm} \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

➤ **Effort tranchant :**

On doit vérifier :  $\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$

$$\rho = 0,95 > 0.4 \begin{cases} V_x = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 22.91 \text{ KN} \\ V_y = q_u \times \frac{l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 19.72 \text{ KN} \end{cases}$$

$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} = \frac{22.91 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.19 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots$  Condition vérifiée.

❖ **Vérification à l'ELS:**

$q_s = G_{total} + Q = 30,56 + 1 = 31,56 \text{ KN/m}^2$ , on fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur.

$\rho = 0,95 \Rightarrow ELS: \begin{cases} \mu_x = 0.0483 \\ \mu_y = 0.9236 \end{cases} \dots\dots\dots$  Annexe (1)

➤ **Calcul les moments :**

$M_x^{OS} = \mu_x \times q_{st} \times l_x^2 = 0.0483 \times 31,56 \times 1,95^2 = 5,79 \text{ KN.m}$

$M_y^{OS} = \mu_y \times M_x^0 = 0,9236 \times 5,79 = 5,34 \text{ KN.m}$

✓ **Calcul les moments réels :**

En travées :  $\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x^{OS} = 4,92 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y^{OS} = 4,54 \text{ KN.m} \end{cases}$

En appuis :  $M_a = -0.5 \times M_x^{OS} = -2,89 \text{ KN.m}$

➤ **Vérification des contraintes**

Tableau III.48 Vérification de la contrainte dans le béton

	Sens	M <sub>ser</sub> [kn.m]	A <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]	y [cm]	I cm <sup>4</sup>	σ <sub>bc</sub> [MPa]	σ̄ <sub>bc</sub> [MPa]	Observation
En travée	x-x	4,92	2,01	5.48	24296	1,11	15	Vérifiée
	y-y	4,54	2,01	5.48	24296	1,02	15	Vérifiée
En appuis	x-y	-2,89	2,01	5.48	24296	0,65	15	Vérifiée

❖ Schéma de ferrailage

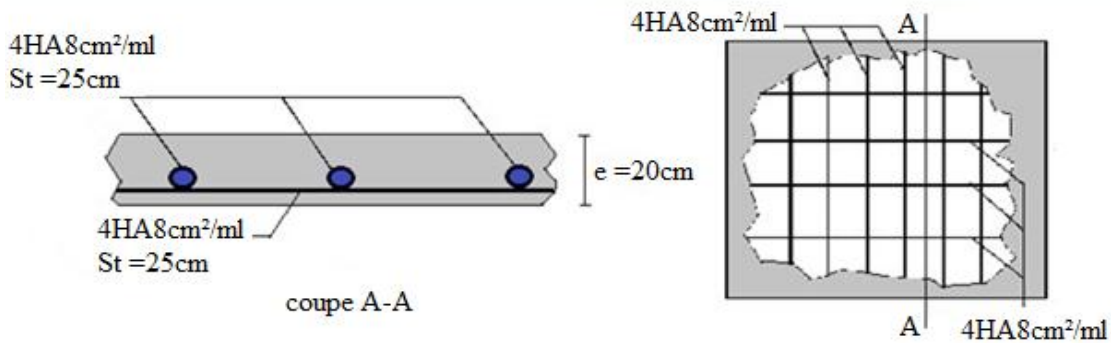


Figure III.31 Ferrailage de la dalle cas charge répartie

III.6.3. Cas d'une charge concentrée :

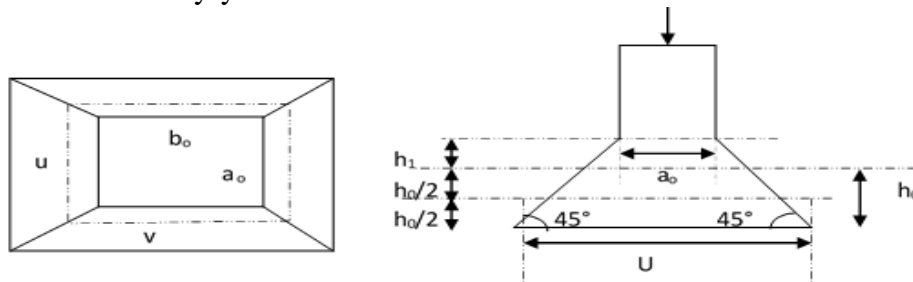
La charge concentrée  $q$  est appliquée à la surface de la dalle sur aire  $a_0 \times b_0$ . Elle agit uniformément sur aire  $u \times v$  située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$  : Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de vitesse.

$u \times v$  : Surface d'impact.

$a_0$  et  $u$  : dimension suivant x-x.

$b_0$  et  $v$  : Dimension suivant y-y.



➤ Calcul du rectangle d'impact :

$$\text{On a } \begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \end{cases} \text{ pour } V = 1\text{m/s} \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80\text{cm} \\ b_0 = 80\text{cm} \end{cases}$$

Avec :

$h_1 = 5\text{cm}$  : Épaisseur de revêtement.

$h_0 = 15\text{cm}$  : Épaisseur de dalle.

$\xi = 1$  : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton).

$$\begin{cases} u = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 1,05\text{m} \\ v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 1,05\text{m} \end{cases}$$

➤ Calcul les sollicitations :

$$\begin{cases} M_x = q_u \times (M_1 + vM_2) \\ M_y = q_u \times (M_2 + vM_1) \end{cases} \text{ Avec } v : \text{Coefficient de poisson } \begin{cases} v = 0 \text{ à } L'ELU \\ v = 0,2 \text{ à } L'ELS \end{cases}$$

$M_1$  Et  $M_2$  : sont des valeurs lues à partir des tables de **PIGEAUD**

✓  $M_1$  est en fonction de  $\frac{u}{L_x}$  et  $\rho \Rightarrow \frac{u}{L_x} = \frac{1,05}{1,95} = 0,538$  et  $\rho = 0,95$

✓  $M_2$  est en fonction de  $\frac{u}{L_y}$  et  $\rho \Rightarrow \frac{u}{L_y} = \frac{1,05}{2,05} = 0,512$  et  $\rho = 0,95$

En se référant à l'Annexe (2), on trouve :  $M_1 = 0,1 \text{ kn.m}$  et  $M_2 = 0,08 \text{ kn.m}$

➤ **Evaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y2}$  du système de levage à l'ELU :**

On a:

$$G = D_m + P_m + P_{per} = 82 + 15 + 6,3 = 103,3 \text{ kn}$$

$$q_u = 1,35G = 139,455 \text{ kn}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u \times M_1 = 139.455 \times 0,1 = 13,945 \text{ kn.m} \\ M_{y1} = q_u \times M_2 = 139.455 \times 0,08 = 11,156 \text{ kn.m} \end{cases}$$

➤ **Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5 + 1,5 \times 1 = 8,25 \text{ kn}$$

$$\rho = 0,95 \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = u_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0410 \times 8,25 \times 1,95^2 = 1,286 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = u_x \times M_{x2} = 0.8875 \times 1,28 = 1,136 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Superposition des moments :**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x^0 = M_{x1} + M_{x2} = 13,945 + 1,286 = 15,231 \text{ kn.m} \\ M_y^0 = M_{y1} + M_{y2} = 11,156 + 1,136 = 12,292 \text{ kn.m} \end{cases}$$

➤ **Les moments réels :**

**En travées :**  $\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x^0 = 12,95 \text{ kn.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y^0 = 10,44 \text{ kn.m} \end{cases}$

**En appuis :**  $M_a = -0.5 \times M_x^0 = -7,61 \text{ kn.m}$

➤ **Calcul de ferrailage**

**Tableau III.49 Ferrailage de la dalle cas charge concentrée**

	Sens	M (kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$
<b>En travée</b>	<b>Selon x</b>	12.95	0.0282	0.0357	0.177	2.10
	<b>Selon y</b>	10.44	0.0227	0.0287	0,178	1.68
<b>En appuis</b>	<b>Selon x-y</b>	-7.61	0.0165	0.0208	0,178	1.22

❖ **Vérification à l'ELU:**

➤ **Condition de non fragilité :**

✓ **En travée :**

On a des HAfeE400  $\Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

Avec  $h_0 = e = 20 \text{ cm}$ ,  $b = 100 \text{ cm}$  et  $\rho = 0,95$

$$\begin{cases} \rho = 0,95 \\ e = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow A_x^{\min} = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2}\right) \times b \times e = 0.0008 \times \left(\frac{3 - 0.95}{2}\right) \times 100 \times 20$$

$$\Rightarrow A_x^{\min} = 1.64 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_t^x = 2.10 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_x^{\min} = 1.64 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_t^y = 1.68 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_y^{\min} = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

.....Vérifiée.

$$A_t^y = 1.68 \text{ cm}^2/\text{ml} > \frac{A_t^x}{4} = 1.25 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{Vérfiée.}$$

✓ **En appuis :**

$$\begin{cases} A_a^x = 1.22 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_x^{\min} = 1,64 \text{ cm}^2/\text{ml} & \text{on feraille avec } A_x^{\min} \\ A_a^y = 1.22 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_y^{\min} = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml} & \text{on feraille avec } A_y^{\min} \end{cases}$$

Les sections d'armatures adoptées en travée et en appuis sont résumées dans le tableau suivant :

4HA10 selon le sens X	4HA8 selon le sens Y	4HA8 selon x-y
$A_t^x = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$	$A_t^y = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$	$A_a^{x-y} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **Espacement des armatures :**

**Sens x-x :**  $St \leq \min(3e ; 33) \text{ cm} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm}$  **on adopte :**  $St = 25 \text{ cm}$

**Sens y-y :**  $St \leq \min(4e ; 45) \text{ cm} \Rightarrow St \leq 45 \text{ cm}$  **on adopte :**  $St = 25 \text{ cm}$

➤ **Vérification au poinçonnement :**

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec  $Q_u$  : Charge de calcul à l'ELU.

$h$  : Épaisseur total de la dalle.

$U_c = 2 \times (u + v)$  : Périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

$$Q_u = q_u = 139,455 \text{ KN} < 0,045 \times u_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 4.20 \times 0,2 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 630 \text{ KN}$$

$$q_u = 139,455 \text{ KN} < 750 \text{ KN} \quad \text{Pas de risque de poinçonnement}$$

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

On à:

$$u = v = 105 \text{ cm} \Rightarrow V_{\max} = \frac{Q_u}{2u + v} = \frac{139.455}{3.15} = 44.27 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{44.27 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,368 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification à l'ELS:**

➤ **Le moment engendré par le moment de levage :**

$$M_1 = 0.1 \text{ KN.m} \text{ Et } M_2 = 0.08 \text{ KN.m}$$

$$q_{ser} = g = 103,3 \text{ KN}$$

$$\{ M_{x1S} = q_{ser} \times (M_1 + \nu M_2) = 103,3 \times (0.1 + 0.2 \times 0.08) = 11,98 \text{ KN.m}$$

$$\{ M_{y1S} = q_{ser} \times (M_2 + \nu M_1) = 103,3 \times (0,08 + 0.2 \times 0.1) = 10.33 \text{ KN.m}$$

➤ **Le moment dû au poids propre de la dalle:**

$$Q_{ser} = G + Q = 6 \text{ kn/m}$$

$$ELS: \rho = 0.95 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0483 \\ \mu_y = 0.9236 \end{cases}$$

➤ **Calcul les moments :**

$$\{ M_{x2S} = \mu_x \times q_{st} \times l_x^2 = 0.0483 \times 6 \times 1,95^2 = 1.10 \text{ KN.m}$$

$$\{ M_{y2S} = \mu_y \times M_{x2S} = 0.9236 \times 1.10 = 1.01 \text{ KN.m}$$

➤ **Superposition des moments :**

✓ **Les moments agissants sur la dalle sont :**

$$\begin{cases} M_{xS} = M_{x1S} + M_{x2S} = 11.98 + 1.10 = 13.08 \text{KN.m} \\ M_{yS} = M_{y1} + M_{y2S} = 10.33 + 1.01 = 10.34 \text{KN.m} \end{cases}$$

✓ **Calcul les moments réels :**

En travée:  $\begin{cases} M_{txs} = 0.85 \times M_{xS} = 0,85 \times 13.08 = 11.12 \text{KN.m} \\ M_{tyS} = 0.85 \times M_{yS} = 0,85 \times 10.34 = 8.79 \text{KN.m} \end{cases}$

En appuis:  $M_a = -0.4 \times M_x = -0.5 \times 11.12 = -5.56 \text{KN.m}$

➤ **Vérification des contraintes**

**Tableau III.50 Vérification de la contrainte dans le béton**

	sens	$M_{ser}$ [kn.m]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$y$ [cm]	$I$ cm <sup>4</sup>	$\sigma_{bc}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Observation
<b>En travée</b>	x-x	11.12	3.14	24	3239,4	5,42	15	Vérifiée
	y-y	8.79	2.01	5.48	24296	4,69	15	Vérifiée
<b>En appuis</b>	x-y	-5.56	2.01	5.48	24296	2,55	15	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

$$\begin{cases} \frac{h_t}{l_x} = \frac{0,2}{1.95} = 0.102 > \frac{3}{80} = 0,0375 & \left\{ \begin{aligned} \frac{h_t}{l_x} = \frac{0.2}{1.95} = 0,102 > \frac{M_{tx}}{20 \times M_x} = 0,0425 \\ \frac{h_t}{l_y} = \frac{0,2}{2.05} = 0.097 > \frac{3}{80} = 0,0375 & \left\{ \begin{aligned} \frac{h_t}{l_y} = \frac{0.2}{2.05} = 0.097 > \frac{M_{ty}}{20 \times M_y} = 0,0425 \end{aligned} \right. \end{aligned} \right. \end{cases} \text{Condition vérifiée}$$

$$\diamond \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3,14}{100 \times 12} = 2.62 \times 10^{-3} < \frac{2}{f_e} = 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$



**Commentaire :** Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire [3]

➤ **Schéma de ferrailage :**

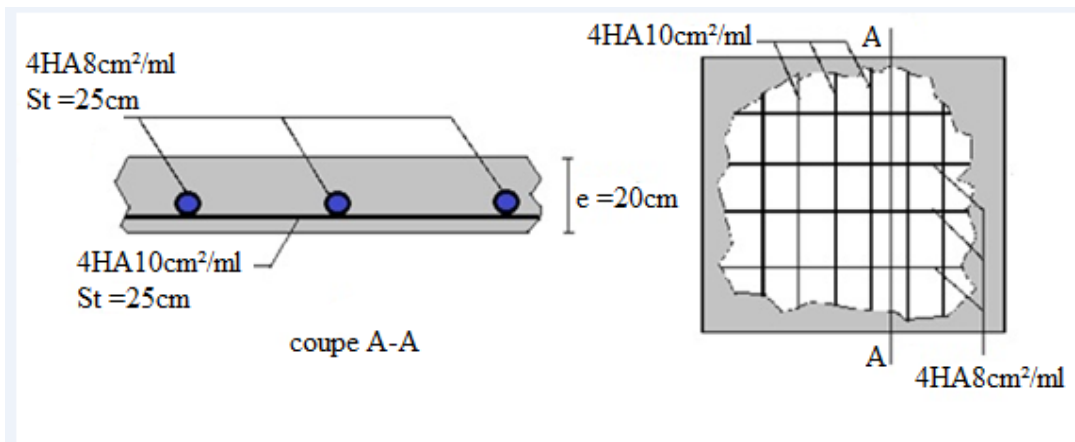


Figure III.32 Schéma de ferrailage de la dalle cas charge concentrée

# Chapitre IV

dynamique

Etude

### IV.1. Introduction :

La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme. La structure doit être le plus possible symétrique pour avoir une distribution régulière des efforts. Il est toujours conseillé de distribuer régulièrement et symétriquement les éléments structuraux.

En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou de dissipation d'énergie.

De plus, il est important de tenir compte de l'activité et des propriétés du sol. Toutes ces considérations nous amènent à des calculs plus complexes que dans le cas général, car il faut tenir compte de l'interaction fondation-structure pour :

- ✓ Eviter l'effondrement de la structure sous l'effet d'une action sismique dont l'intensité avoisine l'action spécifiée par voie réglementaire (action sismique à l'ELU).
- ✓ Limiter les dommages sur des éléments non structuraux sous l'effet d'un séisme moins intense mais plus fréquent (action sismique à l'ELS).

### IV.2. Méthodes de calcul:

Le **RPA99/2003** propose deux méthodes de calcul des sollicitations :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode dynamique : - La méthode d'analyse modale spectrale.  
-La méthode d'analyse par accélérogrammes.

#### IV.2.1. Méthode statique équivalente:

- **Principe :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La structure peut être modélisée comme une console encastrée dans le sol et dont laquelle les différents étages sont représentés par des masses ponctuelles de même centre de gravité, de même propriétés d'inertie.

- **Conditions d'application :**

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

Le bâtiment ou le bloque étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65 m en zone **I** et **IIa** et 30m en zone **IIb** et **III**.

Le bâtiment ou le bloque étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le **RPA99/version 2003** (article 4.1.2). [1]

- **Calcul de la force sismique totale :**

L'effort sismique total  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculé successivement dans deux directions, horizontales et orthogonales, selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

**Avec :**

**A :** coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique.

Dans notre cas : - Groupe d'usage 2  
- Zone sismique : IIa }  $\Rightarrow A = 0.15$

**R :** coefficient de comportement global de la structure.

Valeur donnée par le tableau (4.3) du RPA 99 /2003 en fonction du système de contreventement. (Contreventement mixte)  $\Rightarrow R = 5$

**Q :** facteur de qualité : il est fonction de :

Conditions	Observations	pénalités
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	Non observés	0,05
2. Redondance en plan	Non observé	0,05
3. Régularité en plan	observé	0
4. Régularité en élévation	Non observé	0,05
5. Contrôle de qualité des matériaux	observé	0
6. Contrôle de qualité de l'exécution	observé	0

Sa valeur est donnée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée par le tableau (4.4) du RPA99/2003.  $Q = 1.15$

**W :** poids total de la structure :  $W = \sum_{i=1}^n W_i$  avec :  $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$

$W_{Gi}$  : Poids dus aux charges permanentes et à celles des équipements éventuellement fixes de la structure.

$W_{Qi}$  : 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 RPA 99/2003.

$$W = 43812,584 \text{KN}$$

**D :** facteur d'amplification dynamique moyen.

Le coefficient  $D$  est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure ( $T$ ), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ).

• **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

Selon le RPA 99/2003 (article 4.2.4), la période empirique peut être calculée de deux manières :

$$T = C_T \times (h_N)^{3/4}$$

**Avec :**

$h_N$  : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$\Rightarrow h_N = 31.62 \text{m}$$

$C_T$ : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

$$\Rightarrow C_T = 0,05 \text{ (tableau 4.6 du RPA 99/2003)}. \quad \text{D'où : } T = 0,67 \text{s.}$$

$$T = 0,09 \cdot \frac{h_N}{\sqrt{L}}$$

Dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

On prend la plus petite valeur pour T. [1]

$$\begin{cases} L_x = 25.4 \text{ m} \\ L_y = 23.5 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.56 \text{ sec} \\ T_y = 0.59 \text{ sec} \end{cases}$$

✓ Valeur de  $T_1$  et  $T_2$  :

$T_1$  et  $T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (**RPA99/2003** tableau 4.7)  
Sol ferme  $\Rightarrow T_1 = 0.15 \text{ s}$  et  $T_2 = 0.4 \text{ s}$

$$D = 2.5 \eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3}, T_2 < T < 3 \text{ sec}$$

Tel que :  $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}}$  facteur de correction d'amortissement.

$\xi$  (%): est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de remplissage (**RPA 99/2003** tableau 4.2). [1]

✓ Portique auto stable  $\rightarrow \xi = 7 \%$ .

✓ Voiles  $\rightarrow \xi = 10 \%$ .

Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne  $\Rightarrow \xi = 8,5 \%$ .

$$\begin{cases} D_x = 1.638 \\ D_y = 1.582 \end{cases}$$

Donc :

$$V_x = 2475,89 \text{ KN}$$

$$V_y = 2391,24 \text{ KN}$$

## IV.2.2. Méthodes d'analyse dynamique :

### ➤ Modale spectrale :

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

#### Principe :

Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

#### Les hypothèses :

- les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).
- seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.

### IV.2.2.1. Modélisation de la structure :

La forme architecturale de la structure à étudier, nous à pousser à une recherche d'un bon comportement dynamique qui peut résister aux différentes sollicitations.

La hauteur du bâtiment dépasse les 20 mètres, donc selon RPA99/2003 (article 3.4) on doit introduire des voiles [1]

On a opté à cette disposition :

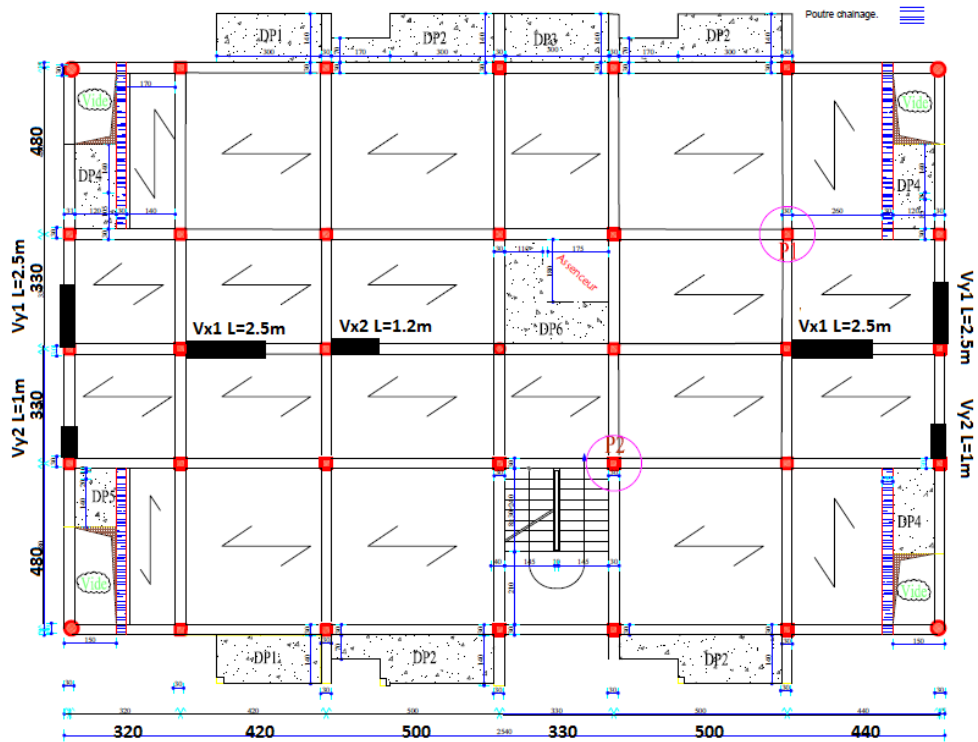


Figure IV.1 Disposition des voiles

Nous présenterons dans les figures suivantes la modélisation de la structure :

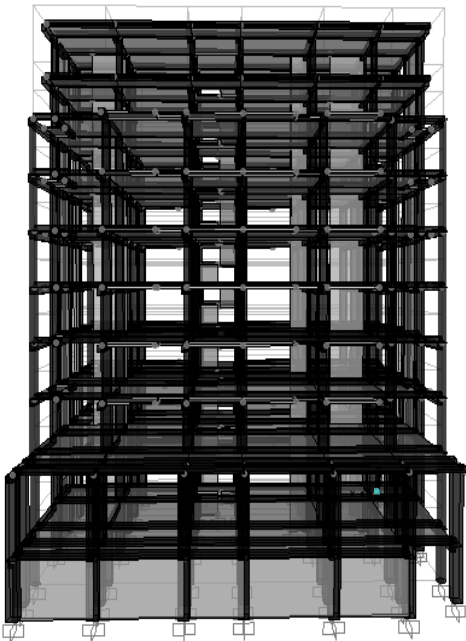


Figure IV.2 Vue de face

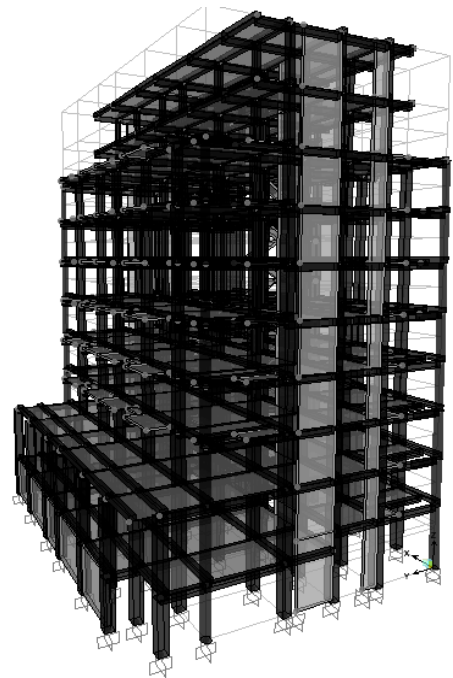


Figure IV.3 Vue en 3D

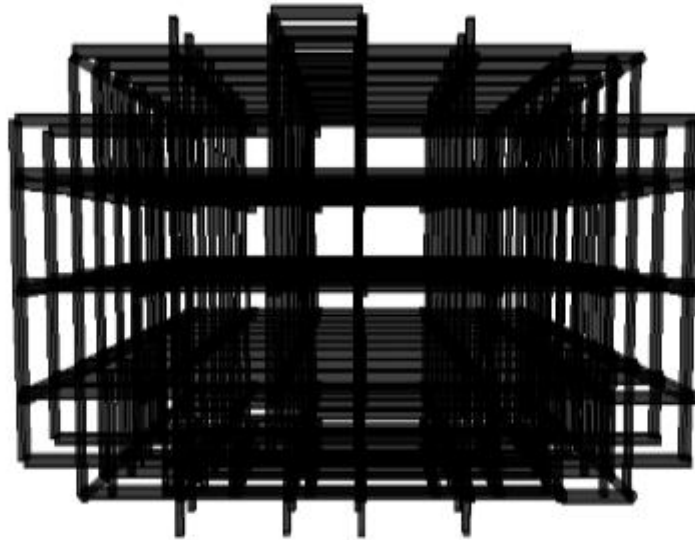


Figure IV.4 Vue en plan

**IV.2.2.2. Analyse spectrale**

**Spectre de réponse :** La réponse d’une structure à une accélération dynamique est fonction de l’amortissement ( $\xi$ ), et de la pulsation ( $\omega$ ). Donc, pour des accélérographes 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 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq 3 \text{ sec} \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \frac{Q}{R} & \dots\dots\dots T \geq 3 \text{ sec} \end{cases}$$

➤ **Représentation graphique du spectre de réponse de calcul :**

L’excitation du modèle par le spectre du RPA, nous permet d’évaluer sa réponse sismique.

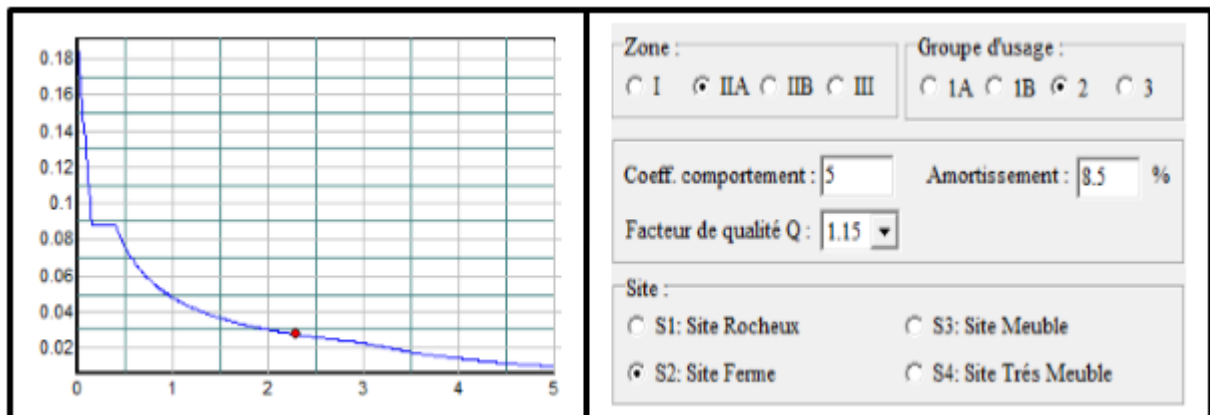


Figure IV.5 Réponse spectrale de la structure

### IV.2.2.3. Analyse du comportement de la structure

✓ **Model 1 :**

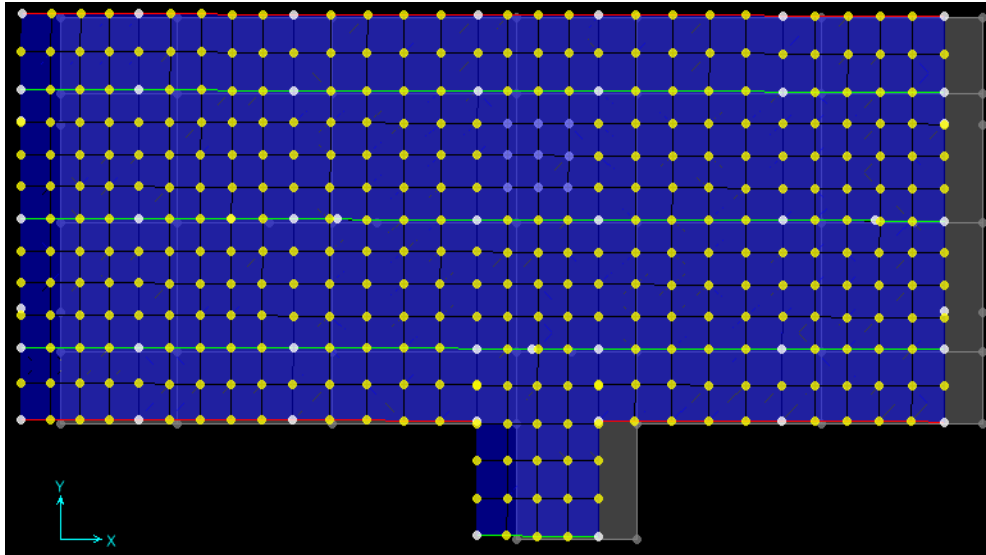


Figure IV.6 Premier mode de déformation (translation suivant X) (T=0,84095sec)

**Analyse des résultats :** la participation modale du premier mode suivant (x) est prépondérante, un mode de translation suivant cette direction.

✓ **Mode 2 :**

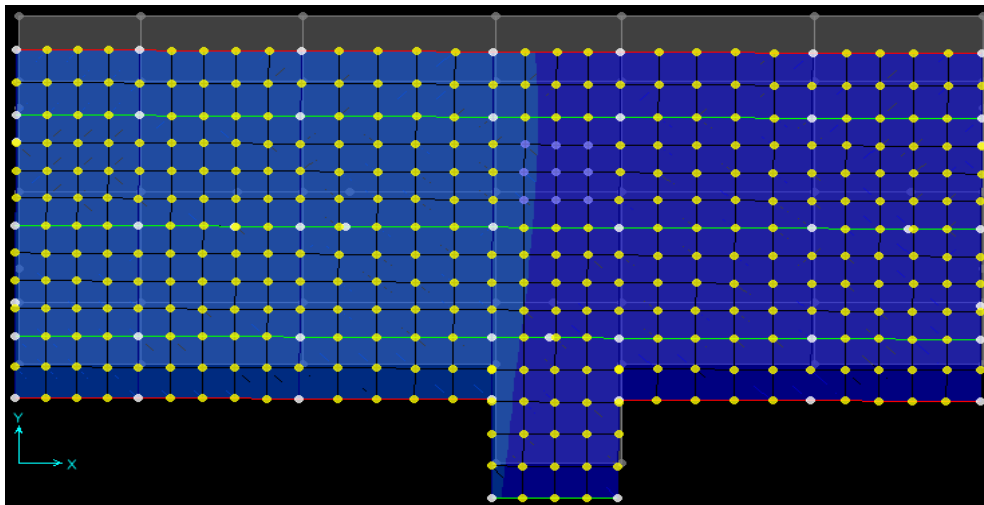


Figure IV.7 Deuxième mode de déformation (translation suivant Y) (T=0,77698sec)

**Analyse des résultats :** la participation modale du deuxième mode suivant (Y) est prépondérante, un mode de translation suivant cette direction.



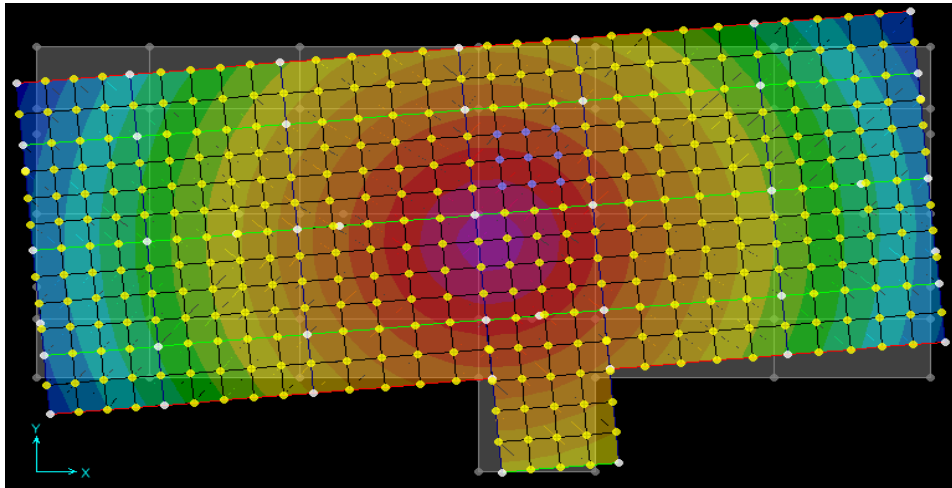
✓ **Mode3 :**

Figure IV.8 Troisième mode de déformation (rotation suivant z) (T= 0,59776sec)

✓ **Période de vibration et taux de participation des masses modales:**

Tableau IV.1 Période de vibration et taux de participation des masses modales

Modes	Périodes (s)	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	<b>0,84095</b>	0,68734	0,00379	0,0000007	0,68734	0,00379	0,0000007
2	<b>0,77698</b>	0,00372	0,70828	0,0000019	0,69106	0,71206	0,0000002
3	<b>0,59776</b>	0,00018	0,00091	6,588E-08	0,69124	0,71297	0,0000002
4	0,27685	0,12381	0,00176	0,000018	0,81505	0,71474	0,000002
5	0,26474	0,00152	0,14107	0,0000027	0,81658	0,85581	0,000002
6	0,20108	0,00002	0,0000	0,0000021	0,8166	0,8559	0,000002
7	0,14734	0,05681	0,00071	0,0000064	0,87341	0,85661	0,000003
8	0,14326	0,00068	0,05627	0,0000055	0,87409	0,91288	0,000003
9	0,10924	0,00004	0,0000051	0,0000031	0,87413	0,91289	0,000006
10	0,09340	0,00003	0,01009	0,12398	0,87416	0,92298	0,12405
11	0,09143	0,02931	0,00044	0,01433	<b>0,90347</b>	<b>0,92342</b>	0,13838
12	0,09100	0,00173	0,0081	0,27095	0,9052	0,93152	0,40933

**Remarque :**

Concernant les modes à retenir, nous avons constaté que le pourcentage de participation modale atteint plus de 90% à partir du 11ème mode (sens x-y) ce qui vérifie la condition du **RPA99/2003**.

**IV.3. Justification de l'interaction voile-portique :**

Les tableaux (IV.2) et (IV.3) illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges horizontales et verticales. L'article (3.4.A.4.a) du RPA99/version2003 stipule que pour les constructions à contreventement mixte, les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques qui doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

### IV.3.1. Sous charges verticales

-Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques :  $\frac{\Sigma F_{\text{portiques}}}{\Sigma F_{\text{portiques}} + \Sigma F_{\text{voiles}}} \geq 80\%$

-Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles :  $\frac{\Sigma F_{\text{voiles}}}{\Sigma F_{\text{portiques}} + \Sigma F_{\text{voiles}}} \leq 20\%$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales sont présentés sur le tableau suivant :

**Tableau IV.2 Interaction sous charges verticales**

Niveaux	Les charges reprises (KN)		Pourcentages repris	
	Portiques	Voiles	Portiques %	Voiles %
E-sol	37231,995	4918,926	88,33	11,67
RDC	30942,354	4854,722	86,44	13,66
1	26086,738	4529,515	85,20	14,80
2	21648,818	3947,984	84,57	15,43
3	17128,394	3443,406	83,26	16,74
4	12882,338	2801,581	82,14	17,86
5	8624,312	2171,727	79,88	20,12
6	4504,326	1527,595	74,67	25,33
7	2249,221	840,376	72,79	27,21

**Commentaire :** L'interaction verticale est vérifiée dans tous les étages sauf les deux derniers, cela due à des contraintes architecturales «décrochement»

### IV.3.2. Sous charges horizontales :

-Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques :  $\frac{\Sigma F_{\text{portiques}}}{\Sigma F_{\text{portiques}} + \Sigma F_{\text{voiles}}} \geq 25\%$

-Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles :  $\frac{\Sigma F_{\text{voiles}}}{\Sigma F_{\text{portiques}} + \Sigma F_{\text{voiles}}} \leq 75\%$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont présentés sur le tableau suivant :

**Tableau IV.3 Interactions sous charge horizontales**

Niveaux	SENS(X.X)				SENS(Y.Y)			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques %	Voiles %	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques %	Voiles %
E-sol	1021,8	553,34	64,87	35,13	1219,94	577,03	67,88	32,12
RDC	1002,32	488,54	67,23	32,77	1225,77	518,53	70,27	29,73
1	939,91	438,07	68,20	31,80	1063,52	547,26	66,02	33,98
2	949,153	301,01	75,92	24,08	1067,23	388,43	73,31	26,69
3	784,54	312,46	71,51	28,49	883,977	389,52	69,41	30,59
4	744,697	195,75	79,18	20,82	844,592	229,31	78,64	21,36
5	597,725	136,98	81,35	18,65	670,558	172,41	79,54	20,46
6	295,008	197,51	59,89	40,11	348,833	218,33	61,50	38,50
7	206,982	133,79	60,73	39,27	203,108	139,82	59,22	40,78

**Commentaire :** L'interaction horizontale est vérifiée dans tous les étages

#### IV.4. Vérification de la résultante de la force sismique :

Selon **RPA99V2003 (Article 4.3.6)**, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente. [1]

Tableau IV.4 Vérification de l'effort tranchant à la base

Résultats des forces sismiques	$V_{dy}$ (KN)	$V_{st}$ (KN)	$0.8 \times V_{st}$ (KN)	Observation
Sens x-x	1777,995	2475,89	1980,70	Non vérifiée
Sens y-y	1930,731	2391,24	1912,99	Vérifiée

Remarque :  $V_{dy} > 0.8 \times V_{st}$  dans le sens x-x n'est pas vérifiée Alor en doit majoré exdy de 1.114

➤ Rê –vérification de l'effort tranchant à la base :

Résultats des forces sismiques	$V_{dy}$ (KN)	$V_{st}$ (KN)	$0.8 \times V_{st}$ (KN)	Observation
Sens x-x	1980,71	2475,89	1980,70	Vérifiée
Sens y-y	1930,731	2391,24	1912,99	Vérifiée

#### IV.5. Vérification de l'effort normale 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 :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} < 0.3 \quad (\text{Article 7.1.3.3}) \text{ RPA99V2003. [1]}$$

Avec :

$N_d$  : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B_c$  : Aire (section brute) de cette dernière

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique du béton = 25MPa

✓ Poteaux carrée :

Tableau IV.5 Vérification de l'effort normal réduit des poteaux carrée

Niveaux	B (cm <sup>2</sup> )	N (KN)	V	Observation
Entre sol 1,2 et RDC	3600	2661.203	0.296	Vérifiée
1et2	3025	1724.088	0.228	Vérifiée
3et4	2500	1165.918	0.186	Vérifiée
5	2025	667.446	0.132	Vérifiée
6	1600	438.791	0.109	Vérifiée
7	1225	242.725	0.079	Vérifiée

✓ Poteaux circulaire:

Tableau IV.6 Vérification de l'effort normal réduit des poteaux circulaire

niveaux	B (cm <sup>2</sup> )	N (KN)	V	Observation
Entre sol 1,2 et RDC	2827.43	865.81	0.122	Vérifiée
1et2	2375.83	491.302	0.08	Vérifiée

3et4	1963.49	280.53	0.057	Vérifiée
5	1590.43	83.43	0.021	Vérifiée

L'effort normal réduit est vérifié pour tous les poteaux de notre structure

#### IV.6. Justification vis-à-vis de déplacement : (Article 4.4.3) RPA 99/V2003.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{eK} \quad \text{Formule (4-19).}$$

$\delta_K$ : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement (R = 5).

Le déplacement relatif de niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est égal à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \quad \text{Formule (4-20).}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré (Article 5.10) RPA99/2003. [1]

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

Tableau IV.7 Vérification de déplacement relatif dans le sens (X-X) et (Y-Y)

Niveau	Sens X - X						
	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta_k$ (m)	hk (m)	$\Delta_k/hk$ (%)	Observation
E-sol	0.0024	0.012	0	0.012	3.06	0.0039	vérifiée
RDC	0.0043	0.0215	0.012	0.0095	3.06	0.0031	vérifiée
1	0.0063	0.0315	0.0215	0.010	3.06	0.0032	vérifiée
2	0.0082	0.041	0.0315	0.0095	3.06	0.0031	vérifiée
3	0.0101	0.0505	0.041	0.0095	3.06	0.0031	vérifiée
4	0.0118	0.059	0.0505	0.0085	3.06	0.0027	vérifiée
5	0.0133	0.0665	0.059	0.0075	3.06	0.0024	vérifiée
6	0.0147	0.0735	0.0665	0.007	3.06	0.0022	vérifiée
7	0.016	0.08	0.0735	0.0065	3.06	0.0021	vérifiée
Niveau	Sens Y - Y						
	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta_k$ (m)	hk (m)	$\Delta_k/hk$ (%)	Observation
E-sol	0.0023	0.0115	0	0.0115	3.06	0.0037	vérifiée
RDC	0.0037	0.0185	0.0115	0.007	3.06	0.0022	Vérifiée
1	0.0051	0.0255	0.0185	0.007	3.06	0.0022	Vérifiée
2	0.0066	0.033	0.0255	0.0075	3.06	0.0024	Vérifiée
3	0.008	0.04	0.033	0.007	3.06	0.0022	Vérifiée
4	0.0093	0.0465	0.04	0.0065	3.06	0.0021	Vérifiée
5	0.0105	0.0525	0.0465	0.006	3.06	0.0019	Vérifiée
6	0.0116	0.058	0.0525	0.0055	3.06	0.0018	Vérifiée
7	0.0127	0.0635	0.058	0.0055	3.06	0.0018	Vérifiée

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.7. Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ : RPA99/V2003 (Article 5.9).

Les effets de second ordre (ou effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments où la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10 \quad \text{Formule (5.6).}$$

$P_K$  : 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  $0.10 < \theta_K < 0.20$  : 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 1<sup>er</sup> ordre par le facteur :  $\frac{1}{(1-\theta_K)}$

Si :  $\theta_K > 0.20$  La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

La condition  $\theta \leq 0.10$  est satisfaite, d'où les effets de second ordre ou effet P- $\Delta$  peuvent être négligés. [1]

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

**Tableau IV.8 Vérification de l'effet P- $\Delta$  dans le sens (X-X) et (Y-Y)**

Niveau	Sens X – X					
	$\Delta k$ (m)	$P_k$ (KN)	$V_k$ (KN)	$h_k$ (m)	$\Theta$	Observation
<b>E-sol</b>	0.012	31613,139	1575,144	3.06	0.078	<b>Vérifiée</b>
<b>RDC</b>	0.0095	27037,509	1490,871	3.06	0.056	<b>Vérifiée</b>
<b>1</b>	0.010	22623,249	1377,987	3.06	0.053	<b>Vérifiée</b>
<b>2</b>	0.0095	18203,44	1250,162	3.06	0.045	<b>Vérifiée</b>
<b>3</b>	0.0095	13920,751	1096,999	3.06	0.039	<b>Vérifiée</b>
<b>4</b>	0.0085	9638,062	940,449	3.06	0.028	<b>Vérifiée</b>
<b>5</b>	0.0075	5479,135	734,714	3.06	0.018	<b>Vérifiée</b>
<b>6</b>	0.007	2859,909	492,524	3.06	0.013	<b>Vérifiée</b>
<b>7</b>	0.0065	0	340,774	3.06	0	<b>Vérifiée</b>
Niveau	Sens Y – Y					
	$\Delta k$ (m)	$P_k$ (KN)	$V_k$ (KN)	$h_k$ (m)	$\Theta$	Observation
<b>E-sol</b>	0.0115	31613,139	1796,986	3.06	0.066	<b>vérifiée</b>
<b>RDC</b>	0.007	27037,509	1744,318	3.06	0.035	<b>vérifiée</b>
<b>1</b>	0.007	22623,249	1610,793	3.06	0.032	<b>vérifiée</b>
<b>2</b>	0.0075	18203,44	1455,661	3.06	0.030	<b>vérifiée</b>
<b>3</b>	0.007	13920,751	1273,506	3.06	0.025	<b>vérifiée</b>
<b>4</b>	0.0065	9638,062	1073,909	3.06	0.019	<b>vérifiée</b>
<b>5</b>	0.006	5479,135	842,971	3.06	0.012	<b>vérifiée</b>
<b>6</b>	0.0055	2859,909	567,172	3.06	0.009	<b>vérifiée</b>
<b>7</b>	0.0055	0	342,93	3.06	0	<b>vérifiée</b>

On remarque que la condition  $\theta \leq 0.10$  est satisfaite, donc l'effet P- $\Delta$  n'a pas d'influence sur la structure d'où les effets du 2<sup>o</sup> ordre peuvent être négligés

#### **IV.8. Conclusion :**

L'étude au séisme de notre structure s'est faite par la méthode dynamique suite à non vérification des conditions d'application de la méthode statique équivalente.

La modélisation de notre structure s'est donc faite à l'aide du logiciel **Sap2000.V17**.

Les voiles présentent une grande résistance vis-à-vis des forces horizontales. L'aspect architectural a été un véritable obstacle vu la non symétrie et le décrochement que présente la structure pour la disposition des voiles.

Après plusieurs essais, nous sommes arrivés à une disposition qui nous donne un bon comportement dynamique de la structure et qui satisfait l'interaction (voile- portique) vis-à-vis le **RPA 99/version 2003**. Nous avons vérifié les déplacements horizontaux ainsi que l'effet du second ordre (effet P-  $\Delta$  ).

# Chapitre V

éléments structuraux

Etude des

## Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (Poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations.

### V.1. Étude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000.V17 dans l'ordre suivant : **(RPA99/2003)**. [1]

- ✓ 1.35 G + 1.5 Q.....(1)
- ✓ G + Q.....(2)
- ✓ G + Q ±E.....(3)
- ✓ 0.8 G ±E.....(4)

Les armatures sont déterminées suivant les sollicitations suivantes :

1. Effort normal maximal et le moment correspondant : ( $N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$ )
2. Effort normal minimal et le moment correspondant : ( $N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$ )
3. Moment maximum et effort normal correspondant : ( $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$ )

#### V.1.1.Recommandations du RPA99/2003 :

##### V.1.1.1. Les armatures longitudinales : (Article 7.4.2.1)

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ✓ Leur pourcentage minimal sera de :  $0.8 \% \times b_1 \times h_1$  en zone **IIa**
- ✓ Leur pourcentage maximal sera de :
  - 4 % en zone courante.
  - 6 % en zone de recouvrement.
- ✓ Le diamètre minimum est de 12mm.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de  $40\phi$  en zone **IIa**.
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone **(IIa)**.
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (V.1). [1]

$$h' = \text{Max} \left( \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

$h_e$  : La hauteur d'étage.



$b_1, h_1$  : Dimensions de la section transversale du poteau.

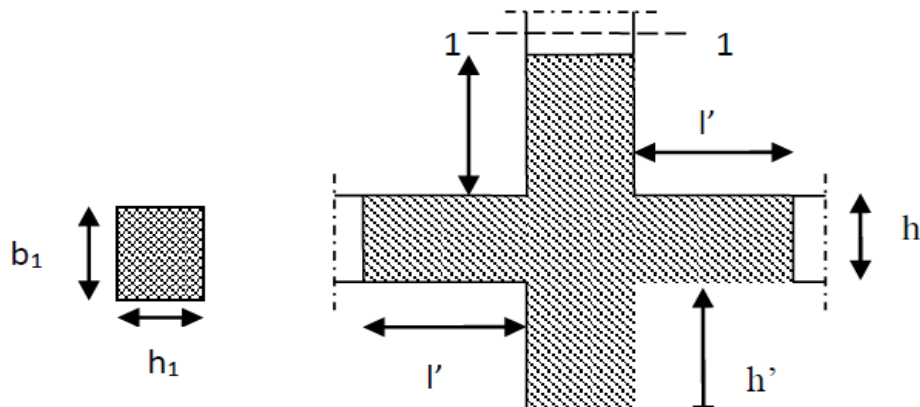


Figure V.1 Zone nodale

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99/V2003 sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau V.1 Armateurs minimales et maximales dans les poteaux carrés

Niveau	section du poteau ( $cm^2$ )	$A_{min}$ ( $cm^2$ )	$A_{max}$ ( $cm^2$ ) Zone courante	$A_{max}$ ( $cm^2$ ) zone de recouvrement
Entre sol 1 et 2 et RDC	60×60	28.8	144	216
Étage 1 et 2	55×55	24.2	121	181.5
Étage 3 et 4	50×50	20	100	150
Étage 5	45×45	16.2	81	121.5
Étage 6	40×40	12.8	64	96
Étage 7	35×35	9.8	49	73.5

Tableau V.2 Armateurs minimales et maximales dans les poteaux circulaires

Niveau	section du poteau ( $cm^2$ )	$A_{min}$ ( $cm^2$ )	$A_{max}$ ( $cm^2$ ) Zone courante	$A_{max}$ ( $cm^2$ ) zone de recouvrement
Entre sol 1 et 2 et RDC	$(\pi \times 60^2)/4$	22.62	113.09	169.65
Étage 1 et 2	$(\pi \times 55^2)/4$	19.01	95.03	142.55
Étage 3 et 4	$(\pi \times 50^2)/4$	15.71	78.54	117.81
Étage 5	$(\pi \times 45^2)/4$	12.72	63.62	95.43

### V.1.1.2. Armatures transversales : (Article 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

$V_u$  : L'effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique " $\lambda_g$ " dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

$t$  : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente, par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixé comme suit :

- **Dans la zone nodale** :  $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$ . En zone **IIa**.
- **Dans la zone courante** :  $t' \leq 15\phi_l$ . En zone **IIa**.

Où :  $\phi_l$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

➤ **La quantité d'armatures transversales minimales :**

$$\frac{A_t}{t \cdot b_1} \text{ En \% est donnée comme suit : } \begin{aligned} A_t^{\min} &= 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ A_t^{\min} &= 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3 \end{aligned}$$

si :  $3 < \lambda_g < 5$  Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$\lambda_g$  : est l'elencement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) ; \text{ Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de}$$

déformation considérée, et  $l_f$  : longueur de flambement du poteau.

- ✓ Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10\phi_t$  minimum .
- ✓ Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ( $\phi$  cheminées  $> 12 \text{ cm}$ ) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

### V.1.2. Les sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, sont résumés dans les tableaux ci-après :

**Tableau V.3 Les sollicitations dans les poteaux carrés**

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
<b>Entre sol 1et 2 et RDC</b>	2661.203	10.512	267.548	1625.251	0.154	34.671

<b>Étage 1 et 2</b>	1724.088	7.691	103.549	145.492	7.839	60.296
<b>Étage 3 et 4</b>	1165.918	10.559	77.235	147.896	0.865	4.312
<b>Étage 5</b>	667.446	10.066	75.828	158.171	0.201	4.867
<b>Étage 6</b>	438.791	18.739	51.873	266.632	0.118	20.882
<b>Étage 7</b>	242.725	23.973	47.094	142.641	0.009	0.687

Tableau V.4 Les sollicitations dans les poteaux circulaires

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
<b>Entre sol 1et 2 et RDC</b>	865.81	12.456	61.522	495.83	64.048	50.236
<b>Étage 1 et 2</b>	491.302	26.622	60.806	91.022	36.312	56.787
<b>Étage 3 et 4</b>	280.53	22.587	57.431	43.339	19.457	53.133
<b>Étage 5</b>	83.43	32.344	54.876	68.607	4.132	23.462

### V.1.3. Calcul de ferrailage

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

Soit à calculer le poteau le plus sollicité de l'entre sol, avec les sollicitations suivantes :

$N_{max} = 2661.203$  KN (compression)  $\rightarrow M_{cor} = 10.512$  KN.m (ELU)

$d = 57$ m;  $d' = 0.03$ m.

$e_G = M/N = 0.0039$ m

$e_G < h/2 = 0.60/2 = 0.3$ m  $\Rightarrow$  le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (A et A').

Il faut vérifier la condition suivante :

$(a) \geq (b)$ .....(I).

$$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 10.512 + 2661.203 \times (0.57 - 0.60/2) = 729.037 \text{ KN.m.}$$

$$(0.337 \times 0.60 - 0.81 \times 0.03) \times 0.60 \times 0.60 \times 14.2 = 0.909 > [2661.203 \times (0.57 - 0.03) - 729.03] \times 10^{-3} = 0.708$$

$\Rightarrow$  (I) est vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{729.037 \times 10^{-3}}{0.60 \times 0.57^2 \times 14.2} = 0.263$$

$$\mu_{bu} = 0.263 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot } B \Rightarrow \varepsilon_{st} = \frac{3.5}{1000} \left( \frac{1-\alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.389 \Rightarrow \varepsilon_{st} = 7.14 \times 10^{-3} > \varepsilon_l = 1.74 \times 10^{-3} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.481 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{729.03 \times 10^{-3}}{0.481 \times 348} = 43.55 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 43.55 \times 10^{-4} - \frac{2661.203 \times 10^{-3}}{348} = -32.92 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2.$$

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux

**Tableau V.5 Ferrailage des poteaux carrés**

Niveau	sections	A (cm <sup>2</sup> )	ARPA (cm <sup>2</sup> )	Aadap (cm <sup>2</sup> )	Barres
Entre sol 1et 2 et RDC	60×60	0	28.8	31.29	<b>8HA20+4HA14</b>
Étage 1 et 2	55×55	0	24.2	24.89	<b>4HA20+8HA14</b>
Étage 3 et 4	50×50	0	20	21.62	<b>4HA20+8HA12</b>
Étage 5	45×45	0	16.2	18.47	<b>12HA14</b>
Étage 6	40×40	0	12.8	13.57	<b>12HA12</b>
Étage 7	35×35	0	9.8	13.57	<b>12HA12</b>

**Tableau V.6 Ferrailage des poteaux circulaires**

Niveau	sections	A (cm <sup>2</sup> )	ARPA (cm <sup>2</sup> )	Aadap (cm <sup>2</sup> )	Barres
Entre sol 1et 2 et RDC	$(\pi \times 60^2)/4$	0	22.62	24.13	<b>12HA16</b>
Étage 1 et 2	$(\pi \times 55^2)/4$	0	19.01	24.13	<b>12HA16</b>
Étage 3 et 4	$(\pi \times 50^2)/4$	0	15.71	16.08	<b>8HA16</b>
Étage 5	$(\pi \times 45^2)/4$	0	12.72	13.26	<b>2HA16+6HA14</b>

### V.1.4. Armatures transversales

On prend comme exemple le poteau (60×60) cm<sup>2</sup> pour le calcul des armatures transversales :

$$L_r = 0.7L_0 = 0.7 \times 4.08 = 2.856 \text{ m.}$$

$$\lambda_g = L_r/b = 2.856/0.6 = 4.76 \Rightarrow A_{t \text{ min}} = 0.28\% t b_1 = 0.0028 \times 15 \times 60 = 2.52 \text{ cm}^2$$

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

**Tableau V.7 Calcul des armatures transversales pour les poteaux carrés**

Section s (cm <sup>2</sup> )	$\Phi_l^{min}$ cm	V <sub>d</sub> (KN)	l <sub>r</sub> (cm)	t zone nodale	t zone courante	$\lambda_g$	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )	barres
60×60	1.4	219.326	65	10	15	4.76	5.14	2.52	6.28	8HA10
55×55	1.4	71.979	60	10	15	3.89	1.84	2.31	3.02	6HA8
50×50	1.2	59.325	60	10	15	4.28	1.67	2.1	3.02	6HA8
45×45	1.4	49.871	60	10	15	4.76	1.57	1.89	3.02	6HA8
40×40	1.2	44.529	50	10	15	5.35	1.04	1.8	3.02	6HA8
35×35	1.2	44.164	50	10	15	6.12	1.18	1.58	3.02	6HA8

**Tableau V.8 Calcul des armatures transversales pour les poteaux circulaires**

Sections (cm <sup>2</sup> )	$\Phi_l^{min}$ cm	V <sub>d</sub> (KN)	l <sub>r</sub> (cm)	t zone nodale	t zone courante	$\lambda_g$	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )	barres
$\pi \times 30^2$	1.6	34.046	65	10	15	4.76	0.80	2.52	3.02	6HA8
$\pi \times 27.5^2$	1.6	37.197	60	10	15	3.89	0.95	2.31	3.02	6HA8
$\pi \times 25^2$	1.6	36.352	60	10	15	4.28	1.02	2.1	3.02	6HA8
$\pi \times 22.5^2$	1.4	31.847	60	10	15	4.76	0.99	1.89	3.02	6HA8

### V.1.5. Vérifications nécessaire

#### V.1.5.1. Vérification au flambement

Selon le **BAEL99 (Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement. [3]

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[ \frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

As : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

**Br** : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$$\gamma_b = 1.5, \gamma_s = 1.15$$

$\alpha$  : est un coefficient fonction de l'élançement mécanique  $\lambda$  qui prend les valeurs :

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

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

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace  $\alpha$  par  $\alpha / 1.10$ .

L'élançement mécanique est donné par :

$$\begin{cases} \lambda = 3.46 \times l_f / b & \text{pour les sections rectangulaires.} \\ \lambda = 4 \times l_f / D & \text{pour les sections circulaires.} \end{cases}$$

$L_f = l_0$  longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferrailage.

$$N_d = 2661.203 \text{ KN}$$

$$L_f = 2.856 \text{ cm}; \lambda = 16.47 < 50; \alpha = 0.814 / 1.10 = 0.74$$

$$B_r = (0.60 - 0.02) \times (0.6 - 0.02) = 0.3364 \text{ m}^2.$$

$$N_u = 0.74 \times \left[ \frac{0.3364 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{31.29 \times 10^{-4} \times 400}{1.15} \right] = 5.41 \text{ MN}.$$

$$N_d = 2.661 \text{ MN} < N_u = 5.41 \text{ MN} \rightarrow \text{pas de risque de flambement.}$$

Le tableau ci-après résume les résultats de vérifications de flambement pour les différents poteaux des différents niveaux.

**Tableau V.9 Vérifications du flambement des poteaux**

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	l <sub>0</sub> (m)	l <sub>f</sub> (m)	λ	α	As (cm <sup>2</sup> )	Br (m <sup>2</sup> )	Nu (MN)	Nd (MN)	Observation
Entre sol 1 et 2et RDC	60×60	4.08	2.856	16.47	0.74	31.29	0.3364	5.41	2.661	vérifiée
	π × 30 <sup>2</sup>			19.04	0.729	24.13	0.2642	4.179	0.865	vérifiée
Étage1 et 2	55×55	3.06	2.142	13.46	0.75	24.89	0.2809	4.55	1.724	vérifiée
	π × 27.5 <sup>2</sup>			15.59	0.744	24.13	0.2206	3.664	0.491	vérifiée
Étage3 et 4	50×50	3.06	2.142	14.82	0.746	21.62	0.2304	3.74	1.165	vérifiée
	π × 25 <sup>2</sup>			17.14	0.737	16.08	0.1809	2.881	0.280	vérifiée
Étage 5	45×45	3.06	2.142	16.46	0.74	18.47	0.1849	3.01	0.667	vérifiée

	$\pi \times 22.5^2$			19.04	0.729	13.26	0.1452	2.296	0.083	<b>vérifiée</b>
<b>Étage 6</b>	40×40	3.06	2.142	18.53	0.732	13.57	0.1444	2.30	0.438	<b>vérifiée</b>
<b>Étage 7</b>	35×35	3.06	2.142	21.17	0.72	13.57	0.1089	1.79	0.242	<b>vérifiée</b>

**V.1.5.2. Vérifications des contraintes**

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{fibre inférieure.}$$

$S = b \times h + 15(A + A')$  (section homogène).

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

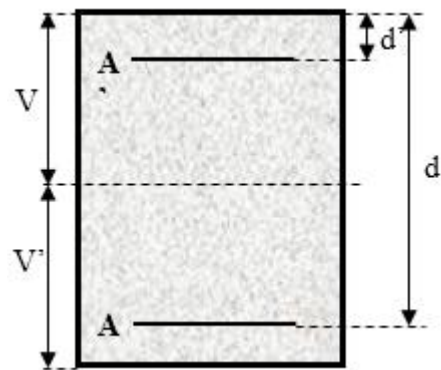


Figure V.2 Section du poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau V.10 Vérifications de la contrainte dans le béton pour poteaux carrée**

Niveau	Entre sol 1 et 2 et RDC	Étage 1 et 2	Étage 3 et 4	Étage 5	Étage 6	Étage 7
<b>Section(cm<sup>2</sup>)</b>	60×60	55×55	50×50	45×45	40×40	35×35
<b>d (cm)</b>	57	52	47	42	37	32
<b>A' (cm<sup>2</sup>)</b>	0	0	0	0	0	0
<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>	31.29	24.89	21.62	18.47	13.57	13.57
<b>V (cm)</b>	59.65	54.63	49.65	44.64	39.66	34.0567
<b>V' (cm)</b>	0.35	0.33	0.35	0.36	0.34	0.43
<b>I<sub>yy'</sub> (cm<sup>4</sup>)</b>	4248998	2998364	2042857	1336167	833289	483451
<b>N<sup>ser</sup> (KN)</b>	1938.535	1256.071	849.876	486.961	320.382	117.516
<b>M<sup>ser</sup> (KN.m)</b>	194.144	30.826	31.766	35.948	32.979	33.912
<b>σ<sub>bc1</sub> (MPa)</b>	7.49	4.25	3.78	3.31	3.34	3.25
<b>σ<sub>bc2</sub> (MPa)</b>	4.75	3.69	3.00	2.10	1.76	0.79
<b>σ<sub>bc</sub> (MPa)</b>	15	15	15	15	15	15
<b>Observation</b>	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>

### V.1.5.3. Vérifications aux sollicitations tangente

D'après le **RPA99** version 2003 **article 7.4.3.2**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante : [1]

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

avec:

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.040 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau V.11 Vérifications aux sollicitations tangentes pour les poteaux**

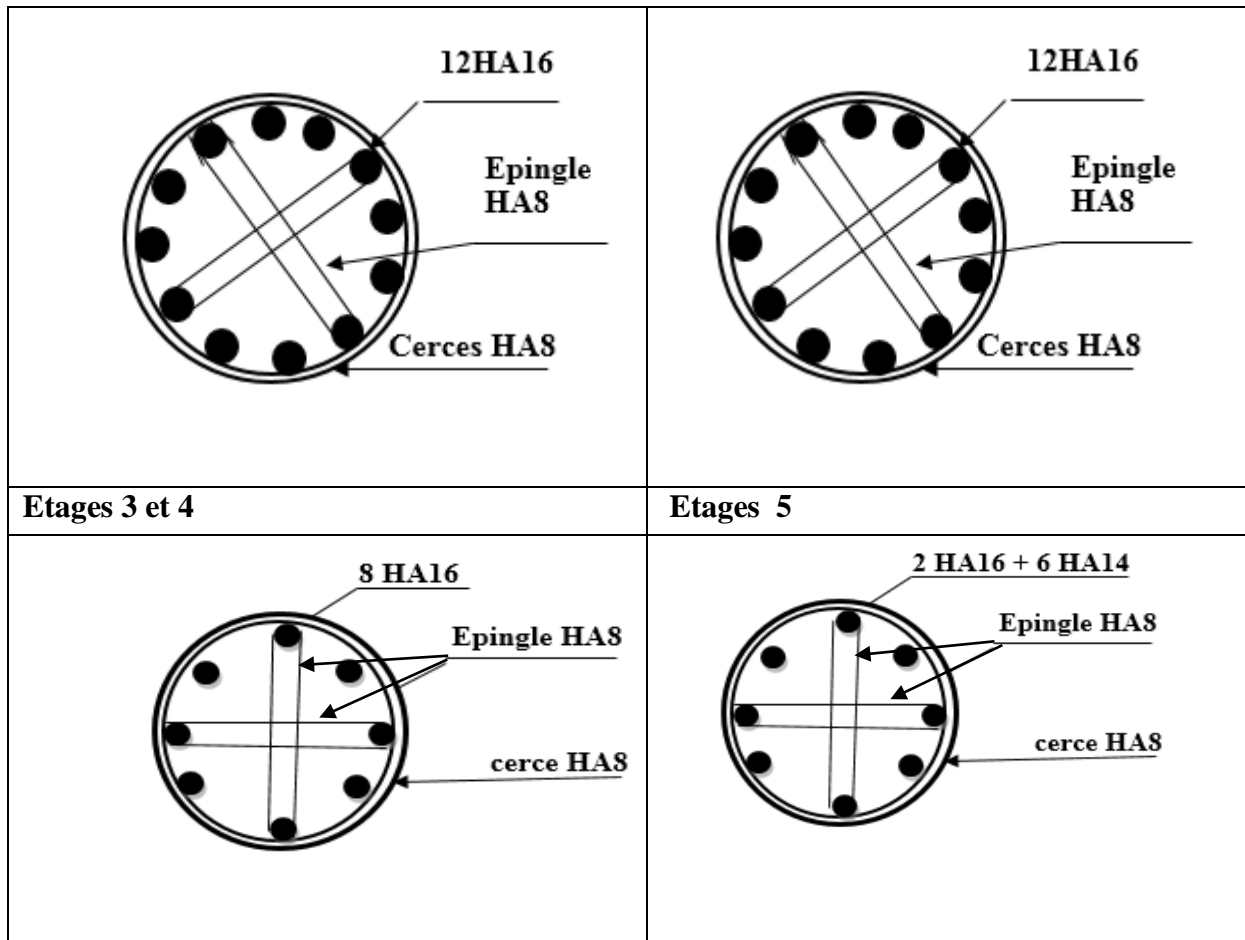
Niveau	Sections (cm <sup>2</sup> )	l <sub>f</sub> (cm)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	d (cm)	V <sub>d</sub> (KN)	τ <sub>bu</sub> (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Entre sol 1et 2 et RDC	60×60	2.856	4.76	0.040	57	219.326	0.64	1.00	vérifiée
	π × 30 <sup>2</sup>		4.76		57	34.046	0.09		
Étage 1 et 2	55×55	2.142	3.89	0.040	52	71.979	0.25	1.00	vérifiée
	π × 27.5 <sup>2</sup>		3.89		52	37.197	0.13		
Étage 3 et 4	50×50	2.142	4.28	0.040	47	77.235	0.33	1.00	vérifiée
	π × 25 <sup>2</sup>		4.28		47	36.352	0.15		
Étage 5	45×45	2.142	4.76	0.040	42	49.871	0.25	1.00	vérifiée
	π × 22.5 <sup>2</sup>		4.76		42	31.847	0.17		
Étage 6	40×40	2.142	5.35	0.075	37	44.529	0.30	1.875	vérifiée
Étage 7	35×35	2.142	6.12	0.075	32	44.164	0.39	1.875	vérifiée



➤ Schéma de ferrailage

Tableau V.12 Schémas du ferrailage des poteaux

<i>Schémas de ferrailage des poteaux</i>	
Entre sol (1 et 2) et RDC	Etages 1 et 2
<p><b>e=3 cm</b></p> <p style="text-align: center;">4T20/face</p> <p style="text-align: center;">4 Cadre <math>\phi_{10}</math></p> <p style="text-align: center;">4T16</p> <p style="text-align: center;">60 cm</p>	<p><b>e=3 cm</b></p> <p style="text-align: center;">2T20/face</p> <p style="text-align: center;">3 Cadre <math>\phi_8</math></p> <p style="text-align: center;">8T14</p> <p style="text-align: center;">55 cm</p>
Etages 3 et 4	Etages 5
<p><b>e=3 cm</b></p> <p style="text-align: center;">2T20/face</p> <p style="text-align: center;">3 Cadre <math>\phi_8</math></p> <p style="text-align: center;">8T12</p> <p style="text-align: center;">50 cm</p>	<p><b>e=3 cm</b></p> <p style="text-align: center;">4T14/face</p> <p style="text-align: center;">3 Cadre <math>\phi_8</math></p> <p style="text-align: center;">4T14</p> <p style="text-align: center;">45 cm</p>
Etages 6	Etages 7
<p><b>e=3 cm</b></p> <p style="text-align: center;">4T12/face</p> <p style="text-align: center;">3 Cadre <math>\phi_8</math></p> <p style="text-align: center;">4T12</p> <p style="text-align: center;">45 cm</p>	<p><b>e=3 cm</b></p> <p style="text-align: center;">4T12/face</p> <p style="text-align: center;">3 Cadre <math>\phi_8</math></p> <p style="text-align: center;">4T12</p> <p style="text-align: center;">35 cm</p>
Les poteaux circulaire	
Entre sol (1 et 2) et RDC	Etages 1 et 2



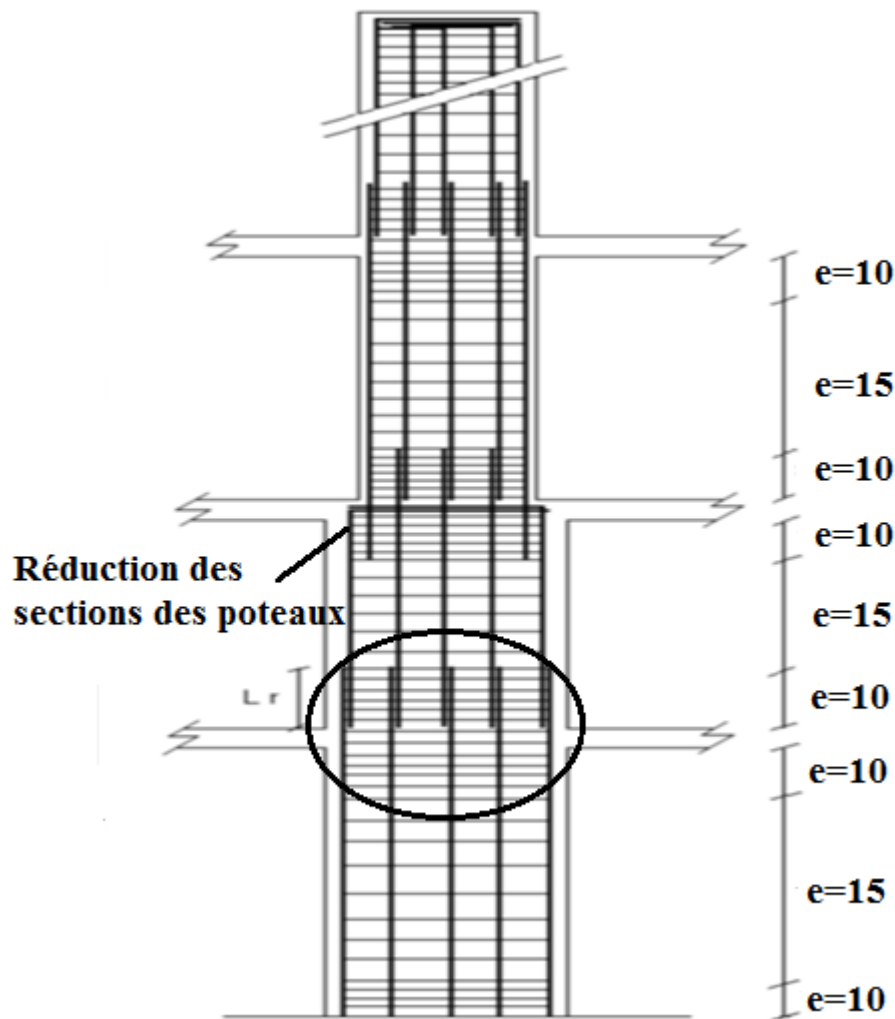


Figure V.3 Schéma principe de ferrailage et de réduction de section de poteaux

## V.2. Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations ( $M$ ,  $T$ ), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99/2003** et celles données par le **BAEL91/99**. [1] [3]

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000, V17 combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99/2003** suivantes :

- ✓  $1.35 \times G + 1.5 \times Q$
- ✓  $G + Q$
- ✓  $G + Q \pm E$
- ✓  $0.8 \times G \pm E$

**RPA99/2003 (article 5.2) [1]**

## V.2.1. Ferrailage

### V.2.1.1. Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi$  en zone **IIa**.

Avec :  $\Phi_{\max}$  : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure, avec des crochets à 90°. Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.

- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds. [1]

### V.2.1.2. Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

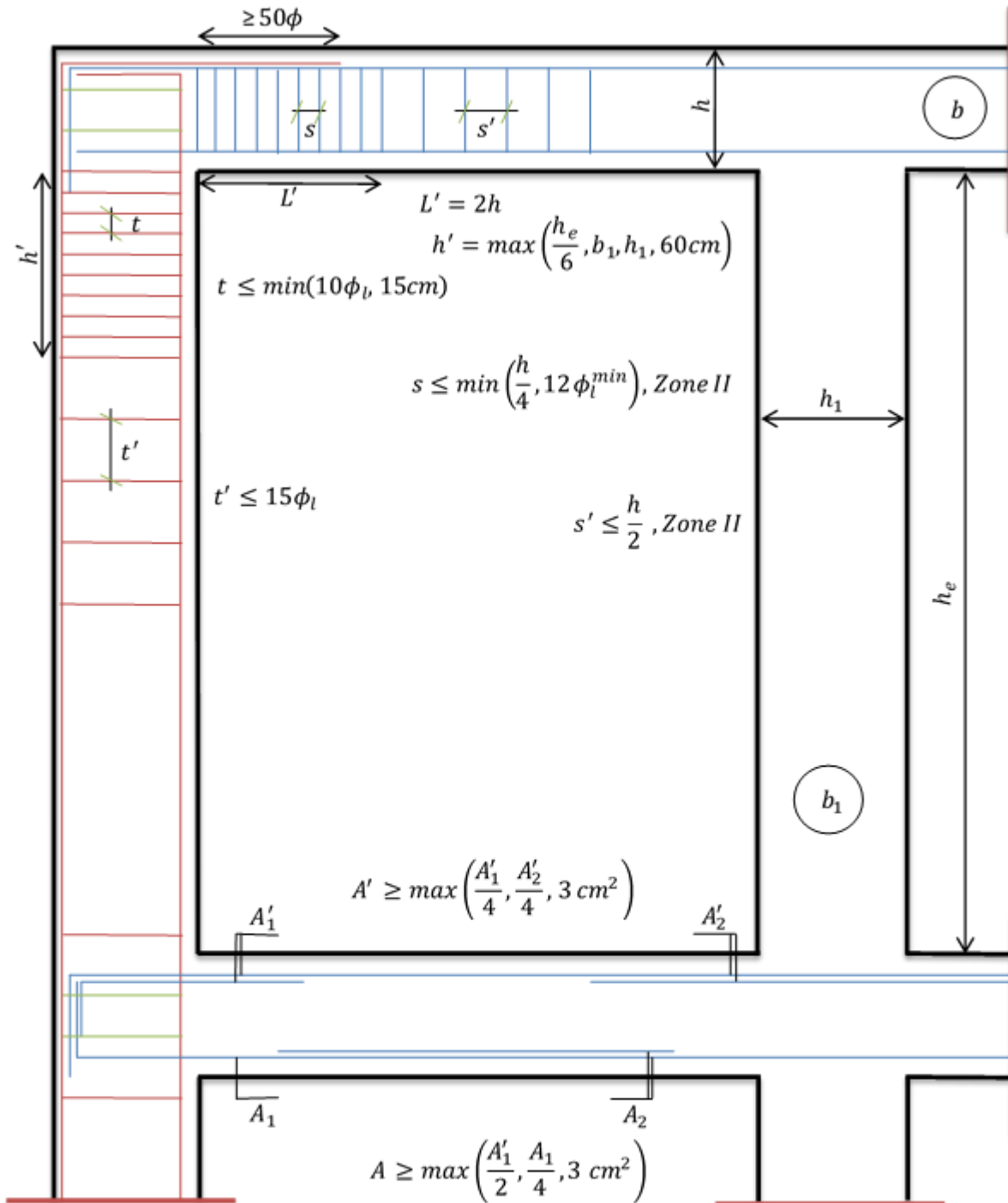
$S_t$  : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $S_t \leq \min (h/4; 12\Phi_1)$  en zone nodale.
- $S_t \leq h/2$  en dehors de la zone nodale.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

La valeur du diamètre  $\phi_l$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés. [1]

V.2.1.3. Dispositions constructives des portiques : (RPA 99/2003)



Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale



2 U superposés (avec alternation dans l'orientation)

Figure V.4 Dispositions constructive des portiques

**V.2.1.4. Recommandation de BAEL 91/99**

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité) BAEL91 (Art F.IV.2) [3]}$$

**V.2.1.5. Calcul du ferrailage :**

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30×40) la plus sollicitée du plancher entre sol avec les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} \mathbf{Mt} = 43.309 \text{ KN.m} \\ \mathbf{Ma} = 105.594 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**V.2.1.5.1. Armatures en appui:**

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{106.484 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.37^2 \times 14.2} = 0.183$$

$$\mu_{bu} = 0.183 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.2547$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.3323m$$

$$A_{st} = \frac{M_A}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{106.484 \times 10^{-3}}{0.3323 \times 400} = 8.01 \text{ cm}^2$$

**V.2.1.5.2. Armatures en travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{43.309 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.37^2 \times 14.2} = 0.0743$$

$$\mu_{bu} = 0.0743 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0966$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.3557m$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{43.309 \times 10^{-3}}{0.3557 \times 400} = 3.04 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres :

**Tableau V.13 Ferrailages des poutres principales et secondaires**

Niveau	Type de poutre	Section (cm <sup>2</sup> )	Localisation	M (KNm)	Vu	A calcul (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barres
Entre sol	Poutre principale	30 × 40	Appui	-	143.5	8.01	6	8.29	2HA20+1HA16
			Travée	106.484		3.04		3.39	3HA12
	Poutre secondaire	30 × 40	Appui	-36.542	26.29	2.5		6.03	3HA16
			Travée	26.264		1.8		3.39	3HA12
RDC		30 × 40	Appui	-91.729		6.6	6	7.16	2HA16+1HA20

et Étages courants	Poutre principale		Travée	50.099	117.33	3.5		4.62	3HA14
	Poutre secondaire	30 × 40	Appui	-93.027	128.103	6.7	6	7.16	2HA16+1HA20
			Travée	90.465		6.5		7.16	2HA16+1HA20
Terrasse	Poutre principale	30 × 40	Appui	-79.959	115.136	5.7	6	6.03	3HA16
			Travée	53.435		3.7		4.62	3HA14
	Poutre secondaire	30 × 40	Appuis	-48.271	72.65	3.4	6	4.62	3HA14
			Travée	52.473		3.7		4.62	3HA14

### V.2.1.6. Vérification des armatures selon le RPA 99 :

#### V.2.1.6.1. Pourcentage maximum des armatures longitudinales :

- ✓ En zone courante :  $A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 > A \text{ adopté}$
- ✓ En zone de recouvrement:  $A_{\max} = 6\%b.h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 > A \text{ adopté}$

#### V.2.1.6.2. Les longueurs de recouvrement :

$$L_r > 40 \times \phi \text{ en zone IIa}$$

$$\phi = 20\text{mm} \quad L_r > 40 \times 20 = 80\text{cm} \quad \text{on adopte } L_r = 80\text{cm}$$

$$\phi = 16\text{mm} \quad L_r > 40 \times 16 = 64\text{cm} \quad \text{on adopte } L_r = 65\text{cm}$$

$$\phi = 14\text{mm} \quad L_r > 40 \times 14 = 56\text{cm} \quad \text{on adopte } L_r = 60\text{cm}$$

### V.2.1.7. Les armatures transversales :

- ✓ Calcul de  $\Phi_t$  :

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi \leq \min\left(1.4; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1.4; 1.14; 3.0)\text{cm}$$

$$\phi_t \leq 1,4\text{cm} \Rightarrow \text{Soit } \phi_t = 8\text{mm}$$

$$\text{Donc on opte pour } A_t = 4\text{HA8} = 2.01\text{cm}^2$$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de HA8 pour toutes les poutres

✓ **Calcul des espacements des armatures transversales :**

1.  $S_t \leq \min (S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$  avec:

1).  $S_{t1} = \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 33.3\text{cm}$

2).  $S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t2} \leq 67.00\text{cm}$

3).  $S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 32.5\text{cm}$

2. Selon RPA99 Art (7.5.2.2) :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_l\right)$$

**Zone nodale :**

$S_t \leq \min(10; 16.8) = 10 \text{ cm}$

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

**Zone courante :**  $S_t \leq h/2 = 40/2 = 20\text{cm}$ .

✓ **Vérification des sections d'armatures transversales :**

$A_t^{\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot h = 0,003 \cdot 15 \cdot 40 = 1.80\text{cm}^2$

$A_t = 2.01 > A_{\min} = 1.80\text{cm}^2$ ..... Condition vérifiée

**V.2.1.8. Vérification à l'ELU : BAEL91 (Art F.IV.2)**

✓ **Condition de non fragilité :**

$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1.34\text{cm}^2$ ..... Condition vérifiée

✓ **Contrainte tangentielle maximale : BAEL91 (Art H.III.2) [3]**

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

Il faut vérifier que :

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

Tel que :  $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$

Fissuration peu nuisible  $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}$ .

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau V.14 Vérifications des contraintes tangentielles**

Poutres	Vu (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Principales	143.525	1.19	3.33	Vérifiée
Secondaires	128.103	1.07	3.33	Vérifiée

Donc pas de risque de cisaillements



✓ Vérification des armatures longitudinales au cisaillement : BAEL91 (Art H.IV.2)

Appuis de rives :  $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots(1)$

Appuis intermédiaires :  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}) \dots\dots\dots(2)$   $\gamma_s = 1.15, f_e = 400MPa$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

**Tableau V.15 Vérifications des armatures longitudinales au cisaillement**

Poutres	A <sub>l</sub> (cm <sup>2</sup> )	V <sub>u</sub> (KN)	M <sub>a</sub> (KN.m)	A <sub>l</sub> <sup>rive</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>l</sub> <sup>int</sup> (cm <sup>2</sup> )	Observation
Principales	8.29	143.525	106.484	4.13	-5.07	Vérifiée
Secondaires	7.16	128.103	93.027	3.68	-4.34	Vérifiée

**V.2.1.9. Vérifications ELS : BAEL91 (Art E.III.1) [3]**

✓ Etat limite de compression du béton :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15y(A_s + A_s') - 15(dA_s + d'A_s') = 0; \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A_s' \times (y - d')^2]$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

**Tableau V.16 Vérifications de l'état limite de compression du béton**

Poutres	Localisation	M <sub>ser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	76.5866	93209	13.85	11.38	15	vérifiée
	Travées	31.7127	73789	12.22	5.25	15	vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	30.7449	73789	12.22	5.09	15	vérifiée
	Travées	20.4695	73789	12.22	3.39	15	vérifiée

✓ Etat limite de déformation :

D'après le BAEL91 et le CBA93 la vérification à la flèche est inutile si : [3] [2]

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

**Tableau V.17 Vérification de la flèche pour les poutres**

	h <sub>t</sub> cm	b (cm)	L (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	40	30	4.80	8.29	0.083	0.075	0.007	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	40	30	5.00	7.16	0.080	0.075	0.006	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

### V.2.2. Schéma de ferrailage des poutres

On prend comme exemple une poutre principale d'entre sol

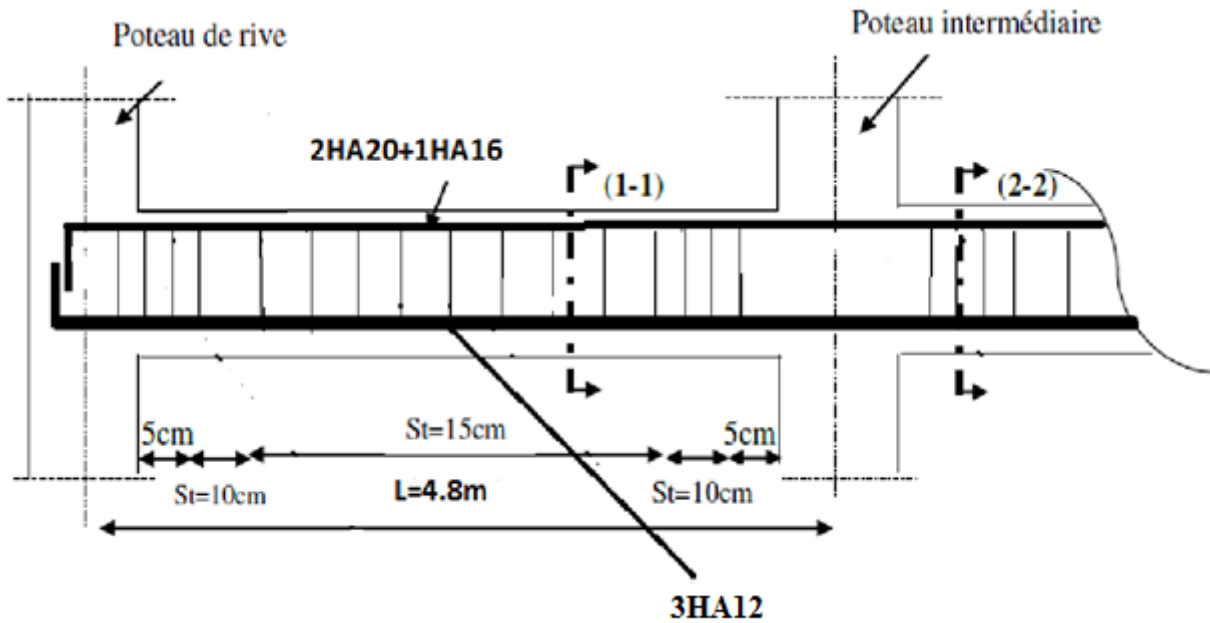


Figure V.5 Schéma de ferrailage de la poutre principale d'entre sol

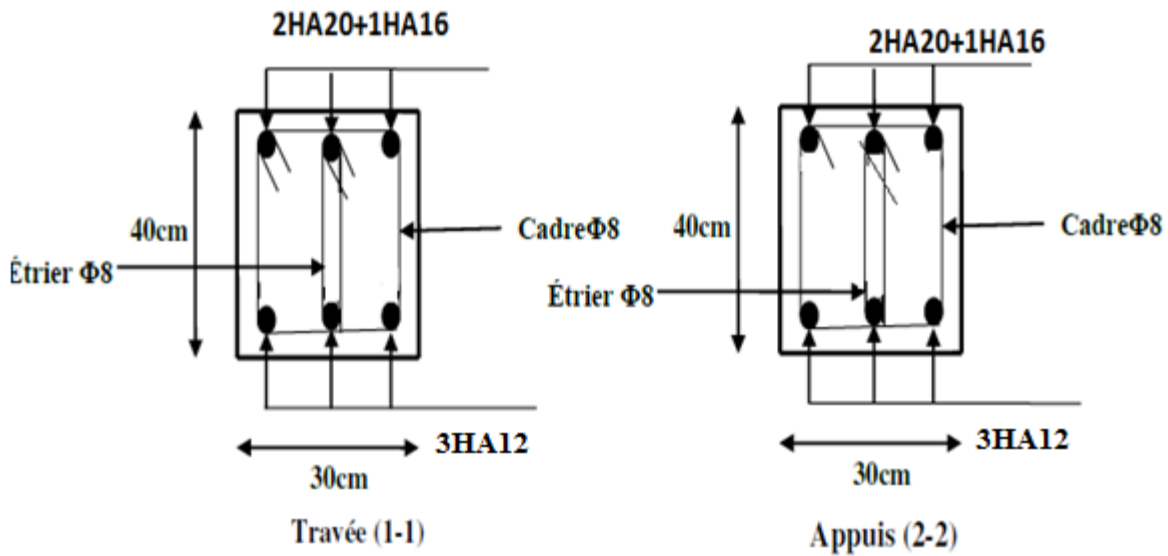
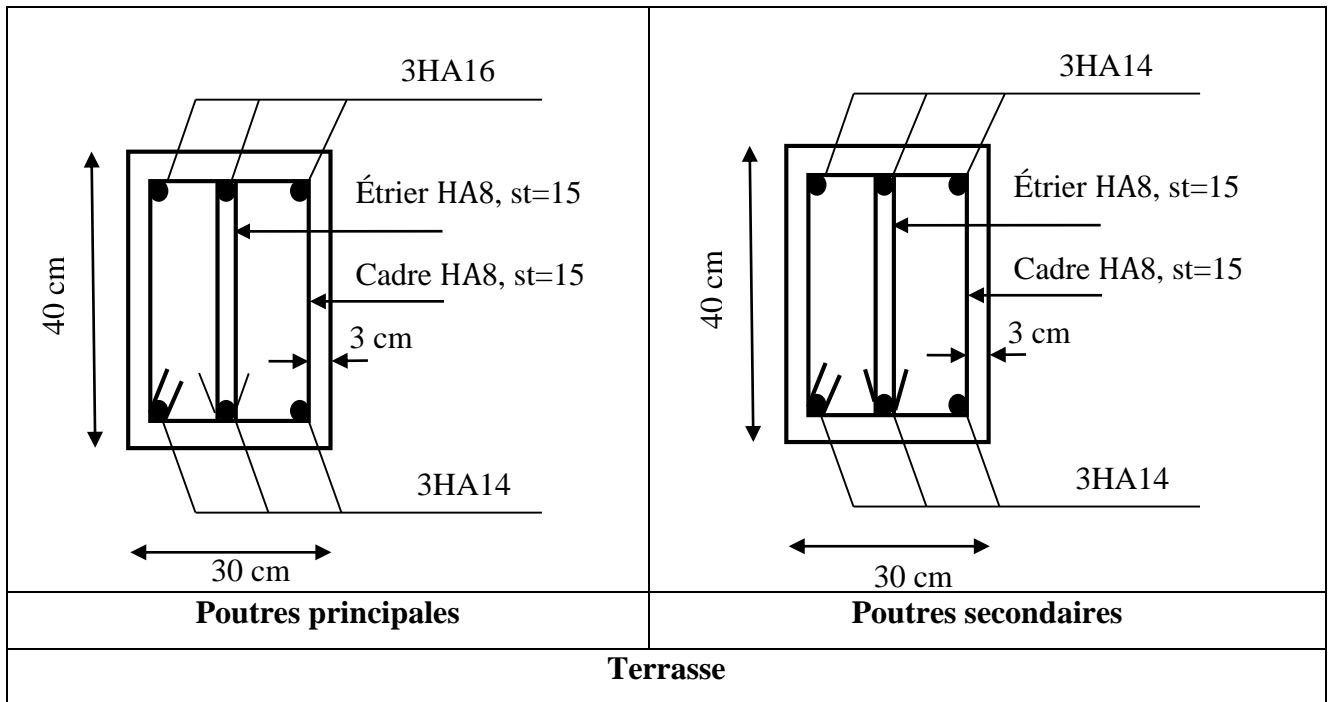


Figure V.6 Détail de ferrailage de la poutre principale en travée et en appuis

Le ferrailage des poutres est donné dans le tableau ci-dessous

**Tableau V.18 Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires**

<p>1HA16 2HA20 Étrier HA8, st=15 cm Cadre HA8, st=15 cm 3 cm 3HA12 40 cm 30 cm</p>	<p>3HA16 Étrier HA8, st=15 cm Cadre HA8, st=15 cm 3 cm 3HA12 40 cm 30 cm</p>		
<b>Poutres principales</b>		<b>Poutres secondaires</b>	
<b>L'entre sol</b>			
<p>1HA20 2HA16 Étrier HA8, st=15cm Cadre HA8, st=15 cm 3cm 3HA14 40 cm 30 cm</p>	<p>2HA16 1HA20 Étrier HA8, st=15 Cadre HA8, st=15 3 cm 2HA16 1HA20 40 cm 30 cm</p>		
<b>Poutres principales</b>		<b>Poutres secondaires</b>	
<b>RDC et étages courants</b>			



### V.2.3. Vérification des zones nodales

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

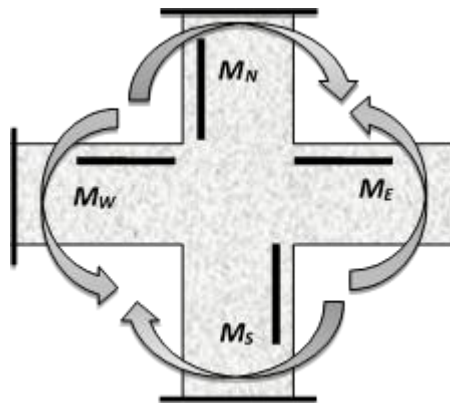


Figure V.7 Les moments résistant dans la zone nodale

#### V.2.3.1. Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant ( $M_R$ ) d'une section de béton dépend essentiellement :

- ✓ des dimensions de la section du béton.
- ✓ de la quantité d'armatures dans la section.
- ✓ de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

avec :  $z = 0.9 \times h$  et  $\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$ .

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

**Tableau V.19 Les moments résistant dans les poteaux carrés**

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>R</sub> (KN.m)
Entre sol 1et 2 et RDC	60×60	54.0	31.29	588.00
Étage 1 et 2	55×55	49.5	24.89	428.755
Étage 3 et 4	50×50	45	21.62	338.569
Étage 5	45×45	40.5	18.47	260.316
Étage 6	40×40	36	13.57	170.01
Étage 7	35×35	31.5	13.57	148.75

### V.2.3.2. Déterminations des moments résistant dans les poutres

M<sub>w</sub> et M<sub>E</sub> sont les moments (en KN) calculés en fonction des aciers adoptés en appuis à gauche et à droite du nœud (face tendue de la poutre au niveau du nœud).

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau de vérification des zones nodales. On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central:

**Tableau V.20 Vérifications de la zone nodale**

Niveau	M <sub>N</sub>	M <sub>S</sub>	M <sub>N+M<sub>S</sub></sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>E</sub>	1.25 (M <sub>w+M<sub>E</sub></sub> )	Observation
E/sol 2	588.00	588.00	1176.00	103.86	103.86	259.65	vérifiée
E/sol 1	588.00	588.00	1176.00	103.86	103.86	259.65	vérifiée
RDC	424.755	588.00	1012.76	89.70	89.70	224.25	vérifiée
Etage1	424.755	424.755	849.51	89.70	89.70	224.25	vérifiée
Etage2	338.569	424.755	763.324	89.70	89.70	224.25	vérifiée
Etage3	338.569	338.569	677.14	89.70	89.70	224.25	vérifiée
Etage4	260.316	338.569	598.89	89.70	89.70	224.25	vérifiée
Etage5	170.01	260.316	430.33	89.70	89.70	224.25	Vérifiée
Etage6	148.75	170.01	318.76	89.70	89.70	224.25	Vérifiée
Etage7	0	148.75	148.75	57.88	57.88	115.76	vérifiée

**Commentaire :** les vérifications de zone nodale sont vérifiées dans tous les niveaux

### V.3. Etude des voiles :

Le RPA 99/ 2003, exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone **IIa** (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastree à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents : [1]

- Voiles élancés :  $\frac{h}{l} > 1.5$
- Voiles courts :  $\frac{h}{l} < 1.5$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

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

#### V.3.1.Recommandation du RPA 99/2003

##### V.3.1.1. Armatures verticales

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✓ L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que :  $A_{min} = 0.20\% (L_t \times e)$   
 $L_t$ : Longueur de la zone tendue.  
 $e$  : Épaisseur du voile.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement  $s_t < e$  (e : épaisseur de voile).
- ✓ A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10de la largeur du voile.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

##### V.3.1.2. Armatures horizontales

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\phi$ .

##### V.3.1.3. Armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par  $1m^2$  au moins.

##### V.3.1.4. Armatures de coutures

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec } : V = 1.4 \times V_u$$

### V.3.1.5. Règles communes (armatures verticales et horizontales)

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :
  - $A_{\min} = 0.15\%$  De la section du voile, dans la section globale du voile.
  - $A_{\min} = 0.10\%$  De la section du voile, dans la zone courante.
  - $\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e$  (Exception faite pour les zones d'about).
- ✓ L'espacement :  $S_t = \min(1.5 e, 30 \text{ cm})$ .
- ✓ Les deux nappes d'armatures horizontales doivent être reliées avec au moins quatre épingles par  $m^2$ . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- ✓ Longueurs de recouvrement :
  - $40\phi$  : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.
  - $20\phi$  : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

### V.3.2. Calcul des sollicitations revenant aux voiles

Les sollicitations sont déterminées à partir de logiciel sap2000 V17 le tableau suivant illustre les sollicitations revenant aux voiles 'Vx1, Vx1, Vx2, Vy1, Vy2 :

Tableau V.21 Les sollicitations revenant aux voiles 'Vx1, Vx1, Vx2, Vy1, Vy2

Niveau	voile	Nmax→Mcor		Mmax→Ncor		Nmin→Mcor		V(KN)		
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)			
Entre sol1 et2 RDC	'Vx1	-	1293.8	607.0398	1069.9858	-359.616	-111.667	997.4877	104.497	
1 <sup>ère</sup> , 2 <sup>ème</sup> étage		51	-	839.06	10.1446	135.8527	-119.542	-69.824	128.3424	120.095
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> étage		4	-	926.19	10.3349	207.2488	-521.939	-320.13	204.0308	190.805
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étage		9	-	578.39	18.7517	194.8324	-560.505	-160.786	172.4101	92.677
7 <sup>ème</sup> étage		5	-	207.07	36.0365	136.1939	-202.41	-58.57	92.6877	69.842
Entre sol1 et2 RDC		Vx1	-	1364.4	591.9629	1082.9123	-429.44	-156.554	1005.4941	97.961
1 <sup>ère</sup> , 2 <sup>ème</sup> étage	97		-	1325.4	74.3443	359.5942	-870.739	-577.818	339.9121	265.508
		81								

3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> étage		- 1010.2 79	54.4321	233.4218	-567.657	-344.94	219.001	201.569	
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étage		- 638.48 7	37.8761	214.511	-315.809	-176.624	205.0425	118.667	
7 <sup>ème</sup> étage		- 239.06 4	29.446	135.8527	-119.542	-69.824	128.3424	120.95	
Entre sol1 et2 RDC	V <sub>x2</sub>	- 1013.7 42	88.594	175.4902	-195.389	-5.43	161.4214	95.321	
1 <sup>ère</sup> , 2 <sup>ème</sup> étage		- 806.36 7	58.5766	71.2496	-332.237	-154.819	68.5564	70.328	
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> étage		- 601.17 1	1.4393	46.8155	-298.322	-162.178	45.9397	56.007	
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étage		- 380.77 5	4.818	32.2591	-358.361	-112.486	25.8739	31.367	
7 <sup>ème</sup> étage		- 143.45 5	9.2776	34.4793	-135.362	-44.848	22.8243	36.951	
Entre sol1 et2 RDC		V <sub>y1</sub>	- 1036.0 67	957.0903	1013.738	-13.934	-13.934	1013.738	322.844
1 <sup>ère</sup> , 2 <sup>ème</sup> étage			- 876.32 1	12.6102	322.3768	-524.816	-327.257	66.4343	206.301
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> étage	- 657.53 1		17.3542	187.9854	-570.532	-232.582	17.3187	147.565	
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étage	- 410.46 4		29.7499	160.9941	-361.581	-152.336	3.1187	73.468	
7 <sup>ème</sup> étage	- 146.44 3		9.7487	78.484	-123.964	-57.541	6.3224	44.995	
Entre sol1 et2 RDC	V <sub>y2</sub>	- 677.61 6	68.2662	108.3195	-603.516	-11.022	66.6673	71.858	
1 <sup>ère</sup> , 2 <sup>ème</sup> étage		- 425.24 4	2.8364	55.1402	-289.399	-144.699	4.4509	53.552	
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> étage		- 326.01 2	3.5323	47.0557	-222.474	-116.666	3.2273	48.99	
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étage		-211.88	2.7738	34.313	-134.306	-84.576	3.2046	31.32	
7 <sup>ème</sup> étage		- 102.99 5	21.4909	36.8688	-66.077	-45.903	32.0405	45.621	



### V.3.3. Ferrailage

On prend comme exemple de calcul le voile 'V<sub>x1</sub>, sous les sollicitations N<sub>max</sub> et M<sub>cor</sub>, les autres cas seront résumés dans des tableaux

➤ **Armatures verticales :**

$$L = 2.50 \text{ m, } d = 2.47 \text{ m, } e = 0.20 \text{ m.}$$

N<sub>max</sub> = -1293.851 KN, M<sub>cor</sub> = 607.0398 KN. m. (Combinaison ELU).

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.469 \text{ m} < \frac{l}{2} = 1.25 \text{ m} \Rightarrow (\text{le centre de pression est à l'intérieur de la section}).$$

⇒ la section est entièrement tendue.

$$A_1 = \frac{Nu e_2}{fst(d - d')}$$

$$A_2 = \frac{Nu e_1}{fst(d - d')}$$

tel que:

$$e_1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + e_G = \left(\frac{2.5}{2} - 0.03\right) + 0.469 = 1.689 \text{ m}$$

$$e_2 = (d - d') - e_1 = (2.47 - 0.03) - 1.689 = 0.751 \text{ m}$$

$$fst = 348 \text{ MPa.}$$

On aura:

$$A_1 = \frac{1293.851 \times 10^{-3} \times 0.751}{348(2.47 - 0.03)} = 11.44 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{1293.851 \times 10^{-3} \times 1.689}{348(2.47 - 0.03)} = 25.42 \text{ cm}^2$$

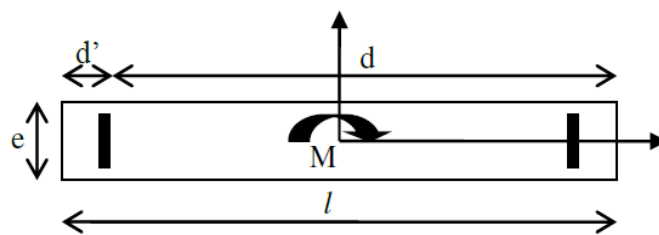


Figure V.8 Schéma d'un voile plein

En prend le max entre  $A_1$  et  $A_2 \Rightarrow A = 25.42 \text{ cm}^2$

➤ **Armatures horizontales :**

$$V = 104.497 \text{ KN}$$

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times V_d}{e \times d} = \frac{1.4 \times 104.497 \times 10^{-3}}{0.2 \times 2.47} = 0.30 \text{ MPa.}$$

Soit  $S_h = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_h = 0.38 \text{ cm}^2$ .

$$A_{h_{\min}} = 0.15\% \times e \times S_h = 0.15\% \times 20 \times 20 = 0.6 \text{ cm}^2.$$

➤ **Vérifications:**

$$A_{\min(\text{ZT})} = 0.2\% \times e \times L_t = 0.2\% \times 20 \times 250 = 10 \text{ cm}^2. \text{ (} A_{\min} \text{ en zone tendue par le RPA).}$$

$$A_{\min(\text{BAEL})} = L_t \times e \times f_{t28} / f_e = 250 \times 20 \times 2.1 / 400 = 26.25 \text{ cm}^2. \text{ (} A_{\min} \text{ dans le voile par le BAEL).}$$

$$A_{\min(\text{ZG})} = 0.15\% \times e \times L_t = 0.15\% \times 20 \times 250 = 7.5 \text{ cm}^2. \text{ (} A_{\min} \text{ en zone globale du voile par le RPA).}$$

➤ **Choix des armatures :**

✓ Armatures verticales :

On opte pour chaque face: 14HA16 = 28.15 cm<sup>2</sup> avec St = 15 cm.

✓ Armatures horizontales :

On opte 2HA10 = 1.57 cm<sup>2</sup> avec St = 20 cm

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales du voile

‘V<sub>x1</sub> dans les autres niveaux :

$A_v^{cal}$  : Section d’armature verticale totale du voile.

$A_{v_{\min}}^{BAEL}$  : Section d’armature verticale minimale dans le voile complet

$A_{v_{\min}}^{RPA}$  : Section d’armature verticale minimale dans le voile complet.

$A_v^{adap} / \text{face}$  : Section d’armature verticale adaptée par face.

Nbre/face : nombre de barres adaptées par face.

Nbre/ml : nombre de barres adaptées pour 1 mètre linéaire.

$S_t$  : Espacement.

$A_H^{\min}$  : Section d’armature horizontale minimale dans le voile complet.

$A_H^{cal}$  : Section d’armature horizontale pour 1 mètre linéaire.

$A_H^{adap} / \text{ml}$  : Section d’armature horizontale adaptée pour 1 mètre linéaire.

$A_v^{adpt} / \text{ml}$  : Section d’armature adoptée par mètre linéaire.

**Tableau V.22 Ferrailage du voile ‘V<sub>x1</sub>**

Niveau	Entre sol 1,2, RDC	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage	5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0.20×2.5	0.20×2.5	0.20×2.5	0.20×2.5	0.20×2.5
M(KN)	607.0398	10.1446	10.3349	18.7517	36.0365
N(KN)	-1293.851	-839.064	-926.199	-578.395	-207.075

Section	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement tendue
V (KN)	104.497	120.095	190.805	92.677	69.842
$\tau$ (MPa)	0.30	0.37	0.59	0.28	0.22
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	36.86	24.12	26.63	16.63	5.95
$A_v^{min}$ RPA (cm <sup>2</sup> )	7.50	7.50	7.50	7.50	7.50
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )/par face	28.15	15.39	15.39	11.31	7.85
$N^{bre}$ /par face	<b>14HA16</b>	<b>10HA14</b>	<b>10HA14</b>	<b>10HA12</b>	<b>10HA10</b>
St (cm)	Zone courante	15	25	25	25
	Zone d'extrémité	7.5	12.5	12.5	12.5
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	0.38	0.46	0.74	0.36	0.27
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
$N^{bre}$ /par Plan	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>
St (cm)	20	20	20	20	20

Le ferrailage des autres voiles sont résumé dans les tableaux suivants :

Tableau V.23 Ferrailage du voile Vx1

Niveau	Entre sol 1,2, RDC	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage	5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0.20×2.5	0.20×2.5	0.20×2.5	0.20×2.5	0.20×2.5
M(KN)	591.9629	74.3443	54.4321	37.8761	29.446
N(KN)	-1364.497	-1325.481	-1010.279	-638.487	-239.064
Section	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement tendue
V (KN)	97.961	265.508	201.569	118.667	120.95
$\tau$ (MPa)	0.31	0.82	0.63	0.37	0.38
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	39.23	38.11	29.04	18.35	6.87
$A_v^{min}$ RPA (cm <sup>2</sup> )	7.50	7.50	7.50	7.50	7.50
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )/par face	28.15	20.11	15.39	11.31	7.85

$N^{bre}$ /par face		14HA16	10HA16	10HA14	10HA12	10HA10
$S_t$ (cm)	Zone courante	15	25	25	25	25
	Zone d'extrémité	7.5	12.5	12.5	12.5	12.5
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )		0.38	1.03	0.78	0.46	0.47
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )		0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )		1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
$N^{bre}$ /par Plan		2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
$S_t$ (cm)		20	20	20	20	20

Tableau V.24 Ferrailage du voile Vx2

Niveau	Entre sol 1,2, RDC	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage	5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0.20×1.2	0.20×1.2	0.20×1.2	0.20×1.2	0.20×1.2
M(KN)	88.594	58.5766	1.4393	4.818	9.2776
N(KN)	-1013.742	-806.367	-601.171	-380.775	-143.455
Section	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement tendue
V (KN)	95.321	70.328	56.007	31.361	36.951
$\tau$ (MPa)	0.62	0.46	0.36	0.2	0.24
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	29.15	23.18	17.28	10.95	4.13
$A_v^{min}$ RPA (cm <sup>2</sup> )	3.60	3.60	3.60	3.60	3.60
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )/par face	20.11	15.39	11.31	7.85	7.85
$N^{bre}$ /par face		10HA16	10HA14	10HA12	10HA10
$S_t$ (cm)	Zone courante	12	12	12	12
	Zone d'extrémité	6	6	6	6
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )		0.77	0.57	0.45	0.25
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )		0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )		1.57	1.57	1.57	1.57
$N^{bre}$ /par Plan		2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
$S_t$ (cm)		20	20	20	20

Tableau V.25 Ferrailage du voile Vy1

Niveau	Entre sol 1,2, RDC	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage	5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0.20×2.5	0.20×2.5	0.20×2.5	0.20×2.5	0.20×2.5
M(KN)	957.0903	12.6102	17.3542	29.7499	9.7487
N(KN)	-1036.067	-876.321	-657.531	-410.466	-146.443
Section	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement tendue
V (KN)	322.844	206.301	147.565	73.468	44.995
$\tau$ (MPa)	1	0.64	0.45	0.23	0.14
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	29.17	25.2	18.91	11.8	4.21
$A_v^{min}$ RPA (cm <sup>2</sup> )	7.50	7.50	7.50	7.50	7.50
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )/par face	20.11	15.39	11.31	7.85	7.85
$N^{bre}$ /par face	10HA16	10HA14	10HA12	10HA10	10HA10
St (cm)	Zone courante	25	25	25	25
	Zone d'extrémité	12.5	12.5	12.5	12.5
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1.25	0.80	0.57	0.29	0.17
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
$N^{bre}$ /par Plan	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
St (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.26 Ferrailage du voile Vy2

Niveau	Entre sol 1,2, RDC	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage	5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0.20×1	0.20×1	0.20×1	0.20×1	0.20×1
M(KN)	68.2662	2.8364	3.5323	2.7738	21.4909
N(KN)	-677.616	-425.244	-326.012	-211.88	-102.995
Section	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement tendue
V (KN)	71.858	53.552	48.99	31.32	45.621
$\tau$ (MPa)	0.56	0.42	0.38	0.24	0.35

$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}(\text{MPa})$	5	5	5	5	5
$A_v^{cal} (\text{cm}^2)$	19.48	12.23	9.37	6.09	2.96
$A_v^{min} \text{ RPA} (\text{cm}^2)$	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
$A_v^{adop} (\text{cm}^2)/\text{par face}$	11.31	7.85	7.85	7.85	7.85
$N^{bre} / \text{par face}$	<b>10HA12</b>	<b>10HA10</b>	<b>10HA10</b>	<b>10HA10</b>	<b>10HA10</b>
$S_t$ (cm)	Zone courante	10	10	10	10
	Zone d'extrémité	5	5	5	5
$A_h^{cal} (\text{cm}^2)$	0.69	0.52	0.48	0.30	0.44
$A_h^{min} (\text{cm}^2)$	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adop} (\text{cm}^2)$	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
$N^{bre} / \text{par Plan}$	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20

### V.3.3.1. Schéma de ferrailage

On prend comme exemple le voile 'Vx1 d'entre sol 2

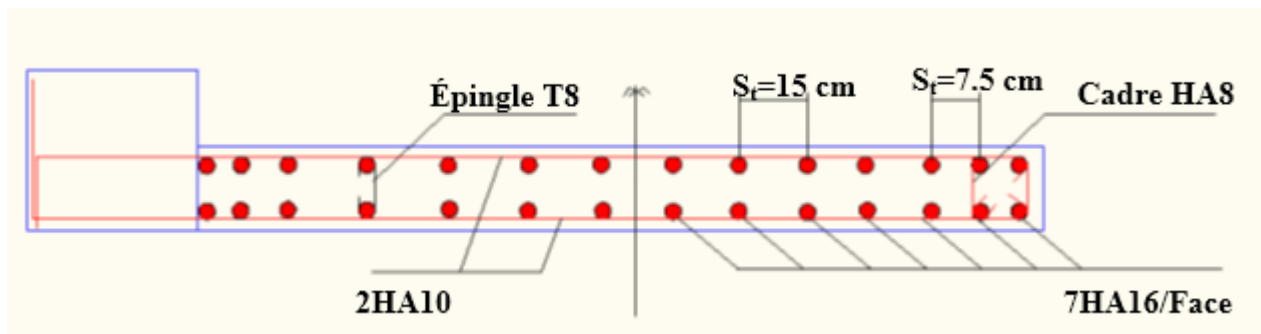


Figure V.9 Ferrailage du voile 'Vx1

### V.3.4. Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc, être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferrillages des différents éléments principaux, il a été tenu compte des ferrillages obtenus par le logiciel de calcul (SAP 2000 V.17) et l'application (SOCOTEC) ainsi que le ferrillage minimum édicté par le RPA 99/ 2003.

Il est noté que le ferrillage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par les deux codes de calcul utilisé. Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du RPA et le BAEL.

# Chapitre VI

L'infrastructure Etude de

## VI.1. Introduction

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles...). Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux).

La détermination des ouvrages de fondation se fait en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques ou mécaniques des sols.

Les questions abordées dans ce chapitre concernent la détermination des dimensions et le ferrailage des éléments de fondations en tant qu'éléments en béton armé.

Dans le cas le plus général, un élément de la structure peut transmettre à sa fondation (supposée horizontale) :

- ✓ Un effort normal.
- ✓ Une force horizontale, résultant par exemple de l'action d'un séisme.
- ✓ Un couple qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

## VI.2. Choix du type de fondation

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- La distance entre axes des poteaux.
- Les charges transmises au sol.
- La profondeur du bon sol.

D'après le rapport du sol, il est recommandé d'ancrer la fondation de type superficielle (filante ou radier) à au moins 1/10 de la hauteur de bâtiment de profondeur après terrassements des remblais et de prendre une contrainte admissible  $\sigma_{sol} = 1.6bars$ .

Les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes:

- ✓  $G + Q \pm E$
- ✓  $0.8G \pm E$

**RPA99/V2003 (Art.10.1.4.1)**

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}, \text{ avec : } N : \text{ Poids total de l'ouvrage en fonctionnement.}$$

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$  : La capacité portante du sol.

Pour connaître le type de fondations qui convient à notre structure, on procède à la vérification des semelles isolées puis des semelles filantes. Si ces deux types de semelles ne conviennent pas ; on passe au radier général. [1]

## VI.3. Vérification des semelles isolées :

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base ( $a \times a$ ) d'où les semelles sont carrées ( $A \times A$ ).



La vérification à faire :  $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

**N.B :** Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

$N_{sup}$  : Effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison ELU ; obtenu par le SAP2000 V17.

$N_{inf}$  : Le poids estimé de la semelle.

$$N_{inf} = 25 \times 0.45 \times 1.5 \times 1.5 = 25.31 \text{ KN}$$

$$N = N_{sup} + N_{inf} = 2661.203 + 25.31 = 2686.513 \text{ KN.}$$

$S$  : La surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

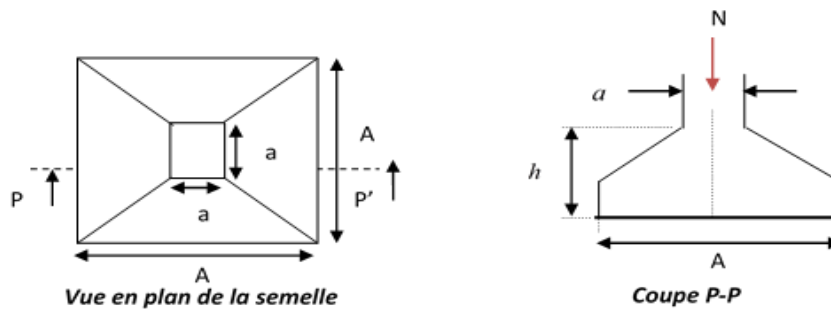


Figure VI.1 Schéma d'une semelle

On a choisi deux poteaux de section (60×60) dans la structure où la distance entre eux est de 3.2 m dans le sens (x-x)

$$A \geq \sqrt{\frac{a \times N}{a \times \sigma_{sol}}}, \text{ avec } \sigma_{sol} = 1.6 \text{ bars} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{0.60 \times 2686.513}{0.60 \times 160}} = 4.09 \text{ m}$$

On remarque que les semelles isolées sous poteaux sont très rapprochées dans le sens (x-x) la distance entre eux est de 5m, et le chevauchement entre elles dans le sens (y-y). donc ce choix ne convient pas. Ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

### VI.4. Vérification des semelles filantes

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique de 7 poteaux.

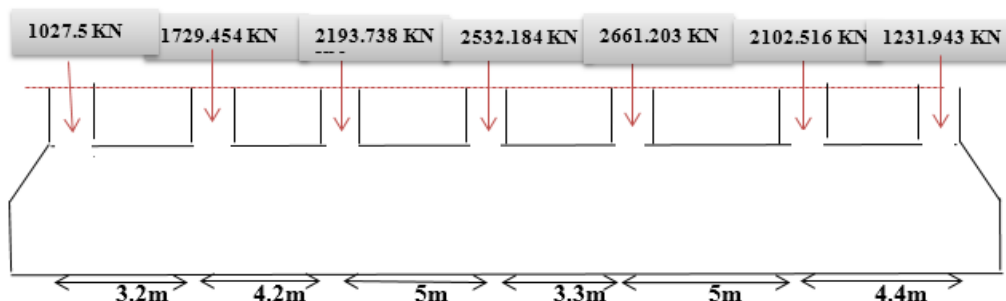


Figure VI.2 Semelle filante

**Avec :**

$N_i$  : l'effort normal provenant du poteau « i ».

$$N_1 = 1027.5 \text{ KN}, N_2 = 1729.454 \text{ KN}, N_3 = 2193.738 \text{ KN}, N_4 = 2532.184 \text{ KN}$$

$N_5=2661.203 \text{ KN}$ .  $N_6=2102.516 \text{ KN}$ .  $N_7=1231.943$

$N = \sum N_i = 13478.538 \text{ KN}$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{13478.538}{160 \times 25.1} = 3.35 \text{ m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles.

⇒ Donc on doit passer à un radier général.

### VI.5. Radier général

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- ✓ Un mauvais sol.
- ✓ Les charges transmises au sol sont importantes.
- ✓ Les poteaux rapprochés (petite trames).

Les choix d'emploi d'un radier général est une solution, afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

On opte pour un radier nervuré, car il offre une grande rigidité, et une facilité d'exécution

#### VI.5.1. Pré dimensionnement

##### VI.5.1.1. La condition de coffrage

✓ **Nervure:**  $h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{500}{10} = 50 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 50 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$

✓ **Dalle:**  $h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{500}{20} = 25 \text{ cm} \Rightarrow h_r = 45 \text{ cm}$

$L_{max} = 5 \text{ m}$  : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$h_t$  : Hauteur de la nervure.

$h_r$  : Hauteur du radier.

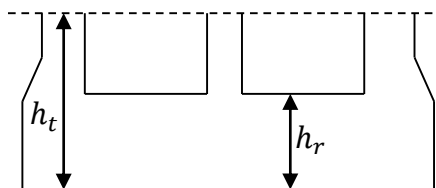


Figure VI.3 Dimensions du radier

##### VI.5.1.2. La condition de rigidité

$$\frac{\pi}{2} \times L_e \geq L_{max}$$

$L_e$  : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

$E$ : Module d'élasticité du béton  $E = 3.2 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$ .

**I**: Inertie de la section du radier.

**K**: Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen  $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

**b**: La largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

$$\text{On a : } I = \frac{a \times b^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} \Rightarrow h \geq 0.727m \dots \dots \dots (2)$$

A partir des deux conditions (1) et(2) on adopte pour les dimensions suivantes :

La hauteur nervure:  $h_t = 75cm$

La hauteur de radier:  $h_r = 45cm$

**VI.5.1.3. Calcul du Poids**

$N_{ser}$  : L'effort de service de la superstructure.  $N_{ser} = 49813,97KN$

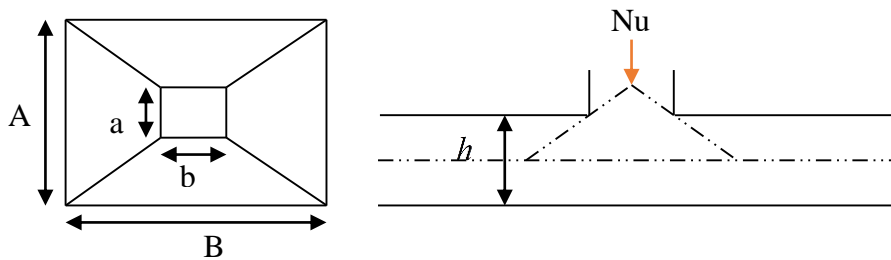
$$\frac{N_{ser}}{S_{radier}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{radier} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = 311.34m^2 \Rightarrow S_{radier} \geq 311.34m^2$$

La surface du bâtiment  $S_{bat} = L_x \times L_y = 25.1 \times 20.3 = 509.5m^2$

Donc on prend  $S_{radier} = 509.5m^2 \Rightarrow$ un radier sens débord.

**VI.5.2. Les Vérifications nécessaires**

**VI.5.2.1. Vérification au poinçonnement**



**Figure VI.4** Présentation de zone d'impact de la charge compactée

$$N_U \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Il faut vérifier que :

**BAEL91 (Art A.5.2 ,42)**

$N_U$  : L'effort normal sur le poteau.

$U_c$  : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases} ; \text{ On } a=b \Rightarrow A = B = 0.60 + 0.75 = 1.35m$$

On trouve  $U_c = 5.4 \text{ m}$

$$N_u = 2661.203 < (0.045 \times 5.4 \times 0.75 \times \frac{25}{1.15}) = 3961.95KN \quad (\text{La condition est vérifiée}).$$

$\Rightarrow$  Pas risque au poinçonnement. [3]

### VI.5.2.2. Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa} \dots \text{CBA 93 (A.5.1.2.1.1)}$$

On considère une bande de  $b = 1 \text{ m}$ , de longueur  $d = 0.9 \times h_t = 0.675 \text{ m}$ .

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max}}{2 \times S} = \frac{68374.119 \times 5}{2 \times 509.5} = 335.49 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{335.49 \times 10^{-3}}{1 \times 0.675} = 0.497 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$\Rightarrow$  Pas risque de rupture par cisaillement. [2]

### VI.5.2.3. Vérification des contraintes dans le sol : DTR BC 2.33.1 (Art : 3.541 a)

Cette vérification de la contrainte du sol consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

Il faut vérifier que :  $\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$  Avec :  $\sigma_{(\text{max},\text{min})} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \times (X_G, Y_G)$

**N**: L'effort normal dû aux charges verticales.

**M<sub>y</sub>, M<sub>x</sub>**: Moments sismiques à la base tirée du logiciel sap2000, V17

A partir du programme **SOCOTEC** (calcul des formes) on trouve :

$$\begin{cases} X_G = 12.55 \text{ m} ; I_{xx} = 17497.7 \text{ m}^4 \\ Y_G = 10.15 \text{ m} ; I_{yy} = 26750.7 \text{ m}^4 \\ S = 509.5 \text{ m}^2 \end{cases}$$

✓ **Dans le sens x-x** :  $N = 49813.97 \text{ KN}$  ;  $M_x = 38626.865 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_x} \times Y_G = \frac{49813.97 \times 10^{-3}}{509.5} + \frac{38626.865 \times 10^{-3} \times 10.15}{17497.7} = 0.120 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_x} \times Y_G = 0.075 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0.109 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.16 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow$  La contrainte est vérifiée dans le sens xx.

✓ **Dans le sens y-y** :  $N = 49813.97 \text{ KN}$  ;  $M_y = 39969.342 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_y} \times X_G = \frac{49813.97 \times 10^{-3}}{509.5} + \frac{39969.342 \times 10^{-3} \times 12.55}{26750.7} = 0.116 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_y} \times X_G = 0.079 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0.106 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.16 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow$  la contrainte est vérifiée dans le sens yy. [5]

### VI.5.2.4. Vérification de la stabilité au renversement :

Selon (Article 10.1.5) du RPA99/2003, on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistent au renversement: [1]

On doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

✓ Dans le sens x-x :

$$e = \frac{38626.865}{49813.97} = 0.775m < \frac{25.1}{4} = 6.275m \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Dans le sens y-y :

$$e = \frac{39969.342}{49813.97} = 0.802m < \frac{20.3}{4} = 5.075m \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Pas risque au renversement dans les deux sens.

### VI.5.2.5. Vérification de la poussé hydrostatique :

On fait cette vérification pour éviter le renversement de la structure sous l'effet de la poussée hydrostatique de la nappe d'eau, pour cela il faut s'assurer que :

$$N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

$$N = 49813.97 \text{ KN}$$

$H = 4.49m$ , (la hauteur de la partie encrée du bâtiment).

$F_s = 1.5$  (coefficient de sécurité).

$S_{rad} = 509.5m^2$  (surface du radier).

$\gamma_w = 10 \text{ KN} / m^3$  (poids volumique de l'eau).

On trouve :  $N = 49813.97 \text{ KN} \geq 1.5 \times 4.49 \times 509.5 \times 10 = 34314.825 \text{ KN}$ .

La condition est vérifiée.

⇒ Le bâtiment est stable vis-à-vis l'arrivée de l'eau.

### VI.5.3. Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée et sollicitée à la flexion simple. On calculera le panneau le plus sollicité et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Soit :  $G_0$  le poid propre de radier

$$G_0 = \rho \times h_r = 25 \times 0.45 = 11.25 \text{ KN} / m^2$$

$$l_x = 4.8m, l_y = 5m$$

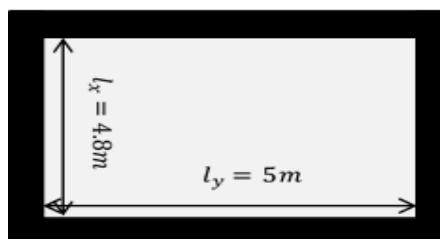


Figure VI.5 Panneau de dalle

**VI.5.3.1. Calcul des sollicitations**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35G_0 \Rightarrow q_u = \frac{68374.119}{509.5} + 1.35 \times 11.25 = 149.38 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0 \Rightarrow q_s = \frac{49813.97}{509.5} + 11.25 = 109.02 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,96 > 0,4 \Rightarrow \text{Alors, la dalle travaille dans les deux sens}$$

✓ **L'ELU :** 
$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x q_u l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$$

$$\begin{cases} \rho = 0.96 \\ \nu = 0 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0.041 \\ \mu_y = 0.9092 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.041 \times 149.38 \times 4.8^2 = 141.11 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 128.30 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ En travée : 
$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_0^x = 119.94 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_0^y = 109.06 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ En appui : 
$$M_a^x = M_a^y = -0.5 M_0^x = -70.55 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fera pour une section :  $b \times h_r = (1 \times 0.45) \text{ m}^2$ .

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.1 Ferrailage du radier**

		<b>M (KN.m)</b>	<b>A<sub>calculée</sub> (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	<b>A<sub>min</sub> (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	<b>A<sub>choisie</sub> (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>
<b>En travée</b>	<b>Sens x-x</b>	119.94	8.42	3.67	<b>8HA12=9.05</b>	12.5
	<b>Sens y-y</b>	109.06	7.64	3.6	<b>7HA12=7.92</b>	14
<b>En appuis</b>		-70.55	4.89	5.07	<b>5HA12=5.65</b>	25

**Remarque:** On prend le même ferrailage pour tous les panneaux.

**VI.5.3.2. Vérification de condition de non fragilité**

✓ **En travée :** 
$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq 12 \text{ cm} \\ \rho = 0,96 \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} \text{Acier HA FeE400} \\ \Rightarrow \rho_0 = 0.0008 \end{array} \right.$$

Sens xx:  $A_{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b \times h_r = 3.67 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_t^x = 8.42 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 3.67 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Vérifiée

Sens yy:  $A_{min} = \rho_0 \times b \times h_r = 3.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_t^y = 7.64 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 3.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Vérifiée

✓ **En appuis :**

$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 5.07 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$\Rightarrow A_a = 4.89 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{min} = 5.07 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On ferraille avec  $A_{min} = 5.07 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Non vérifiée

**VI.5.3.3. Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{aligned} V_u^x &= \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 193.85 \text{ KN} \\ V_u^y &= \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 171.51 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \Rightarrow V_{max} = 193.85 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{193.85 \times 10^{-3}}{1 \times 0.42} \Rightarrow \tau_u = 0.461 \text{ MPa} < 1.17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée}$$

⇒ Pas risque de cisaillement suivant les deux sens.

✓ **L'ELS :**  $\begin{cases} M_0^x = \mu_x q_s l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$

$$\begin{cases} \rho = 0.96 \\ \nu = 0.2 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0.0474 \\ \mu_y = 0.9385 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0474 \times 109.02 \times 4.8^2 = 119.06 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 111.74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **En travée :**  $\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_0^x = 101.20 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_0^y = 94.99 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ **En appui :**  $M_a^x = M_a^y = -0.5 M_0^x = -59.53 \text{ KN.m}$

❖ **Vérification des contraintes :**

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$  (contrainte admissible du béton).

$\bar{\sigma}_s$ : (contrainte admissible de l'acier)

F.N:  $\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201,64 \text{ MPa}$ , avec  $\eta = 1,6$  acier HA

$M_{ser}$  : Moment max à l'ELS.

$y$  : Position de l'axe neutre.

$I$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 A(d - y)^2.$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d = 0, \text{ on aura "y".}$$

**Tableau VI.2 Vérifications des contraintes du radier**

Sens	Moments (KN.m)	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>b</sub> (MPa)	Observation	σ <sub>s</sub> (Mpa)	Observation
x-x	M <sub>t</sub> <sup>x</sup> = 101.20	9.02	9.4	171956.	5.54	Vérifiée	287.73	Non vérifiée
y-y	M <sub>t</sub> <sup>y</sup> = 94.99	7.92	8.87	153657.	5.48		307.15	
Appuis	M <sub>a</sub> = -59.53	5.65	7.63	114921.	3.95		267.04	

↳ **Remarque :** On remarque que la condition  $\sigma_s < \overline{\sigma_s}$  n'est pas vérifiée. Donc il faut augmenter la section d'acier  $A_s$ .

✓ **En travée :** Sens xx:  $7HA16 = 14.07\text{cm}^2/\text{ml}$

Sens yy:  $8HA14 = 12.32\text{cm}^2/\text{ml}$

✓ **En appuis :**  $5HA14 = 7.70\text{cm}^2/\text{ml}$

• **Rê-vérification des contraintes du radier**

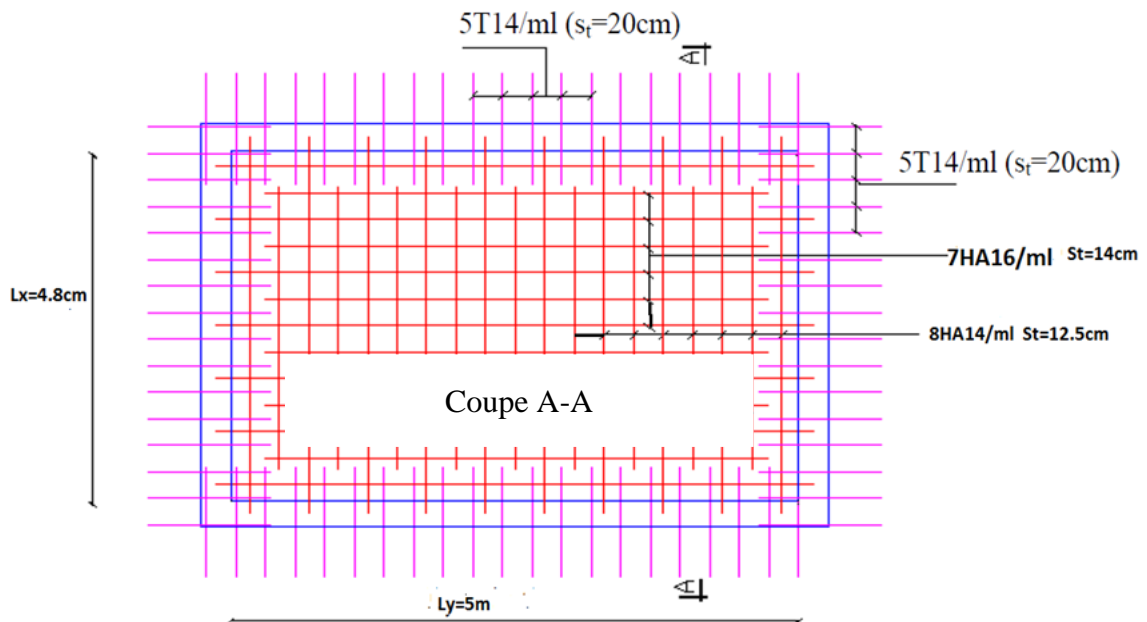
Sens	Moments (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	y (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_b$ (MPa)	Observation	$\sigma_s$ (Mpa)	Observation
x-x	$M_t^x = 101.20$	14.07	11.3	247002	4.65	Vérifiée	188.24	Vérifiée
y-y	$M_t^y = 94.99$	12.32	10.74	221879	4.6		200.66	
Appuis	$M_a = -59.53$	7.07	7.63	150023	3.47		197.83	

Toutes les contraintes sont vérifiées

❖ **Espacement des armatures :**

- Sens x-x:  $S_t \leq \min[3h_r, 33\text{ cm}] = 33\text{ cm} \Rightarrow S_t = 14\text{ cm}$
- Sens y-y:  $S_t \leq \min[4h_r, 45\text{ cm}] = 45\text{ cm} \Rightarrow S_t = 12.5\text{ cm}$
- Sens x-y:  $S_t \leq \min[4h_r, 45\text{ cm}] = 45\text{ cm} \Rightarrow S_t = 20\text{ cm}$

↳ **Schéma de ferrailage de radier**





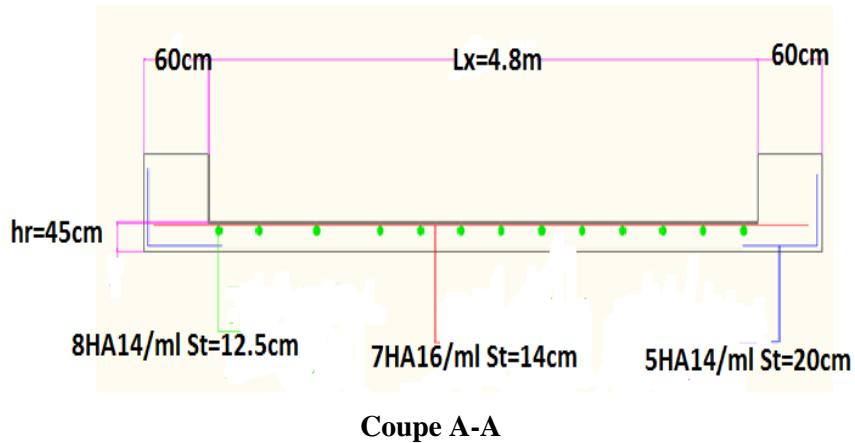


Figure VI.6 Schéma de ferrailage de radier

### VI.5.4. Etude des nervures

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de rupture, mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

$P_m$  : Charge uniforme qui produit le même moment maximum que la charge réelle.

$P_v$  : Charge uniforme qui produit le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) L_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) L_{xd} \right]$	$P_m = \frac{2ql_x}{3}$
$P_v = \frac{q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g}{2} \right) L_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d}{2} \right) L_{xd} \right]$	$P_v = \frac{1ql_x}{2}$

Avec :  $\rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$ ,  $\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$

$Q_u = 149.38 \text{KN/m}^2$ ,  $Q_s = 109.02 \text{KN/m}^2$

On traitera un exemple de nervure dans chaque sens :

✓ Sens X-X :

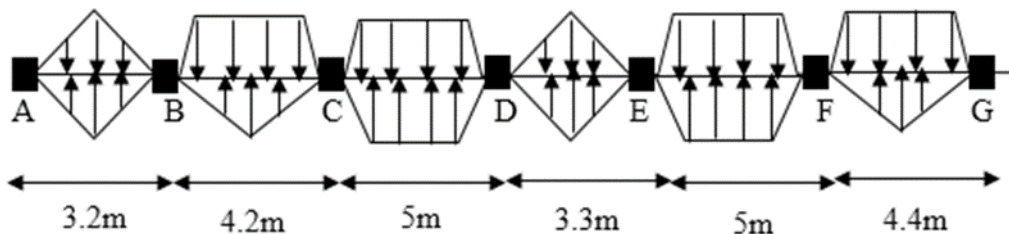


Figure VI.7 Schéma des nervures dans le sens x-x

✓ Sens Y-Y:

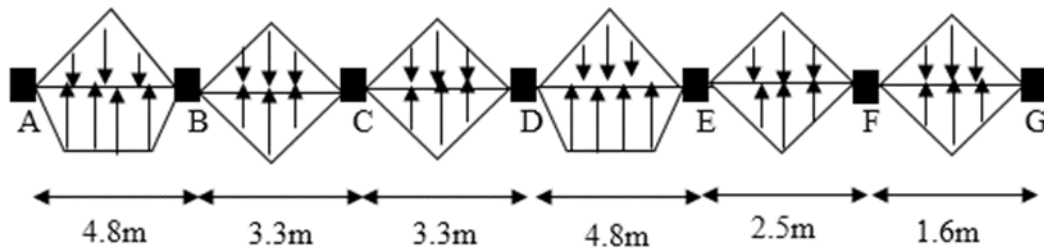


Figure VI.8 Schéma des nervures dans le sens y-y

### VI.5.4.1. Calcul des sollicitations

Pour le calcul des sollicitations on utilise la méthode de Caquot :

↳ Moments aux appuis :

$$M_a = - \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)}$$

Avec : Les longueurs fictives :  $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

↳ Moment en travée :

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

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

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

$M_g$  et  $M_d$  : moments sur appuis gauche et droit respectivement

➤ Sens x-x :

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.3 Sollicitations des nervures dans le sens x-x

Travée	l <sub>x</sub> (m)	l' <sub>x</sub> (m)	Pu (KN/m)	M <sub>a</sub> (KN.m)		x (m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
				M <sub>g</sub>	M <sub>d</sub>		
A-B	3.2	3.2	258.92	-49.71	- 385.57	1.195	135.05
B-C	4.2	3.36	343.11	- 385.57	- 613.14	1.942	261.48
C-D	5	4	395.98	- 613.14	- 536.68	2.539	662.83
D-E	3.3	2.64	268.88	- 536.68	- 536.68	1.65	-170.66
E-F	5	4	395.98	- 536.68	-780.85	2.377	581.69
F-G	4.4	3.52	356.99	-780.85	-129.59	2.615	439.38

➤ Sens y-y :

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.4 Sollicitations des nervures dans le sens y-y**

Travée	l <sub>x</sub> (m)	l' <sub>x</sub> (m)	Pu (KN/m)	M <sub>a</sub> (KN.m)		x (m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
				M <sub>g</sub>	M <sub>d</sub>		
A-B	4.8	3.84	383.26	-165.57	- 748.46	2.083	666.01
B-C	3.3	2.64	268.88	- 748.46	- 220.46	2.245	-70.85
C-D	3.3	2.64	268.88	- 220.47	- 483.82	1.353	25.71
D-E	4.8	3.48	383.26	- 483.82	- 467.67	2.409	628.06
E-F	2.5	2	189.22	- 467.67	-62.80	2.106	-48.10
F-G	1.6	1.28	99.58	-62.80	-4.78	1.164	4.68

**VI.5.4.2. Ferrailage de la nervure**

↳ Sens y-y :

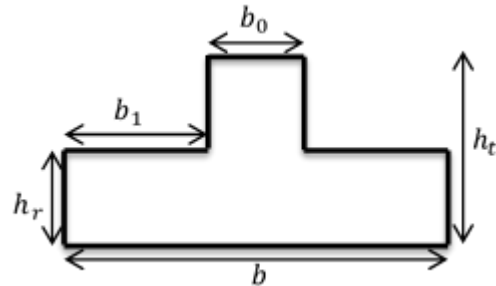
$$h_t = 0.75m, h_r = 0.45m, b_0 = 0.60m, d = 0.72m$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{4.8}{10}; \frac{5}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(48; 250)$$

$$\text{Soit : } b_1 = 48cm$$

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 156cm$$



**Figure VI.9 Section de la nervure a ferraille**

Le moment équilibré par la table :

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14,2 \times 1,56 \times 0,45 \times \left(0,72 - \frac{0,45}{2}\right) = 4934.36 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 2057.31 < M_{tu} = 4934.36$$

L'axe neutre passe par la table de compression: calcul d'une section rectangulaire (b×h)

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.5 Ferrailage de la nervure sens y-y**

Sens	Localisation	M <sub>u</sub> (KNm)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix
Y-Y	Travée	666.01	27.42	13.56	29.45	<b>6HA25</b>
	Appui	748.46	30.93		31.42	<b>10HA20</b>

↪ Sens x-x :

**Tableau VI.6 Ferrailage de la nervure sens x-x**

Sens	Localisation	$M_u$ (KNm)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix
X-X	Travée	662.83	27.26	13.91	29.45	<b>6HA25</b>
	Appui	780.85	32.29		34.36	<b>7HA25</b>

➤ Vérifications :

A l'ELU :

- Vérification de l'effort tranchant :

$$V_g = \frac{q \times l}{2} - \frac{M_g - M_d}{l} ; V_d = -\frac{q \times l}{2} - \frac{M_g - M_d}{l}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.7 Vérification de l'effort tranchant dans les nervures**

Sens	Vu (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Sens x-x	1038.78	0.97	2.5	<b>Vérifiée</b>
Sens y-y	1041.26	0.99	2.5	<b>Vérifiée</b>

A l'ELS :

- État limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Les contraintes dans l'acier :

La fissuration est préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.8 Vérification des contraintes dans la nervure**

Sens		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
x-x	travée	483.74	17.37	1597886	5.25	15	248.08	201.63

	<b>appui</b>	630.85	18.55	1812880	6.45	15	278.96	201.63
<b>y-y</b>	<b>travée</b>	486.06	17.56	1590784	5.36	15	249.51	201.63
	<b>appui</b>	546.24	18.05	1677565	5.88	15	263.48	201.63

↳ **Remarque :** On remarque que la condition  $\sigma_s < \overline{\sigma_s}$  n'est pas vérifiée. Donc il faut augmenter la section d'acier  $A_s$ .

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.9 Vérification des contraintes dans les nervures après l'augmentation de  $A_s$**

<b>Localisation</b>		<b>Choix par (m)</b>	<b><math>A_s</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Y (cm)</b>	<b>I (cm<sup>4</sup>)</b>	<b><math>\sigma_{bc}</math> (MPa)</b>	<b><math>\sigma_s</math> (MPa)</b>
<b>x-x</b>	<b>travée</b>	8HA25	39.27	19.64	2018960	4.70	188.20
	<b>appui</b>	10HA25	49.09	21.55	2407913	5.64	198.26
<b>y-y</b>	<b>travée</b>	8HA25	39.27	19.84	2008704	4.80	189.30
	<b>appui</b>	9HA25	44.18	20.85	2205163	5.16	190.06

- **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_o}{10}; \phi_t\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(21.42; 60; 25)mm$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq 21.42mm$$

$$\text{Soit } \phi_t = 8mm.$$

- **Espacement des aciers transversaux :**

Soit 5HA8=2.51 cm<sup>2</sup> (cadre entourant les barre des angles plus un petit cadre pour ceux des milieux + épingle)

$$1). S_t \leq \min(0.9d; 40cm) \Rightarrow S_t \leq \min(74.8; 40)cm \Rightarrow S_t \leq 40cm$$

$$2). S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_o} = \frac{2.51 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.60} = 41.83cm$$

$$3). S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_o(\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = \frac{0.8 \times 2.51 \times 10^{-4} \times 400}{0.60[1.7 - 0.3 \times 2.1]} = 12.51cm$$

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

- **Armatures de peau :**

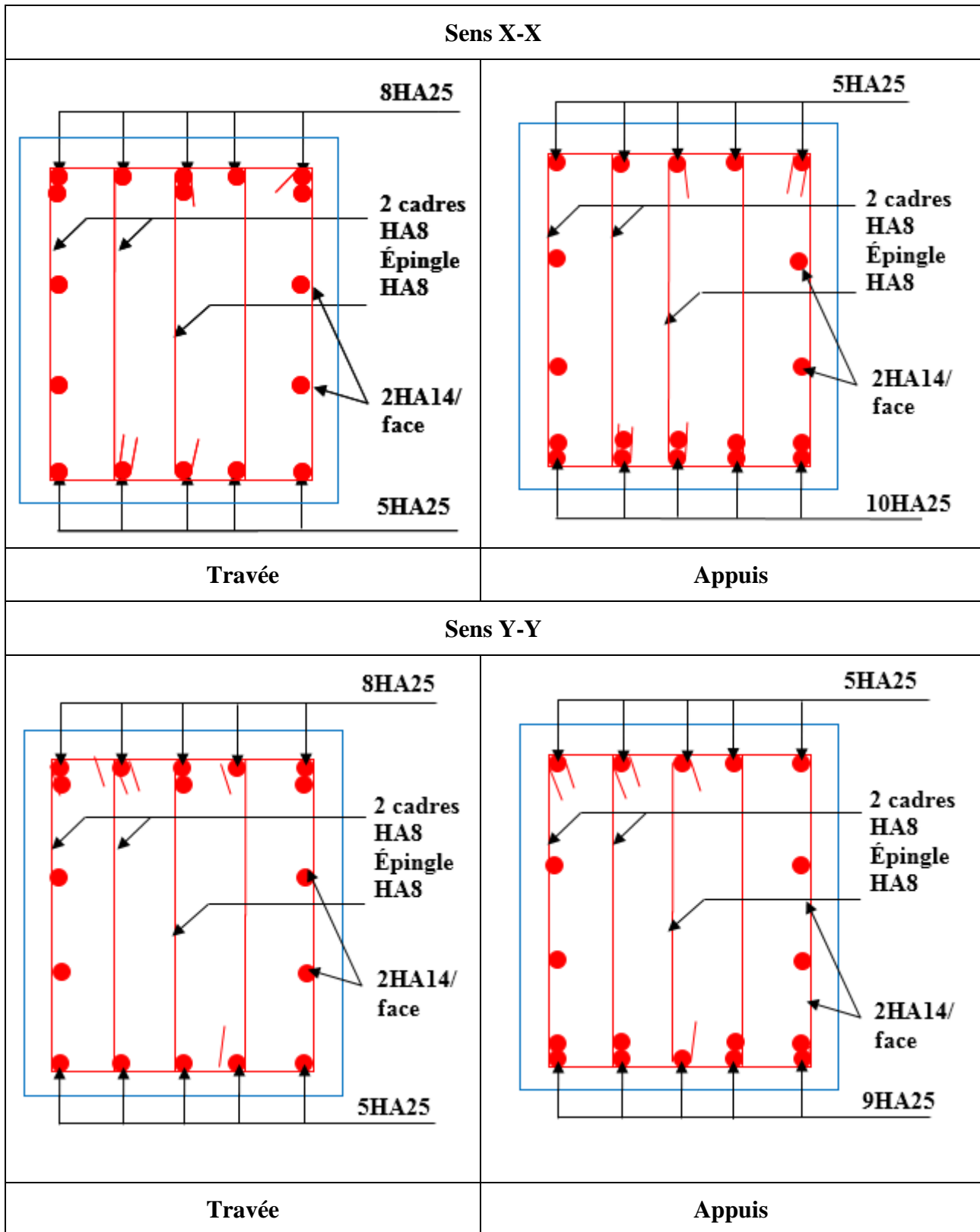
La hauteur des nervures est h = 75cm, dans ce cas le **CBA (Article A.7.3)** préconise de mettre des armatures de peau de section  $A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$  de hauteur. [2]

Pour h = 75 cm,

On a:  $A_p = 3 \times 0.75 = 2.25 \text{ cm}^2$ . On opte 2HA14 = 3.08 cm<sup>2</sup>/face

↳ Schéma de ferrailage :

Tableau VI.10 Schéma de ferrailage des nervures



## VI.6. Mur de soutènement

Selon le RPA les ossatures au-dessous de niveau de base du bâtiment, doivent comporter un mur de soutènement continu entre le niveau de fondation et le niveau de base (Entre sol et sous-sol). Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble, destiné à soutenir l'action des poussées des terres.

Il doit remplir les exigences suivantes :

- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importante.
- ✓ Épaisseur minimale  $e \geq 15 \text{ cm}$  . [1]

### VI.6.1. Dimensions de mur de soutènement

Les dimensions du mur de soutènement sont représentées sur la figure suivante :

On dimensionne le panneau le plus sollicité :

$$h = 4.49 \text{ m}, L = 5 \text{ m}, e = 20 \text{ cm}$$

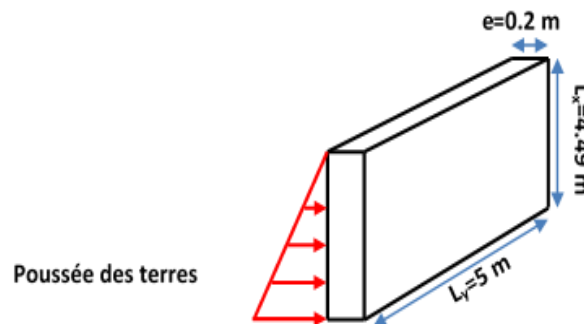


Figure VI.10 Dimension du mur de soutènement

### VI.6.2. Caractéristiques du sol

- ✓ Poids spécifique :  $\gamma = 20.9 \text{ KN/m}^3$
- ✓ Angle de frottement :  $\varphi = 32^\circ$
- ✓ Cohésion :  $c = 0.57 \text{ bar}$

### VI.6.3. Calcul de sollicitations

Le mur de soutènement est soumis à :

➤ **Poussée des terres :**

$$P_1 = \gamma \times h \times \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times \text{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$P_1 = 4.49 \times (20.9 \times \text{tg}^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{32}{2} \right)) - 2 \times 0.57 \times \text{tg} \left( \frac{180}{4} - \frac{32}{2} \right) = 28.20 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Charge due à la surcharge :**

$$Q = 10 \text{KN/m}^2$$

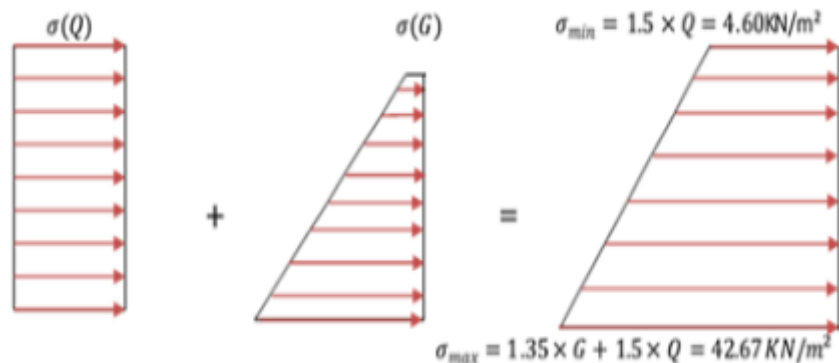
$$P_2 = Q \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 10 \times tg^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{25}{2} \right) = 3.07 \text{KN/ m}^2$$

**VI.6.4. Ferrailage de mur de soutènement**

Le mur de soutènement est considéré comme un panneau dalle, encastrés en chaque côté. Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur

✓ **Calcul à l'ELU :**

$$G = 28.20 \text{KN/m}^2, Q = 3.07 \text{KN/m}^2$$



**Figure VI.11 Dimensionnement de mur de soutènement**

$$q_u = \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 33.15 \text{KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.90 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x q_u l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$$

$$\begin{cases} \rho = 0.9 \\ v = 0 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0.0456 \\ \mu_y = 0.7834 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0456 \times 33.15 \times 4.49^2 = 30.47 \text{KN.m} \\ M_0^y = 23.87 \text{KN.m} \end{cases}$$

➤ En travée :  $\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_0^x = 25.9 \text{KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_0^y = 20.29 \text{KN.m} \end{cases}$

➤ En appui :  $M_a^x = M_a^y = -0.5 M_0^x = -15.23 \text{KN.m}$

**Tableau VI.11 Ferrailage de mur de soutènement**

	Sens	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
<b>Travée</b>	XX	30.47	0.063	0.082	0.164	4.52	2	5T12=5.65	20
	YY	23.87	0.049	0.063	0.166	3.52	2	5T10=3.93	20
<b>Appui</b>	X/Y	15.23	0.037	0.047	0.167	2.63	2	4T10=2.70	25



### ↳ Vérifications à l'E.L.U

Avec :  $A_{min} = 0.1\% b \times h$  .....condition exigée par le RPA.

$$A_{min} = 2cm^2/m$$

### ↳ Les espacements

**Armatures // L<sub>x</sub>** :  $St \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$

**Armatures // L<sub>y</sub>** :  $St \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$

**Armatures en appuis** :  $St \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$

### ↳ Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$  fissuration nuisible.

On a :

$$V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = 51.33 \text{ KN.}$$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} = 49.61 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{51.33 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} \Rightarrow \tau_u = 0.302 \text{ MPa} < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

### ✓ L'ELS :

$$\sigma_{min} = Q = 3.07 \text{ KN/m}^2 ; \sigma_{max} = G + Q = 31.27 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 24.22 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x q_s l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$$

$$\begin{cases} \rho = 0.90 \\ \nu = 0.2 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0.0528 \\ \mu_y = 0.8502 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0528 \times 24.22 \times 4.49^2 = 28.42 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 24.16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **En travée** :  $\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_0^x = 24.20 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_0^y = 20.53 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ **En appui** :  $M_a^x = M_a^y = -0.5 M_0^x = -14.21 \text{ KN.m}$

### ❖ Vérification des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$  (contrainte admissible du béton).

$\bar{\sigma}_s$  : (contrainte admissible de l'acier)

$$F.N: \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201,64 \text{ MPa, avec } \eta = 1,6 \text{ acier HA}$$

$M_{ser}$  : Moment max à l'ELS.

$y$  : Position de l'axe neutre.

$I$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 A(d - y)^2.$$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 A y - 15 A d = 0, \text{ on aura "y".}$$

**Tableau VI.12 Vérification des contraintes dans le mur de soutènement**

Sens	Moments (KN.m)	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>b</sub> (MPa)	Observation	σ <sub>s</sub> (Mpa)	Observation
x-x	M <sub>t</sub> <sup>x</sup> = 24.20	5.65	4.58	16276	6.80	Vérifiée	276.36	Non vérifiée
y-y	M <sub>t</sub> <sup>y</sup> = 20.53	3.93	3.92	12093	6.66		333.05	
Appuis	M <sub>a</sub> = -14.21	2.7	3.33	8799	4.87		300.44	

↳ **Remarque :** On remarque que la condition  $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$  n'est pas vérifiée. Donc il faut augmenter la section d'acier A<sub>s</sub>.

✓ **En travée :** Sens xx: 6HA14 = 9.24cm<sup>2</sup>/ml

Sens yy: 5HA14 = 7.70cm<sup>2</sup>/ml

✓ **En appuis :** 5HA12 = 5.65cm<sup>2</sup>/ml

• **Rê-vérification des contraintes dans le mur de soutènement**

Sens	Moments (KN.m)	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>b</sub> (MPa)	Observation	σ <sub>s</sub> (Mpa)	Observation
x-x	M <sub>t</sub> <sup>x</sup> = 24.20	9.24	5.61	23866	5.68	Vérifiée	173.13	Vérifiée
y-y	M <sub>t</sub> <sup>y</sup> = 20.53	7.70	5.21	20769	5.16		174.71	
Appuis	M <sub>a</sub> = -14.21	5.65	4.58	16276	3.63		162.56	

Toutes les contraintes sont vérifiées

↳ **Les espacements**

**Armatures // L<sub>x</sub> :** St ≤ min (3e, 33 cm) = 15 cm

**Armatures // L<sub>y</sub> :** St ≤ min (4e, 45 cm) = 20cm

**Armatures en appuis:** St ≤ min (4e, 45 cm) = 20cm

### ↳ Schéma de ferrailage

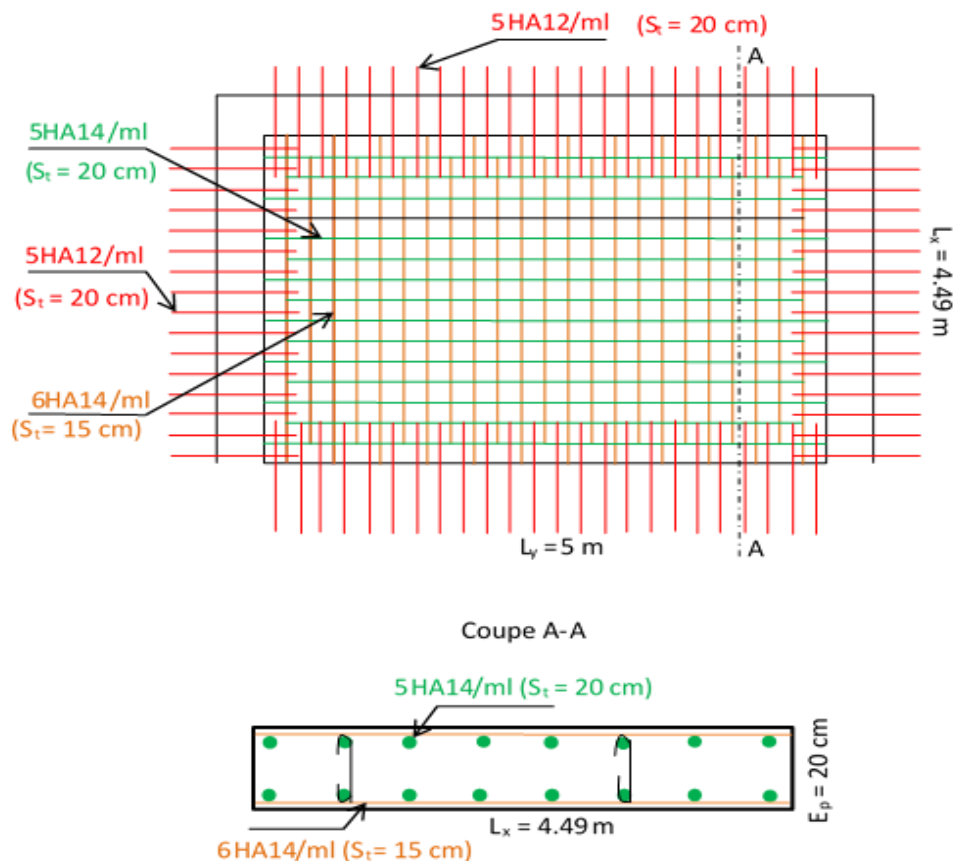


Figure VI.12 Schéma de ferrailage de mur de soutènement

### VI.7. Conclusion:

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient. Le même calcul a été mené avec des semelles filantes. Ces dernières ne convenaient pas non plus pour les mêmes raisons.

Nous sommes ensuite passé à un calcul avec fondation sur radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé. Le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Au niveau de l'infrastructure, un mur de soutènement est prévu pour supporter l'action des poussés des terres. Le voile est calculé et ferrillé comme un plancher encastré au niveau du radier.



# Chapitre I

# Généralités

# Chapitre II

## Prédimensionnement des éléments

**Chapitre III**  
**Etude des**  
**éléments secondaires**

# Chapitre IV

## Etude dynamique



**Chapitre V**  
**Etude des**  
**éléments structuraux**

**Chapitre VI**  
**Etude**  
**de l'infrastructure**

# Introduction générale

# Bibliographie

# Conclusion générale

# Annexes

## ***Bibliographie***

- ❖ [1] RPA99 « Règles parasismiques Algériennes 1999/ver 2003 ».
- ❖ [2] CBA 93 « Code du béton armé, 1993 ».
- ❖ [3] BAEL91/99« Béton armé aux états limites, 1991/ver1999».
- ❖ [4] DTR BC 2.2« Charges permanentes ET surcharges d'exploitation; édition 1989 ».
- ❖ [5] DTR BC 2.33.1 « Règles de calcul des fondations superficielles ; édition 1992 ».
- ❖ Cahier de cours béton du cursus, Université de Bejaia, 2014-2016.
- ❖ Ancien mémoires de fin d'étude
- ❖ Logiciels utilisés :
  - SAP 2000 Version17.
  - Socotec.

## Annexe (I) :

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000



## Annexe (II)

### Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique  $P = 1$  s'exerçant sur une surface réduite  $u \times v$  au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$L_x \times L_y$$

Avec  $L_x < L_y$ .

$$\rho = 0.9$$

		$u/l_x$ $v/l_y$	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de $M_1$	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067	
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067	
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066	
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065	
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063	
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060	
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054	
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049	
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042	
Valeur de $M_2$	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074	
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067	
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056	
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051	
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047	
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043	
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035	
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032	

### Annexe (III)

*Sections en (cm<sup>2</sup>) de N armatures de diamètre  $\phi$  en (mm)*

$\phi$ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33



# Flexion simple : Section rectangulaire

Calcul à l'ELU

$$M_U, b, d, f_{c28}$$

$$f_e, f_{bu}, d'$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b * d * f_{bu}}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * \varepsilon_1}$$

$$\mu_1 = 0.8 * \alpha_1 * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_1$$

NON

OUI

$$A' \neq 0$$

$$A' = 0$$

$$\varepsilon_{sc} = \left( \frac{3.5}{1000} + \varepsilon_1 \right) * \frac{d - d'}{d} - \varepsilon_1$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}})$$

$$\varepsilon_{sc} < \varepsilon_1$$

$$z = d * (1 - 0.4 * \alpha)$$

NON

OUI

$$\mu_{bu} \leq 0.186$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = f_{sc}$$

$$f_{st} = E_s * \varepsilon_s$$

OUI

NON

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\varepsilon_s = \frac{3.5}{1000} * \left( \frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$z_1 = d * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$M_1 = \mu_1 * b * d^2 * f_{bu}$$

$$A'_s = \frac{(M_U - M_1)}{(d - d') * f_{st}}$$

$$A = \left( \frac{M_1}{z_1} + \frac{M_U - M_1}{d - d'} \right) * \frac{1}{f_{st}}$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

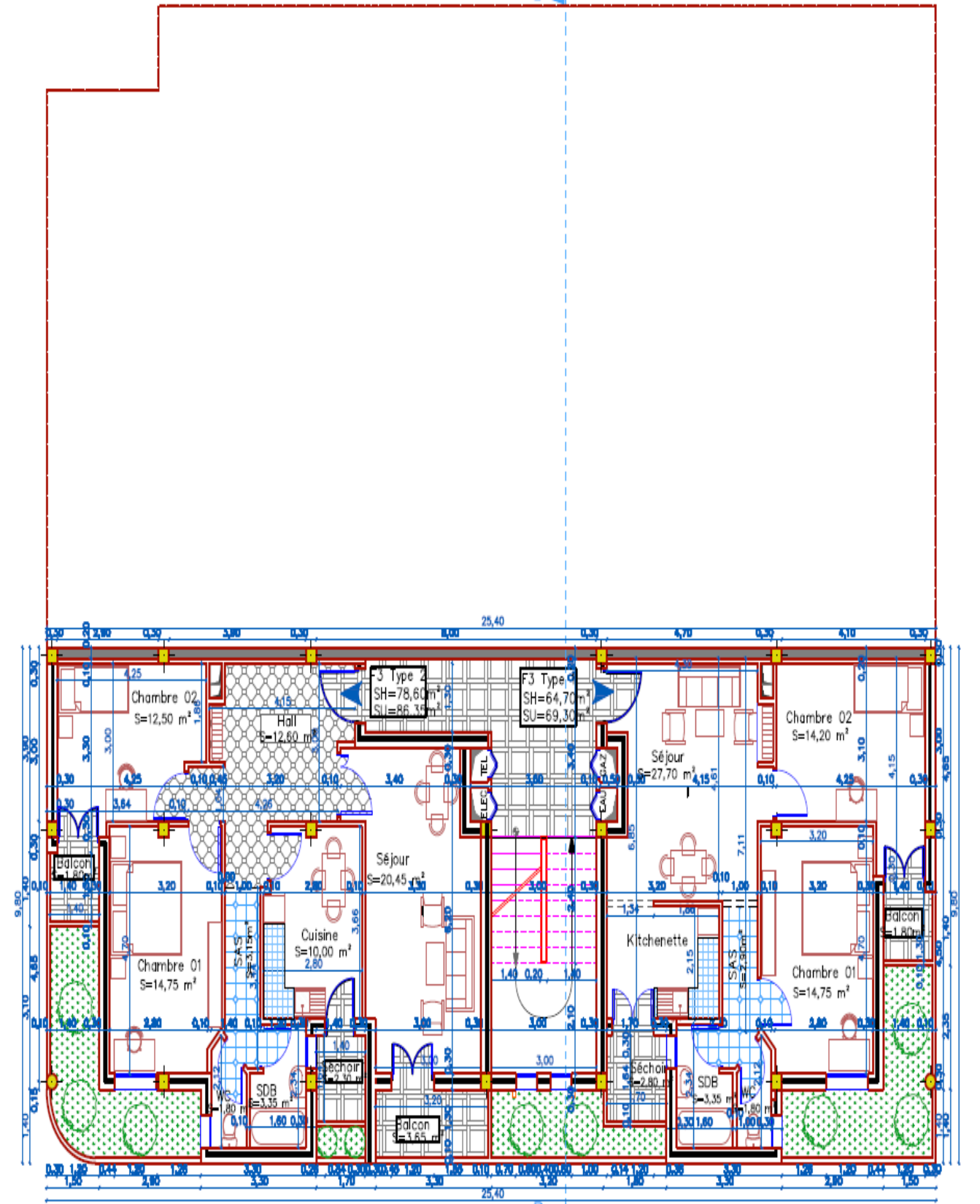
$$A_s = \frac{M_U}{z * f_{st}}$$

Condition de non fragilité

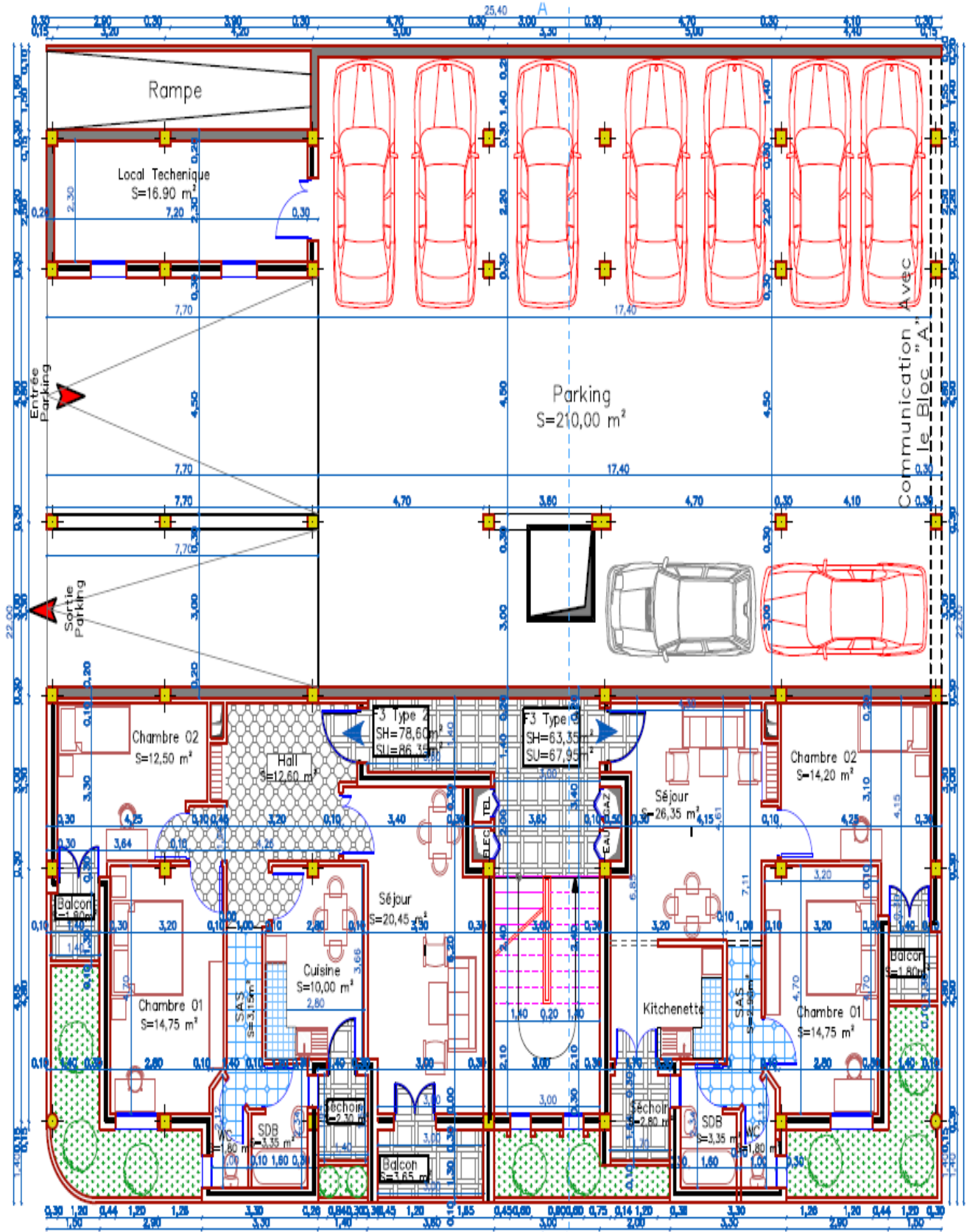
$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$



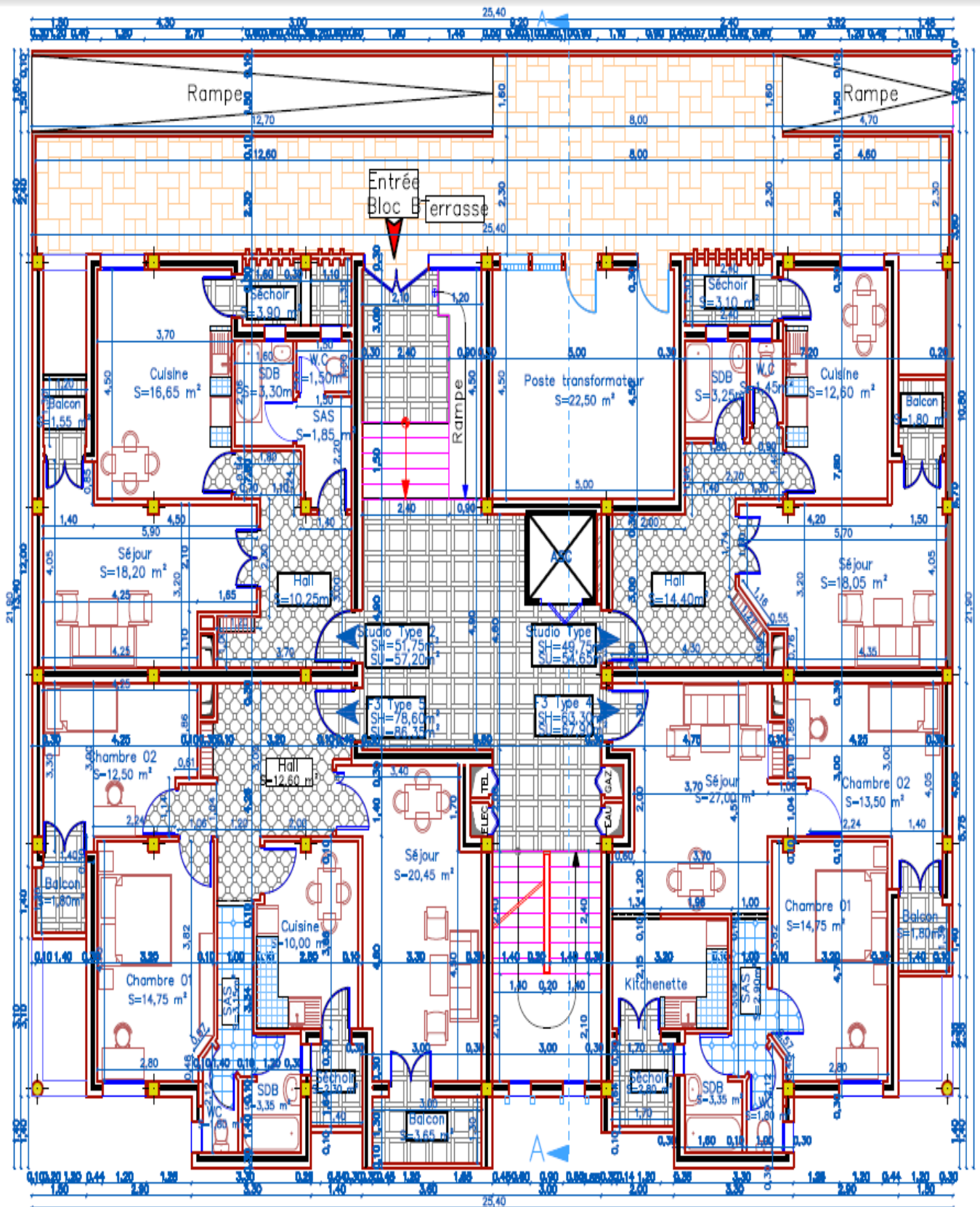
## Plan de 2ème Entre-sol



## Plan de 1<sup>er</sup> Entre-sol

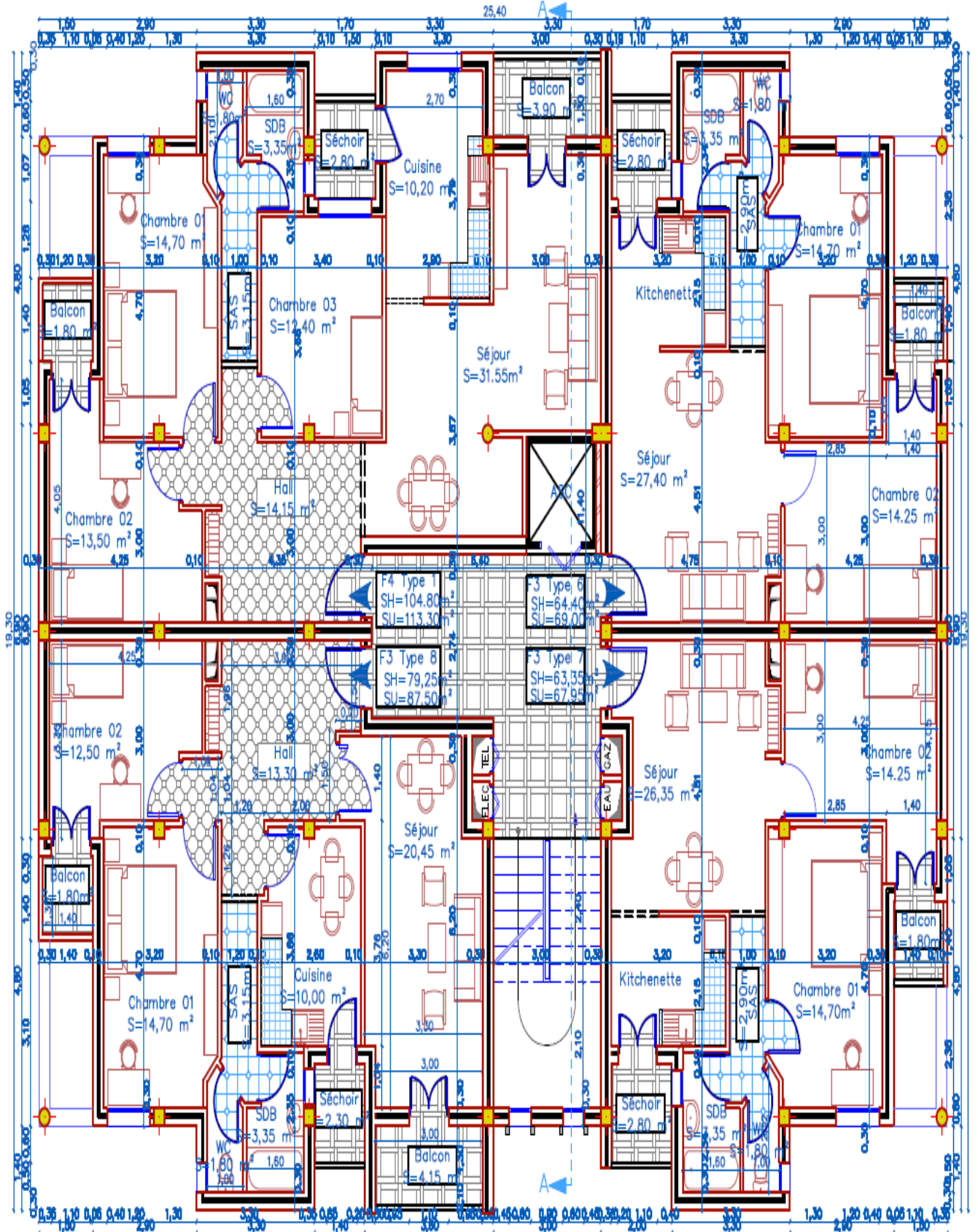


# Plan de RDC

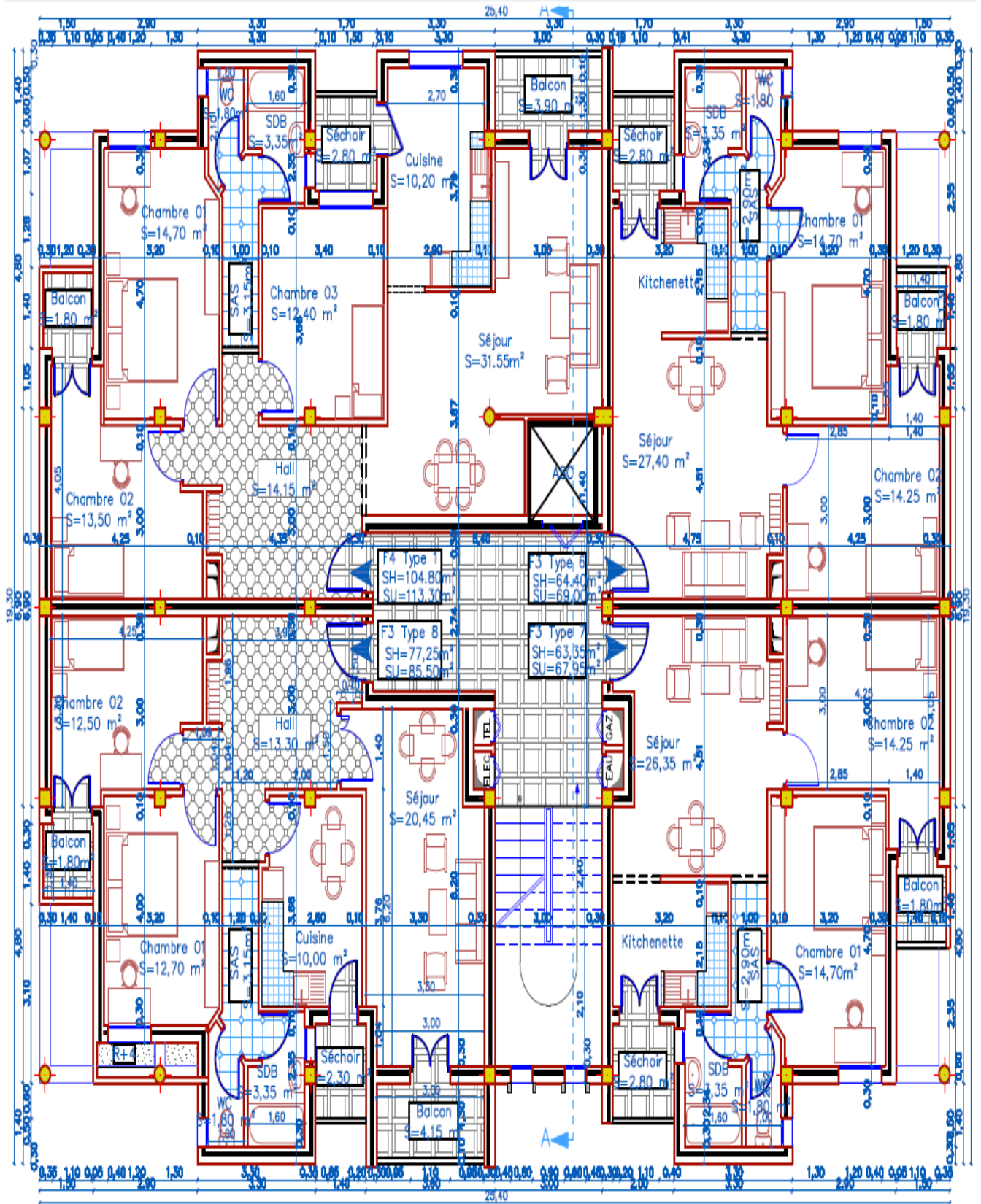




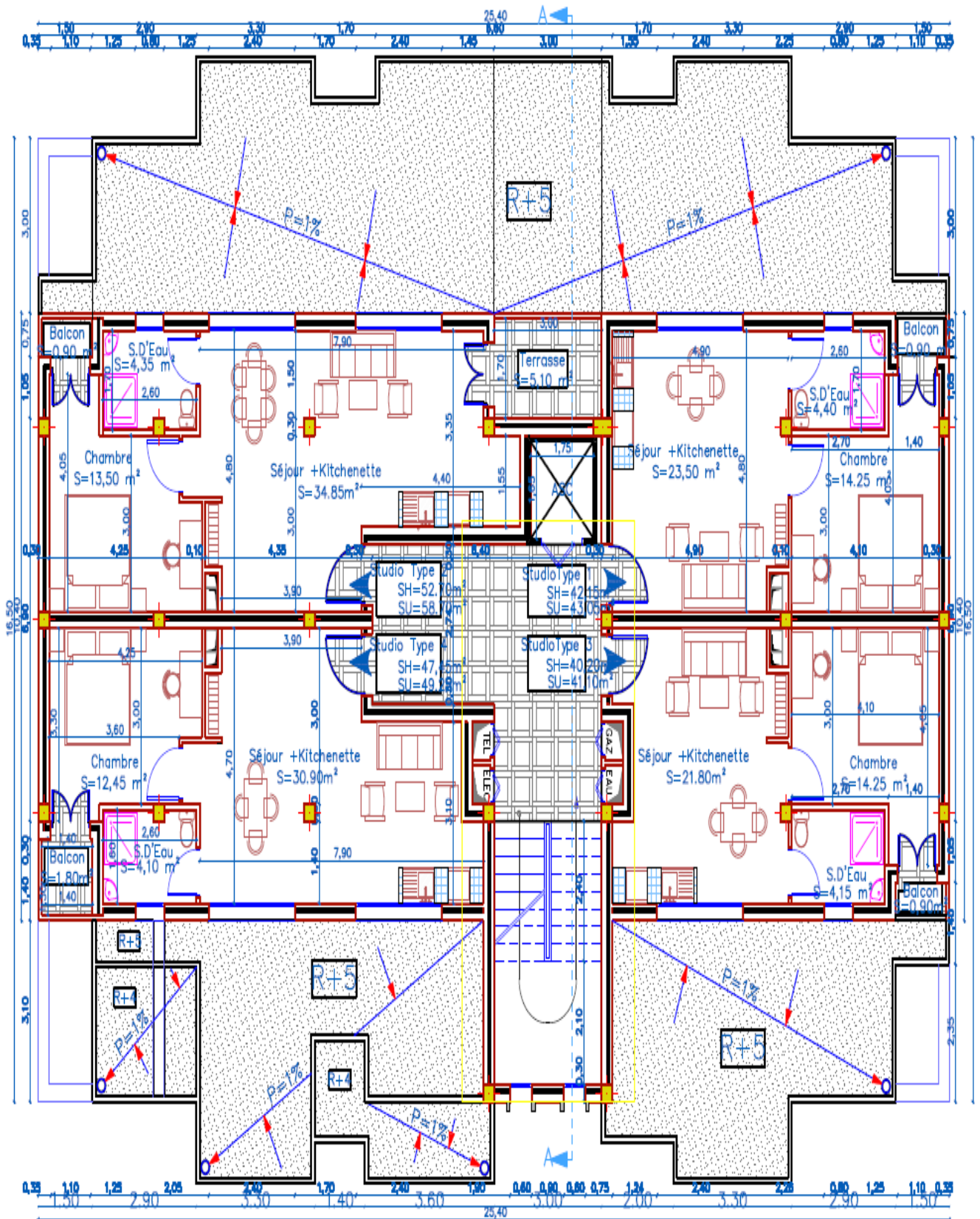
# Plan de 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> Etage



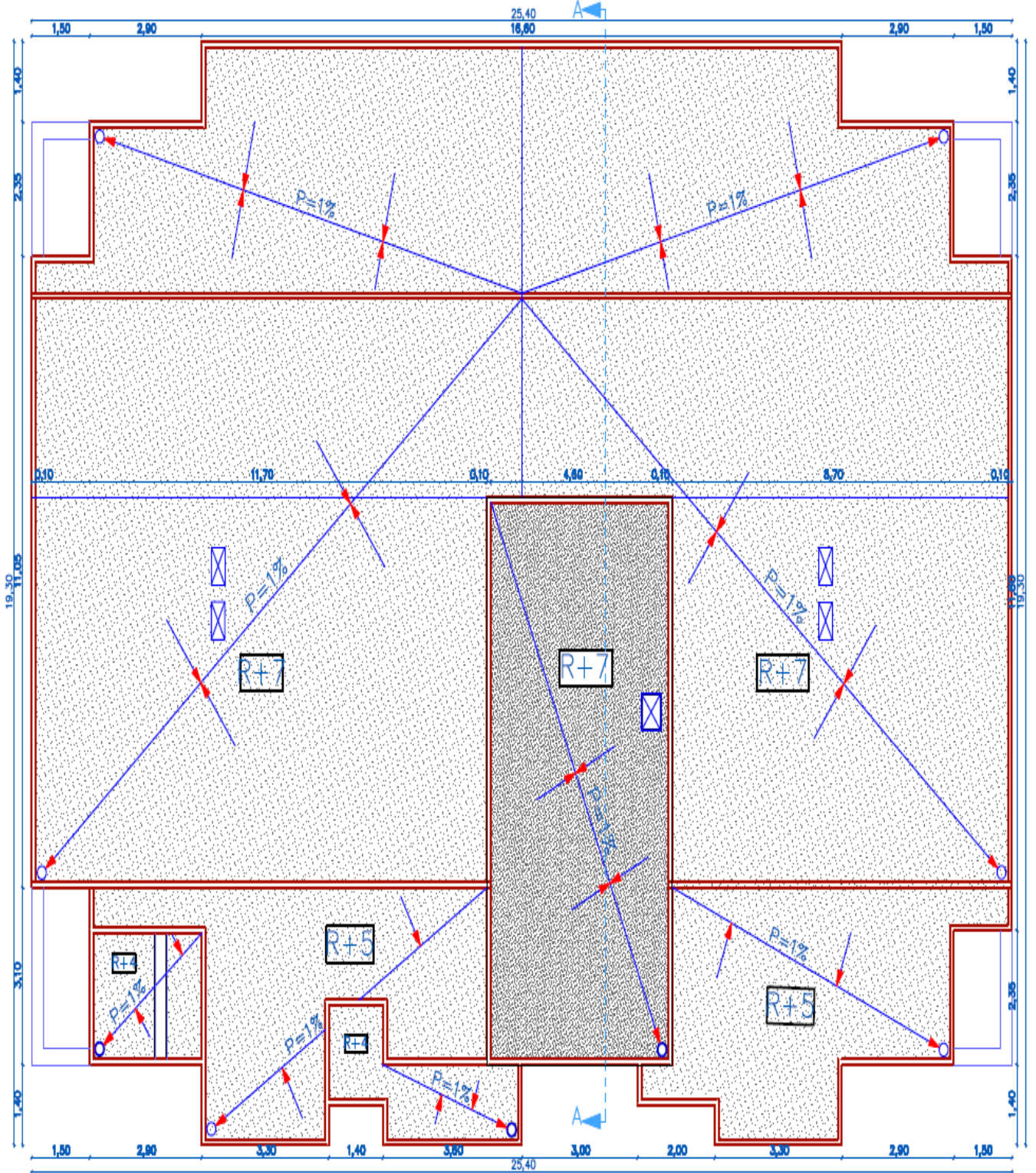
## Plan de 5<sup>ème</sup> Etage



# Plan de 6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup> Etage

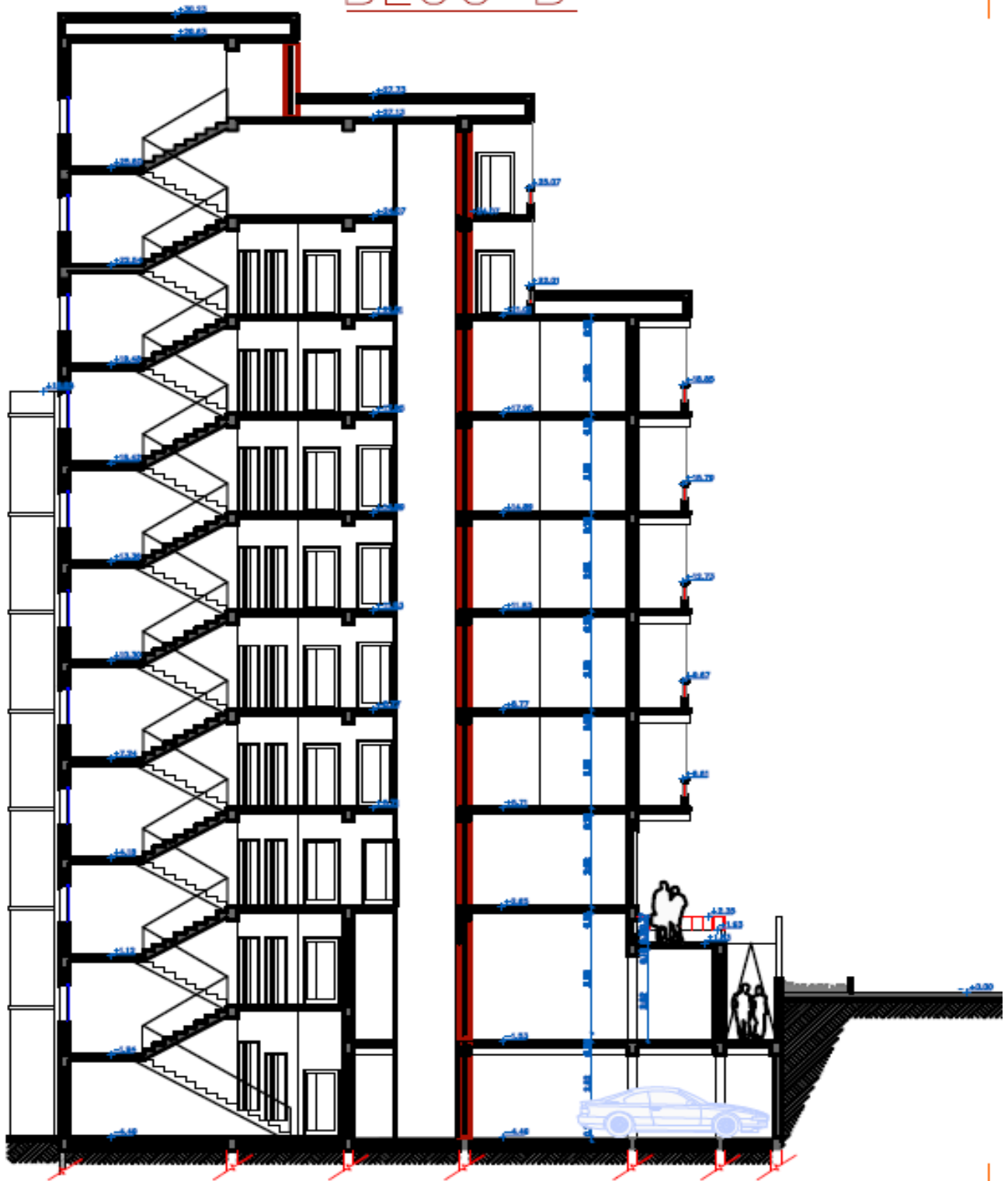


# Plan de toiture



Coupe B-B

BLOC B



Coupe B-B Ech 1/50