

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur

Et de la Recherche Scientifique

Université A. MIRA de Bejaïa

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

# Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Structures

**Thème :**

**Étude d'un bâtiment en béton arme (R+9+duplex) à usage  
D'habitation contreventé par voile-portique.**

**Réalisé par :**

- **BOUANANI Zidane**
- **LASMI Mohamed - Lamine**

**promoteur :**

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

**Membres de jury :**

**President M<sup>me</sup> SEGHIR  
Examination M<sup>r</sup> HADDI**

Promotion: 2018-2019

# Remerciements

Avant tout, nous tenons à remercier, le Dieu le tout puissant qui nous a donné la force, la patience et le courage pour achever ce modeste travail.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études.

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promoteur M<sup>er</sup> A.OURABAH. Pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemine de travail.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de juger ce travail.

Notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participé de près ou de loin à ce travail.

Mohamed-Lamine et Zidane

# *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail :*

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

*À mes très chères sœurs, **Kenza** et **Meriem**.*

*À toute la famille "**LASMI**".*

*À mes meilleurs amis et à tous ceux qui me sont chère sans exception.*

*À mon encadreur bien sur : " Mr **A.OURABAH**" qui a fait tout son possible pour nous aider.*

*À tout la promotion de Génie Civil 2019.*



# *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail :*

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

*À mes très chères sœurs*

*À toute la famille "BOUANANI" et "BEN DJOUDI".*

*À mes meilleurs amis et à tous ceux qui me sont chère sans exception.*

*À mon encadreur bien sur : " Mr A.OURABAH" qui a fait tout son possible pour nous aider.*

*À tout la promotion de Génie Civil 2019.*



## *Symboles et notations*

---

**A', Aser** : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

**At** : Section d'un cours d'armature transversal.

**A** : Coefficient d'accélération de zone.

**B** : Aire d'une section de béton.

**Br** : Section réduite.

**B, b** : la largeur (m).

**C<sub>T</sub>** : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

**C<sub>u</sub>** : La cohésion du sol (KN/m<sup>2</sup>).

**D** : Facteur d'amplification dynamique moyen.

**ELS** : Etat limite de service.

**ELU**: Etat limite ultime.

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

**E<sub>i</sub>** : Module d'élasticité instantanée.

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

**ev** : épaisseur du voile.

**F** : Force ou action générale.

**f<sub>c28</sub>** : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

**f<sub>t28</sub>** : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

**f<sub>ji</sub>** : la flèche correspondant à j.

**f<sub>gi</sub>** : la flèche correspondant à g.

**f<sub>qi</sub>** : la flèche correspondant à q.

**f<sub>gv</sub>** : la flèche correspondant à v.

**Δf<sub>t</sub>** : la flèche totale.

**Δf<sub>t adm</sub>** : la flèche admissible.

**G** : Action permanente.

**H** : la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

**ht** : hauteur totale du plancher.

**h<sub>0</sub>** : épaisseur de la dalle de compression.

**he** : hauteur libre d'étage.

**I** : Moment d'inertie (m<sup>4</sup>).

**I<sub>ji</sub>** : Moment d'inertie correspondant à j.

**I<sub>gi</sub>** : Moment d'inertie correspondant à g.

**I<sub>qi</sub>** : Moment d'inertie correspondant à q.

**I<sub>gv</sub>** : Moment d'inertie correspondant à v.

## *Symboles et notations*

---

**Q** : Charge variable.

**Q** : Facteur de qualité.

**q<sub>u</sub>** : charge ultime.

**q<sub>s</sub>** : charge de service.

**M** : Moment en général.

**M<sub>a</sub>** : Moment sur appui.

**M<sub>u</sub>** : Moment de calcul ultime.

**M<sub>ser</sub>** : Moment de calcul de service.

**M<sub>t</sub>** : Moment en travée.

**M<sub>0</sub>** : moment isostatique.

*M<sub>i</sub>* : Moment à l'appui *i*

**M<sub>g</sub> et M<sub>d</sub>** : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

**M<sub>j</sub>** : Moment correspondant à j.

**M<sub>g</sub>** : Moment correspondant à g.

**M<sub>q</sub>** : Moment correspondant à q.

**N<sub>s</sub>** : Effort normal de service.

**N<sub>u</sub>** : Effort normal ultime

**N** : Effort normale du aux charges verticales.

**R** : coefficient de comportement global.

**S** : Section, surface

**S<sub>r</sub>** : surface du radier (m<sup>2</sup>).

**St** : Espacement des armatures.

**V** : Effort tranchant.

**T<sub>2</sub>**: période caractéristique, associé à la catégorie du site.

**W**: poids propre de la structure.

**W<sub>qi</sub>** : Charges d'exploitation.

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

**b<sub>0</sub>** : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure

**d** : Hauteur utile.

**e** : Excentricité, épaisseur.

**f** : Flèche.

**f<sub>bu</sub>** : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R

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

## *Symboles et notations*

---

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).

$f_{ij}$  : Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa).

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

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

$\sigma_b$  : Contrainte de compression du béton.

$\sigma_s$  : Contrainte de compression dans l'acier

$\nu$  : Coefficient de poisson

$\sigma_j$  : Contrainte correspondant à j.

$\sigma_g$  : Contrainte correspondant à g.

$\sigma_q$  : Contrainte correspondant à q.

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité.

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité.

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

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

$q$  : chargement KN/ml..

$\tau_{ultim}$  : 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.

$\mu_l$  : Moment réduit limite.

$\mu_u$  : Moment ultime réduit.

$\lambda_i$  : Coefficient instantané.

$\lambda_v$  : Coefficient différé.

## Liste des figures

<b>Figure I.1</b>	Situation du projet dans la région de la ville de Bejaia.....	<b>01</b>
<b>Figure II.1</b>	Plane de disposition des poutrelles étage 1 à 9.....	<b>08</b>
<b>Figure II.2</b>	Plane de disposition des poutrelles duplex niveau 1.....	<b>09</b>
<b>Figure II.3</b>	Plane de disposition des poutrelles du duplex niveau 2.....	<b>09</b>
<b>Figure II.4</b>	Plancher à corps creux.....	<b>10</b>
<b>Figure II.5</b>	Coupe transversale d'une poutrelle.....	<b>10</b>
<b>Figure II.6</b>	Panneau dalle sur 2 appuis.....	<b>11</b>
<b>Figure II.7</b>	Panneau dalle sur 3 appuis.....	<b>11</b>
<b>Figure II.8</b>	Panneau dalle sur 4 appuis.....	<b>11</b>
<b>Figure II.9</b>	Panneau dalle sur 4 appuis.....	<b>12</b>
<b>Figure II.10</b>	Schéma d'un escalier.....	<b>12</b>
<b>Figure II.11</b>	Vue en plan de l'escalier.....	<b>12</b>
<b>Figure II.12</b>	Schéma de 1er et 3ème volées.....	<b>13</b>
<b>Figure II.13</b>	1er type : Acrotère du duplex2.....	<b>15</b>
<b>Figure II.14</b>	2er type : Acrotère du duplex1.....	<b>15</b>
<b>Figure II.15</b>	Coupe verticale d'un voile.....	<b>15</b>
<b>Figure II.16</b>	Surface qui revient au poteau (C4) du duplexe niveau 2.....	<b>20</b>
<b>Figure II.17</b>	Surface qui revient au poteau (C4) du duplexe niveau 1.....	<b>21</b>
<b>Figure II.18</b>	Surface qui revient au poteau (C4) niveau d'étage courant.....	<b>21</b>
<b>Figure II.19</b>	Schéma statique de la poutrelle T2 (étage courant corps creux).....	<b>28</b>
<b>Figure II.20</b>	Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	<b>36</b>
<b>Figure II.21</b>	panneau dalle sur 3 appuis.....	<b>37</b>
<b>Figure II.22</b>	Section de la dalle pleine à ferrailer.....	<b>37</b>
<b>Figure II.23</b>	Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis.....	<b>39</b>
<b>Figure II.24</b>	Ferrailage de panneau dalle sur 2appuis (balcon).....	<b>41</b>
<b>Figure II.25</b>	Ferrailage de la dalle sur 4 appuis (étage courant).....	<b>41</b>
<b>Figure II.26</b>	Ferrailage de la dalle sur 4 appuis (duplex 1).....	<b>41</b>
<b>Figure II.27</b>	Schéma de statique de l'escalier (la partie AB).....	<b>42</b>
<b>Figure II.28</b>	Schéma de ferrailage de l'escalier droit de la volée 1 et 3.....	<b>45</b>
<b>Figure II.29</b>	Schéma d'une volée 2.....	<b>45</b>
<b>Figure II.30</b>	Schéma de ferrailage de la volée 2.....	<b>46</b>
<b>Figure II.31</b>	2ème type : Acrotère du duplex1.....	<b>47</b>
<b>Figure II.32</b>	Schéma statique de l'acrotère.....	<b>48</b>
<b>Figure II.33</b>	1er type : Acrotère du duplex2.....	<b>50</b>
<b>Figure II.34</b>	Schéma de ferrailage de l'acrotère type 01 et 02.....	<b>50</b>
<b>Figure II.35</b>	Cage d'ascenseur.....	<b>51</b>
<b>Figure II.36</b>	Schéma de ferrailage de la dalle pleine <b>sous</b> dessous de l'ascenseur.....	<b>53</b>
<b>Figure II.37</b>	Schéma représentant la surface d'impact.....	<b>54</b>
<b>Figure II.38</b>	Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessus de l'ascenseur.....	<b>57</b>
<b>Figure II.39</b>	Schéma statique de la poutre brisée.....	<b>57</b>
<b>Figure II.40</b>	Schéma de ferrailage de la Poutre brisée.....	<b>60</b>
<b>Figure II.41</b>	Schéma statique de la poutre chainage.....	<b>61</b>
<b>Figure II.42</b>	Schéma de ferrailage de la Poutre chainage.....	<b>63</b>
<b>Figure III.1</b>	Spectre de réponse sens (x).....	<b>67</b>
<b>Figure III.2</b>	Spectre de réponse sens (y).....	<b>67</b>
<b>Figure III.3</b>	Schéma de dispositions des voiles.....	<b>68</b>
<b>Figure III.4</b>	1ere mode de déformation (translation suivant y-y).....	<b>68</b>
<b>Figure III.5</b>	2ème mode de déformation (translation suivant x-x).....	<b>69</b>



## Liste des figures

---

<b>Figure III.6</b>	3 <sup>ème</sup> mode de déformation (torsion au tour de z-z).....	<b>69</b>
<b>Figure IV.1</b>	Zone nodale.....	<b>76</b>
<b>Figure IV.2</b>	Section d'un poteau.....	<b>81</b>
<b>Figure IV.3</b>	Ferraillage des sections des poteaux.....	<b>83</b>
<b>Figure IV.4</b>	Les moments dans la zone nodale.....	<b>89</b>
<b>Figure IV.5</b>	Exemple de dispositions constructives de la poutre principale.....	<b>91</b>
<b>Figure IV.6</b>	Disposition des armatures verticales.....	<b>94</b>
<b>Figure IV.7</b>	Schéma d'un voile pleine.....	<b>95</b>
<b>Figure IV.8</b>	Schéma de ferraillage du voile $V_x = 1,55\text{m}$ (RDC+ étage1).....	<b>100</b>
<b>Figure V.1</b>	Vue d'une semelle isolée.....	<b>103</b>
<b>Figure V.2</b>	Semelle filante.....	<b>103</b>
<b>Figure V.3</b>	Dimension du radier.....	<b>104</b>
<b>Figure V.4</b>	Zone de contact poteau- radier.....	<b>105</b>
<b>Figure V.5</b>	Dalle sur quatre appuis.....	<b>107</b>
<b>Figure V.6</b>	Schéma de ferraillage de radier.....	<b>108</b>
<b>Figure V.7</b>	Schéma de rupture des dalles de radier.....	<b>109</b>
<b>Figure V.8</b>	Sollicitations sur les nervures dans le sens y-y.....	<b>110</b>
<b>Figure V.9</b>	Sollicitations sur les nervures dans le sens x-x.....	<b>110</b>
<b>Figure V.10</b>	Section à ferrailler.....	<b>111</b>

## Liste des tableaux

<b>Tableau I.1</b>	Modules de déformation longitudinale du béton.....	<b>04</b>
<b>Tableau II.1</b>	Dimensionne de l'escalier volées 1 et 3 sont identiques.....	<b>13</b>
<b>Tableau II.2</b>	Dimensionne de l'escalier volée 2.....	<b>13</b>
<b>Tableau II.3</b>	Pré dimensionnement de différentes poutres.....	<b>14</b>
<b>Tableau II.4</b>	Évaluation des charges de l'acrotère.....	<b>15</b>
<b>Tableau II.5</b>	Dimensionnement des voiles.....	<b>15</b>
<b>Tableau II.6</b>	Évaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.....	<b>16</b>
<b>Tableau II.7</b>	Évaluation des charges du plancher terrasse accessible.....	<b>16</b>
<b>Tableau II.8</b>	Évaluation des charges du plancher étage courant.....	<b>17</b>
<b>Tableau II.9</b>	Évaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.....	<b>17</b>
<b>Tableau II.10</b>	Évaluation des charges du plancher terrasse accessible.....	<b>17</b>
<b>Tableau II.11</b>	Evaluation des charges du plancher courant.....	<b>18</b>
<b>Tableau II.12</b>	Evaluation des charges du balcon.....	<b>18</b>
<b>Tableau II.13</b>	Evaluation des charges sur la volée.....	<b>18</b>
<b>Tableau II.14</b>	Evaluation des charges du palier.....	<b>19</b>
<b>Tableau II.15</b>	Evaluation des charges dans les murs extérieurs.....	<b>19</b>
<b>Tableau II.16</b>	Poids propre des poteaux.....	<b>20</b>
<b>Tableau II.17</b>	Evaluation de la descente de charge de poteau C4.....	<b>22</b>
<b>Tableau II.18</b>	Récapitulation des résultats des poteaux les plus sollicités.....	<b>24</b>
<b>Tableau II.19</b>	Vérification des poteaux à la compression simple pour le poteau (C4).....	<b>24</b>
<b>Tableau II.20</b>	Vérification au flambement des poteaux.....	<b>26</b>
<b>Tableau II.21</b>	Résultats de vérification à l'exigence de RPA pour le poteau (A).....	<b>26</b>
<b>Tableau II.22</b>	Les Types de poutrelles.....	<b>27</b>
<b>Tableau II.23</b>	Les différentes méthodes adoptées pour calcul des poutrelles.....	<b>27</b>
<b>Tableau II.24</b>	Chargements sur les poutrelles.....	<b>28</b>
<b>Tableau II.25</b>	Sollicitation maximale, dans les poutrelles des différents planchers.....	<b>29</b>
<b>Tableau II.26</b>	Evaluation de la flèche.....	<b>34</b>
<b>Tableau II.27</b>	Ferraillage des différents types de poutrelles.....	<b>34</b>
<b>Tableau II.28</b>	Vérification au cisaillement.....	<b>35</b>
<b>Tableau II.29</b>	Vérification des états limites de compression du béton.....	<b>35</b>
<b>Tableau II.30</b>	Vérification des états limites de déformation.....	<b>35</b>
<b>Tableau II.31</b>	Les schémas de ferraillage des poutrelles.....	<b>36</b>
<b>Tableau II.32</b>	Ferraillage de dalles sur 3 appui de l'étage courant.....	<b>37</b>
<b>Tableau II.33</b>	Vérification des états limites de compression du béton.....	<b>38</b>
<b>Tableau II.34</b>	Calcul des sollicitations.....	<b>39</b>
<b>Tableau II.35</b>	Calcul des ferraillages.....	<b>39</b>
<b>Tableau II.36</b>	Vérifications nécessaires.....	<b>40</b>
<b>Tableau II.37</b>	Recalculer la section d'acier à l'ELS.....	<b>40</b>
<b>Tableau II.38</b>	vérification de la flache.....	<b>40</b>
<b>Tableau II.39</b>	Résultats des ferraillages des volées 1 et 3 de l'étage courant.....	<b>43</b>
<b>Tableau II.40</b>	Evaluation de la flèche dans la partie de l'escalier.....	<b>44</b>
<b>Tableau II.41</b>	Résultats des ferraillages de la volée 2 de l'étage courant.....	<b>45</b>
<b>Tableau II.42</b>	Evaluation des charges et surcharges.....	<b>46</b>
<b>Tableau II.43</b>	Combinaisons d'actions de l'acrotère.....	<b>47</b>
<b>Tableau II.44</b>	Résultats de ferraillage à la flexion composé d'acrotère l.....	<b>50</b>
<b>Tableau II.45</b>	Calcul des ferraillages selon les deux sens.....	<b>52</b>
<b>Tableau II.46</b>	Vérifications des états limites de compression du béton.....	<b>53</b>
<b>Tableau II.47</b>	Les sollicitations sous charge concentrée.....	<b>55</b>
<b>Tableau II.48</b>	Les sollicitations sous charges réparties.....	<b>55</b>

## Liste des tableaux

<b>Tableau II.49</b>	La superposition des moments.....	<b>55</b>
<b>Tableau II.50</b>	Les moments corrigés.....	<b>55</b>
<b>Tableau II.51</b>	Tableau des ferraillements de la dalle.....	<b>56</b>
<b>Tableau II.52</b>	Tableau de vérification des contraintes.....	<b>56</b>
<b>Tableau II.53</b>	Ferraillage de la poutre brisée.....	<b>58</b>
<b>Tableau II.54</b>	Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre brisée..	<b>60</b>
<b>Tableau II.55</b>	Ferraillage longitudinales de la poutre de chaînage.....	<b>61</b>
<b>Tableau II.56</b>	Vérifications des états limites de compression du béton de la pou chaînage.	<b>62</b>
<b>Tableau III.1</b>	Valeurs des pénalités $P_q$ .....	<b>66</b>
<b>Tableau III.2</b>	Période de vibration et taux de participation massique.....	<b>70</b>
<b>Tableau III.3</b>	Vérification de l'interaction sous charges verticales.....	<b>70</b>
<b>Tableau III.4</b>	Vérification de l'interaction sous charges horizontales.....	<b>71</b>
<b>Tableau III.5</b>	Vérification de l'effort tranchant à la base.....	<b>71</b>
<b>Tableau III.6</b>	Vérification des déplacements.....	<b>72</b>
<b>Tableau III.7</b>	Vérification à L'effet $P-\Delta$ .....	<b>73</b>
<b>Tableau III.8</b>	Vérification de l'effort normal réduit.....	<b>73</b>
<b>Tableau III.9</b>	dimensionne finale des éléments structuraux :.....	<b>74</b>
<b>Tableau IV.1</b>	Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	<b>76</b>
<b>Tableau IV.2</b>	Les sollicitations dans les poteaux.....	<b>76</b>
<b>Tableau IV.3</b>	Armatures longitudinale dans les poteaux.....	<b>78</b>
<b>Tableau IV.4</b>	Armatures transversales adoptées pour les poteaux.....	<b>79</b>
<b>Tableau IV.5</b>	Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum.....	<b>80</b>
<b>Tableau IV.6</b>	Vérification des contraintes dans le béton des poteaux.....	<b>81</b>
<b>Tableau IV.7</b>	Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux.....	<b>82</b>
<b>Tableau IV.8</b>	Ferraillage des sections des poteaux.....	<b>83</b>
<b>Tableau IV.9</b>	Armatures les longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA.....	<b>85</b>
<b>Tableau IV.10</b>	Les sollicitations les plus défavorables.....	<b>85</b>
<b>Tableau IV.11</b>	Armatures longitudinales dans les poutres.....	<b>86</b>
<b>Tableau IV.12</b>	Vérification de l'effort tranchant.....	<b>88</b>
<b>Tableau IV.13</b>	Vérification au cisaillement.....	<b>88</b>
<b>Tableau IV.14</b>	Vérification de l'état limite de compression du béton.....	<b>89</b>
<b>Tableau IV.15</b>	Moment résistant dans les poteaux.....	<b>90</b>
<b>Tableau IV.16</b>	Moments résistants dans les poutres.....	<b>90</b>
<b>Tableau IV.17</b>	Vérification de la zone nodale.....	<b>91</b>
<b>Tableau IV.18</b>	Schéma de ferraillage des poutres principales et secondaires.....	<b>92</b>
<b>Tableau IV.19</b>	Sollicitations maximales dans le voile $V_{x3} = 1,55$ m.....	<b>96</b>
<b>Tableau IV.20</b>	Sollicitations maximales dans le voile $V_{y2} = 2,65$ m.....	<b>96</b>
<b>Tableau IV.21</b>	Ferraillage du voile $V_{x3} = 1,55$ m.....	<b>98</b>
<b>Tableau IV.22</b>	Ferraillage du voile $V_{y2} = 2,65$ m.....	<b>99</b>
<b>Tableau V.1</b>	Ferraillage du radier.....	<b>108</b>
<b>Tableau V.2</b>	Vérifications des contraintes du béton et l'acier.....	<b>108</b>
<b>Tableau V.3</b>	Les nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.....	<b>108</b>
<b>Tableau V.4</b>	Sollicitations de la nervure dans le sens y-y.....	<b>110</b>
<b>Tableau V.5</b>	Sollicitations de la nervure dans le sens x-x.....	<b>110</b>
<b>Tableau V.6</b>	Sollicitations à l'ELS.....	<b>111</b>
<b>Tableau V.7</b>	Résumé des résultats du ferraillage des nervures.....	<b>111</b>
<b>Tableau V.8</b>	Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	<b>112</b>
<b>Tableau V.9</b>	Nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.....	<b>112</b>
<b>Tableau V.9</b>	Ferraillage des nervures selon les deux sens.....	<b>113</b>

# SOMMAIRE

---

## Chapitre I : Généralités.

I.1 Présentation du projet .....	1
I.2 Caractéristiques de la structure .....	1
I.3 Présentation de la structure .....	2
I.4 Eléments de l'ouvrage.....	2
I.5. Etats limites de calculs :.....	2
I.6. Caractéristiques du béton .....	3
I.6.1 Résistance caractéristique à la compression .....	3
I.6.2 Résistance caractéristique à la traction .....	3
I.7 Contrainte limite .....	4
I.8. Module de déformation longitudinale du béton :.....	4
I.9 Acier.....	5
I.9.1 Résistance caractéristique de l'acier :.....	5
I.10. Action et sollicitations de calcul .....	5
I.10.1 les actions :.....	5
I.11 Conclusion .....	7

## Chapitre II : Pré dimensionnement et étude des éléments secondaire.

II.1 Introduction .....	8
II.2 Disposition des poutrelles.....	8
II.3 Les planchers .....	10
II.3.1 Planchers à corps creux .....	10
II.3.1.1 Les poutrelles.....	10
II.3.2 Les plancher en dalle plein .....	11
II.4 Les escaliers.....	12
II.4.1 Pré dimensionnement des escaliers .....	12
II.5 Les poutres.....	13
II.6 Étude d'acrotère .....	15
II. 7 Les voiles .....	15
II.7.1 Pré dimensionnement des voiles.....	15
II.8 les poteaux .....	16
II.9 Evaluation des charges et surcharges .....	16
II.10 Descente de charges.....	20
II.10.1 Plancher étage 11 (duplexe Niv 2).....	20
II.10.2 plancher étage 10 (duplexe Niv 1).....	21
II.10.3 Plancher étage courant du 1 <sup>er</sup> au 9 <sup>eme</sup> étage .....	21

# SOMMAIRE

---

II.11 Plancher à corps creux .....	26
II.11.1 Les Différents types de poutrelles .....	27
II.12 Etude des planchers dalles pleines.....	37
II.12.1 Calcul Des Dalles D1, D3, D4.....	39
II.13 Etude des escaliers .....	42
II.13.1 Etude des volées 1 et 3 .....	42
II.13.2 Etude des volées 2 .....	45
II.14 Étude d'acrotère .....	46
II.15 Etude de l'ascenseur .....	50
II.15.1 Dalle sous ascenseur .....	51
II.15.2 Dalle au-dessous de l'ascenseur .....	54
II.16 Etude de la poutre brisée (30×30).....	57
II.17 Etude de la poutre de chaînage .....	61
III.7.1 Calcul des sollicitations.....	61
III.18 Conclusion.....	63

## **Chapitre III : Etude séismique de l'ouvrage.**

III.1. Introduction .....	64
III.2. Méthodes de calcul.....	64
III.3. Méthode choisit .....	64
III.4. Calcul de la force sismique totale (effort tranchant à la base) .....	64
III.5 Méthode dynamique modale spectrale .....	67
III.5.1 Principe.....	67
III.5. 2. Disposition des voiles.....	67
III.5.3.Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par ETABS V.16 .....	68
III.5.4 vérification des résultats selon R.P.A 99/ Version 2003 .....	70
III.5.4.1 Vérification de l'interaction voiles portiques.....	70
III.5.4.2 Vérification de la résultante des forces sismiques.....	71
III.5.4.3 Vérification vis-à-vis des déplacements.....	72
III.5.4.4 Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....	72
III.5.4.5 Vérification de l'effort normal réduit .....	73
III.6. Conclusion.....	74

## **Chapitre IV : Etude des éléments structuraux.**

IV.1 Introduction .....	75
IV.2 Etude des poteaux .....	75
IV.2.1 Recommandations du RPA99.V2003 .....	75
IV.2.2 Sollicitations dans les poteaux .....	76

# SOMMAIRE

---

IV.2.3 Ferrailage des poteaux .....	76
IV.2.3.1 Armatures longitudinale.....	77
IV.2.3.2 Armatures transversales .....	78
IV.2.4 Vérifications.....	79
IV.2.5 Dispositions constructives.....	82
IV.2.6 Schéma de ferrailage des poteaux.....	83
IV.3 Etude des poutres .....	84
IV.3.1 Recommandation du RPA99.....	84
IV.3.2 Les sections minimales et maximales préconisée par le RPA99V2003 .....	85
IV.3.3 Sollicitations de calcul .....	86
IV.3.4 Ferrailage des poutres .....	86
IV.3.5 Vérification des zones nodales.....	89
IV.3.5.1 Détermination du moment résistant dans les poteaux.....	90
IV.3.5.2 Vérification .....	91
IV.4 Etude des voiles .....	93
IV.4.1 Recommandation du RPA 99/Version2003 (art 7.7.4.1) .....	93
IV.4.2 Ferrailage des voiles .....	95
IV 4.3. Calcul des sollicitations .....	96
IV.5 Exemples de schéma de ferrailage d'un voile $V_x$ .....	100
IV. 6 Conclusion .....	101
<b>Chapitre III : Etude de l'infrastructure.</b>	
V.1.Introduction .....	102
V.2. Etude des fondations .....	102
V.2.1.Les déférent type de fondation .....	102
V.2.2. Choix du type des fondations .....	102
V.2.3. Capacité portante du sol d'assise.....	102
V.2.4. Vérification vis-à-vis les fondations superficielles .....	103
V.2.4.1. semelles isolées .....	103
V 2.4.2. Vérification des semelles filantes.....	103
V .2.4.3. Radier général nervuré .....	104
V.3 Ferrailage du radier .....	107
V.4 Ferrailage des nervures.....	109
V.4 Conclusion.....	113
Conclusion générale	
Bibliographie	
Annexes	

# SOMMAIRE

---

Plan de la structure

## *Introduction générale*

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles, les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant les différents facteurs tel que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité du public, 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.

Le phénomène sismique est toujours le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leur apparitions aléatoires. Pour cela on ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment (R+9+duplex) à usage d'habitation, et logements d'habitations aux autres niveaux. Il est contreventé par un système mixte (voiles portiques), qu'il est situé en zone IIa et sa hauteur dépasse les 14 mètres.

Notre étude consiste à répondre aux principales problématiques suivantes:

- Quelle est la disposition meilleure des voiles pour avoir un bon comportement ?
- Quelle sont les différents contraintes aux quelle l'ingénieur est confronté ?
- Quelle est le type de fondation qui convient à notre structure ?

Pour répondre à ces questions, on a jugé utile de scinder notre travail en cinq chapitres, dont les deux premiers chapitres consiste a la présentation du projet et les hypothèse de calcul , en plus le prè dimensionnement et calcul des éléments secondaires, dans le chapitre trois nous allons nous intéresser à la recherche d'un bon comportement dynamique par diverses la dispositions des voiles de contreventement. Une fois la bonne disposition est retenue, la structure est soumise au spectre de calcul du Règlement Parasismique Algérien (RPA99/version2003). Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel ETABSV16. Le calcul du ferrailage des éléments principaux sera exposé au chapitre quatre. En dernier lieux, le calcul de l'infrastructure qui fera l'objet du cinquième chapitre.



# Chapitre I

## I.1 Présentation du projet

Le projet qui fait objet de notre mémoire consiste à faire l'étude génie civil d'un bâtiment (R+9 + duplex a 2 niveaux ), Ce projet est un ouvrage courant implanté à **TALA MARKHA** wilaya de **BEJAIA** classée d'après les règles parasismiques algériennes RPA99/version 2003 « article 3.2 » comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa) ayant une importance moyenne de groupe d'usage **2B**. Sa hauteur totale est inférieure à 48 mètre.

## I.2 Caractéristiques de la structure

### a) Caractéristiques géométriques

Les caractéristiques de la structure sont :

- ✓ Longueur en plan..... $L_x=20,26\text{m}$
- ✓ Largeur en plan .....  $L_y=19,00\text{m}$
- ✓ La hauteur de du RDC ..... $h_{\text{RDC}}=3,36\text{m}$
- ✓ La hauteur des étages courants et duplex ..... $h_{\text{ec}}=2,88\text{m}$
- ✓ La hauteur totale ..... $H_t=35,04\text{m}$



**Figure I.1** Situation du projet dans la région de la ville de Bejaia

### b) Caractéristiques du sol d'assise (rapport de sol)

L'assiette choisie pour accueillir les immeubles abritant les 54 logements de Mr Tabet Abdelaziz et consorts, se trouve sur les hauteurs de la localité de Tala Merkha, au lieu-dit tainets (village Notor) au Nord-Ouest de la ville de Bejaia, a cet effet on préconise :

- ❖ Le taux de travail à adopter alors, est de **2,0 bars**.
- ❖ Les Caractéristiques mécanique jusqu'à  $-4^{\text{m}}$  de profondeur :

- ✓  $C=0,27$  bare et  $\phi=25^\circ$
- ✓ Reste du terrain :  $C=0,49$  bare et  $\phi=36^\circ$
- ❖ Le site est classé en catégorie S2 selon le DTR BC2 48
- ❖ Le sol ne présente aucune agressivité vis-à-vis du béton

### **I.3 Présentation de la structure**

L'accès aux étages supérieurs s'effectue au moyen d'un ascenseur et d'une cage d'escalier, cette dernière est constituée de trois volées et de deux paliers réalisés en béton armé coulé sur place, au niveau du duplexe, on trouve des escaliers rends en bois montante au niveau supérieure.

### **I.4 Eléments de l'ouvrage**

- ❖ **Ossature de l'ouvrage :** Selon le RPA2003 pour toute structure dépassant une hauteur de 14 m en zone de moyenne sismicité il est indispensable d'introduire des voiles.

**Remarque :** Le système de contreventement sera défini ultérieurement.

### **I.5. Etats limites de calculs**

#### ➤ **Définition :**

C'est un état pour lequel une condition de sécurité d'une structure ou de l'un de ces éléments est strictement vérifiée. Au-delà de cette limite, cette structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue. On distingue deux états limites :

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

C'est un état qui correspond à la valeur maximal de la capacité portant de l'ouvrage, Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure, il existe 3 états sont :

- ✓ Etat limite de l'équilibre statique.
- ✓ Etat limite de résistance des matériaux (acier ou béton).
- ✓ Etat limite la stabilité de forme.

**b) Etat limite de service (ELS)**

C'est la condition qui doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage (exploitation) normale et durabilité soient assurés son dépassement, Le dépassement de cet état conduit au désordre de fonctionnement de l'ouvrage il existe 3 états sont :

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

**I.6. Caractéristiques du béton**

**Le béton :** le rôle fondamentale du béton dans une structure et de reprendre les efforts de comprissions.

**I.6.1 Résistance caractéristique à la compression**

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge  $j < 28$  jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (Art 2-1-11 BAEL 91).

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

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

Avec :  $f_{cj} = f_{c28} = j \geq 28$  jours

Pour notre projet on adoptera un béton de classe C25/30

Avec :

$f_{c28} = 25$  MPa : C'est la résistance d'une éprouvette cylindrique de dimension (16cm\*32cm).

$f_{c28} = 30$  MPa : C'est la résistance d'une éprouvette cubique de dimension (25cm\*25cm).

**I.6.2 Résistance caractéristique à la traction**

(Art A-2 12 BAEL91) La résistance caractéristique à la traction du béton à  $j$  jours, notée  $f_{tj}$ , est définie selon le BAEL91 (art : A.2.1, 12) par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \text{ MPa} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0,275f_{cj} \text{ MPa} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa}$$

Pour notre cas ;  $j=28$  jour et  $f_{c28}=25$  MPa donc  $f_{t28}=2,1$ MPa.

### I.7 Contrainte limite

#### a) Contrainte limite à la compression (Art 4 –3 .41 BAEL91)

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{MPa} \quad .$$

Avec :

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

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

$$\gamma_b = 1,15 \text{ en situation accidentelle} \quad \Rightarrow \quad f_{bu} = 18,48 \text{ MPa}$$

#### b) Contraintes de service à la compression (Art A – 4 .5 .2 BAEL91)

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \quad \text{MPa}$$

Notre cas ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ; Donc  $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$ .

#### c) Contrainte ultime de cisaillement (du béton) (Art 5.1, 211 BAEL91)

Elle est donnée suivant le cas comme suit :

Fissuration peu nuisible F.P.N :  $\tau_{adm} = \min\left(0.20 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$

$$\tau_u = \begin{cases} 3,33 \text{ MPa} & \text{Pour les situations durables ou transitoires.} \\ 4,34 \text{ MPa} & \text{Pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

Fissuration nuisible ou très nuisible F.N ou F.T.N :  $\tau_{adm} = \min\left(0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$

$$\tau_u = \begin{cases} 2,5 \text{ MPa} & \text{Pour les situations durables ou transitoires.} \\ 3,26 \text{ MPa} & \text{Pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

### I.8. Module de déformation longitudinale du béton :

Tableau I.1 modules de déformation longitudinale du béton

Module de déformation	Formules	$f_{c28}=25 \text{ MPa}$
Instantanée	$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$	$E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa}$
Différée	$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$	$E_{v28} = 10818.86 \text{ MPa}$

## I.9 Acier

L'acier est un alliage de Fer et de Carbone en faible pourcentage, forment un matériau homogène, est caractérisé par sa bonne résistance aussi bien à la traction qu'à la compression, et sa limite d'élasticité.

### I.9.1 Résistance caractéristique de l'acier :

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

- **Contraintes limites  $\sigma_s$  :**

✓ **ELU**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{talque } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{Cas général} \\ 1 & \text{Cas accidentel} \end{cases} \quad \gamma_s : \text{ est le coefficient de sécurité d'acier.}$$

Pour le cas de ce projet :  $\sigma_s = \begin{cases} \sigma_s = 348 \text{MPa} & \text{pour : une situation courante.} \\ \sigma_s = 400 \text{MPa} & \text{pour : une situation accidentelle.} \end{cases}$

✓ **ELS :** **BAEL91** (article A.4.5.32)

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

**Cas 1 :** fissuration peu préjudiciable :  $\sigma_s = f_e$  [MPa]

**Cas 2 :** fissuration préjudiciable :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}})$  [MPa]

**Cas 3 :** fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(0,5 f_e , 90 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}})$  [MPa]

- $\eta$  : Coefficient de fissuration avec :
  - $\eta=1$  : pour les rends lisses (RL)
  - $\eta=1,6$  : pour les hautes adhérences (HA)
- $f_{tj}$  : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.

On a utilisé 2type d'acier a savoir :
 

- Acier rends lisses (RL) :  $f_e = 235 \text{MPa}$
- Acier les hautes adhérences (HA)  $f_e = 400 \text{MPa}$

## I.10. Action et sollicitations de calcul

### I.10.1 les actions :

C'est l'ensemble des forces et couples dus aux charges appliquées directement à une construction (charges permanentes, d'exploitation, climatique, etc.), ou résultant de déformations imposées (retrait, fluage, variation de température déplacement d'appuis, etc.)

Nous donnons dans ce qui suit les principaux types d'actions intervenant dans le calcul.

**a) Les actions permanentes (G) : Leurs intensités sont constantes, elles comprennent :**

- Le poids propre de la structure.
- Le poids des cloisons, revêtements, superstructures fixes.
- Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- Les déformations imposées à la structure.

**b) Les actions variables (Q) : Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :**

- Les charges d'exploitations.
- charge appliquées en cours d'exécution.
- Les effets thermiques.

**c) Les actions accidentelles (FA) : Ce sont celles provenant de phénomènes de courte durée qui se produisent rarement, on peut citer :**

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

**a. Combinaisons de calcul : (RPA99 version 2003)**

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

$$\text{Situations durables} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right. \quad \text{Avec : } \begin{array}{l} G : \text{ charge permanente.} \\ Q : \text{ charge d'exploitation.} \\ E : \text{ l'action du séisme.} \end{array}$$

$$\text{Situations- accidentelles} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E. \\ G + Q \pm 1.2E. \text{ (Pour les portiques auto-stables)} \\ 0.8 \times G \pm E. \end{array} \right.$$

**I.11 Conclusion**

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la réalisation de notre structure sont :

$$f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1.5 \quad \gamma_s = 1.15$$

$$f_{bu} = 14,20 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,15 \quad \gamma_s = 1$$

$$f_{bu} = 18,47 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{st} = 400 \text{ MPa}$$

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa.}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa.}$$

$$\overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa (FN)}$$

Après avoir récolté ces informations nécessaires (caractéristiques du sol et d'ouvrage, les règlements nécessaires et les matériaux utilisés), qui nous permettra d'entamer, l'étape suivante, c'est-à-dire (le pré-dimensionnement, et calcul des éléments secondaire) c'est l'objectif du chapitre suivant.



# Chapitre II

### II.1 Introduction

Le but de ce chapitre est de s'intéresser à l'étude des éléments non structuraux, d'abord on commence par le pré dimensionnement des éléments pour déterminer l'ordre des grandeurs des points de vue des différents éléments résistants, qui contribuent pas au système de contreventement.

### II.2 Disposition des poutrelles

Notre disposition est portée sur les critères suivants :

- ✓ Le critère de la petite portée.
- ✓ Le critère de continuité.

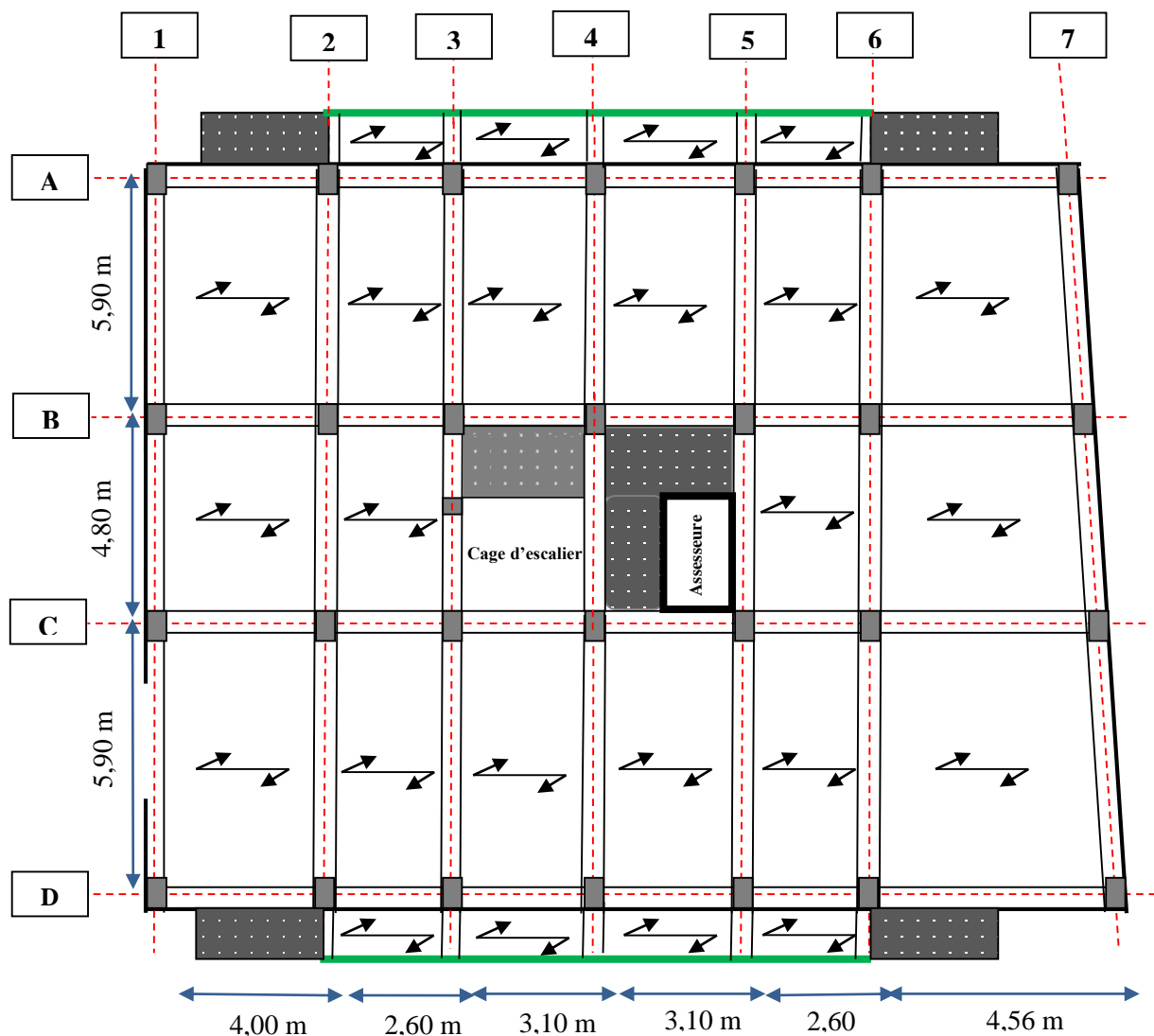


Figure II.1 Plane de disposition des poutrelles étage 1 à 9

- Poutres chaînées.
- Dalles pleines.

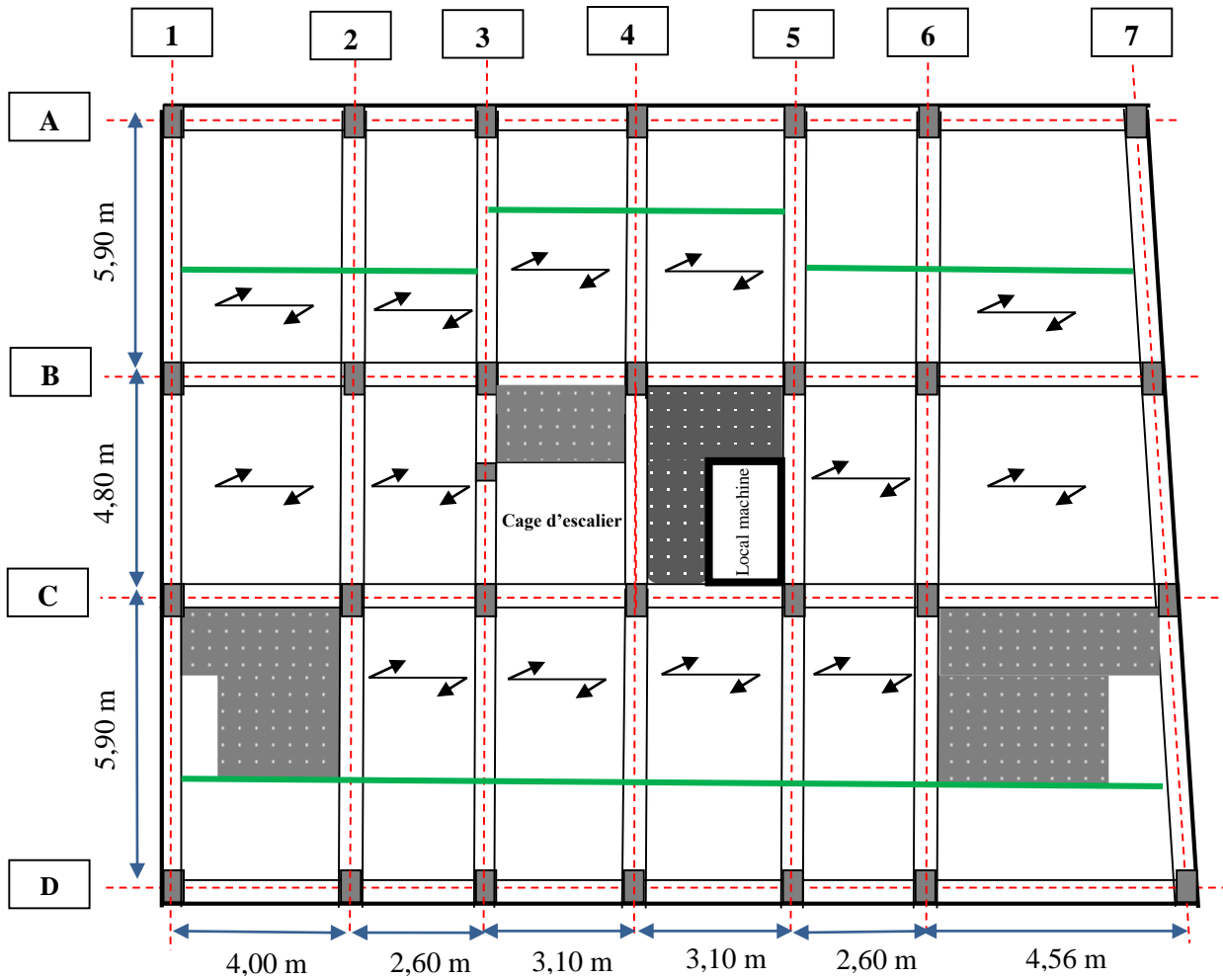


Figure II.2 Plane de disposition des poutrelles duplex niveau 1

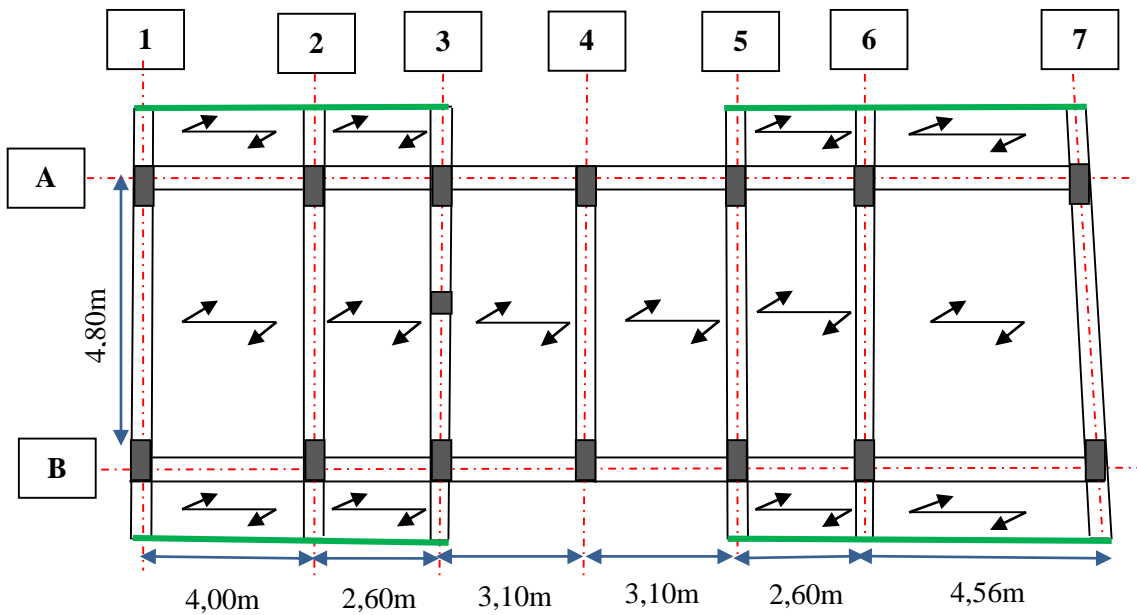


Figure II.3 Plane de disposition des poutrelles du duplex niveau 2

**II.3 Les planchers**

Ce sont des aires, généralement planes, destinés à séparer les différents niveaux d'un bâtiment, qui assure la transmission des charges verticales aux éléments structuraux,

**il existe deux types**

**II.3.1 Planchers à corps creux**

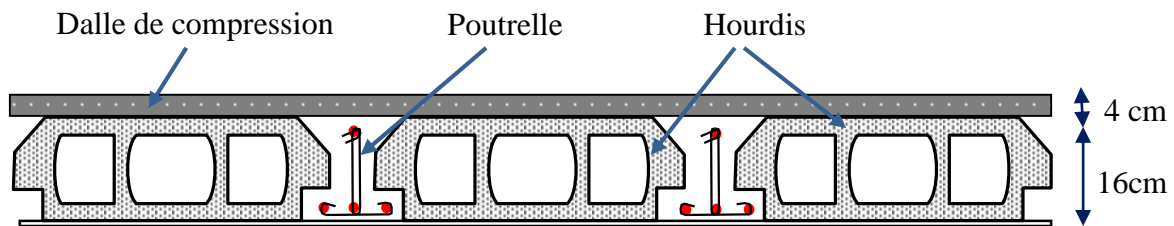
Sont des planchers constitués du corps creux, avec une dalle de compression armé par treillis soudé, rendant l'ensemble monolithique.

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

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \dots\dots(\text{Art B.6.8.4.2 CBA 93}).$$

$$h_t \geq \frac{426}{22.5} = 18,93cm \text{ soit } h_t=20cm \quad \text{Avec : } L_{max} = 456-30 = 426 \text{ cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de (16+4)=**20cm**.



**Figure II.4** Plancher à corps creux

**II.3.1.1 Les poutrelles**

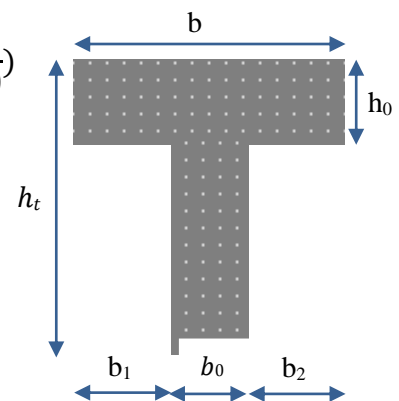
Sont calculées comme des sections en T, solidaires avec la dalle de comprissions

La largeur de la table de compression à prendre est définie par:

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

Le dimensionnement des poutrelles se fait suivant :

- $b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) h_t$   
 $b_0 = (0,8 \text{ à } 1,2) 20 \leftrightarrow$  Soit  $b_0 = 10cm$
- $l_0 = 65cm$ .
- $h_0 = 4cm$  épaisseur de la dalle de compression.
- $h_t = 20cm$  hauteur totale de la poutrelle
- $l_x = l_0 - b_0 \leftrightarrow L_x = 65 - 10 = 55cm$
- $l_y = 260 - 30 = 230 \text{ cm}$



**Figure II.5** Coupe transversale d'une poutrelle.

$$\frac{b - 10}{2} \leq \min(27,5 ; 23)$$

✓ Ce qui donne  $b=55cm$

**II.3.2 Les plancher en dalle pleine**

Ce sont des éléments horizontaux, généralement de forme rectangulaire en béton armé, leurs épaisseurs dépendant des conditions d'utilisation.

Le dimensionnement de ce type de plancher dépend de deux critères :

**a. Résistance au feu (CBA93)**

- $e \geq 7$  cm pour une heure de coupe-feu.
- $e \geq 11$  cm pour deux heures de coupe-feu
- $e \geq 14$  cm pour trois heures de coupe-feu ; Avec :  $e$  = épaisseur de la dalle

**b. Résistance à la flexion**

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

- Pour une dalle sur un seul ou deux appuis parallèles :  $e \geq \frac{L_x}{20}$  .
- Pour les dalles avec  $\rho \leq 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$
- Pour une dalle sur trois appuis ou 4 appuis avec  $\rho > 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

Avec :  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

Notre projet comporte 4 type de dalle pleines sont :

❖ **Dalle sur 2 appuis (balcon)**

On a :  $L_x = 1,00m$  ;  $L_y = 2,75m$   
 $\rho = 0,36 < 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$   
 $\Rightarrow \frac{100}{35} \leq e \leq \frac{100}{30} \Rightarrow 2,86cm \leq e \leq 3,33cm$   
 D'où on prend :  $e = 3,1$  cm

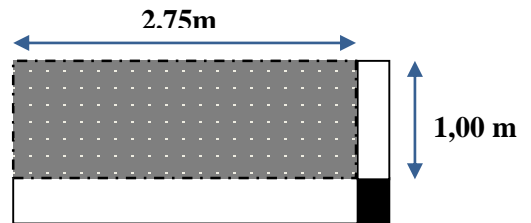


Figure II.6 panneau dalle sur 2 appuis

❖ **Dalle sur 3 appuis**

On a :  $L_x = 1,58m$  ;  $L_y = 2,80m$   
 $\rho = 0,51 > 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$   
 $\Rightarrow \frac{158}{45} \leq e \leq \frac{158}{40} \Rightarrow 3,51cm \leq e \leq 3,95cm$

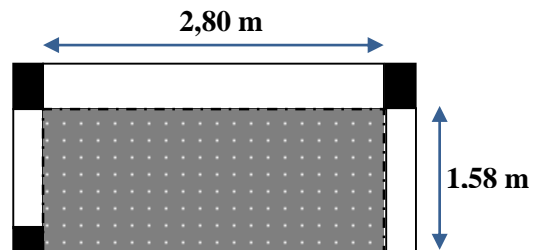


Figure II.7 panneau dalle sur 3 appuis

❖ **Dalle sur 4 appuis**

On a :  $L_x = 2,80$  m ;  $L_y = 4,40$  m.  
 $\rho = 0,57 > 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$   
 $\Rightarrow \frac{280}{45} \leq e \leq \frac{280}{40} \Rightarrow 6,22cm \leq e \leq 7,00cm.$

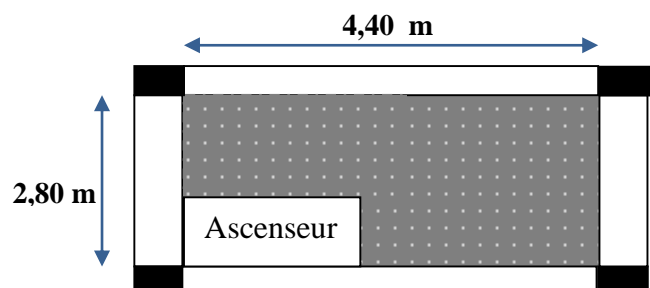


Figure II.8 panneau dalle sur 4 appuis

❖ Dalle sur 4 appuis

On a :  $L_x = 4,00 \text{ m}$  ;  $L_y = 4,45 \text{ m}$ .

$$\rho = 0,9 > 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

$$\Rightarrow \frac{400}{45} \leq e \leq \frac{400}{40} \Rightarrow 8,89\text{cm} \leq e \leq 10\text{cm}.$$

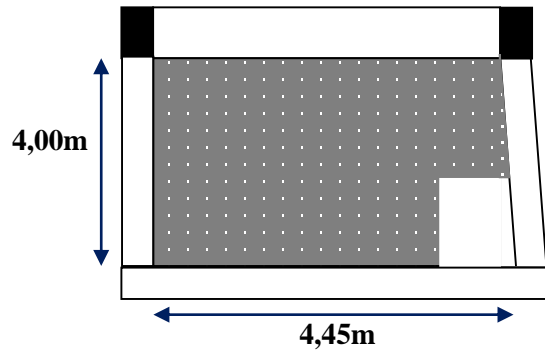


Figure II.9 panneau dalle sur 4 appuis

Les épaisseurs obtenues par la condition de résistance à la flexion sont très faibles, alors le pré dimensionnement se fera suivant la condition de résistance au feu D'où on adopte pour une épaisseur des dalles  $e = 12\text{cm}$ .

II.4 Les escaliers

Sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.

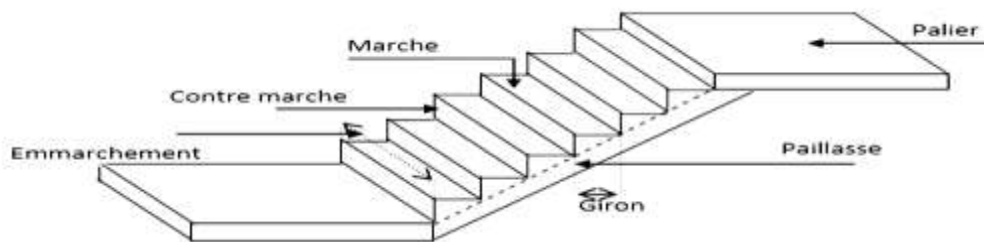


Figure II.10 Schéma d'un escalier

II.4.1 Pré dimensionnement des escaliers

Pour déterminer les dimensions des marches et des contre marches on utilise la formule de Blondel qui est donnée par :  $59\text{cm} \leq g + 2h \leq 64\text{cm}$ ..... (1).

$$\text{On a : } \begin{cases} H = n \times h \Rightarrow h = \frac{H}{n} & \text{avec } (H : \text{la hauteur de la vole et } n : \text{nombre de contre marche}). \\ L_0 = (n-1) \times g \Rightarrow g = L_0 / (n-1) \end{cases}$$

En remplaçant h et g dans (1) :  $g + 2 \times h = 64\text{cm}$

$$L_0 / (n-1) + 2 \times (H/n) = 64\text{cm} \Rightarrow 64 n^2 - (64 + 2H + L_0) n + 2 H = 0 \text{ (n: c'est la solution de l'équation)}$$

✓ Notre cas on a un seul type d'escalier, c'est un escalier à trois volées pour tous les étages

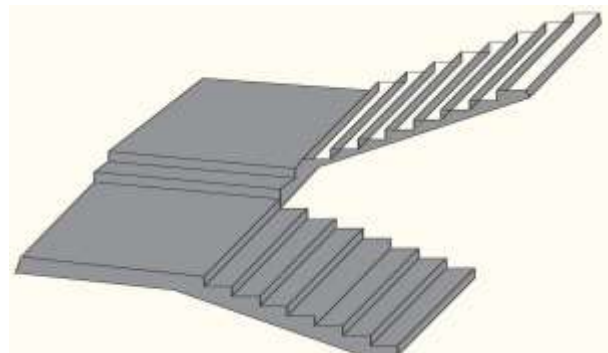
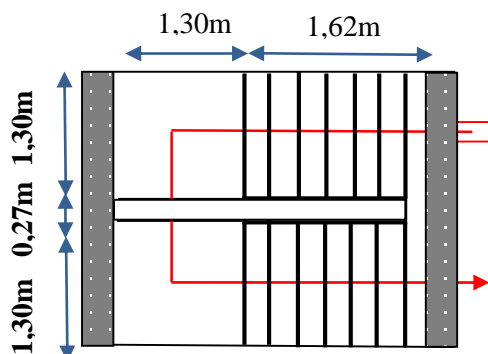


Figure II.11 Vue en plan de l'escalier

✓ 1<sup>er</sup> et 3<sup>ème</sup> Volées sont identiques

H=1.26 m ; L<sub>0</sub>=1.62m

AN :  $64 n^2 - 482 n + 238 = 0$  ; Après la résolution, on trouve  $\begin{cases} n = 7 & \text{nombre de contre marche} \\ n-1 = 6 & \text{nombre de marche} \end{cases}$

D'où :  $h = \frac{H}{n} = 18 \text{ cm.}$  Et  $g = \frac{l_0}{n-1} = 27 \text{ cm.}$

• Inclinaison de la pailleasse 1<sup>er</sup> et 3<sup>ème</sup>

Calcul de  $\alpha$ :

$$\alpha = \text{tg}^{-1}(H/L_0) = \text{tg}^{-1}(126/162) \Rightarrow \alpha = 37,87^\circ$$

• Calcul de la longueur de la pailleasse

$$L_v = (L_0^2 + H^2)^{1/2} = (1,62^2 + 1,26^2)^{1/2} = 2,05 \text{ m}$$

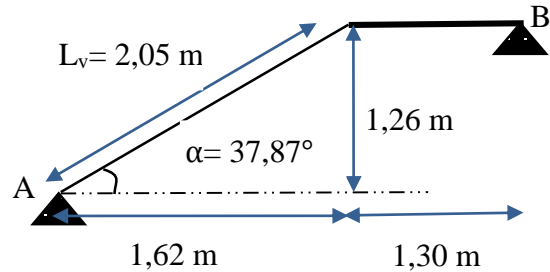


Figure II.12 Schéma de 1<sup>er</sup> et 3<sup>ème</sup> volées.

• Épaisseur de la pailleasse

Elle est calculée par la relation suivante :  $L/30 \leq e \leq L/20$

Notre cas:  $L=L_v+L_p$  avec  $L_v = 2,05 \text{ m}$  ;  $L_p = 1,30 \text{ m}$  D'où:  $L=3,35 \text{ m.}$

$$L/30 \leq e \leq L/20 \Leftrightarrow 11,16 \text{ cm} \leq e \leq 16,75 \text{ cm}$$

On prend :  $e=15 \text{ cm.}$

Tableau II.1 dimensionne de l'escalier volées 1 et 3 sont identiques.

	L <sub>0</sub> (m)	H(m)	n	h(cm)	g(cm)	$\alpha$ (°)	L <sub>v</sub> (m)	e(cm)
1 <sup>er</sup> et 3 <sup>ème</sup> volées	1.62	1,26	7	18	27	37,87	2,05	15

Tableau II.2 dimensionne de l'escalier volée 2.

H(m)	L <sub>0</sub> (m)	n	h(m)	g(m)	$\alpha$	L <sub>v</sub> (m)	2 <sup>ème</sup> volée
0,36	0,27	2	18	27	53,13	0,45	
$L/30 \leq e \leq L/20 \Leftrightarrow 10,17 \text{ cm} \leq e \leq 15,25 \text{ cm}$ ; dou $e=15 \text{ cm}$							

Remarque les escaliers du duplexe sont réalisées en bois.

## II.5 Les poutres

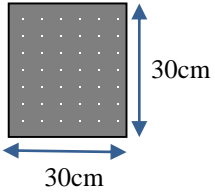
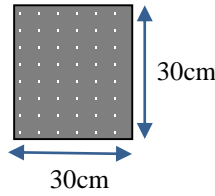
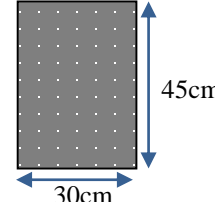
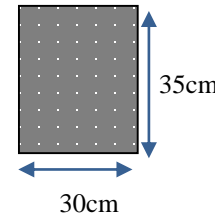
Sont des éléments horizontaux en béton armé rectangulaires ou carrés destinés à reprendre les efforts, leur pré-dimensionnement sont déterminées selon des conditions bien définies, on distingue : les poutres principales, les poutres secondaires.

a) Les poutres principales : elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

b) Les poutres secondaires : elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.

➤ On suppose des poteaux de (30×40) cm<sup>2</sup>.

**Tableau II.3** Pré dimensionnement de différentes poutres.

	Pré dimensionnement	Schémas
<b>Poutres chainages</b>	<p>On doit vérifier les conditions de la flèche :</p> $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$ <p><math>L_{max} = 456 - 30 = 426cm \Rightarrow 28,4cm \leq h \leq 42,6</math> cm</p> <p>Après avoir fais les vérifications nécessaires : On adopte : <b>h = 30cm. b = 30cm</b></p>	
<b>Poutres brise</b>	<p>On doit vérifier les conditions de la flèche :</p> $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$ <p>AN: <math>L_{max} = 305cm \Rightarrow 20,33cm \leq h \leq 30,5</math> cm</p> <p>Après avoir fais les vérifications nécessaires : On adopte : <b>h = 30cm. b = 30cm</b></p>	
<b>Poutres principales</b>	$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$ <p>AN: <math>L_{max} = 590 - 40 = 550cm \Rightarrow 36,67cm \leq h \leq</math> 55 cm</p> <p>Après avoir fais les vérifications nécessaires : On adopte : <b>h = 45cm. b = 30cm.</b></p>	
<b>Poutres secondaires</b>	$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$ <p>AN: <math>L_{max} = 456 - 30 = 426cm \Rightarrow 28.4cm \leq h \leq</math> 42,6 cm</p> <p>Après avoir fais les vérifications nécessaires : On adopte : <b>h = 35cm. b = 30cm.</b></p>	

• **Vérifications**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

- $b \geq 20cm$  .....condition vérifiée.
- $h \geq 30cm$  ; .....condition vérifiée.
- $h/b < 4$  .....condition vérifiée



**II.6 Étude d'acrotère**

L'acrotère est un élément placé 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 aussi à l'accrochage des matériaux de travaux d'entretien des bâtiments.

Dans notre cas nous avons deux (02) types d'acrotère :

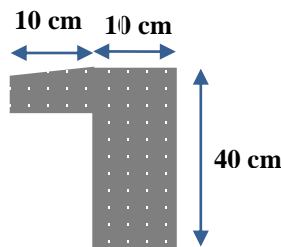


Figure II.13 1er type : Acrotère du duplex2

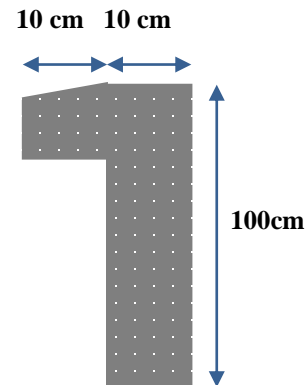


Figure II.14 2<sup>er</sup> type : Acrotère du duplex1

Tableau II.4 Évaluation des charges de l'acrotère.

Type	Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface cm <sup>2</sup>	Enduit de ciment (e = 1,5 cm)	Poids propre (KN/ml)	Total G(KN/ml)	Q(KN/ml)
1	40	10	485	0,27	1,21	1,48	1
2	100	10	1085	0,27	2,5	2,77	

**II. 7 Les voiles**

Sont des éléments de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les autres qui est l'épaisseur «e».

**II.7.1 Pré dimensionnement des voiles**

le pré dimensionnement des voiles se fait par les conditions suivante :

- $e \geq \frac{he}{20}$  pour les voiles simple.
- $e \geq 15\text{cm}$

Donc  $e \geq \max ( h/20 ; 15\text{cm} )$

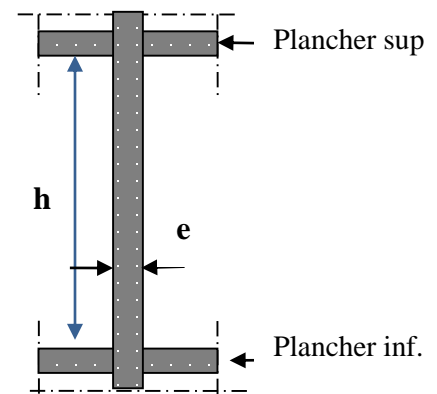


Figure II.15 Coupe verticale d'un voile

Tableau II.5 Les différents dimensionnement des voiles

étage	h étage (m)	h <sub>e</sub> libre (m)	h <sub>e</sub> /20 (m)	«e» adopte (cm)
RDC Niv1	3,36	3,16	15,8	20
RDC Niv 2 + E courant	2,88	2,68	13,4	15

**II.8 les poteaux**

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

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression selon les règles du BAEL91 (art B.8.4.1). Une fois la résistance à la compression vérifiée ; ces poteaux doivent répondre aux critères et les recommandations du RPA99V2003.

On adopte préalablement la section des poteaux ( $b_1 \times h_1$ ) comme suit :

- ❖ La RDC et 1<sup>er</sup> étages est de section (50x55) cm<sup>2</sup>.
- ❖ 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage est de section (45x50) cm<sup>2</sup>.
- ❖ 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage est de section (40x45) cm<sup>2</sup>.
- ❖ 6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup> étage est de section (35x40) cm<sup>2</sup>.
- ❖ 8<sup>ème</sup> étage 9<sup>ème</sup> est de section (30x35) cm<sup>2</sup>.
- ❖ Duplexe niveau 1 et 2 est de section (30x30) cm<sup>2</sup>.

**II.9 Evaluation des charges et surcharges**

➤ **Plancher corps creux :**

**Tableau II.6** Évaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.

N°	Couches	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur (m)	poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillons de protection	20	0.05	1
2	Étanchéité Multicouche	6	0.02	0.12
3	Forme de pente	22	0.1	2,2
4	Corps creux	14	0,2	2,8
5	Isolation thermique	0.04	0,25	0.01
6	Enduit de plâtre	10	0,02	0.2
<b>Charge permanent G</b>				<b>6,33</b>
<b>charge d'exploitation Q</b>				<b>1</b>

**Tableau II.7** Évaluation des charges du plancher terrasse accessible.

N°	Couches	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur (m)	poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	carrelage	20	0.02	0,4
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
3	Lit de sable	18	0.02	0,36

4	Forme de pente	22	0,1	2,2
5	Corps creux	14	0,2	2,8
6	Enduit de plâtre	10	0,02	0.2
<b>Charge permanent G</b>				<b>6,36</b>
<b>charge d'exploitation Q</b>				<b>1,5</b>

**Tableau II.8** Évaluation des charges du plancher étage courant.

N°	Couches	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur (m)	poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	carrelage	20	0.02	0,4
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
3	Lit de sable	18	0.02	0,36
4	Murs interieures	/	/	1
5	Corps creux	14	0,2	2,8
6	Enduit de plâtre	10	0,02	0.2
<b>Charge permanent G</b>				<b>5,16</b>
<b>charge d'exploitation Q</b>				<b>1,5</b>

➤ **Plancher dalle pleine**

**Tableau II.9** Évaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.

N°	Couches	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur (m)	poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Gravions roulé de protection	20	0.04	0,4
2	Etanchéité multicouche	6	0.02	0.4
3	Lit de sable	18	0.02	0,36
4	Forme de pente	22	0,1	2,2
5	dalle pleine	25	0,12	3
6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
<b>Charge permanent G</b>				<b>6,63</b>
<b>charge d'exploitation Q</b>				<b>1,5</b>

**Tableau II.10** Évaluation des charges du plancher terrasse accessible.

N°	Couches	Poids volumique	Épaisseur (m)	poids
----	---------	-----------------	---------------	-------

		(KN/m <sup>3</sup> )		(KN/m <sup>2</sup> )
1	carrelage	20	0.02	0,4
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
3	Lit de sable	18	0.02	0,36
4	Forme de pente	22	0,1	2,2
5	dalle pleine	25	0,12	3
6	Enduit de plâtre	10	0,02	0.2
<b>Charge permanent G</b>				<b>6,56</b>
<b>charge d'exploitation Q</b>				<b>1,5</b>

Tableau II.11 Evaluation des charges du plancher courant.

N°	Couches	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Èpaisseur (m)	poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	carrelage	20	0.02	0,4
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
3	Lit de sable	18	0.02	0,36
4	Murs interieures	/	/	1
5	dalle pleine	25	0,12	3
6	Enduit de ciment	18	0,015	0.27
<b>Charge permanent G</b>				<b>5,43</b>
<b>charge d'exploitation Q</b>				<b>1,5</b>

Tableau II.12 Evaluation des charges du balcon.

N°	Couches	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Èpaisseur (m)	poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	carrelage	20	0.02	0,4
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
3	Lit de sable	18	0.02	0,36
4	dalle pleine	25	0,12	3
5	Enduit de ciment	18	0,015	0.27
<b>Charge permanent G</b>				<b>4,43</b>
<b>charge d'exploitation Q</b>				<b>3,5</b>

**Tableau II.13** Evaluation des charges sur la volée.

N°	couches		Poids volumique (Kn/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids (Kn/m <sup>2</sup> )	
					Volée 1 et 3 : $\alpha=37.87^\circ$	Volée 2 : $\theta=53,13^\circ$
1	Carrelage	H	20	0,02	0,4	
		V		0,02×0,18/0,27	0,26	
2	Mortier de pose	H	20	0,02	0,4	
		V		0,02×0,18/0,27	0,24	
3	Enduit de ciment		18	0,015/cos( $\alpha$ )	0,34	0,45
4	poids des marches		22	h/2	1,98	
5	dalle pleine		25	0,16/cos( $\alpha$ )	5,7	7,5
6	Garde de corps		/	/	0,6	
<b>Charge permanent G</b>					<b>9,92</b>	<b>11,83</b>
<b>charge d'exploitation Q</b>					<b>2,5</b>	

**Tableau II.14** Evaluation des charges du palier.

N°	Couches	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Èpaisseur (m)	poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	20	0.02	0,4
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
3	Lit de sable	18	0.02	0,36
4	dalle pleine	25	0,16	4
5	Enduit de ciment	18	0,015	0.27
<b>Charge permanent G</b>				<b>5,43</b>
<b>charge d'exploitation Q</b>				<b>2,5</b>

**Tableau II.15** Evaluation des charges dans les murs extérieurs.

	Couches	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Èpaisseur (m)	poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit ciment extérieur	18	0.015	0,27
2	Brique creuse de 15cm	/	0.015	1,3
3	Lame d'aire	/	0.05	/
4	Briquecreusede10cm	/	0.01	0.9
5	Enduit plâtre intérieure	10	0,02	0,2
<b>Charge permanent G</b>				<b>2,67</b>

➤ Poids propre des poteaux

Tableau II.16 Poids propre des poteaux.

Etages	RDC Niv 1	RDC Niv 2 et 1 <sup>er</sup>	2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>	8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup>	Duplex 1 et 2
Surface (m <sup>2</sup> )	0,275	0,275	0,225	0,18	0,14	0,105	0,09
Hauteur d'étage h	3,36	2,88	2,88	2,88	2,88	2,88	2,88
Poids (KN)	23,1	19,8	16,2	12,96	10,08	7,56	6,48

II.10 Descente de charges

La descente de charge est effectuée pour deux poteaux C4 et C6, qui nous semblent être les plus chargés, comme le bâtiment à usage d'habitation le DTR exige d'appliquer la loi de la dégression sur la surcharge Q.

Remarque

La descente de charge sera détaillée pour le poteau (C4) et nous donnerons le résultat final pour le poteau (C6).

Pour les poutres on prend les dimensions suivantes :

- ✓ Poutres principales (30×45).
- ✓ Poutres secondaires (30×35).

A. Descente de charge pour le poteau (C4)

II.10.1 Plancher étage 11 (duplexe Niv 2)

➤ Surface afférant

$$S_1 = S_2 = 3,08 \text{ m}^2 \quad S_t = S_1 + S_2 = 6,16 \text{ m}^2$$

➤ Poids de plancher

$$G_{\text{plancher}} = G_{T. \text{ inaccessible}} \times (S_1 + S_2) \\ \Rightarrow 6,33 \times 6,16 \Rightarrow G_{\text{plancher}} = 39 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{plancher}} = Q_{T. \text{ inaccessible}} \times (S_1 + S_2) \\ \Rightarrow 1 \times 6,16 \Rightarrow Q_{\text{plancher}} = 6,16 \text{ KN.}$$

➤ Poids des poutres

$$G_p = L_p \times S \times 25$$

$$L_{pp} = 2,2 \text{ m} \quad \Leftrightarrow G_{pp} = 7,425 \text{ KN.}$$

$$L_{ps} = 2,8 \text{ m} \quad \Leftrightarrow G_{ps} = 7,35 \text{ KN.}$$

$$\left. \begin{array}{l} G_{pp} = 7,425 \text{ KN.} \\ G_{ps} = 7,35 \text{ KN.} \end{array} \right\} G_{\text{poutres}} = 14,775 \text{ KN.}$$



Terrasse inaccessible à corps creux

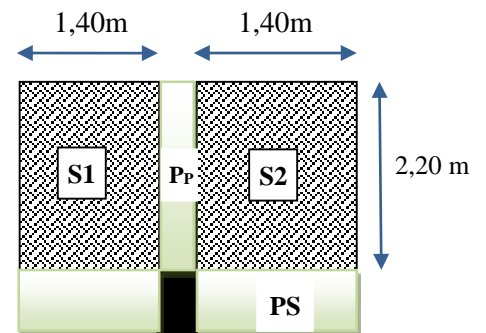


Figure II.16 Surface qui revient au poteau (C4) du duplexe niveau 2

➤ poids des mures

$$G_{mure} = 2,67 \times S \times e$$

$$G_{mure} = 2,67 \times 7,50 = 20,03 \text{ Kn.}$$

➤ Poids de l'acrotère

$$G_{accrotère} = 1,48 \times (3,1) = 4,588 \text{ KN} \quad \text{et} \quad Q_{accrotère} = 1 \times (3,1) = 3,1 \text{ KN}$$

II.10.2 plancher étage 10 (duplexe Niv 1)

➤ Surface afférant

$$S_2 = 2,20 \text{ m}^2 \quad S_3 = 3,85 \text{ m}^2 \quad S_4 = 3,85 \text{ m}^2$$

$$L_v = \sqrt{L_v^2 \times h_v^2} = \sqrt{1,40^2 \times 1,11^2} = 1,78 \text{ m}^2$$

$$D'où: S_v = 1,78 \times (2,2 - 0,27) = 3,44 \text{ m}^2$$

➤ Poids de plancher

$$G_{plancher} = G_{volee} \times (S_1) + G_{dp} \times (S_2) + G_{T. inaccessible} \times (S_3 + S_4)$$

$$\Rightarrow (9,92 \times 3,44) + (5,43 \times 2,2) + (6,33 \times 7,7)$$

$$\Rightarrow G_{plancher} = 94,06 \text{ KN.}$$

$$Q_{plancher} = Q_{volee} \times (S_1) + Q_{dp} \times (S_2) + Q_{cc} \times (S_3 + S_4)$$

$$Q_{plancher} = 19,66 \text{ KN}$$

➤ Poids des poutres

$$G_p = L_p \times S \times 25$$

$$\left. \begin{array}{l} L_{pp} = 4,95 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad G_{pp} = 16,71 \text{ KN.} \\ L_{ps} = 2,8 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad G_{ps} = 7,35 \text{ KN.} \end{array} \right\} G_{poutres} = 24,06 \text{ KN.}$$

II.10.3 Plancher étage courant du 1<sup>er</sup> au 9<sup>eme</sup> étage

➤ Surface afférant

$$S_v = 3,44 \text{ m}^2 \quad S_2 = 2,2 \text{ m}^2 \quad S_3 = 3,85 \text{ m}^2 \quad S_4 = 3,85 \text{ m}^2$$

➤ Poids de plancher

$$G_{plancher} = G_{volee} \times (S_1) + G_{dp} \times (S_2) + G_{cc} \times (S_3 + S_4)$$

$$\Rightarrow (9,92 \times 3,44) + (5,43 \times 2,2) + (5,16 \times 7,7)$$

$$\Rightarrow G_{plancher} = 86,29 \text{ Kn.}$$

$$Q_{plancher} = Q_{volee} \times (S_1) + Q_{dp} \times (S_2) + Q_{cc} \times (S_3 + S_4)$$

$$\Rightarrow Q_{plancher} = 23,375 \text{ KN.}$$

 Etage courant à C.C

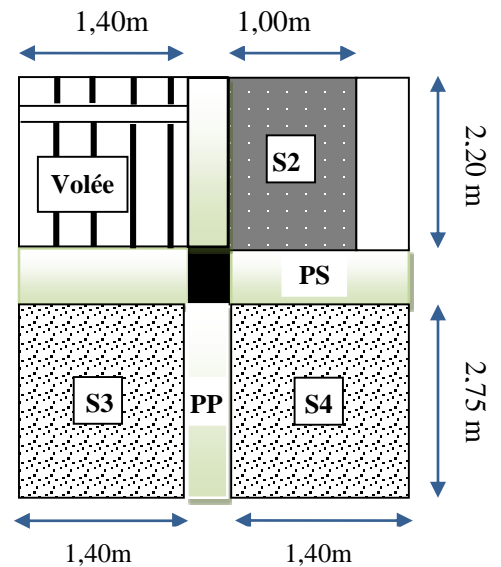




Figure II.17 Surface qui revient au poteau (C4) du duplexe niveau 1

 Dalle pleine  
 Terrasse inaccessible à C.C

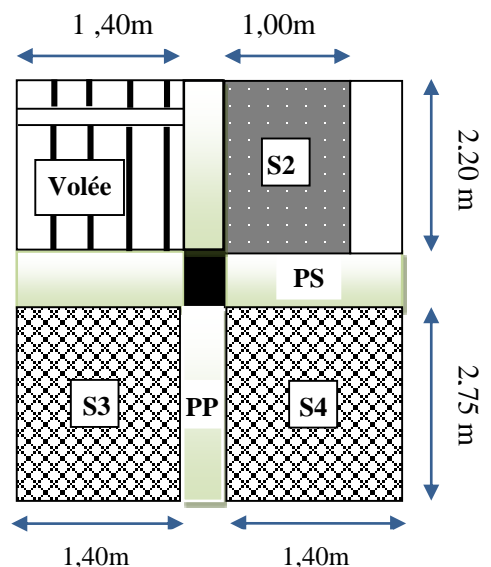


Figure II.18 Surface qui revient au poteau (C4) niveau d'étage courant

➤ Poids des poutres

$$G_p = L_p \times S \times 25$$

$$\left. \begin{array}{l} L_{pp} = 4,95 \text{ m} \quad \Leftrightarrow \quad G_{pp} = 16,71 \text{ KN.} \\ L_{ps} = 2,8 \text{ m} \quad \Leftrightarrow \quad G_{ps} = 7,35 \text{ KN.} \end{array} \right\} G_{\text{poutres}} = 24,06 \text{ KN.}$$

❖ Application de la loi de dégression

- Sous la terrasse Q<sub>0</sub>.
- Sous le premier étage à partir du sommet Q<sub>0</sub> + Q<sub>1</sub>.
- Sous le deuxième étage Q<sub>0</sub> + 0,95 · (Q<sub>1</sub> + Q<sub>2</sub>).
- Sous le troisième étage Q<sub>0</sub> + 0,90 · (Q<sub>1</sub> + Q<sub>2</sub> + Q<sub>3</sub>).
- Pour n étage (n ≥ 5)  $Q_0 + \frac{3+n}{2 \cdot n} \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$ .

Tableau II.17 Evaluation de la descente de charge de poteau C4.

Niveau	Elément	Poids propres G(KN)	Surcharges Q(KN)
N0	Plancher	39	9,26
	Poutres	14,775	
	Acrotère	4,588	
	mures	20,03	
	Poteaux	6,48	
La SOMME		84,873	9,260
N1	venant de N0	84,873	19,66
	Plancher+mures	114,09	
	Poutres	24,06	
	poteaux	6,48	
la SOMME		229,503	28,920
N2	venant de N1	229,503	23,375
	Plancher+mures	106,32	
	Poutres	24,06	
	poteaux	7,56	
la SOMME		367,443	50,143
N3	venant de N2	367,443	23,375
	Plancher+mures	106,32	
	Poutres	24,06	
	poteaux	7,56	
la SOMME		505,383	69,029
N4	venant de N3	505,383	23,375
	Plancher+mures	106,32	



	Poutres	24,06	
	Poteaux	10,08	
la SOMME		645,843	85,577
N5	venant de N4	645,843	23,375
	Plancher+mures	106,32	
	Poutres	24,06	
	poteaux	10,08	
la SOMME		786,303	99,788
N6	venant de N5	786,303	23,375
	Plancher	106,32	
	Poutres	24,06	
	poteaux	12,96	
la SOMME		929,643	111,661
N7	venant de N6	929,643	23,375
	Plancher+mures	106,32	
	Poutres	24,06	
	poteaux	12,96	
la SOMME		1072,983	122,796
N8	venant de N7	1072,983	23,375
	Plancher+mures	106,32	
	Poutres	24,06	
	Poteaux	16,2	
la SOMME		1217,913	135,268
N9	venant de N8	1217,913	23,375
	Plancher+mures	106,32	
	Poutres	24,06	
	poteaux	16,2	
la SOMME		1364,493	147,020
N10	venant de N9	1364,493	23,375
	Plancher+mures	106,32	
	Poutres	24,06	
	Poteaux	19,8	
la SOMME		1514,673	158,783
N11	venant de N10	1514,673	23,375
	Plancher+mures	106,32	
	Poutres	24,06	
	Poteaux	19,8	
la SOMME		1664,853	170,505
		$Nu=1,35G+,15Q = 1,35 \times 1664,853 + 1,5 \times 170,505 = 2503,309 \text{KN}$	

**Tableau II.18** Récapitulation des résultats des poteaux les plus sollicités

Poteaux	N <sub>G</sub> (KN)	N <sub>Q</sub> (KN)	N <sub>u</sub> (KN)	N <sub>s</sub> (KN)
Poteau C4	1664,853	170,505	<b>2503,309</b>	<b>1835,358</b>
Poteau C6	1468,390	187,207	<b>2263,137</b>	<b>1655,597</b>

**NB :** Pour le poteau C6, nous avons trouvé les résultats de manière analogue, Donc Le poteau le plus sollicité est le **poteau C4**.

➤ **Vérification pour le poteau**

Selon le BAEL (art B.8.1, 1) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N<sub>u</sub> de 10%, pour tenir en compte la continuité des portiques.

$$N_u = 1,35G_t + 1,5Q_t = 2503,309 \text{ KN}$$

$$N_u^* = N_u \times 1,1$$

Après majoration on trouve à la base N<sub>u</sub>\* = 2753,64 KN

Les poteaux sont pré dimensionnés selon trois critères :

- Le critère de résistance.
- Le critère de stabilité de forme.
- Les règles du RPA99/2003.

**a. Critère de résistance**

On doit vérifier la condition suivante

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u^*}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{tel que} \quad : \quad \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 * f_c}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

➤ **Exemple de calcul :**  $B \geq \frac{N_u^*}{\bar{\sigma}_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{2753,64}{14,2 \times 10^3} \Rightarrow B \geq 0,194 \text{ m}^2$

A la base (RDC) B=0,50 x 0,55 = 0,275 m<sup>2</sup> > 0,194m<sup>2</sup> → c'est vérifiée.

**Tableau II.19** Vérification des poteaux à la compression simple pour le poteau (C4)

Etage	Poids propres G(KN)	surcharges Q(KN)	Nu*(KN)	condition B > B <sub>calculé</sub>		Observation
				B (m <sup>2</sup> )	B <sub>calculé</sub> (m <sup>2</sup> )	
Duplex niv2	84,873	9,260	141,32	0,09	0,010	Vérifiée
Duplex niv1	229,503	28,920	388,53	0,09	0,027	Vérifiée
9	367,443	50,143	628,39	0,105	0,044	Vérifiée
8	505,383	69,029	864,39	0,105	0,061	Vérifiée
7	645,843	85,577	1100,28	0,14	0,077	Vérifiée
6	786,303	99,788	1332,31	0,14	0,094	Vérifiée
5	929,643	111,661	1564,76	0,18	0,110	Vérifiée
4	1072,983	122,796	1795,99	0,18	0,126	Vérifiée
3	1217,913	135,268	2031,79	0,225	0,143	Vérifiée

2	1364,493	147,020	2268,86	0,225	0,160	Vérifiée
1	1514,673	158,783	2511,28	0,275	0,177	Vérifiée
RDC	1664,853	170,505	2753,64	0,275	0,194	Vérifiée

On remarque que la condition  $B > B_{calculé}$  est vérifiée dans tous les niveaux .

**b. Critère de stabilité de forme**

Les poteaux doivent être vérifiés à l'état limite de déformation (flambement).

$$Nu \leq \bar{Nu} = \alpha \times \left[ \frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots (BAEL91 \text{ art B.8.4, 1})$$

Avec:

Br: section réduite du béton ( $B_r = (a-2) \times (b-2)$ ).

$\alpha$  : coefficient réducteur qui est fonction de l'élancement ( $\lambda$ ).

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si : } 0 < \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si : } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Tel que :  $\lambda = \frac{l_f}{i}$  ;  $l_f = 0.7 l_0$  (BAEL91 art B.8.3, 31) et  $l_0 = h_{\text{poteau}} - h_{\text{poutre principale}}$

$$i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}} \quad \text{Avec } I = \frac{b \times h^3}{12}$$

➤ **Exemple de calcul :**

Vérification du poteau de la galerie commerciale (le plus élancé)

$$l_f = 0,7 \times (3,36 - 0,45) = 2,037m \quad \text{poteau } (50 \times 55)$$

$$I = \frac{0,5 \times 0,55^3}{12} = 6,93 \times 10^{-3} m^4 \quad \text{D'ou } i = 0,159m$$

Ce qui donne  $\lambda = 12,83 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{\left[1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = 0,828$

On doit vérifier que  $B_r > B_{calculé}$

$$B_{calculé} \geq \frac{Nu^*}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} \quad \text{A.N : } B_{calculé} \geq \frac{2672,07 \times 10^{-3}}{0,828 \left[ \frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{100 \times 1,15} \right]} = 0,151 m^2$$

$$B_r = (a-0,02) \times (b-0,02) = (0,50-0,02) \times (0,55-0,02) \Rightarrow B_r = 0,254 m^2 > B_{calculé} = 0,139 m^2$$

Donc le poteau ne risque pas de flamber.

Tableau II.20 Vérification au flambement des poteaux

Etages	Nu*	i	$\lambda$	$\alpha$	condition $B_r > B_{calculé}$		Observation
					$B_r$	$B_{calculé}$	
Duplex niv2	141,32	0,087	19,64	0,800	0,078	0,008	Vérifiée
Duplex niv1	388,53	0,087	19,64	0,800	0,078	0,022	Vérifiée
9	628,39	0,101	16,84	0,812	0,092	0,035	Vérifiée
8	864,39	0,101	16,84	0,812	0,092	0,048	Vérifiée
7	1100,28	0,115	14,73	0,821	0,125	0,061	Vérifiée
6	1332,31	0,115	14,73	0,821	0,125	0,074	Vérifiée
5	1564,76	0,130	13,09	0,827	0,163	0,086	Vérifiée
4	1795,99	0,130	13,09	0,827	0,163	0,099	Vérifiée
3	2031,79	0,144	11,78	0,831	0,206	0,111	Vérifiée
2	2268,86	0,144	11,78	0,831	0,206	0,124	Vérifiée
1	2511,28	0,159	10,71	0,834	0,254	0,137	Vérifiée
RDC	2753,64	0,159	12,83	0,828	0,254	0,151	Vérifiée

On remarque que la condition  $B_r > B_{calculé}$  est vérifiée dans tous les niveaux, donc pas de risque de flambement.

c. Vérification des conditions du RPA 99 (art 7.4.1)

Tableau II.21 Résultats de vérification à l'exigence de RPA pour le poteau (A).

Poteau	(50×55)	(45×50)	(40×45)	(35×40)	(30×35)	(30×30)	observation
$\min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$	55	50	45	40	35	30	vérifiée
$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$	15,8	13,4	13,4	13,4	13,4	13,4	vérifiée
$0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4.$	0,909	0,900	0,889	0,875	0,857	1	vérifiée

II.11 Plancher à corps creux

❖ Méthodes de calculs des poutrelles

Les poutrelles se calculent à la flexion simple comme des sections en T. Pour cela nous disposons de deux méthodes de calcul, la méthode forfaitaire et la méthode Caquot.

➤ Domaine d'application de la méthode forfaitaire (BAEL91/99 art B.6.2, 210)

Il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions suivant sont vérifiées :

1. Plancher à surcharge modérée ( $Q \leq \min(2G ; 5\text{KN/m}^2)$ ).
2. Le rapport entre deux travées successives :  $0,8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1,25$ .
3. Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
4. Fissuration peu nuisible (F.P.N). (poutrelle encré dans le plancher)

➤ **Domaine d’application de la méthode Caquot**

Si la 1<sup>er</sup> condition n'est pas vérifiée (le plancher supporte des surcharges élevées

- $Q > \min (2 G, 5\text{KN/m}^2)$  on applique la méthode de Caquot.
- Par contre si l'une des trois conditions qui restent (conditions 2,3 et 4) n'est pas vérifiée, on applique la méthode de **Caquot minorée**, c-à d, on minore(G) avec un coefficient de  $2/3$  pour le calcul des moments aux appuis seulement et on revient à (G) pour le calcul des moments en travées.

**II.11.1 Les Différents types de poutrelles**

On a 5 types de poutrelles.

**Tableau II 22 : Les Types de poutrelles.**

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

**Tableau II.23 Les différentes méthodes adoptées pour calcul des poutrelles.**

Désignation	Type de poutrelle	Conditions d'application	cause	Méthode adopté
T. inaccessible	T4	Non vérifier	$4/2,6 = 1,53$ $\notin [0,8; 1,25]$	Caquot minorée
T. accessible	T1, T5	Non vérifier	$4/2,6 = 1,53$ $\notin [0,8; 1,25]$	Caquot minorée
Etage courant	T1, T2, T3, T5	Non vérifier	✓	Caquot minorée

➤ **Calcul des charges revenant aux poutrelles**

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

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

Caquot minorée  $G' = \frac{2}{3} G$

A l'ELU :  $P_u' = (1,35 \times G' + 1,5 \times Q) \times 0,65$

A l'ELS :  $P_s' = (G' + Q) \times 0,65$

Tableau II.24 Chargements sur les poutrelles.

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	G' (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
				P <sub>u</sub> (KN/ml)	P <sub>u</sub> ' (KN/ml)	P <sub>s</sub> (KN/ml)	P <sub>s</sub> ' (KN/ml)
T. inaccessible	6,33	4,22	1	6,53	4,68	4,77	3,39
T. accessible	6,36	4,24	1,5	7,04	5,18	5,11	3,73
Etage courant	5,16	3,44	1,5	5,99	4,48	4,33	3,21

❖ Exemple de calcul avec la méthode de Caquot minorée

Etude de la poutrelle type T2 (étage courant corps creux)

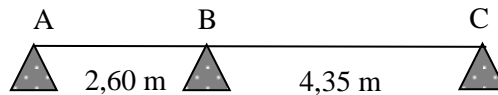


Figure II.19 Schéma statique de la poutrelle T2 (étage courant à corps creux).

➤ Evaluation des moments

a) Moment en appuis de rive

A l'ELU  $M_A = M_C = -0,15 \times \max(M_0^{AB}; M_0^{CD})$       A l'ELS  $M_A = M_C = -0,15 \times \max(M_0^{AB}; M_0^{CD})$

AN:  $= -0,15 \times \frac{4,48 \times 4,35^2}{8} = -1,59 \text{ KN.m}$

AN:  $= -0,15 \times \frac{3,21 \times 4,35^2}{8} = -1,14 \text{ KN.m}$

b) Appuis intermédiaires

Pour un chargement réparti :  $M_i = -\frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8,5 \times (L_g + L_d)}$

A l'ELU

$M_B = -\frac{4,48 \times (2,6^3 + 4,35^3)}{8,5 \times (2,6 + 4,35)} = -7,577 \text{ KN.m}$

A l'ELS

$M_B = -\frac{3,21 \times (2,6^3 + 4,35^3)}{8,5 \times (2,6 + 4,35)} = -5,429 \text{ KN.m}$

c) Les moments en travées

$M(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$  ; avec:  $M_0(x) = qx \frac{(1-x)}{2}$

1. Travée AB

$$x = \frac{L_{AB}}{2} - \frac{M_A - M_B}{Pu \times L_{AB}} = \frac{2,6}{2} - \frac{(0 - (-7,577))}{5,99 \times 2,6} = 0,813m$$

A l'ELU :  $M_{tAB}^U(0,813) = \frac{5,99 \times 0,813 \times (2,6 - 0,813)}{2} - 7,577 \times \frac{0,813}{2,6} = 1,982KNm$

A l'ELS :  $M_{tAB}^S(0,813) = \frac{4,33 \times 0,813 \times (2,6 - 0,813)}{2} - 5,429 \times \frac{0,813}{2,6} = 1,447KNm$

2. Travée BC

$$x = \frac{4,35}{2} - \frac{(-7,577) - (0)}{6 \times 4,35} = 2,466m$$

A l'ELU :  $M_{tbc}(2,466) = \frac{5,99 \times 2,466 \times (4,35 - 2,466)}{2} + (-7,577) \times (1 - \frac{2,466}{4,35}) = 10,633KNm$

A l'ELS :  $M_{tbc}^S(2,466) = \frac{4,33 \times 2,466 \times (4,35 - 2,466)}{2} + (-5,429) \times (1 - \frac{2,466}{4,35}) = 7,505KNm$

▪ Evaluation des efforts tranchants

Les efforts tranchant sont calculés par les deux expressions suivantes :

$$\begin{cases} V_{i-1} = qL/2 + (M_i - M_{i-1})/L_i \\ V_i = -qL/2 + (M_i - M_{i-1})/L_i \end{cases}$$

1. Travée AB :

$$\begin{cases} V_A = \frac{5,99 \times 2,6}{2} + \frac{(-7,577)}{2,6} \Rightarrow V_A = 4,873KN \\ V_B = -\frac{5,99 \times 2,6}{2} + \frac{(-7,577)}{2,6} \Rightarrow V_B = -10,701KN \end{cases}$$

2. Travée CD :

$$\begin{cases} V_C = \frac{5,99 \times 4,35}{2} + \frac{-(-5,429)}{4,35} \Rightarrow V_C = 14,77KN \\ V_D = -\frac{5,99 \times 4,35}{2} + \frac{-(-5,429)}{4,35} \Rightarrow V_D = -11,80KN \end{cases}$$

**Remarque :** les résultats de calcul des sollicitations maximales à l'ELU et à L'ELS des différent types de poutrelles par niveau, étage courant terrasse accessible et inaccessible, sont résumés dans les tableaux ... [annexeI]

➤ Sollicitations maximales dans les poutrelles

TableauII.25 Sollicitation maximale, dans les poutrelles des différents planchers :

Plancher et type de poutrelle	Moment en appui de rive (KN.m)		Moment en appui intermédiaire (KN.m)		Moment en travée(KN.m)		Effort tranchant(KN)	
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU -	ELU +
T inaccessible	-1,660	-1,204	-6,608	-4,793	14,329	10,461	16,021	-12,38

T accessible	-2,021	-1,455	-9,534	-6,863	13,85	10,069	18,149	-13,97
Etage courant	-1,747	-1,252	-8,243	-5,906	11,72	8,493	15,465	-11,85

❖ **Ferraillage des poutrelles**

➤ **Exemple de calcul**

On prend comme exemple de calcul pour, le ferraillage des poutrelles type (T1) du plancher étage courant qu'est sollicité par les sollicitations suivantes :

**ELU**

**ELS**

$M_t = 11,72 \text{ KN.m}$

$M_t = 8,493 \text{ KN.m}$

$M_a^{inter} = - 8,243 \text{ KN.m}$

$M_a^{inter} = - 5,906 \text{ KN.m}$

$M_a^{rive} = - 1,747 \text{ KN.m}$

$M_a^{rive} = - 1,252 \text{ KN.m}$

$V = 15,465 \text{ KN} ; L = 4,56 \text{ m.}$

❖ **les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont**

- $b = 55 \text{ cm} ; b_0 = 10 \text{ cm} ; b_1 = b_2 = 22.5 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm}$

❖ **Calcul à ELU**

**A- Armature longitudinales**

➤ **En travée** Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

- **Le Moment équilibré par la table de compression  $M_{tu}$**

$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - h_0/2) = 0,55 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,18 - 0,02) \Rightarrow M_{tu} = 49,984 \text{ KN.m.}$

$M_t = 11,72 \text{ KN.m} < M_{tu} = 49,984 \text{ KN.m} \Rightarrow$  calcul d'une section rectangulaire  $b \times h$ .

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \mu_{bu} = \frac{11,72 \times 10^{-3}}{0,55 \times 0,032 \times 14,2} = 0,0463 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow$  Pivot A :  $\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa} .$

$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,059 ; z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,176 \text{ m.}$

$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{11,72 \times 10^{-3}}{0,176 \times 348} = 1,916 \text{ cm}^2 .$  Soit  $A_s = 3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité**

$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \leq A_{cal} \Leftrightarrow A_{min} = \frac{0,23 \times 0,55 \times 0,18 \times 2,1 \times 10^4}{400} = 1,195 \text{ cm}^2$

$A_{min} = 1,195 \text{ cm}^2 < A_{cal} = 1,916 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$  Condition vérifiée.



➤ Aux appuis

a) Appuis intermédiaires

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appui donc le béton n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculer comme une section rectangulaire de dimensions  $(b_0 \times h) \rightarrow (0,10 \times 0,20) m^2$  ; avec  $M_u = -8,599$  KN.m.

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8,243 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,179 \quad ; \quad \mu_{bu} = 0,179 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A:}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,249 \quad ; \quad z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,162 \text{ m.}$$

$$A_{a.int} = \frac{Mu}{Z \times f_{st}} = \frac{8,243 \times 10^{-3}}{0,162 \times 348} = 1,461 \text{ cm}^2. \quad ; \quad \text{Soit } A_s = 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2.$$

➤ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \leq A_{cal} \Leftrightarrow A_{min} = \frac{0,23 \times 0,10 \times 0,18 \times 2,1 \times 10^4}{400} = 0,217 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,217 \text{ cm}^2 < A_{cal} = 1,462 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

b) Appuis rives :

$$M_a^{rive} = M_u = 1,747 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1,747 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,038 \quad ; \quad \mu_{bu} = 0,038 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A:}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,048 \quad ; \quad z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,177 \text{ m.}$$

$$A_{a.rives} = \frac{Mu}{Z \times f_{st}} = \frac{1,747 \times 10^{-3}}{0,176 \times 348} = 0,284 \text{ cm}^2. \quad ; \quad \text{Soit } A_s = 1HA10 = 0,79 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \leq A_{cal} \Leftrightarrow A_{min} = \frac{0,23 \times 0,10 \times 0,18 \times 2,1 \times 10^4}{400} = 0,217 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,217 \text{ cm}^2 < A_{cal} = 0,285 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

• Vérifications à ELU

❖ Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPA} \quad \Rightarrow \quad V^{\max} = 15,748 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{15,465 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18} = 0,859 \text{ Mpa} \quad ; \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \text{ vérifiée.}$$

(Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement).

❖ **Armatures transversales**

Donné par :  $\Phi_t \geq \min (b_0/10; h/35; \Phi_L^{\min}) \Rightarrow \Phi_t \geq \min (10\text{mm} ; 5,71\text{mm} ; 10\text{mm})=5,714 \text{ mm}$   
 On adopte à un étrier  $\Phi 6$ . Donc la section d'armatures transversales sera :  $A_t=2\Phi 6= 0,57\text{cm}^2$ .

❖ **Espacement  $S_t$**

$$S_t \leq \min (0,9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 16,2\text{cm} \dots\dots\dots (1)$$

$$S_t \leq \frac{0,8 \times f_e \times A_t}{b_0 (\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times K)} = \frac{0,8 \times 400 \times 0,57}{10(0,859 - 0,3 \times 2,1 \times 1)} = 79,65\text{cm} \dots\dots\dots (2)$$

$$S_t \leq \frac{f_e \times A_t}{0,4 \times b_0} = \frac{400 \times 0,57}{0,4 \times 10} = 57\text{cm} \dots\dots\dots (3)$$

$S_t = \min (1; 2; 3)$ ; on adopt  $S_t = 15\text{cm}$ .

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table –nervure**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0,9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right) \text{MPa}$

$b_1 = (b - b_0) / 2 \rightarrow b_1 = 22.5 \text{ cm}$

$\tau_u = \frac{0.225 \times 15,465 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.55 \times 0.04} = 0,976 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots \text{ Condition vérifiée.}$

Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement à la jonction table-nervure.

❖ **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant**

✓ **Appuis de rive**

On doit vérifier que :  $A_l \geq \gamma_s \times V_u / f_e$  (Art A.5.1,312)BAEL91/99.

$A_l \geq 1,15 \times 15,465 \times 10 / 400 = 0,44 \text{ cm}^2$

$A_l = 2,36 + 0,79 = 3,15 \text{ cm}^2. \Rightarrow A_l = 3,15 \text{ cm}^2 > 0,44 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ Condition vérifiée.}$

✓ **Appuis intermédiaires**

On doit vérifier que :  $A_l \geq \gamma_s / f_e (V_u + M_u / 0,9d)$ .

$A_l \geq 1,15 / 400 (15,465 - 8,243 / (0,9 \times 0,18)) \times 10 = -1,018 \text{ cm}^2 < 0 \dots\dots\dots \text{ Condition vérifiée.}$

❖ **Vérification de la bielle**

On doit vérifier que :  $V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$  (Art A.5, 313) BAEL91/99.

Soit :  $a = \min [0,9d ; \text{la largeur de l'appui} - 4\text{cm}] \leftrightarrow a \leq 0,9 \times d = 0,9 \times 18 = 16,20\text{cm}$

$V_u = 15,465 \text{ KN} < 0,267 \times 0,162 \times 0,10 \times 25 = 108,13 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ Condition vérifiée.}$

• **Vérifications à l'ELS**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification dans les aciers n'est pas nécessaire alors il y a lieu de vérifier

**1-Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu nuisible donc pas de vérification à faire (Art B.6.3BAEL)

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

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$

- **En travée**

$M_{t ser} = 8,493 \text{ KN.m}$

❖ **Position de l'axe neutre**

On a :  $A' = 0 \quad H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -0,056 \times 10^{-4} \text{ m}^3$

$H < 0$  : alors l'axe neutre passe par la nervure, le calcul se fera comme une section en T.

❖ **Calcul de y**

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

$5y^2 + 215,4y - 997,2 = 0 \quad \text{d'où } y = 4,22 \text{ cm}$

❖ **Calcul de moment d'inertie I**

$I = \frac{b \times y^3}{3} - \frac{(b - b_0)}{3} \times (y - h_0)^3 + 15A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 8099,67 \text{ cm}^4$

✓ **Les contraintes**

$\sigma_{bc} = \frac{8,493 \times 4,22 \times 10^{-5}}{8099,22 \times 10^{-8}} = 4,42 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

- **En appuis intermédiaires**

Le même travail à faire au niveau de l'appui, la section à calculer est ( $b_0 \times h$ ).

$M_{a ser} = -5,906 \text{ KN.m}$

❖ **Calcul de y**

$\frac{b_0}{2} y^2 + 15A(y - d) = 0 ; 5y^2 + 23,55y - 423,9 = 0 \quad \text{d'où } y = 7,15 \text{ cm}$

❖ **Calcul de moment d'inertie I**

$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 3990,78 \text{ cm}^4$

✓ **Les contraintes**

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{5,906 \times 7,15 \times 10^{-5}}{3990,78 \times 10^{-8}} = 10,58 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

**3-Etat limite de déformation**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre-flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

➤ **Evaluation de la flèche BAEL 91(Article B.6.5) et le CBA 93**

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire.

**Données**

$L = 4,56m ; M_0 = 11,25KN.m ; M_{ts} = 8,493KN.m ; M_{ts} = 0,755 M_{0s}$

$h \geq \frac{M_{s_t} \times l}{15 \times M_0} = \frac{8,493 \times 4,56 \times 10^2}{15 \times 11,25} \Rightarrow h = 20cm < 22,94cm \dots\dots\dots$ condition non vérifiée

$A \leq \frac{3,6 \times b_0 \times d}{f_e} = 1,62cm \Rightarrow 2,36cm > 1,62cm \dots\dots\dots$ condition non vérifiée

$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{456}{500} = 0,912cm$

➤ **Calcul de la flèche**

**Tableau II.26** Evaluation de la flèche

Données (KN/m)		Moments (KN.m)		Contraintes (MPa)		Flèches (mm)	
<i>J</i>	2,47	<i>Mj</i>	4,847	<i>σstj</i>	123,76	<i>fji</i>	4,525
<i>g</i>	3,354	<i>Mg</i>	6,582	<i>σstg</i>	168,05	<i>fgi</i>	6,773
						<i>fgv</i>	12,077
<i>p</i>	4,329	<i>Mp</i>	8,495	<i>σstp</i>	216,90	<i>fpi</i>	9,312

$f = 10,09mm > f_{adm} = 9,12mm \dots\dots\dots$ la condition de la flèche n'est pas vérifiée.

**Solution adoptée :** La condition de la flèche n'est pas vérifiée, donc on augmente la section Ast et b. Tel que :  $b = 65cm$ . Et  $A_{st} = 3.05cm^2$  (1HA10+2HA12).

**Tableau II.27** Ferrailage des différents types de poutrelles.

	Position	$M^{max}$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des sections (cm <sup>2</sup> )
T inaccessible	Travée	14,329	0,057	0,073	0,175	2,36	1,195	1HA10+2HA12= <b>3,05</b>
	Appuis rive	-1,66	0,036	0,046	0,177	0,27	0,217	1HA10= <b>0,79</b> cm <sup>2</sup>
	Appuis int	-8,243	0,179	0,249	0,162	1,46	0,217	2HA10 = <b>1,57</b> cm <sup>2</sup>
T accessible	Travée	13,85	0,055	0,070	0,175	2,275	1,195	1HA10+2HA12= <b>3,05</b>
	Appuis rive	-2,021	0,044	0,056	0,176	0,330	0,217	1HA10= <b>0,79</b> cm <sup>2</sup>
	Appuis int	-9,534	0,207	0,294	0,159	1,725	0,217	1HA10+1HA12= <b>1,92</b>
E. courant	Travée	11,72	0,046	0,059	0,176	1,916	1,195	3HA10 = <b>2.36</b> cm <sup>2</sup>
	Appuis rive	-1,747	0,038	0,048	0,177	0,284	0,217	1HA10= <b>0,79</b> cm <sup>2</sup>
	Appuis int	-8,243	0,179	0,249	0,162	1,461	0,217	2HA10 = <b>1,57</b> cm <sup>2</sup>

○ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

**Tableau II.28** Vérification au cisaillement.

Type	Bielle	Cisaillement	Armature longitudinale aux appuis		Jonction table-nervure
			Rive	Intermédiaire	
			$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_u}{0.9d})$	
	$V_u \leq 0,267 a b_0 \cdot f_{c28}$	$\frac{V_{max}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u$			$\frac{V_u b_1}{0.9 \times d b h_0} \leq \bar{\tau}_u$
T inaccessible	16,021<108,13	0,89<3,33	3,84>0,46	4,62>-0,712	1,01<3,33
T accessible	18,149<108,13	1<3,33	3,84>0,522	4,97>-1,17	1,146<3,33
E. courant	15,465<108,13	0,859<3,33	3,15>0,445	3,93>-1,018	0,976<3,33
Observation	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>

o **Vérifications des contraintes à ELS**

➤ **Etat limite de compression du béton**

**Tableau II.29** Vérification des états limites de compression du béton

Etage	Position	M <sub>ser</sub> KN.m	As cm <sup>2</sup>	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$		Observation
						$\sigma_b$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	
T inaccessible	Travée	10,461	3,05	4,74	9990,47	3,46	15	vérifiée
	Appuis rive	-1,204	0,79	5,45	2406,00	2,31	15	vérifiée
	Appuis intr	-4,793	1,57	7,15	3990,78	8,59	15	vérifiée
T. accessible	Travée	10,069	3,05	4,74	9990,47	4,78	15	vérifiée
	Appuis rive	-1,32	0,79	5,45	2406,00	2,99	15	vérifiée
	Appuis intr	-6,863	1,92	7,7	4577,17	11,55	15	vérifiée
E. courant	Travée	8,493	2,36	4,22	8099,67	4,42	15	vérifiée
	Appuis rive	-1,252	0,79	5,45	2406,00	2,84	15	vérifiée
	Appuis intr	-5,906	1,57	7,15	3990,78	10,58	15	vérifiée

➤ **Etat limite de déformation :  $\Delta f \leq f_{adm}$**

**Tableau II.30** Vérification des états limites de déformation.

Plancher	T inaccessible	T accessible (etage9)
$\Delta f$ (mm)	6,81	8,75
$f_{adm}$ (mm)	<b>8,7</b>	<b>9,12</b>

**Remarque :** La flèche est vérifiée, donc le ferrailage est satisfait.

➤ **Etude de la dalle de compression**

On utilise des barres de type rond lisses de nuance  $f_e = 235$  MPa

1. **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

On a  $50 \leq L_0 \leq 80$  avec :  $L_0 = 65$ cm distance entre axe des poutrelles.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1,10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

2. Armatures parallèle aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

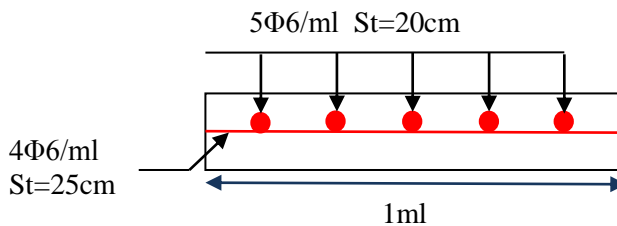


Figure II.20 Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

Soit :  $\left\{ \begin{array}{l} A_{\perp} = 5\Phi6/\text{ml} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ Avec un espacement de } 20\text{cm} (S_t = 20\text{cm} \leq 20\text{cm}) \dots \text{vérifiée} \\ A_{//} = 4\Phi6/\text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ Avec un espacement de } 25\text{cm} (S_t = 25\text{cm} \leq 30\text{cm}) \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$

➤ Ferrailage des poutrelles

Tableau II.31 Les schémas de ferrailage des poutrelles.

Type	Travée	Appuis de rive	Appuis intermédiaire
Terrasse inaccessible			
Terrasse accessible			
Etage courant			

**II.12 Etude des planchers dalles pleines :**

Dans notre étude on prend les panneaux de dalle les plus sollicités et on ferraille les autres panneaux qui sont identiques avec celui que on a trouvé.

✓ **Remarque :** pour les différents panneaux des dalles, leur localisation, leur  $\rho$ , et déjà fait dans le pré dimensionnement page 12

❖ **Exemple de calcul**

➤ **Dalle sur 3 appuis :**

✓ Caractéristique de la dalle :

$L_x=1,58\text{m}; L_y=2,8\text{m}; G = 5.43 \text{ KN/m}^2; Q=1,5\text{KN/m}^2$

❖ **Calcul à l'ELU**

✓ Calcul de chargement.

$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{ml} = 9.58\text{KN/ml}$ .

$L_x=1,58 \text{ m} > \frac{L_y}{2} = 1,4 \text{ m} \Rightarrow M_{0x} = \frac{q \times L_y^3}{24}$  et  $M_{0y} = \frac{q \times L_y^2}{8} \left( l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{q \times L_y^3}{48}$

Donc :  $M_{0x} = 8,76 \text{ KN.m}$  et  $M_{0y} = 6,07 \text{ KN.m}$

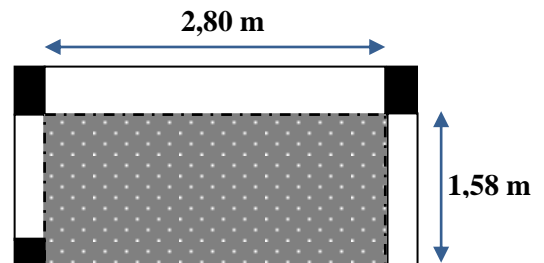


Figure II.21 panneau dalle sur 3 appuis

✓ **Calcul des moments corrigé (réel)**

Moments en travées  $\begin{cases} M_{xu}^t = 0,75M_{0x} = 6,57 \text{ KN.m} \\ M_{yu}^t = 0,85M_{0y} = 5,16 \text{ KN.m} \end{cases}$  Moments en appuis  $\begin{cases} M_{xu}^a = -0,5M_{0x} = -4,38 \text{ KN.m} \\ M_{yu}^a = -0,5M_{0x} = -4,38 \text{ KN.m} \end{cases}$

✓ **Calcul de la section d'armatures**

- Le ferrailage de la dalle plein fera à la flexion simple pour une longueur de 1ml
- F.N  $c \geq 3\text{cm}$  soit  $c = 3\text{cm}$  qui donne  $d = e - c = 9 \text{ cm}$ .

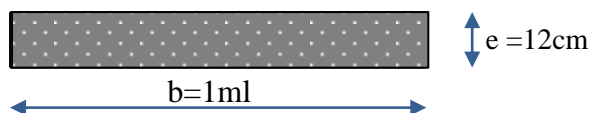


Figure II.22 : Section de la dalle pleine à ferrailer.

• **Condition de non fragilité**

Pour  $e > 12 \text{ cm}$  et  $\rho = 0,56 > 0,4$  donc :  $\Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = 0,0008 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times e \Rightarrow A_x^{\min} = 1,17 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = 0,0008 \times b \times e \Rightarrow A_y^{\min} = 0,96 \text{ cm}^2 \end{cases}$

Tableau II.32 Ferrailage de dalles sur 3 appui de l'étage courant.

Position	Sens	M KN.m	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{Cal}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{\min}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{Choisit}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	St (cm)
En travée	Selon x	6,57	0,057	0,074	0,087	2,16	1,17	4HA10=3,14	25
	Selon y	5,16	0,045	0,057	0,088	1,69	0,96	4HA8=2,01	25

En appuis	x = y	-4,38	0,038	0,049	0,088	1,43	1,17	4HA8=2,01	25
-----------	-------	-------	-------	-------	-------	------	------	-----------	----

• **Vérification de ferrailage longitudinale**

$A_{ty} \geq A_{tx} / 4 = 0,54 \text{ cm}^2$      $A_{ay} \geq A_{ax} / 4 = 0,3575 \text{ cm}^2$  .....OK

• **Vérification sur le diamètre des barres**

$\phi \leq \frac{e}{10} = \frac{120}{10} \Rightarrow \phi \leq 12 \text{ mm}$

• **L'espace St**

Charge répartie et F.N Selon x :  $\Rightarrow St \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$ .....OK

Selon y :  $\Rightarrow St \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$  .....OK

➤ **Vérification à l'ELU**

• **Cisaillement**

$V_u^x = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^x = 6,87 \text{ KN}$     ;     $V_u^y = \frac{q \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^y = 1,23 \text{ KN}$

$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 0,069 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 0,07 \times f_{c28} \times (1/1,5) = 1,17 \text{ MPa}$ .....vérifiée.

• **Vérification à l'ELS**

$q_u = (G + Q) \times 1 \text{ ml} = 6,93 \text{ KN/ml}$ . Donc :  $M_{0x} = 6,34 \text{ KN.m}$     et     $M_{0y} = 4,39 \text{ KN.m}$

✓ **Calcul des moments corrigé (réel)**

Moments en travées  $\begin{cases} M_{xs}^t = 0,75 M_{0x} = 4,75 \text{ KN.m} \\ M_{ys}^t = 0,85 M_{0y} = 3,73 \text{ KN.m} \end{cases}$     Moments en appuis  $\begin{cases} M_{xs}^a = -0,5 M_{0x} = -3,17 \text{ KN.m} \\ M_{ys}^a = -0,5 M_{0x} = -3,17 \text{ KN.m} \end{cases}$

✓ **Calcul de la section d'armatures**

Calcul de y :  $\frac{b}{3} y^2 + 15A_y - 15Ad_x = 0$  ; Calcul de I :  $I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d_x - y)^2$ .

Vérification de  $\sigma_{bc}$ :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \sigma_{bc}^{adm} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ .

**Tableau II.33** Vérification des états limites de compression du béton

Position	Sens	M <sub>ser</sub> KN.m	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> <sup>adm</sup> (MPa)	Observation σ <sub>bc</sub> ≤ σ <sub>bc</sub> <sup>adm</sup>
En travée	Selon x	4,75	2,48	2510,7	4,68	15	Vérifiée
	Selon y	3,73	2,05	1743,5	4,38	15	Vérifiée
En appuis	x = y	-3,17	2,05	1743,5	3,72	15	Vérifiée



• Etat limite de déformation (la flèche)

Sens x-x

$$1. \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M'_x}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{12}{158} = 0,076 > 0,037 \Rightarrow \text{la condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3,14}{100 \times 9} = 0,0035 < 0,005 \Rightarrow \text{la condition vérifiée.}$$

Sens Y-Y

$$1. \frac{h}{l_y} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M'_y}{20 \times M_{0y}}\right) \Leftrightarrow \frac{12}{280} = 0,042 > 0,037 \Rightarrow \text{la condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{A}{b \times d_y} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2,01}{100 \times 9} = 0,0022 < 0,005 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

la flèche est vérifiée selon les deux sens (x et y)

➤ Schéma de ferrailage

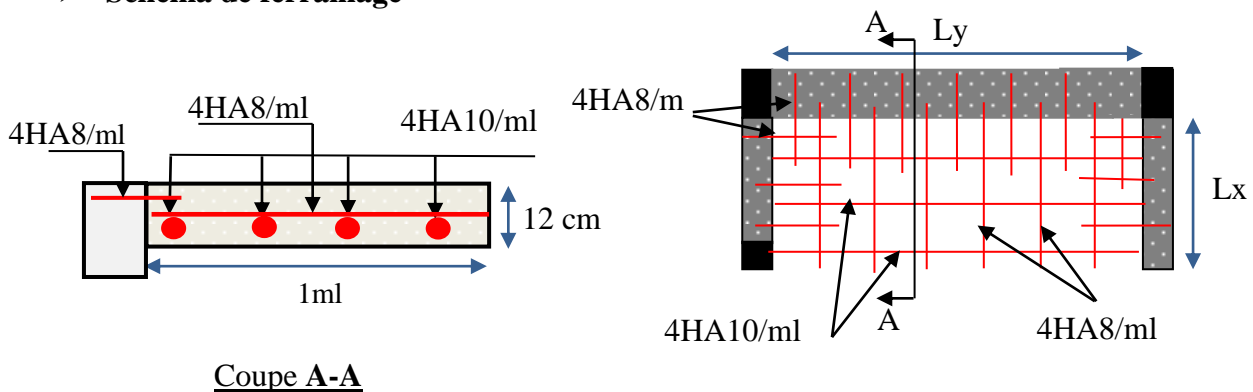


Figure II.23 Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis

II.12.1 Calcul Des Dalles D1, D3, D4

Tableau II.34 Calcul des sollicitations

Dalle	Chargement				Les moments				
	Sens	G (Kn/m <sup>2</sup> )	Q (Kn/m <sup>2</sup> )	P(KN)		Mt <sub>x</sub> (KN.m)		Ma <sub>x</sub> (KN.m)	
				ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
D1	x-x	4,43	3,5	11,23	7,93	5,92	3,73	-2,1	-1,2
	y-y					/	/	/	/
D3	x-x	5,43	1,5	9,58	6,93	4,88	3,79	-2,87	-2,22
	y-y					1,5	1,71	-1	-1,14
D4	x-x	6,56	1,5	11,11	8,06	34,67	25,15	-12,23	-8,88
	y-y					58,83	42,68	-20,4	-15,66

Tableau II.35 Calcul des ferrillages

Dalle	sens	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)		A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)		A <sub>choisit</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)		St(cm)	
		Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
D1	x-x	1.94	0.68	0.96	0.96	4HA10=3.14	4HA8=2.01	25	25
	y-y	/	/	/	/	/	/	/	/
D3	x-x	1,59	0,93	1.13	1,13	4HA8=2,01	3HA8=1,51	25	33
	y-y	0,48	0,32	0,96	0,96	3HA8=1,51	3HA8=1,51	33	33
D4	x-x	13,6	4,14	1,01	1,01	4HA10=3,14	3HA8=1,51	25	33
	y-y	26,25	6,23	0,96	0,96	4HA8=2,01	3HA8=1,51	25	33

NB : pour les armatures secondaire de la D1

On adopte D1 Travée (4HA8=2.01) ; Appui (4HA8=2.01).

Tableau II.36 Vérifications nécessaires

Dalle	Effort tranchant				Contraintes					
	V <sub>max</sub> (KN)	τ <sub>u</sub> (Mpa)	τ <sub>u</sub> <sup>adm</sup> (Mpa)	sens	Béton			Acier		
					σ <sub>bc</sub> (Mpa)		σ <sub>bc</sub> <sup>adm</sup> (Mpa)	σ <sub>st</sub> (Mpa)		σ <sub>st</sub> <sup>adm</sup> (Mpa)
					Appui	travée		Appui	travée	
D1	12,58	0,13	1.17	x-x	1.41	3.68	15	71,79	145,33	201,6
				y-y	/	/	/	pas nécessaire		
D3	11,52	0,11	1.17	x-x	2,82	4,45	15	pas nécessaire		
				y-y	1,50	3,78	15	pas nécessaire		
D4	13,95	0,15	1,17	x-x	2,69	5,71	15	160,8	225,59	201,6
				y-y	2,59	5,77	15	137,2	294,29	201,6

Remarque : on remarque que les contraintes d'acier ne sont pas vérifiées dans la dalle D4, donc on doit recalculer la section d'acier à l'ELS.

Tableau II.37 recalculer la section d'acier à l'ELS.

dalle	sens	A <sub>ELU</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>ser</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>choisie</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
D4	travée X-X	3,14	3,47	5HA10=3,93	20
	travée Y-Y	2,01	2,81	4HA10=3,14	25

Tableau II.38 vérification de la flache

Dalle	sens	h/L <sub>x</sub> >Max (3/80;M <sub>x</sub> <sup>t</sup> /20M <sub>o</sub> )	A <sub>t</sub> /b×d<2/F <sub>e</sub>	Observation	f <sub>cal</sub> (mm)	f <sup>adm</sup> (mm)	observation
D1	x-x	0.12>0.0425	0,0034< 0,005	vérifiée	Pas nécessaire		
	y-y	/	/	/	/		

D3	x-x	$0.043 > 0.0375$	$0,0022 < 0,005$	vérifiée	Pas nécessaire		
	y-y	$0.027 < 0.0375$	$0,0017 < 0,005$	non vérifiée	1,53	8,8	
D4	x-x	$0.03 < 0.0425$	$0,0035 < 0,005$	non vérifiée	5,78	8	vérifiée
	y-y	$0.027 < 0.0425$	$0,0022 < 0,005$	non vérifiée	5,13	8,9	vérifiée

➤ Schéma de ferrailage

Dalle 1:

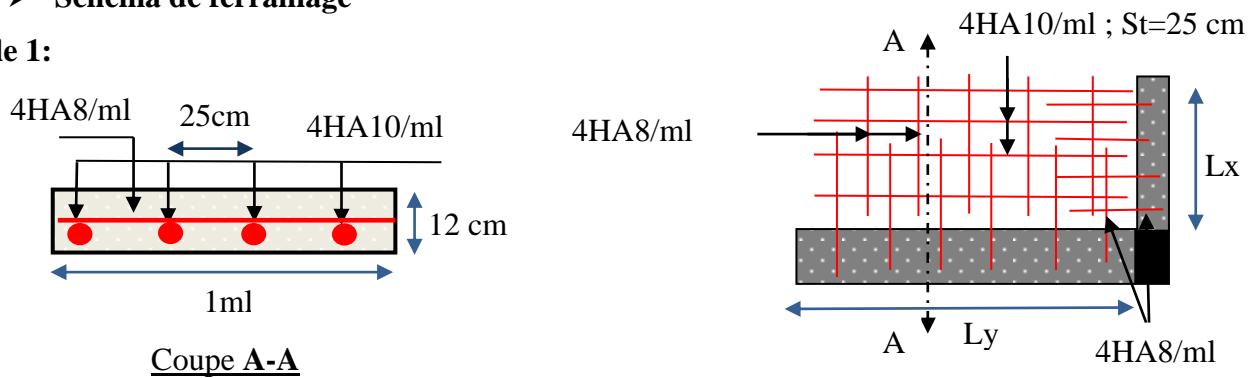


Figure II.24 ferrailage de panneau dalle sur 2 appuis (balcon)

Dalle 3:

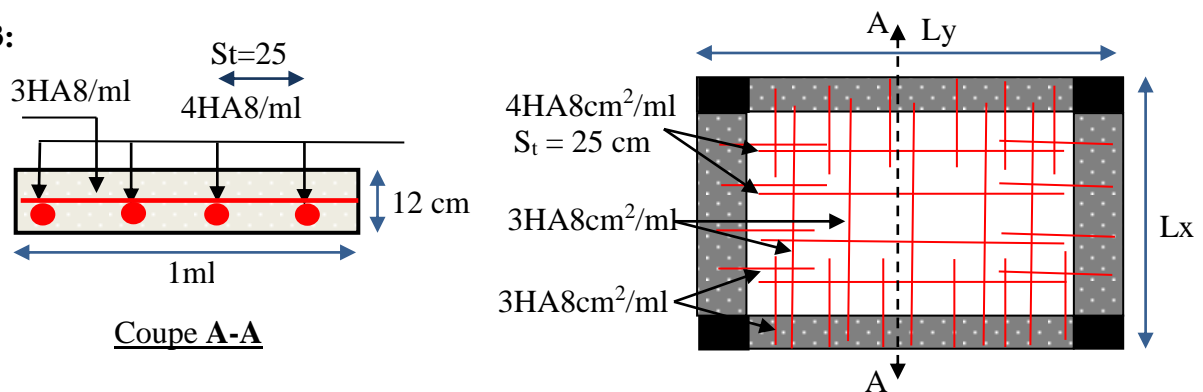


Figure II.25 ferrailage de la dalle sur 4 appuis (étage courant).

Dalle 4:

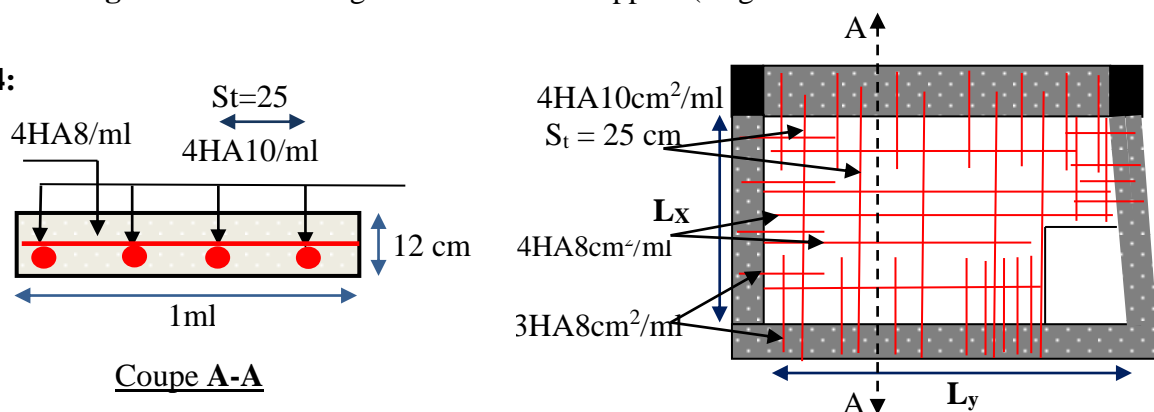


Figure II.26 ferrailage de la dalle sur 4 appuis (duplex 1)

II.13 Etude des escaliers

II.13.1 Etude des volées 1 et 3

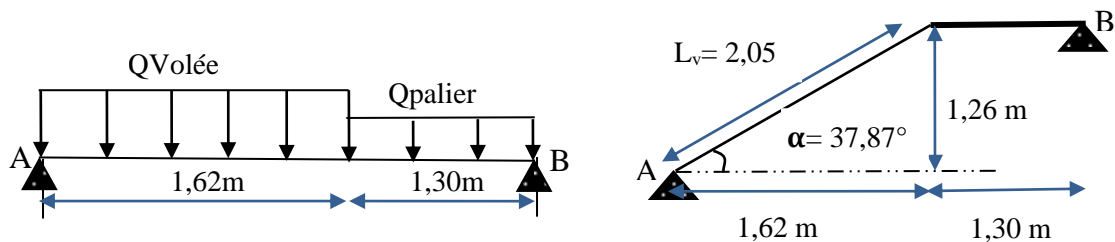


Figure II.27 Schéma statique de l'escalier (la partie AB).

❖ Les charges

Volée:  $\begin{cases} G_v = 9,92\text{KN/m}^2 \\ Q_v = 2,5\text{KN/m}^2 \end{cases}$       Palier:  $\begin{cases} G_p = 5,43\text{KN/m}^2 \\ Q_p = 2,5\text{KN/m}^2 \end{cases}$

❖ Combinaison de charges

❖ Sur la volée 1 et 3

ELU :  $q_v^u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 17,142\text{KN/ml}$  ; ELS :  $q_v^s = G + Q = 12,42\text{KN/ml}$

❖ Sur la palier

ELU :  $q_p^u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 11,08\text{KN/ml}$  ; ELS :  $q_p^s = G + Q = 7,93\text{KN/ml}$

Réaction d'appuis : le calcul se fera par la méthode RDM.

ELU

$\sum F_V \Rightarrow R_A + R_B = 42,26 \text{ KN}$  ;  $\sum M/A = 0$  ;  $R_B^u = 18,97 \text{ KN}$  ;  $R_A^u = 23,29 \text{ KN}$ .

➤ A ELS : de la même manière que à l'ELU on trouve:

$R_B^s = 13,65\text{KN}$  ;  $R_A^s = 30,49 - R_B^s = 16,84 \text{ KN}$ .

➤ Effort tranchant et moment fléchissant

✓ Tronçon 1

$0 \leq x \leq 1,62\text{m}$

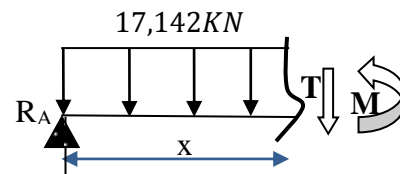
$T(x) = R_A - 17,142x = 23,29 - 17,142x$

$T(0) = 23,29 \text{ KN}$  ;  $T(1,62) = -4,48 \text{ KN}$

$M(x) = 23,29x - 17,142 \frac{x^2}{2}$

$M(0) = 0 \text{ KN.m}$        $\begin{cases} T(\text{max}) = 23,29 \text{ KN} \\ M(\text{max}) = 15,24 \text{ KN.m} \end{cases}$

$M(1,62) = 15,24 \text{ KN.m}$



✓ Tronçon 2

$1,62 \leq x \leq 2,92\text{m}$

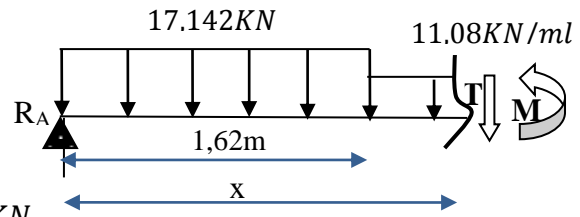
$$T(x) = 23,29 - 17,142 \times 1,62 - 11,08(x - 1,62)$$

$$T(1,62) = -4,48 \text{ KN} ; T(2,92) = -18,97 \text{ KN}$$

$$M(x) = -5,574x^2 + 13,58x + 7,89$$

$$M(1,62) = 15,26 \text{ KN.m} \begin{cases} T(\text{max}) = -18,97 \text{ KN} \\ M(\text{max}) = 15,26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M(2,92) = 0 \text{ KN.m}$$



$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow T(x) = 0 \Rightarrow x = 1,22 \text{ m}$$

On trouve :  $M^{\text{max}}(1,22) = 16,14 \text{ KN.m}$  ;  $V^{\text{max}} = R_A = 23,29 \text{ KN}$ .

➤ **Calcul des moments réels**

$$M_t^{\text{max}} = 0,75 \times 16,14 = 12,11 \text{ KN.m} ; M_a^{\text{max}} = -0,5 \times 16,14 = -8,07 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferraillage**

Le ferraillage se fera en flexion simple pour une section  $(b \times h) = (100 \times 15) \text{ cm}^2$ .

Soit FPN ;  $e = 15 \text{ cm}$  ;  $C = 2 \text{ cm}$ .  $d = 13 \text{ cm}$ .

**Tableau II.39** Résultats des ferraillages des volées 1 et 3 de l'étage courant

Zone	$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{adoptée}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$S_t$ (cm)
Travée	12,11	0,050	0,065	0,127	2,75	1,57	4HA10=3,14	25
En appui	8,07	0,034	0,043	0,128	1,81	1,57	4HA8=2,05	25

$A_{cal} > A_{min}$  la condition est vérifiée, donc le ferraillage est satisfait.

➤ **Vérifications**

❖ **Calcul à ELU**

➤ **Vérification de l'effort tranchant** :  $V^{\text{max}} = 23,29 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{23,29 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,179 \text{ MPa} \leq \tau^{\text{adm}} = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \text{verifiée}$$

donc on a pas besoin des armateurs transversales.

➤ **Calcul des armatures de répartition** : on a une charge répartie donc :

**En travée** :  $A_{rt} \geq \frac{A_t}{4} = 0,785 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; On choisit : 3HA8 = 1,51  $\text{cm}^2/\text{ml}$  ;  $st = 33 \text{ cm}$

**En appuis** :  $A_{ra} \geq \frac{A_a}{4} = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; on choisit : 3HA8/ml = 1,51 ;  $st = 33 \text{ cm}$ .

➤ **Vérification des espacements** : on a FPN donc :

a) **Sens principale**

En travée :  $S_t = 25\text{cm} \leq \min(3 e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$  ..... vérifiée.  
 En appuis :  $S_t = 25\text{cm} \leq \min(3 e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$  ..... vérifiée.

**b) Sens secondaire**

Armature de répartition :  $S_t = 33 \text{ cm} \leq \min(4 e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$  ... Vérifiée.

❖ **Calcul à l'ELS**

➤ **Vérification des contraintes dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

En appliquant la méthode des sections de la même manière qu'à l'ÉLU, on aura :

$$M_0^{max}(1,22) = 11,68 \text{ KN.m}$$

• **En travée**

$$A_s = 3,14\text{cm}^2 ; M_{t\text{ser}}^{max} = 0,75 \times 11,68 = 8,76\text{KN.m} ; Y = 3,06\text{cm} ; I = 5608,74 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{8,76 \times 3,06}{5608,74} \times 10^3 = 4,78\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa}.....\text{vérifiée.}$$

• **En appui**

$$A_s = 2,05\text{cm}^2 ; M_{a\text{ser}}^{max} = -0,5 \times 11,68 = -5,84 \text{ KN.m} ; Y = 2,54\text{cm} ; I = 3910,64\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{5,84 \times 2,54}{3910,64} \times 10^3 = 3,79\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa}.....\text{vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la flèche**

$$1. \frac{e}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_x^t}{10 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{15}{292} = 0,051 < 0,075 \Rightarrow \text{la condition n'est pas vérifiée.}$$

$$2. \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3,14}{100 \times 13} = 0,0024 > 0,0105 \Rightarrow \text{la condition n'est pas vérifiée.}$$

✓ Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible est :  $f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{292}{500} = 0,584 \text{ cm}.$

**Tableau II.40** Evaluation de la flèche dans la partie de l'escalier

	Données (KN/m)		Moments (KN.m)		Contraintes(MPa)		Flèches (mm)	
	Volée	Palier						
<b>J</b>	5,7	4	<b>Mj</b>	4,26	<b>σstj</b>	11,32	<b>fji</b>	0,5384
<b>G</b>	9,92	5,43	<b>Mg</b>	6,68	<b>σstg</b>	17,70	<b>fgi</b>	1,1005
							<b>fgv</b>	2,8354
<b>P</b>	12,42	7,93	<b>Mp</b>	8,88	<b>σstp</b>	23,62	<b>fpi</b>	2,7002

Après le calcul, on trouve :  $f = 3,89\text{mm} < f^{adm} = 5,84 \text{ mm}$  .....c'est vérifiée.

❖ Schéma de ferrailage:

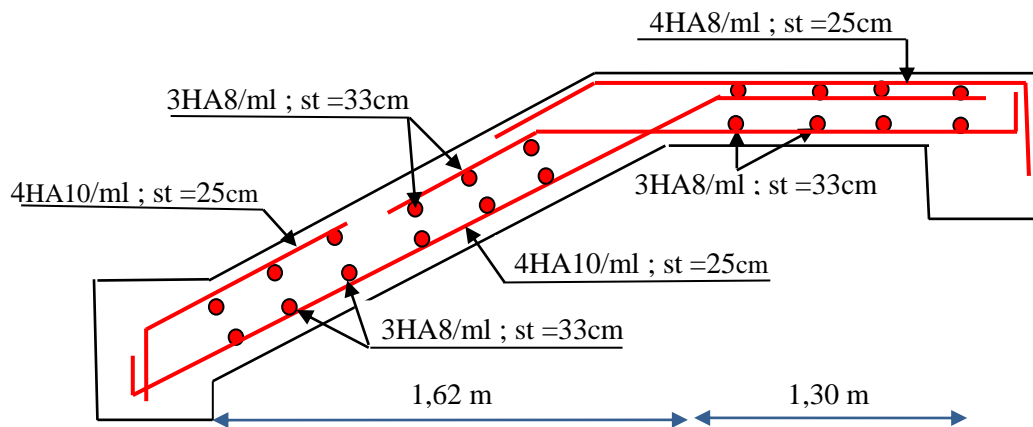


Figure II.28 Schéma de ferrailage de l'escalier droit des volées 1 et 3

II.13.2 Etude des volées 2

a) Les charges

$$G_v = 11,83 \text{ KN/m}^2; Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2.$$

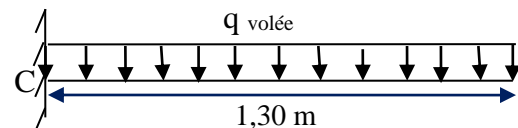


Figure II. 29 Schéma d'une volée 2

b) Combinaison de charges

$$q_u = 1,35 \times G_v + 1,5 \times Q_v = 19,72 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G_v + Q_v = 14,33 \text{ KN/ml}$$

Par la méthode de RDM on trouve :

1. Calcul des moments à L'ELU et L'ELS :

$$M_u = -\left[ \frac{19,72 \times 1,30^2}{2} \right] = -16,66 \text{ KN.m} \quad M_s = -\left[ \frac{14,33 \times 1,30^2}{2} \right] = -12,11 \text{ KN.m}$$

2. Calcul l'effort tranchant

$$V_u = R_C^U = 19,72 \times 1,30 = 25,636 \text{ KN} ; V_s = R_C^S = 14,33 \times 1,30 = 18,629 \text{ KN}$$

c) Ferrailage

➤ Ferrailage longitudinale

Tableau II 41 Résultats des ferrillages de la volée 2 de l'étages courants.

Zone	M <sub>u</sub> (KNm)	μ <sub>bu</sub>	α	Z (m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	S <sub>t</sub> (cm)
Travée	-16,66	0,069	0,090	0,125	3,82	1,57	5HA10=3,93	20

➤ Armatures de répartition

$$A_r \geq \frac{A_t \text{ adopté}}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } A_r = \frac{3HA8}{\text{ml}} = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ et } S_t = 33 \text{ cm.}$$

➤ Vérification de l'effort tranchant (T=25,636KN)

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{25,636 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,197 MPa \leq \overline{\tau_{bu}} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 MPa \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ Espacement des armatures

Armatures principales :  $S_t = 20\text{cm} \leq \min(3 e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$  .....condition vérifiée.

Armatures secondaires :  $S_t = 33\text{cm} \leq \min(4 e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$ .....condition vérifiée.

d) Calcul à l'ELS

➤ Vérification des contraintes dans le béton

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on ne vérifie que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 MPa.$$

$A_s = 3,92\text{cm}^2$ ;  $M_{ser} = 12,11 \text{ KN.m}$ ;  $y = 3,37\text{cm}$ ;  $I = 6742,59\text{cm}^4$ .

$$\sigma_{bc} = \frac{12,11 \times 3,37}{6742,59} \times 10^3 = 6,052 MPa \leq \overline{\sigma_b} = 15 MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

➤ Vérification de la flèche

$$1. \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M'_s}{20M'_0}\right) \Leftrightarrow \frac{0,15}{1,30} = 0,115 > 0,05 \Rightarrow \text{la condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3,93}{100 \times 15} = 0,0026 < 0,005 \Rightarrow \text{la condition vérifiée.}$$

Les conditions de flèche est vérifiée donc sa sera pas nécessaire de vérifiée la flèche.

e) Schéma de ferrailage

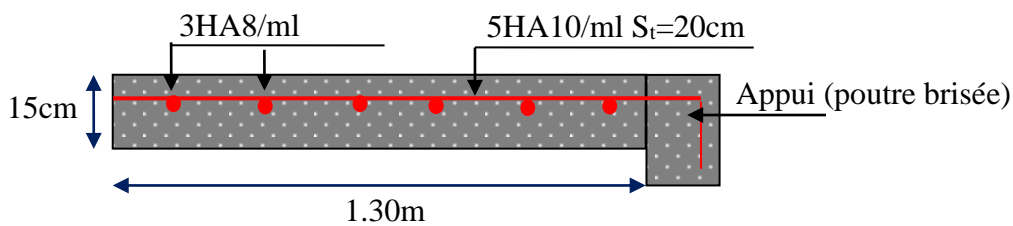


Figure II.30 schéma de ferrailage de la volée 2.

II.14 Étude d'acrotère

Dans notre cas nous avons deux (02) types d'acrotère :

Tableau II.42 Evaluation des charges et surcharges

Type	Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface cm <sup>2</sup>	Enduit de ciment (KN/ml)	Poids propre (KN/ml)	Total G(KN/ml)	Q(KN/ml)
1	40	10	485	0,27	1,21	1,48	1
2	100	10	1085	0,27	2,5	2,77	



➤ Type 2

a) La force sismique

Donnée par la loi suivante :  $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$

Dans notre projet on a : Le Groupe d'usage 2 et Zone IIa (Bejaia).

$A = 0,15$  Coefficient de l'accélération de la zone.

$C_p = 0,8$  Facteur de la force horizontale.

$W_p = 2,5 \text{ KN/ml}$ . Poids propre de l'acrotère

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,77 = 1,33 \text{ Kn}$$

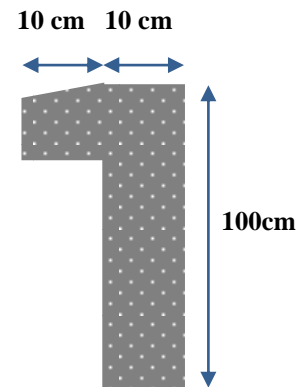


Figure II.31 2<sup>ème</sup> type : Acrotère du duplex1

a) Calcul de centre de gravité de la section G ( $X_G; Y_G$ ) :

$$X_G = \frac{\sum X_i A_i}{\sum A_i} \Rightarrow X_G = 5,76 \text{ cm} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum Y_i A_i}{\sum A_i} \Rightarrow Y_G = 53,47 \text{ cm}$$

➤ Calcul des sollicitations

$$Q = 1 \text{ KN}, G = N_G = W_p = 2,77 \text{ KN}; \quad M_G = 0 \text{ KN.m} \quad M_Q = Q \times H \Rightarrow M_Q = 1 \text{ KN.m}$$

$$M_{Fp} = F_p \times Y_G \Rightarrow M_{Fp} = 1,33 \times 0,5347 = 0,68 \text{ KN.m.}$$

Tableau II.43 Combinaisons d'actions de l'acrotère.

Sollicitations	Combinaison accidentelle	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5 Q	G + Q
N (KN)	2,77	3,7395	2,77
M (KN .m)	1,68	1,5	1

a) Calcul de l'excentricité à l'état accidentel

$$e_1 = \frac{M_{ELA}}{N_{ELA}} = \frac{1,68}{2,77} \Rightarrow e_1 = 0,61 \text{ m} \quad ; \quad \frac{h}{6} = \frac{1}{6} = 0,16 \text{ m}$$

$$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ( $e = \frac{M}{N}$ ) par une excentricité totale de calcul =  $e_1 + e_2 + e_a$

$$e_a = \max(2 \text{ cm}; \frac{h}{250}); \quad \text{CBA93 (Article A.4.3.5)}$$

$$\text{avec : } h = 100 \text{ cm} \Rightarrow e_a = \max(2 \text{ cm}; \frac{100}{250}) = 2 \text{ cm} \quad ; \quad e_2 = \frac{3 l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}$$

Avec :  $l_f$  : Longueur de flambement  $l_f = 2h = 2 \times 1 = 2 \text{ m}$

$$h_0 : \text{Hauteur de la section } h_0 = 10\text{cm} ; \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0+1} = 0$$

$\emptyset$  : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée généralement égale à 2.

$$e_2 = \frac{3 \times 2^2 \times 2}{0,1 \times 10^4} = 0,0024 \quad m = 0,24 \text{ cm}.$$

D'où :  $e = 61 + 0,24 + 2 = 63,24\text{cm}$ .

**b) Ferrailage de l'acrotère**

$$\begin{cases} N_u = 3,7395 \text{ KN} \\ M_u = N_u \times e = 3,7395 \times 0,6324 = 2,36 \text{ KN.m} \end{cases}$$

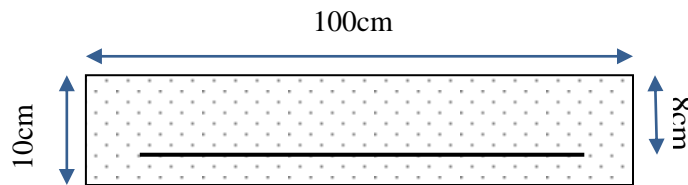


Figure II.32 Schéma statique de l'acrotère.

• **Calcul à l'ELU**

Le ferrailage est calculé à l'ELU, puis la vérification des contraintes se fera à l'ELS.

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple pour une section rectangulaire  $b \times h_0$  soumise à un moment égal à :

$$M_f = M_u + N_u \times (d - \frac{h_0}{2}) = 2,36 + 3,7395 \times (0,08 - \frac{0,1}{2}) \Rightarrow M_f = 2,47 \text{ KN.m}.$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{2,47 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08^2 \times 14,2} = 0,027 \quad ; \quad \mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \quad A' = 0.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} = 0,034 \quad ; \quad z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,079\text{m}.$$

$$A_r = \frac{M_f}{z \times f_{st}} = \frac{0,843 \times 10^{-3}}{0,079 \times 348} = 0,9\text{cm}^2.$$

$$\text{flexion composée } A_s = A_r - \frac{N_u}{f_{st}} = 0,9 \times 10^{-4} - \frac{3,7395 \times 10^{-3}}{348} = 0,79\text{cm}^2.$$

**c) Vérification à l'ELU**

▪ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,966\text{cm}^2 > A_s \quad \text{On adapte : } A_s = \mathbf{4HA8=2,01\text{cm}^2/\text{ml}}.$$

▪ **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ Cm}^2 \Rightarrow A_r = \mathbf{4HA6 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}}.$$

▪ **Espacement**

Armatures principale :  $S_t \leq \frac{100}{4} = 25cm \Rightarrow$  on prend  $S_t=25cm$ .

Armatures de répartitions :  $S_t \leq \frac{100}{4} = 25cm \Rightarrow$  on prend  $S_t=10cm$ .

▪ **Vérification au cisaillement**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\tau \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \times f_{c28}; 4Mpa) \Rightarrow \tau \leq \bar{\tau} = \min(2,5 ; 4Mpa) \Rightarrow \tau \leq 2,5Mpa .$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 1,33 + 1 \Rightarrow V_u = 2,33 \text{ KN}.$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau = \frac{2,33}{1 \times 0,08} = 0,029 < \bar{\tau} = 2,5 \rightarrow \text{Vérifié.}$$

**d) Vérification à l'ELS**

Les vérifications à effectuer dans le cas de fissuration préjudiciable sont :

❖ Contrainte limite de l'acier et du béton.

$$d=0,08m ; N_{ser}=2,77 \text{ KN} ; M_{ser}=1 \text{ KN.m} ; \eta=1,6 \text{ pour les HR.}$$

▪ **Contrainte limite de l'acier**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y_{ser}}{\mu_t} ; \sigma_{st} = 15 \times \frac{N_{ser} \times (d - y_{ser})}{\mu_t} . \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15Mpa .$$

$$\text{On a F.N} \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = \min(266,67 ; 201,6) = 201,6Mpa .$$

▪ **Position de l'axe neutre**

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \Rightarrow e_G = \frac{1}{2,77} = 0,36m > \frac{h_0}{2} = \frac{0,1}{2} = 0,05 \text{ m} \Rightarrow \text{Le centre de pression se trouve à}$$

l'extérieur de la section, donc la Section est partiellement comprimée.

▪ **Position de centre de poussée**

D'après la convention de singe illustrée par le schéma à coté on a :

$$y = y_c + c ; \quad c = e_G - \frac{h_0}{2} \Rightarrow 0,36 - 0,05 = 0,31m \quad \text{On a N (compression) donc } c = -0,31m$$

Le calcul de  $y_c$  revient à résoudre l'équation suivante :  $y_c^3 + p \times y_c + q = 0$ .

$$P = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b} (c - d') + 90 \frac{A}{b} (d - c). \quad \Leftrightarrow P = -0,28m^2$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2. \quad \Leftrightarrow q = 0,057m^2$$

$$y_c^3 - 0,14 \times y_c + 0,016 = 0. \quad \text{Tel que : } \Delta = 4p^3 + 27 q^2 = -4,83 \times 10^{-3}$$

$\Delta < 0 \rightarrow$  trois racines réelles, il faut choisir celle qui convient :  $0 \leq y = y_c + c \leq h$ .

On a :  $c \leq y_c \leq h+c \Rightarrow -0,31 \leq y_c \leq 0,689$  On opte pour  $y_c = 0,30m \Rightarrow y = y_c + c = -0,011m$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} - 15 A(d - y) = -2,14 \times 10^{-4} m^3$$

$$\sigma_{bc} = 0,051 Mpa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 Mpa \quad \sigma_{sc} = 6,378 Mpa < \bar{\sigma}_{st} = 201,6 Mpa$$

➤ 1<sup>ème</sup> type : Acrotère du duplex2 :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W = 0,5808 \text{ KN}$$

$$X_G = 6,70 \text{ cm}$$

$$Y_G = 22,5 \text{ cm}$$

$$e = 39,184 \text{ cm}$$

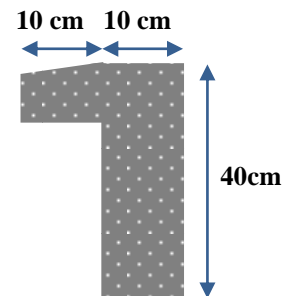


Figure II.33 1<sup>er</sup> type : Acrotère du duplex2

Tableau II.44 Résultats de ferrailage à la flexion composé d'acrotère 1.

Sections	M (KN.m)	N (KN.m)	M <sub>f</sub> (KN.m)	F <sub>bu</sub>	α	Z	A <sub>T</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>S</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )
Type 2	0,783	1,998	0,145	0,0093	0,012	0,08	0,87	0,24	0,966

➤ Schéma de ferrailage

Type 1,2:

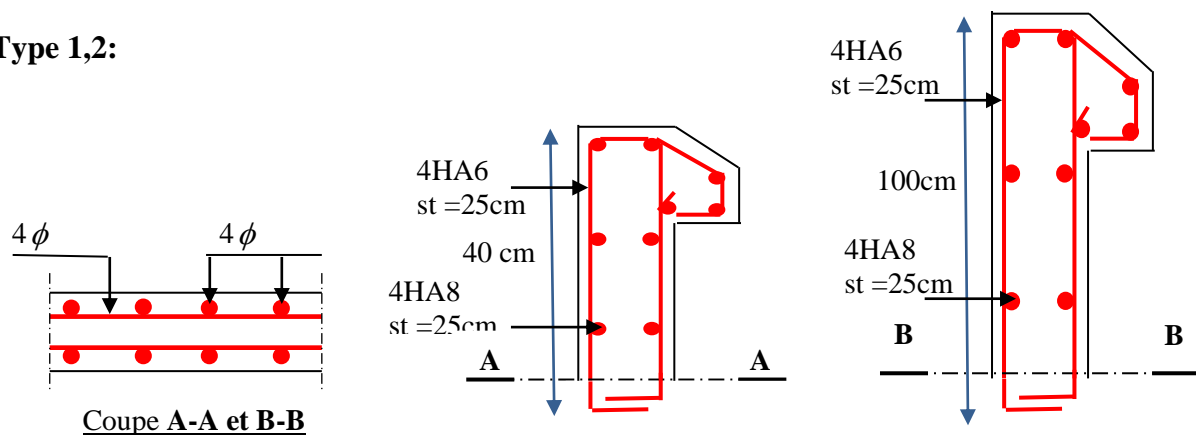


Figure II.34 Schéma de ferrailage de l'acrotère type 01 et 02

## II.15 Etude de l'ascenseur

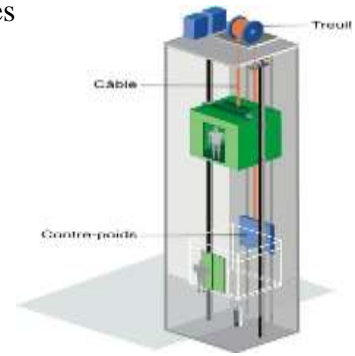
L'ascenseur est un appareille mécanique, servant un déplacement vertical des personnes, ou chargements vers les différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long des étages à travers d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur, munie d'un dispositif mécanique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

Dans notre projet on adoptera un ascenseur de 8 personnes ayant les caractéristiques suivantes :

**a- Charges concentrées**

**Les caractéristiques (Annexe IV)**

- $F_c$  : Charge due à la rupture du câble = 50KN.
- $P_m$  : salle de la salle machine = 15KN.
- $D_m$  : Charge due à la salle de machine = 51KN.



**II.15.1 Dalle sous ascenseur**

**a. Evaluation des charges et surcharges**

- La charge permanente
- ✓ Poids de la dalle en béton armé :
- ✓ Poids de la cuvette (la réaction)

$$G_{cuvette} = \frac{F_c}{S} = \frac{50}{3,41} = 14,66 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

- ✓ Poids propre du revêtement

$$G_{\text{revêtement en béton seu}} = \rho \times e = 22 \times 0,05 = 1,1 \text{ KN} / \text{m}^2$$

La charge totale c'est :  $G_t = 19,26 \text{ KN} / \text{m}$ .

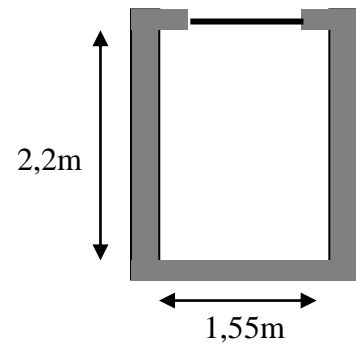


Figure II.35 Cage d'ascenseur.

- $Q = 1,5 \text{ KN} / \text{m}^2$ . La charge d'exploitation (local technique).

**b. Combinaisons des charges**

➤ Cas d'une charge répartie

L'ELU :  $q_u = 1.35 \times G_t + 1.5 \times Q = 28,25 \text{ KN} / \text{m}^2$ .

L'ELS :  $q_s = G_t + Q = 20,76 \text{ KN} / \text{m}^2$ .

**c. Calcul des sollicitations**

➤ Calcul des moments

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,71 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0,71 \Rightarrow \text{ELU : } \mu_x = 0,0671 \quad \mu_y = 0,4471 \quad [\text{Annexe II}]$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 4,55 \text{ KNm} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 2,04 \text{ KNm} \end{cases}$$

➤ Calcul des moments corrigés (réel)

✓ En travée : Sens x - x' :  $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 3,87 \text{ KNm}$

Sens y - y' :  $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 1,73 \text{ KNm}$

✓ En appui : Sens x-x' :  $M_t^x = -0.3 \times M_0^x = -1,36 \text{ KNm}$

**d. Calcul du ferrailage**

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 14 cm d'épaisseur à la flexion simple avec d=11 cm.

**Tableau II.45** Calcul des ferrillages selon les deux sens

Position	Sens	MELU KN.m	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	At (cm <sup>2</sup> /ml)	Achoisi (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
En travée	X-X	3,87	0,023	0,028	0,109	1,02	4HA8=2,01	25
	Y-Y	1,73	0,010	0,013	0,109	0,45	4HA8=2,01	25
En appuis	X-X	-1,36	0,008	0,010	0,110	0,36	4HA8=2,01	25

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

Pour e > 12cm et  $\rho \geq 0,4$  ; avec  $F_e=400MPa \rightarrow \rho_0 = 0,0008$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \Rightarrow A_x^{\min} = 1,28cm^2 \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \Rightarrow A_y^{\min} = 1,12cm^2 \end{cases}$$

$$A_a^{\min} = (0,23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e \Rightarrow A_a^{\min} = 1,328cm^2$$

❖ **Vérification du ferrailage longitudinale**

$$A_{ty} \geq A_{tx} / 4 = 0,50 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

❖ **Calcul des espacements**

Selon x :  $S_t \leq \min(2e ; 25cm) \Rightarrow S_t \leq 25cm$  On adapte  $S_t = 25cm$ .

Selon y :  $S_t \leq \min(2e ; 25cm) \Rightarrow S_t \leq 25cm$  On adapte  $S_t = 25cm$ .

**e. Vérification nécessaire**

❖ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times f_{c28} \times (1/1,5) = 1,17MPa$$

$\rho = 0,71 > 0,4 \Rightarrow$  Dalle travail selon les deux sens :

$$\rho = 1 \Rightarrow V_x = V_y = q_u \times \frac{l_x}{3} = 14,59 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{14,59 \times 10^{-3}}{1 \times 0,11} = 0,133MPa < 1,17MPa \text{ Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification à l'ELS**

$$q_{ser} = G_{totale} + Q \Rightarrow q_{ser} = 20,76 \text{ KN} / m^2$$

L'ELS :  $\mu_x = 0,0731$   $\mu_y = 0,594$  [AnnexeII]

$$\Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 3,65 \text{ KNm} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 2,17 \text{ KNm} \end{cases}$$

❖ **Calcul des moments corrigés (réel)**

❖ En travée : Sens x-x' :  $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 3,10 \text{ KNm}$

Sens y-y' :  $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 1,84 \text{ KNm}$

❖ En appui : Sens x-x' :  $M_t^x = -0.3 \times M_0^x = -1,09 \text{ KNm}$

• **Vérification des contraintes**

Etat limite de compression de béton  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

**Tableau II.46** Vérifications des états limites de compression du béton

Position	Sens	M <sub>ser</sub> KN.m	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> <sup>adm</sup> (MPa)	Observation σ <sub>bc</sub> ≤ σ <sub>bc</sub> <sup>adm</sup>
En travée	X-X	3,01	2,29	2687,6	2,566	15	vérifiée
	Y-Y	1,84	2,29	2687,6	1,569	15	vérifiée
En appuis	X-X	1,09	2,29	2687,6	0,929	15	vérifiée

On a F.P.N donc, la vérification des contraintes d'acier n'est pas nécessaire.

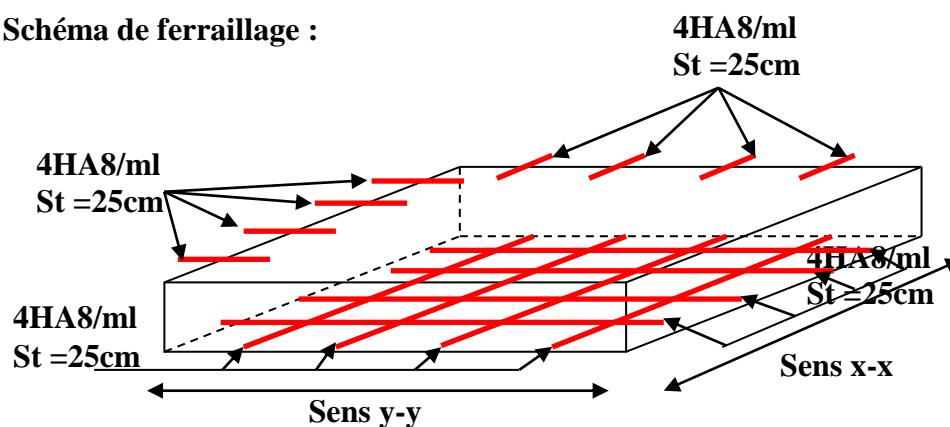
▪ **Vérification de la flèche**

1.  $\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{14}{180} = 0,07 > 0,042 \Rightarrow$  la condition vérifiée.

2.  $\frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2,01}{100 \times 11} = 0,0018 < 0,005 \Rightarrow$  la condition vérifiée.

Les conditions de flèche sont vérifiées

➤ **Schéma de ferrailage :**



**Figure. II.36** Schéma de ferrailage de la dalle pleine sous dessous de l'ascenseur.

II.15.2 Dalle au-dessous de l'ascenseur

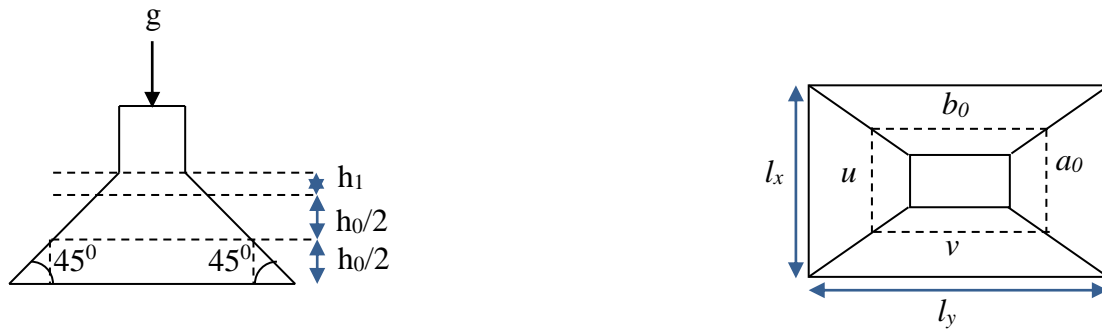


Figure II.37 Schéma représentant la surface d'impact.

La charge concentrée  $g$  est appliquée sur la surface  $a_0 \times b_0$  de la dalle, elle agit uniformément sur un air  $u \times v$  située sur le plan moyen de la dalle, comme montre la figure suivante :

a. Calcul du rectangle d'impact ( $u \times v$ ) :

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases} \dots\dots \text{(BAEL91/99)}$$

$a_0 \times b_0$  : Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

On a une vitesse  $V = 1m/s \Rightarrow a_0 = 80 \quad b_0 = 80$

$h_1 = 5cm$  (épaisseur du revêtement sur la dalle)

$h_0 = 15cm$  (épaisseur de la dalle en béton)

$\xi$  : Coefficient qui dépend du type de revêtement qui égale à :

- 0,75 si le revêtement est moins résistant
- 1 si le revêtement est en béton, ce qui est le cas pour cette dalle

Donc :

$$\begin{cases} u = 80 + 14 + 2 \times 1 \times 5 = 104cm. \\ v = 80 + 14 + 2 \times 1 \times 5 = 104cm. \end{cases}$$

Les moments sont calculés par les expressions suivantes :

Selon le BAEL :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times (M_1 + \nu M_2) \\ M_{y1} = P_u \times (M_2 + \nu M_1) \end{cases}$$

**B. Calcul des sollicitations**

**B.1. Evaluation des moments du au charge concentré**

Avec  $\nu$  : Coefficient de poisson

$$\begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

On a :  $g = D_m + P_m = 51 + 15 = 66KN$  ;  $Q = p - \text{personnes} = 6,3 KN$

$ELU : P_u = 1,35 \times g + 1,5q = 98,55KN$  ;  $ELS : P_s = g + q = 72,3KN$



$M_1$  et  $M_2$  sont des coefficients donnés par l'abaque de Mougins ..... [Annexe III]

$M_1$  En fonction de  $\frac{u}{l_x}$  et  $\rho$  ;  $M_2$  En fonction de  $\frac{v}{l_y}$  et  $\rho = 0,71$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{u}{l_x} = \frac{104}{155} \Rightarrow \frac{u}{l_x} = 0,67 \\ \frac{v}{l_x} = \frac{104}{155} \Rightarrow \frac{v}{l_x} = 0,67 \end{array} \right. ; ET \left\{ \begin{array}{l} \frac{u}{l_y} = \frac{104}{220} \Rightarrow \frac{u}{l_y} = 0,47 \\ \frac{v}{l_y} = \frac{104}{220} \Rightarrow \frac{v}{l_x} = 0,47 \end{array} \right.$$

$M_1 = 0,093$  ;  $M_2 = 0,054$ ..... [Annexe III].

**Tableau II.47** Les sollicitations sous charge concentrée

Désignation	$M_{x1}(\text{Kn.m})$	$M_{y1}(\text{Kn.m})$
ELU	9,17	5,32
ELS	7,51	5,25

**B.2. Evaluation des moments due à la charge répartie (poids propre de la dalle) :**

Les moments sont donnés par les expressions suivantes :

$$M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \quad ; \quad M_0^y = \mu_y \times M_0^x$$

$\rho = 0,71 \Rightarrow$  ELU :

$$\mu_x = 0,0671 \quad \mu_y = 0,4471 \quad \text{Et a L'ELS } \mu_x = 0,0731 \quad \mu_y = 0,594 \dots [\text{AnnexeII}]$$

$$\text{On a : } \begin{cases} P_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 8,25 \text{ KN/m}^2 \\ P_s = G + Q = 6 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \quad \text{Avec : } \begin{cases} G = 5 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

**Tableau II.48** Les sollicitations sous charges réparties

Désignation	$M_{x2}(\text{Kn.m})$	$M_{y2}(\text{Kn.m})$
ELU	1,33	0,59
ELS	1,05	0,63

➤ **Superposition des moments**

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$M_{x0} = M_{x1} + M_{x2} \quad ; \quad M_{y0} = M_{y1} + M_{y2}$$

**Tableau II.49** La superposition des moments

Désignation	$M_{x0}(\text{Kn.m})$	$M_{y0}(\text{Kn.m})$
ELU	10,5	5,91
ELS	8,56	5,88

➤ **Les moments corrigés**

$$M_t^x = 0,85 \times M_{x0} \quad ; \quad M_t^y = 0,85 \times M_{y0} \quad ; \quad M_a^x = -0,3 \times M_{x0}$$

**Tableau II.50** Les moments corrigés

Désignation	$M_t^x(\text{Kn.m})$	$M_t^y(\text{Kn.m})$	$M_a^x(\text{Kn.m})$
ELU	8,93	5,02	-3,15

ELS	7,28	4,99	-2,57
-----	------	------	-------

➤ **Ferrailage**

Le calcul de ferrailage se fera pour une bande de 1m de longueur b= 1 m, d=0.12 m

**Tableau II.51** Tableau des ferrillages de la dalle.

Position	Sens	M KN.m	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A <sub>Cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>Choisit</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
En travée	X-X	8,93	0,044	0,056	0,117	2,19	1,45	4HA10=3,14	25
	Y-Y	5,02	0,025	0,031	0,119	1,22	1,45	4HA8=2,05	25
En appuis	X-X	3,15	0,015	0,019	0,119	0,76	1,45	4HA8=2,05	25

➤ **Vérification à l'ELU**

**1. Vérification au poinçonnement**

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ BAEL91 (Article A.5.2, 42)}$$

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} P_u : \text{Charge de calcul à l'état limite.} \\ h : \text{Epaisseur de la dalle.} \\ U_c : \text{Périmètre du rectangle d'impact.} \end{array} \right.$

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (104 + 104) \Rightarrow U_c = 416 \text{ cm}; \quad P_u = 98,55 \text{ KN}; \quad \gamma_b = 1,5.$$

$$P_u = 98,55 \text{ KN} \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 1000 = 468 \text{ KN} \quad \text{Pas de risque de poinçonnement.}$$

**2. Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times f_{c28} \times (1/1,5) = 1,17 \text{ MPa}$$

On a une charge concentre avec  $v = u$

$$\Rightarrow V_u = \frac{P_u}{3 \times v} = \frac{98,55}{3 \times 1,04} = 31,59 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 0,26 \text{ MPa} < 1,17 \text{ MPa} \dots \text{Vérifiée.}$$

**Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.**

➤ **Calcul à l'ELS**

**Tableau II.52** Tableau de vérification des contraintes.

Position	Sens	M <sub>ser</sub> KN.m	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc}^{adm}$ (MPa)	Observation $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^{adm}$
En travée	X-X	7,28	3,47	4819,77	5,24	15	Vérifiée
	Y-Y	4,99	2,9	3359,37	4,31	15	Vérifiée
En appuis	X-X	-2,57	2,9	3359,37	2,21	15	Vérifiée

▪ Vérification de la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M'_x}{20 \times M_{0x}}\right) \\ \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \\ L \leq 8m \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Sens } X - X \\ 0,077 > 0,0425 \\ 0,0026 < 0,005 \end{array} \right. \quad \text{ET} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Sens } Y - Y \\ 0,0545 > 0,0424 \\ 0,0017 < 0,005 \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées dans les deux sens, donc le calcul de la flèche est inutile.

➤ Schéma de ferrailage

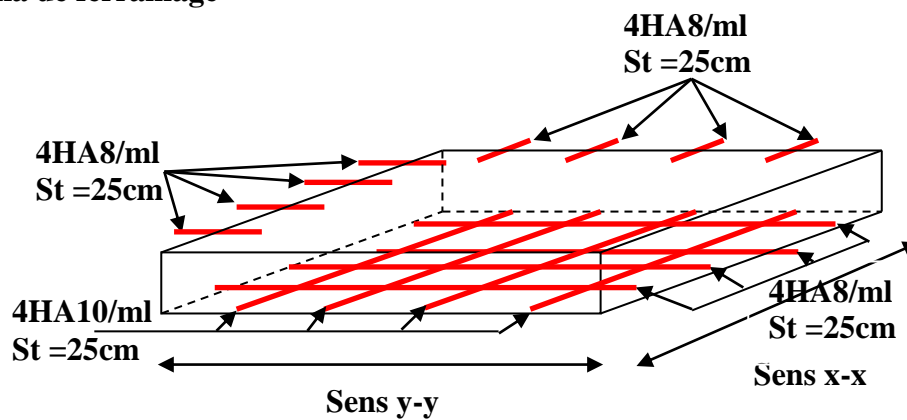


Figure II.38 Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessus de l'ascenseur.

II.16 Etude de la poutre brisée (30×30).

L'étude de la poutre brisée se sera calculée en flexion et en torsion.

1. Calcul des sollicitations

- ✓ Partie horizontale :  $P_h = 25 \times 0,3 \times 0,3 = 2,25 \text{ Kn/m}$
- ✓ Partie inclinée :  $P_{incl} = \frac{2,25}{\cos(53,13)} = 3,75 \text{ kn/m}$
- ✓ Poids du mur sur la poutre :  $P_m = 3,12 \text{ Kn/m}$ .

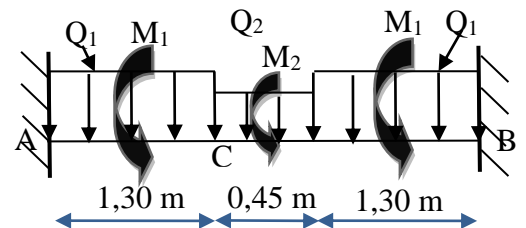


Figure II.39 Schéma statique de la poutre brisée.

ELU

$$Q_1 = 1,35(P_h + P_m) + R_A^U$$

$$Q_2 = 1,35(P_{incl} + P_m) + R_C^U$$

ELS:

$$Q_1 = (P_h + P_m) + R_A^S$$

$$Q_2 = (P_{incl} + P_m) + R_C^S$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} R_A^U = 18,97 \text{ KN/ml} \\ R_A^S = 13,65 \text{ KN/ml} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} R_C^U = 25,63 \text{ KN/ml} \\ R_C^S = 18,62 \text{ KN/ml} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} Q_1^U = 26,22 \text{ KN/m} \\ Q_2^U = 34,90 \text{ KN/m} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} Q_1^S = 19,02 \text{ KN/m} \\ Q_2^S = 25,49 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

**2. Calcul de la réaction d'appui de la poutre brisée**

$$\text{ELU} : R_A^U = R_B^U = Q_1^U \times 1,30 + Q_2^U \times \frac{0,45}{2} = 41,94 \text{KN}$$

$$\text{ELS} : R_A^S = R_B^S = Q_1^S \times 1,30 + Q_2^S \times \frac{0,45}{2} = 30,46 \text{KN}$$

D'après le 2<sup>ème</sup> tronçon  $1,3\text{m} \leq x \leq 1,75\text{m}$

$$\text{ELU} : Q_{eq}^U = 27,5 \text{ Kn /m.} \quad ; \quad \text{ELS} : Q_{eq}^S = 19,97 \text{Kn/m.}$$

On trouve :  $M_0^U(1,525) = 41 \text{ KN.m.}$  ;  $M_0^S(1,525) = 29,7 \text{ KN.m.}$

**3. Calcul des sollicitations**

$$M_t^U = \frac{Q_{eq} \times l^2}{12} = 21,32 \text{Kn.m} \quad ; \quad M_a^u = \frac{Q_{eq} \times l^2}{24} = 10,66 \text{Kn.m}$$

$$M_t^S = \frac{Q_{eq} \times l^2}{12} = 15,48 \text{Kn.m} \quad ; \quad M_a^s = \frac{Q_{eq} \times l^2}{24} = 7,74 \text{Kn.m}$$

**ELU**

**ELS**

**En travée :**  $M_t^U = 0,85 \times M_0^U = 18,122 \text{KN.m}$

**En travée :**  $M_t^S = 0,85 \times M_0^S = 13,158 \text{KN.m}$

**En appuis :**  $M_a^U = -0,5 M_0^U = -5,33 \text{KN.m}$

**En appuis :**  $M_a^S = -0,5 \times M_0^S = -3,87 \text{KN.m}$

❖ **Le ferrailage**

**Tableau II.53** Ferrailage de la poutre brisée.

Zone	M <sub>u</sub> (KNm)	μ <sub>bu</sub>	α	Z(m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	18,122	0,058	0,075	0,262	1,99	0,98
Appui	5,33	0,017	0,022	0,268	0,57	0,98

➤ **Vérification à l'effort tranchant**

$$\tau_f = \frac{41,94 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,27} = 0,518 \text{MPa} < \overline{\tau}_U = \min(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5) = 3,33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Calcul à la torsion :**

Selon le BAEL91/99, la contrainte tangente de torsion est donnée par la formule

$$\tau_t = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e}$$

$\Omega = (b - e) \times (h - e)$  ; L'aire du contour tracé à mi - épaisseur des parois.

$e$  : L'épaisseur de la paroi au point considéré.

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \Phi / 6 = 30 / 6 = 5 \text{cm} \Rightarrow \Omega = (30 - 5)(30 - 5) = 625 \text{cm}^2$$

$$M_{tor}^{max} = \frac{M_{tor}^a \times l}{2} \text{ (au niveau des appuis).}$$

Avec :  $M_{tor}^a = \max(M_1 ; M_2) = \max(8,07 ; 16,66) = 20,43 \text{ KN.m}$

$M_1$  : le moment de torsion en appui de la volée (1ou3).

$M_2$  : le moment de torsion en appui de par la volée 2.

$$M_{tor}^{max} = \frac{16,66 \times 3,05}{2} = 25,41 \text{ KN.m}$$

$$\tau_t = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{25,41 \times 10^{-3}}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 5 \times 10^{-2}} = 4,06 \text{ MPa} > 3,33 \text{ MPa. condition n'est pas vérifiée.}$$

**Remarque :**

On redimensionne la section de la poutre brisée, on prend :  $(b \times h) = (35 \times 40) \text{ cm}^2$

En recalcul :  $e$  et  $\Omega$ .

$$e = \frac{35}{6} = 5,83 \text{ cm} \rightarrow \Omega = (35 - 5,83) \times (40 - 5,83) = 996,74 \text{ cm}^2$$

$$\tau_t = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{25,41 \times 10^{-3}}{2 \times 996,74 \times 10^{-4} \times 5,83 \times 10^{-2}} = 2,186 \text{ MPa}$$

Contrainte de cisaillement à la flexion simple après le redimensionnement est :

$$\tau_f = \frac{41,94 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,38} = 0,29 \text{ MPa} \quad \tau_u = \sqrt{\tau_t^2 + \tau_f^2} = \sqrt{(2,186)^2 + (0,29)^2} = 2,20 \text{ MPa.}$$

➤ **Vérification de La contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = 2,20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée.}$$

➤ **Le ferrailage**

**1. Armatures longitudinales**

La section d'armatures longitudinales est donnée par :

$$A_l = \frac{M_{tor} \times \mu \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} \quad \text{avec : } \mu : \text{périmètre} \quad \mu = 2 \times [b + h] = 150 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{25,41 \times 10^{-3} \times 1,5 \times 1,15}{2 \times 400 \times 0,099674} = 5,5 \text{ cm}^2$$

**2. Armatures transversales**

On opte  $S_t = 20 \text{ cm}$  en travée et  $S_t = 10 \text{ cm}$  en appui.

$$A_{tor}^t = \frac{M_{tor} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow \begin{cases} A_{tor}^t = 1,1 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots \dots \dots \text{En travée.} \\ A_{tor}^a = 0,55 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots \dots \dots \text{En appui.} \end{cases}$$

- **Condition de non fragilité** : sachant que  $b = 35 \text{ cm}$ ,  $d = 38 \text{ cm}$ .

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1,60 \text{ cm}^2 < A_t^{\text{cal}} \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Ferrailage final de la poutre brisée**

En travée:  $A_t = A_t^f + A_t^T / 2 = 1,99 + 5,5 / 2 = 4,74 \text{ cm}^2$  Soit : 2HA16+1HA14= 5,56cm<sup>2</sup>

En appuis:  $A_a = A_a^f + A_a^T / 2 = 0,57 + 5,5 / 2 = 3,32 \text{ cm}^2$  Soit : 3HA14= 4,62cm<sup>2</sup>

❖ **Section d'armature transversale à prendre**

$$A = 1, 1+0, 55=1,65 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on choisit: } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérfications à l'ELS**

**Tableau II.54** Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre brisée

Zone	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> <sup>adm</sup> (MPa)
En travée	13,158	9,78	34084,877	3,77	15
En appuis	3,87	9,10	29740,115	1,184	15

➤ **Vérification de la flèche**

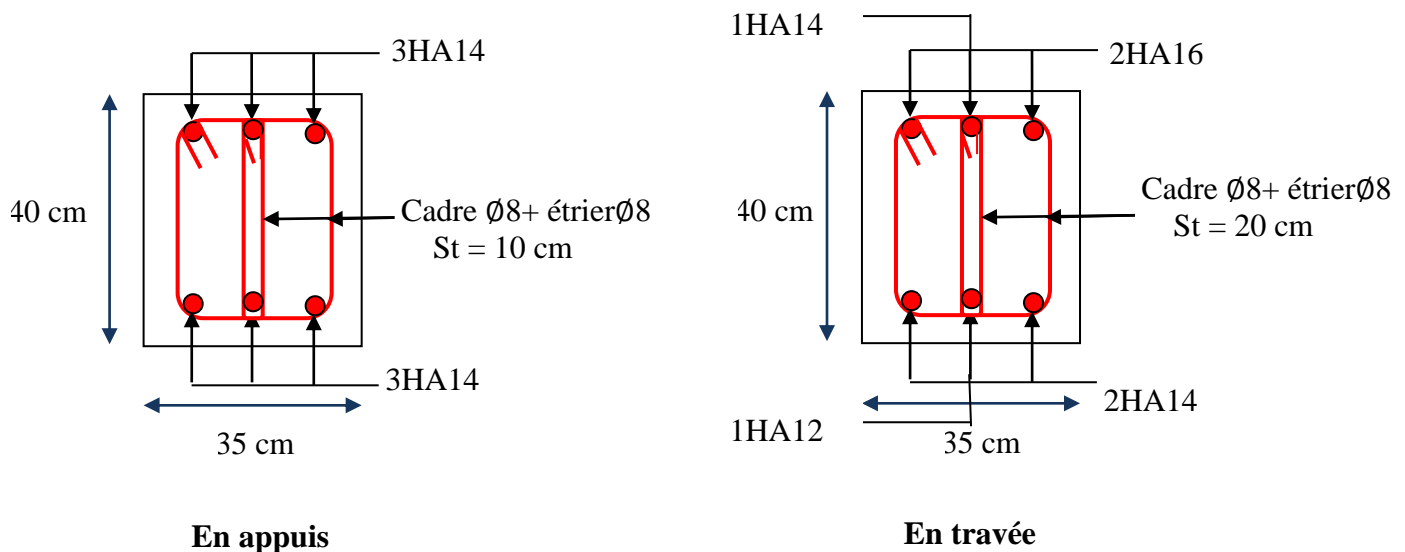
1.  $\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \Leftrightarrow \frac{40}{345} = 0,116 > 0,085 \Rightarrow$  la condition est vérifiée.

2.  $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{5,56}{35 \times 38} = 0,0041 < 0,0105 \Rightarrow$  la condition est vérifiée.

3. L=3,05m < 8m la condition est vérifiée.

Les deux conditions sont satisfaites, donc n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

➤ **Le schéma de ferrailage**



**Figure II.40** Schéma de ferrailage de la Poutre brisée

### II.17 Etude de la poutre de chaînage :

Les poutres des chaînages, à calculer dans notre projet sont des poutres horizontales en béton armé, qui servent à reprendre les poids des doubles cloisons et l'acrotère.

(30×30).

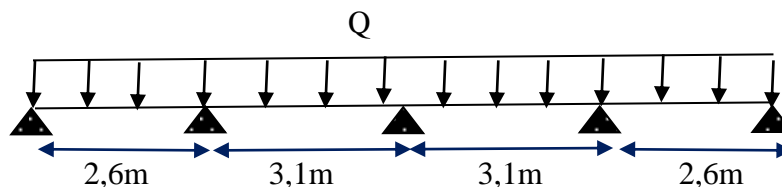


Figure II.41 Schéma statique de la poutre chaînage

### III.7.1 Calcul des sollicitations :

La poutre de chaînage est considérée comme étant simplement appuyée, soumise à une charge répartie due à son poids propre et une partie du plancher à corps creux.

- Poids propre de la poutre :  $G_p = 25 \times 0,3 \times 0,3 = 2,25 \text{ KN/ml}$ .
- Poids du mur :  $G_{\text{mur}} = 2,67 \times (2,88 - 0,3) = 6,89 \text{ KN/m}^2$ .

#### Combinaison de Charge :

ELU :  $q_u = 1,35 \times (2,25 + 6,89) = 12,34 \text{ KN/ml}$

ELS :  $q_s = (2,25 + 6,89) = 9,14 \text{ KN/ml}$

#### ➤ Calcul à ELU :

$$M_u = q_u \frac{L_{\text{max}}^2}{8} = 14,82 \text{ KN.m} ; M_t^u = 0,6 \times M_u = 8,52 \text{ KN.m}$$

$$M_a^u = -0,5 \times M_u = -7,41 \text{ KN.m} ; V_u = 1,1 \times q_u \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = 25,27 \text{ KN.}$$

#### ➤ Calcul à ELS :

$$M_s = q_s \frac{L_{\text{max}}^2}{8} = 10,98 \text{ KN.m} ; M_t^s = 0,6 \times M_s = 6,59 \text{ KN.m}$$

$$M_a^s = -0,5 \times M_s = -5,48 \text{ KN.m}$$

#### Ferrailage :

Le calcul des armateurs se fait à la flexion simple ; on a FPN on adopte  $d=27\text{cm}$ .

Tableau II.55 : Ferrailage longitudinales de la poutre de chaînage.

Position	$M_u$ KN.m	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{\text{Cal}}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{\text{min}}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{\text{Choisit}}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )
En travée	8,52	0,027	0,035	0,26	0,92	0,97	3HA12=3,39
En appuis	7,41	0,024	0,030	0,26	0,80	0,97	3HA12=3,39

➤ **Vérfications à ELU :**

✓ **Effort tranchant**

$$\tau_U = \frac{25,27 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,27} = 0,312 \text{MPa} < \overline{\tau_U} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\right) = 3,33 \text{MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Calcul des armatures transversales :**

Selon le (Art A.7.2, 2) BAEL91/99 :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) = 10 \text{mm}. \Leftrightarrow (1 \text{cadre} + 1 \text{étrier}) \text{ HA8} \Rightarrow A_t = 4 \text{HA8} = 2,01 \text{cm}^2.$$

✓ **L'espace (CBA art A.5.1.2.2)**

- 1)  $S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 29,7 \text{cm}.$
- 2)  $S_t \leq \frac{A_t \times 0,8 \times f_e}{b(\tau_U - 0,3f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq 0 \text{cm}.$
- 3)  $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} \Rightarrow S_t \leq 67 \text{cm}.$  D'après l'article 9.3.3 de RPA2003 exige un espacement  $S_t \leq \min(h; 25 \text{ cm}).$  on prend  $S_t = 15 \text{cm}.$

➤ **Vérification à l'ELS**

**Tableau II.56** Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre chaînage.

Zone	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> <sup>adm</sup> (MPa)
En travée	6.59	8,02	23476,720	2,52	15
En appuis	5,48	8,02	23476,720	1,87	15

➤ **Vérification de la flèche**

1.  $\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \Leftrightarrow \frac{30}{310} = 0,096 > 0,0625 \Rightarrow$  la condition est vérifiée.
2.  $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3,93}{30 \times 27} = 0,0048 < 0,0105 \Rightarrow$  la condition est vérifiée.
3.  $L = 3,1 \text{m} < 8 \text{m}$  la condition est vérifiée.



➤ Le schéma de ferrailage

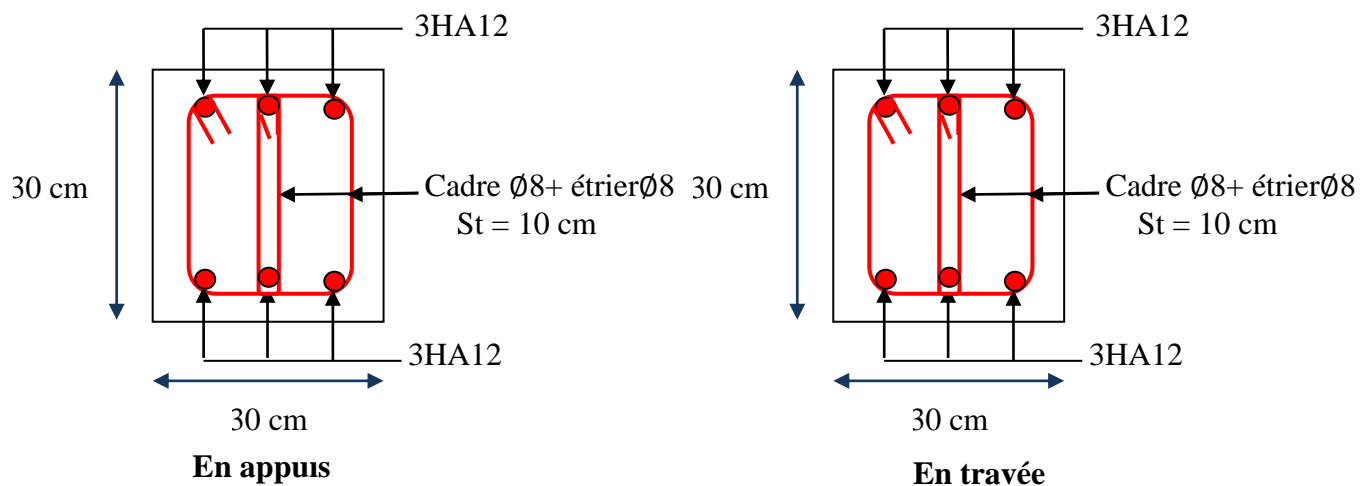


Figure II. 42 Schéma de ferrailage de la Poutre chaînage

**Remarque :** on prend le cas le plus défavorable et on ferraille les autres types.

### III.18 Conclusion

Après nous avons fini le pré dimensionnement des éléments secondaire et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaire, on a passé à la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires, avec toutes les vérifications nécessaires tout en respectant les règles données par le BAEL91/99 et le RPA99/2003. Ces éléments ont été étudiés et ferrillés.

# Chapitre III

**III.1 Introduction**

L'étude sismique d'une structure vise à assurer une protection des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés, tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

Cet objectif ne peut être atteint qu'avec un calcul adéquat tout en respectant la réglementation en vigueur. L'étude a été faite avec le **ETABS. V.16** qui est un logiciel de calcul et d'analyse des structures.

**III.2 Méthodes de calcul**

Les règles parasismiques algérienne (*RPA99/Version2003*) donnent deux méthodes de calcul :

1. Méthode statique équivalente.
2. Méthode dynamique :
  - La méthode d'analyse modale spectrale.
  - La méthode d'analyse par Accélérogrammes

**III.3 Méthode choisit**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée dans tous les cas, tous en justifiant au paravent les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées.

Dans notre étude, nous utiliserons la méthode dynamique spectrale, La méthode statique équivalente sera utilisée pour les vérifications de la condition du (**RPA99V2003**).

**III.4. Calcul de la force sismique totale (effort tranchant à la base)**

L'effort sismique équivalent « V » appliqué à la base de la structure dans les deux directions est donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots \text{Article 4.2.3 (RPA99/Version 2003)}$$

- A : Coefficient d'accélération de zone.

D'après le tableau 4.1 de *RPA99/Version 2003* et suivant notre structure on aura :

- Groupe d'usage : 2(moyen importance).
- zone sismique :IIa  $\Rightarrow$  A=0.15

D : facteur d'amplification dynamique moyen, en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec :  $\eta$  : Facteur de correction de l'amortissement, donnée par la formule suivant :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7 \text{ Avec } \xi : \text{ Pourcentage d'amortissement critique donner par le Tableau 4.2}$$

de RPA99/Version2003  $\Rightarrow \xi = ((10 + 7) / 2) = 8.5 \% \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 8.5}} = 0.816$

T1 et T2: période caractéristique relative au sol .... tableau 4.7 (RPA99/version 2003)

On a site ferme (S2) donc  $\begin{cases} T1 = 0.15s \\ T2 = 0.4s \end{cases}$

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure T**

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99/Version2003 suivantes :

$$\begin{cases} T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \\ T = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L}} \end{cases} \Leftrightarrow$$

$h_N$  : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure  $h_N = 35,04m$ .

$C_T$  : Coefficient en fonction du système de contreventement,(tableau 4.6 du RPA99/2003).

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé,  $C_T = 0,05$ .

$$T = 0.05 \times (35,04)^{\frac{3}{4}} = 0.720s \dots \dots \dots (I)$$

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \quad L_{x,y} : \text{ Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.}$$

$L_x = 20,26 \text{ m} ; L_y = 17 \text{ m.}$

- Calcul de la période suivant l'axe longitudinal (x) :

$$T_x = \frac{0.09 \times 35,04}{\sqrt{20,26}} = 0,701s \dots \dots \dots (II)$$

Entre (I) et (II) on prend le minimum défavorable :  $T_x = 0,701s$

- Calcul de la période suivant l'axe transversal (y) :

$$T_y = \frac{0.09 \times 35,04}{\sqrt{17}} = 0,765s \dots \dots \dots (III)$$

Entre (I) et (III) on prend le minimum défavorable :  $T_y=0,720s$

$$T_2 = 0.4s \leq T_{sx} \leq 3s \quad d'ou \quad 2.5 \times n \times \left(\frac{T_2}{T_{sx}}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.4}{0.701}\right)^{\frac{2}{3}} \quad donc : D_x = 1.403$$

$$T_2 = 0.4s \leq T_{sy} \leq 3s \quad d'ou \quad 2.5 \times n \times \left(\frac{T_2}{T_{sy}}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.4}{0.720}\right)^{\frac{2}{3}} \quad donc : D_y = 1.379$$

Q : facteur de qualité

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 p_q \quad \text{avec : } p_q \text{ est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité } q \text{ " est satisfait}$$

ou non". Sa valeur est donnée au tableau 4.4 de RPA99/ Version 2003

**Tableau III.1.** Valeurs des pénalités Pq

Critère Q	Pq Selon x-x		Pq Selon y-y	
	Observation	Pénalité	Observation	Pénalité
1) Condition minimale des files porteuses	Oui	0	Non	0.05
2) Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3) Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4) Régularité en élévation	Oui	0	Non	0,5
5) Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6) Contrôle de la qualité de la construction	Oui	0	Oui	0

Ce qui donne :  $Q_x = 1,05 \quad Q_y = 1.15$

R : Coefficient de comportement global de la structure, fonction du système de contreventement, il est donné dans le tableau 4.3 (RPA99/ Version 2003).

Dans ce projet on a un contreventement mixte  $\Rightarrow R=5$

W : poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$\beta = 0,2$  : Coefficient de pondération, usage d'habitation ....Tableau4.5 du RPA99/ V 2003

$W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels.

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

A partir des résultats du logiciel **ETABS V.16** on a trouvé :  $W_{tot} = 38880,8KN$ .

Après calcul de tous les paramètres on à la force sismique totale à la base de la structure est :

$$\text{sens X : } V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = 1718,32 \text{ KN}$$

$$\text{sens Y : } V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = 1849,77 \text{ KN}$$

### III.5 Méthode dynamique modale spectrale

#### III.5.1 Principe

Le principe de cette méthode est d'estimer les efforts sismiques engendrer pour chaque une des modes ainsi établir un spectre de réponse en se servant des expressions suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/ Version 2003(4.3.3)}$$

Avec :  $\eta$  Facteur de correction d'amortissement.

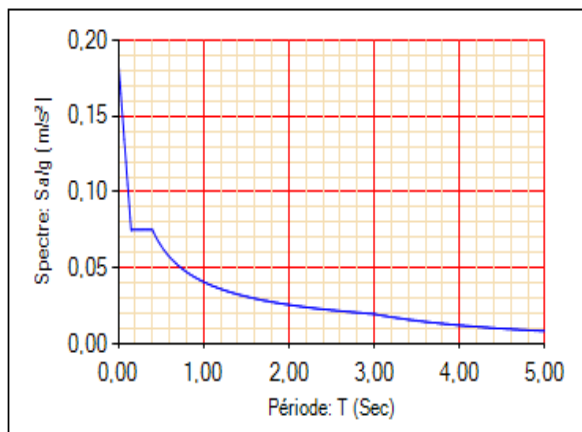


Figure III.1 Spectre de réponse sens (x)

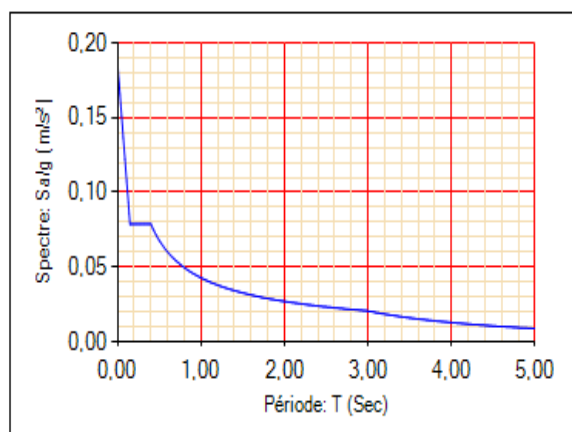


Figure III.2 Spectre de réponse sens (y)

#### III.5. 2 Disposition des voiles

La présence du décalage de niveau de bas qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure soit au non vérification de l'interaction voiles-portiques exigée par le RPA pour le système mixte, La disposition finale des voiles est représentée sur la figure qui suit :

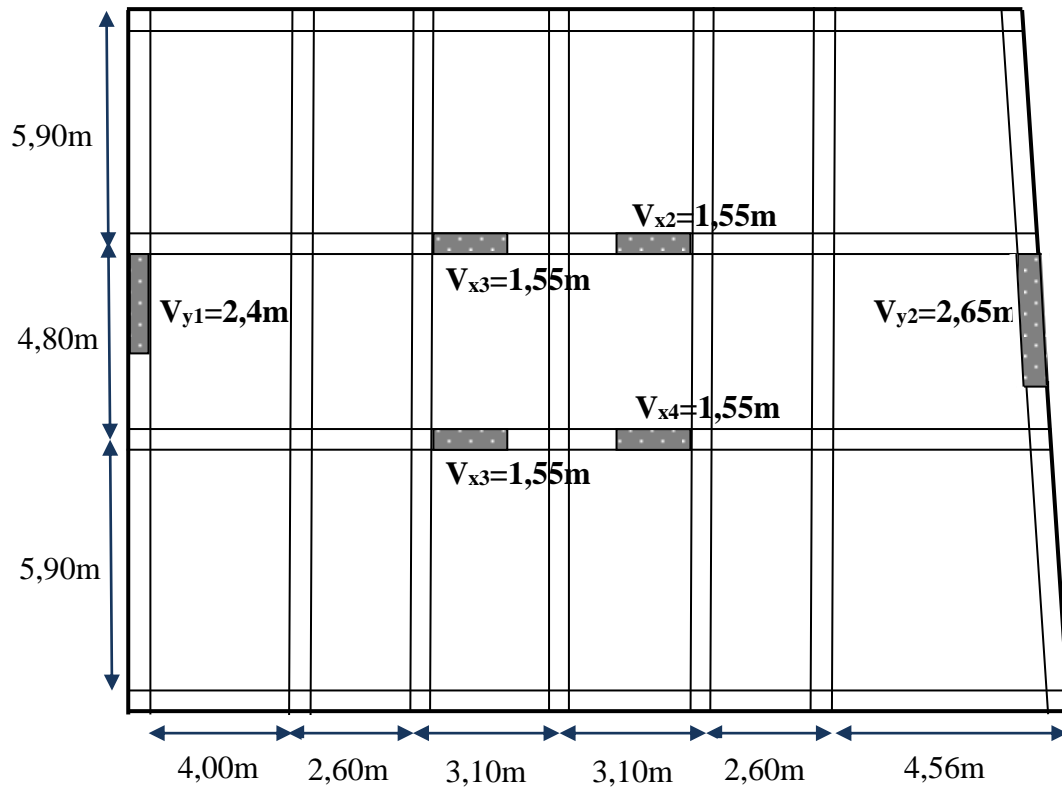


Figure III.3 Schéma de dispositions des voiles.

**Remarque** le comportement de la structure est obtenu en touchant un peu à l'architecture du bâtiment .... (Voir plan de la structure).

**III.5.3. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par ETABS V.16**



Figure III.4 1<sup>ère</sup> mode de déformation (translation suivant y-y)

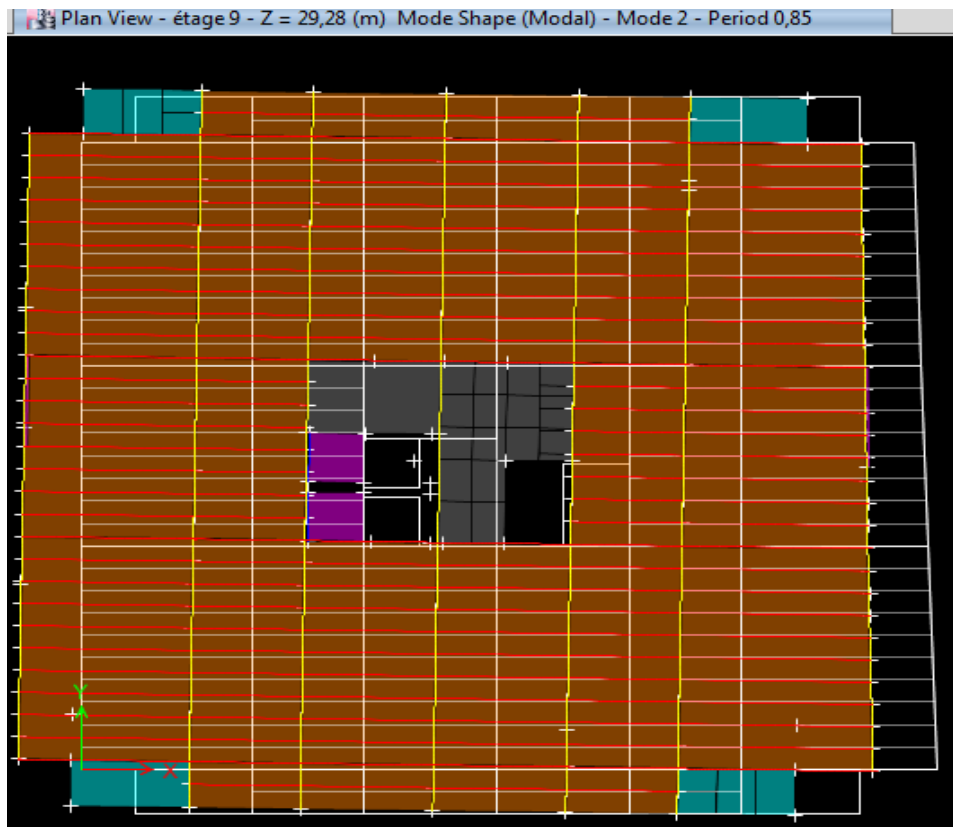


Figure III.5 2<sup>ème</sup> mode de déformation (translation suivant x-x)

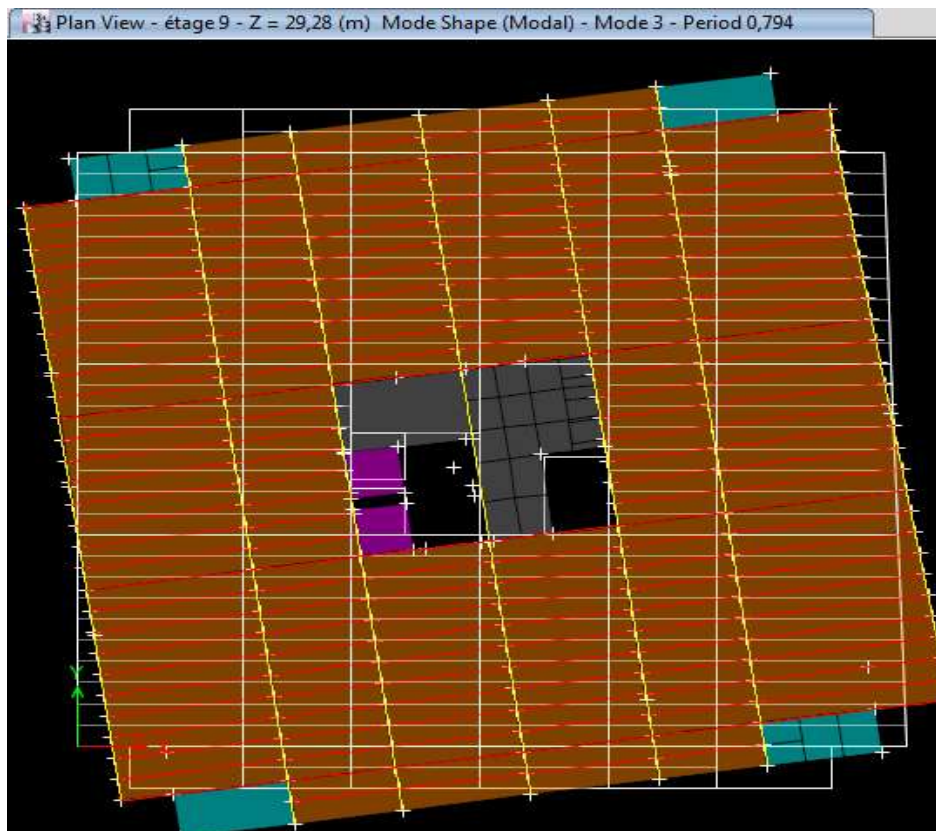


Figure III.6 3<sup>ème</sup> mode de déformation (torsion au tour de z-z)



✓ Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90% .le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

**Tableau III.2** Période de vibration et taux de participation massique.

Mode	Période [sec]	(%) de la Masse modale		(%) Cumulé de la masse modale	
		Suivant X (UX)	Suivant X (UY)	Suivant Y (UX)	Suivant Y (UY)
1	<b>0,933</b>	0,0025	0,7315	0,0025	0,7315
2	<b>0,85</b>	0,758	0,0039	0,7605	0,7355
3	0,794	0,0085	0,0162	0,769	0,7516
4	0,288	0,0011	0,1235	0,7701	0,8751
5	0,272	0,1158	0,0013	0,8859	0,8764
6	0,246	0,0007	0,0007	0,8866	0,8772
7	0,15	0,0071	0,0416	0,8937	<b>0,9187</b>
8	0,148	0,0362	0,0083	<b>0,9298</b>	0,927

**III.5.4 vérification des résultats selon R.P.A 99/ Version 2003**

**III.5.4.1 Vérification de l'interaction voiles portiques**

**III.5.4.1.1 Sous charges verticales**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

**Tableau III.3** Vérification de l'interaction sous charges verticales

Etages	Portique (KN)	Voiles(KN)	Portique (%)	Voiles(%)
RDC	36344,3232	7178,7056	83,51	16,49
Etage 1	32904,4411	6624,6087	83,24	16,76
Etage 2	29299,2111	6241,3183	82,44	17,56
Etage 3	25921,4416	5688,3439	82,00	18,00
Etage 4	22462,986	5215,0772	81,16	18,84
Etage 5	19190,581	4608,2288	80,64	19,36
Etage 6	15854,0809	4064,4499	79,59	20,41
Etage 7	12691,1822	3401,4001	78,86	21,14
Etage 8	9490,6393	2775,2806	77,37	22,63
Etage 9	6421,0225	2065,4496	75,66	24,34
Duplex 1	3170,8298	1386,75	69,57	30,43
Duplex 2	999,4826	640,5494	60,94	39,06

III.5.4.1.2 Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Tableau III.4 Vérification de l'interaction sous charges horizontales

Etages	Sens x-x				Sens y-y			
	Portique (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)	Portique (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)
RDC	600,8997	841,2048	41,67	58,33	576,8786	795,6133	42,03	57,97
Etage 1	753,4926	598,2316	55,74	44,26	719,1645	600,069	54,51	45,49
Etage 2	685,8134	590,5541	53,73	46,27	756,0142	477,7018	61,28	38,72
Etage 3	696,9948	499,2636	58,26	41,74	786,6168	362,4789	68,46	31,54
Etage 4	635,7604	472,67	57,36	42,64	708,3661	352,3556	66,78	33,22
Etage 5	617,5273	392,7211	61,13	38,87	691,961	273,836	71,65	28,35
Etage 6	507,6085	398,6876	56,01	43,99	616,1264	255,9026	70,65	29,35
Etage 7	475,2607	318,3857	59,88	40,12	573,295	204,4279	73,71	26,29
Etage 8	380,5488	275,7996	57,98	42,02	450,758	202,3323	69,02	30,98
Etage 9	323,5886	172,7827	65,19	34,81	394,5476	121,3726	76,47	23,53
Duplex 1	185,5367	123,1614	60,10	39,90	324,9798	98,8398	76,68	23,32
Duplex 2	97,4115	48,2734	66,86	33,14	147,5597	55,8297	72,55	27,45

✓ **Interprétation des résultats :** le système de contreventement voiles-portiques avec interaction est justifié.

III.5.4.2 Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, le rapport des forces sismiques à la base obtenue  $V_{dy}/V_{st}$  ne doit pas être inférieure à 80%, ces rapports est résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.5 Vérification de l'effort tranchant à la base

Sens	$V_{dyn}$ (KN)	$V_{st}$ (KN)	$V_{dyn}/V_{st}>0,8$	Observation
X-X	1424,47	1718,32	0,83	vérifiée
Y-Y	1496,84	1849,77	0,81	vérifiée

**Remarque** dans un premier temps la vérification n'était pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale vont être majorées de  $(0,8V_{st}/V_{dyn})$ .

**Interprétation des résultats :** La condition des efforts tranchants est vérifiée.

**III.5.4.3 Vérification vis-à-vis des déplacements**

Le déplacement horizontal à chaque niveau  $K$  de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \dots \dots \dots \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

- $\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces  $F_i$ .
- $R$  : Coefficient de comportement ( $R=5$ ).

Le déplacement relatif au niveau  $K$  par rapport au niveau  $K-1$  est égal à :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA99/2003 (art 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage, C.à.d. :  $\Delta_k < 1\% \times h_e$  ; Avec :  $h_e$  la hauteur de l'étage.

**Tableau III.6** Vérification des déplacements.

Niveaux	$h_k$ (cm)	Sens x-x					Sens y-y				
		$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$\Delta_k/h_k$ (%)	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$\Delta_k/h_k$ (%)
RDC	336	0,0796	0,398	0,000	0,40	0,118	0,0724	0,362	0	0,36	0,108
Etage 1	288	0,1865	0,933	0,398	0,53	0,186	0,1939	0,970	0,362	0,61	0,211
Etage 2	288	0,308	1,540	0,933	0,61	0,211	0,3432	1,716	0,970	0,75	0,259
Etage 3	288	0,4314	2,157	1,540	0,62	0,214	0,5033	2,517	1,716	0,80	0,278
Etage 4	288	0,551	2,755	2,157	0,60	0,208	0,6661	3,331	2,517	0,81	0,283
Etage 5	288	0,6662	3,331	2,755	0,58	0,200	0,8227	4,114	3,331	0,78	0,272
Etage 6	288	0,7742	3,871	3,331	0,54	0,188	0,9697	4,849	4,114	0,73	0,255
Etage 7	288	0,8701	4,351	3,871	0,48	0,166	1,1028	5,514	4,849	0,67	0,231
Etage 8	288	0,9522	4,761	4,351	0,41	0,143	1,2215	6,108	5,514	0,59	0,206
Etage 9	288	1,019	5,095	4,761	0,33	0,116	1,3243	6,622	6,108	0,51	0,178
Duplex 1	288	1,0648	5,324	5,095	0,23	0,080	1,4097	7,049	6,622	0,43	0,148
Duplex 2	288	1,1012	5,506	5,324	0,18	0,080	1,4896	7,448	7,049	0,40	0,139

**Interprétation des résultats :** les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

**III.5.4.4 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ**

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que :}$$

$p_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k » avec  $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$

$v_k$  : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$  : Hauteur de l'étage « k ».

**Tableau III.7** Vérification à L'effet P-Δ.

Niveaux	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$	$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$
RDC	336	38880,7987	0,4	1424,4697	0,032	0,36	1426,8428	0,029
Etage 1	288	35235,1676	0,53	1392,7676	0,047	0,61	1391,4009	0,054
Etage 2	288	31682,886	0,61	1329,2199	0,050	0,75	1323,6523	0,062
Etage 3	288	28189,3062	0,62	1250,0064	0,049	0,8	1242,8444	0,063
Etage 4	288	24695,7264	0,6	1159,0132	0,044	0,81	1152,2241	0,060
Etage 5	288	21253,7174	0,58	1055,9608	0,041	0,78	1050,8018	0,055
Etage 6	288	17811,7084	0,54	947,1788	0,035	0,73	947,5443	0,048
Etage 7	288	14423,1811	0,48	827,5693	0,029	0,67	837,1855	0,040
Etage 8	288	11034,6538	0,41	684,0084	0,023	0,59	702,4673	0,032
Etage 9	288	7692,4773	0,33	514,4423	0,017	0,51	539,2252	0,025
Duplex 1	288	4228,3796	0,23	316,816	0,011	0,43	343,3442	0,018
Duplex 2	288	1538,6775	0,18	127,7497	0,008	0,4	143,9248	0,015

**Interprétation des résultats :** On remarque que les valeurs de  $\theta_k$  inférieur à 0.1 donc l'effet (P-Δ) n'a pas d'influence sur la structure est peut-être négliger.

### III.5.4.5 Vérification de l'effort normal réduit

Pour éviter le risque de rupture de la section du béton, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :  $v = \frac{N_d}{B \times F_{cj}} \leq 0,3 \dots RPA99/\text{version } 2003(\text{Art : } 7.4.3.1)$ . L'effort sera vérifié à ELA.

$N_d$  : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

$B_c$  : est l'aire (section brute) de cette dernière

$f_{cj}$  : est la résistance caractéristique du béton

**Tableau III.8** Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	$B_r$ (cm <sup>2</sup> )	$N_d$ (KN)	v	Combinaison	Observation
RDC E1	60×60	1953,1118	0,217	$G+Q+EX_{min}$	Vérifiée

étage 2,3	60×55	1316,2312	0,160	$G+Q+EX_{min}$	Vérifiée
étage 4,5	55×55	947,5926	0,125	$G+Q+EX_{min}$	Vérifiée
étage 6,7	55×50	655,9935	0,095	$G+Q+EX_{min}$	Vérifiée
étage 8,9	50×50	421,4538	0,067	$G+Q+EX_{min}$	Vérifiée
DUPLEX 1,2	50×45	213,3211	0,038	$G+Q+EX_{min}$	Vérifiée

**Interprétation des résultats** : On remarque que l'effort ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

❖ A la fin on a opté pour les démentions suivantes :

**Tableau III.9** dimensionne finale des éléments structuraux :

Niveau	RDC +Eetage1	Eetage 2,3	Eetage 4,5	Eetage 6,7	Eetage 8,9	Duplex 1,2
Poteau	60*60	60*55	55*55	55*50	50*50	50*45
Voile	20 cm					
P principal	(45*40) cm <sup>2</sup>					
P secondaire	(40*35) cm <sup>2</sup>					

### III.6. Conclusion

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des démentions des éléments et des voiles, afin d'aboutir à un meilleur comportement de la construction en satisfaisant à la fois les contraintes architecturales ainsi que les exigences de RPA99/2003, cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

# Chapitre IV

**IV.1 Introduction**

Une construction résiste aux séismes grâce à ces éléments principaux porteurs. Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés et ferrailés, de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre toutes les sollicitations.

**IV.2 Etude des poteaux**

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure. Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens. Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes :

- Moment maximal et un effort normal correspondant ( $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$ )
- Effort normal maximal avec le moment correspondant ( $N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$ )
- Effort normal minimal avec le moment correspondant ( $N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$ )

Les combinaisons utilisées pour déterminées ces sollicitations sont :

$$\begin{array}{ll} * 1.35G + 1.5Q & ; * G + Q \\ * G + Q \pm E & ; * 0.8G \pm E \end{array}$$

**IV.2.1 Recommandations du RPA99.V2003****1. Les armatures longitudinales**

- 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 II.
- 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).

$$h' = \text{Max} \left( \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

$h_e$  : La hauteur d'étage.

$b_1, h_1$  : Dimensions de la section transversale du poteau.

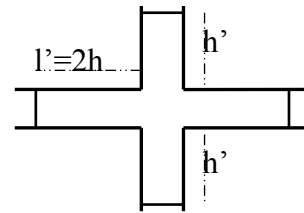


Figure IV.1 Zone nodale.

Tableau IV.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveau	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC+1 étages	60×60	28,8	144	216
2 et 3 <sup>ème</sup> étages	55×60	26,4	132	198
4 et 5 <sup>ème</sup> étages	55×55	24,2	121	181,5
6 et 7 <sup>ème</sup> étages	50×55	22	110	165
8 et 9 <sup>ème</sup> étages	50×50	20	100	150
Duplex niv 1, 2	45×50	18	90	135

#### IV.2.2 Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABSV16

Tableau. IV .2. Les sollicitations dans les poteaux.

Section	N <sub>max</sub> → M <sub>cor</sub>		N <sub>min</sub> → M <sub>cor</sub>		M <sub>max</sub> → N <sub>cor</sub>		V <sub>u</sub> (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	
60×60	2321,853	5,145	-393,24	13,301	-123,125	1231,972	118,865
55×60	1860,808	13,248	139,59	8,263	-111,096	936,491	138,887
55×55	1437,330	12,461	155,29	9,496	97,555	801,441	126,549
50×55	1040,728	12,136	56,402	8,3154	-75,522	570,79	105,075
50×50	667,020	10,978	-30,545	5,001	-53,701	340,414	74,563
45×50	312,447	13,687	-32,119	2,017	-52,117	93,576	46,088



**IV.2.3 Ferrailage des poteaux :** Le ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables, en prend un exemple de calcule les autres seront donne dans un tableau récapitulatif.

➤ **Exemple de calcul**

✓ Soit le poteau de RDC (60×60) cm<sup>2</sup> :

b=60cm ; h=60cm ; e =3cm D'où : d'=57cm.

Situations courantes :  $\gamma_b = 1,5$  et  $\gamma_s = 1,15$  donc  $f_{bu}=14,2\text{Mpa}$ .

Situations accidentelles :  $\gamma_b = 1,15$  et  $\gamma_s = 1$  donc  $f_{bu}=18,47\text{Mpa}$ .

**a) Calcul sous  $N_{\max} \rightarrow M_{\text{corres}} \Rightarrow ELA$**

$$N_{\max} = -393,242 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corres}} = 13,3012 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{13,3012}{393,242} \times 100 = 3,382 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm}$$

⇒ Le centre de pression est à l'intérieur de la section, on doit vérifier la condition suivante :

$$M_{UA} = M_u + N_u(d - h/2) = 92,874 \text{ KN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 119,48 \text{ KN.m} < (0,337h + 0,81d') \times b \times h \times f_{bu} = 1506,04 \text{ KN.m}$$

La section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{92,874 \times 10^{-3}}{0,60 \times 0,57^2 \times 14,2} = 0,026 \Rightarrow \mu_{bu} > 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,033$$

$$\xi_{st} = \frac{3,5}{1000} \left( \frac{1 - 0,329}{0,329} \right) \Rightarrow \xi_{st} = 7,128 \text{ ‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

On a :  $\mu_{bu} = 0,228 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$

$$\text{Calcul de A : } A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} \quad z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,563 \Rightarrow A_1 = \frac{92,874 \times 10^{-3}}{0,495 \times 400} \times 10^4 = 4,127 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 4,127 - \frac{92,874 \times 10^{-3}}{400} \times 10^4 = 13,958 \text{ cm}^2$$

## IV.2.3.1 Armatures longitudinale

Tableau IV.3. Armatures longitudinale dans les poteaux

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Type de section	A'cal (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopte</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC+etage1	60×60	SPC	13,958	28,8	8HA20+4HA14=31,29
étages 2,3	60×55	SPC	0	26,4	4HA20+8HA16=28,65
étages 4,5	55×55	SPC	0	24,2	4HA20+8HA14=24,89
étages 6,7	55×50	SPC	0	22	8HA16+4HA14=22,24
étages 8,9	50×50	SPC	0,84	20	4HA16+8HA14=20,36
duplex niv 1,2	50×45	SPC	1,072	18	12HA14=18,47

## IV.2.3.2 Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \text{ RPA99/version2003 (Art 7.4.2)}$$

Avec  $V_u$  : L'effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant.

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 entre les armatures telles que :

- Dans la zone nodale :  $t \leq \text{Min} (10\Phi_L^{\text{min}}, 15\text{cm}) \dots$  zone IIa.
- Dans la zone courante :  $t \leq 15\Phi_L^{\text{min}} \dots$  zone II<sub>b</sub> et III.

Où :  $\Phi_L^{\text{min}}$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimales :  $A_t^{\text{min}}$  en % est donnée comme suit :

$$A_t^{\text{min}} = 0.3\%(t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\text{min}} = 0.8\%(t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \leq 3$$

**RPA99.V2003**

si :  $3 < \lambda_g < 5$  Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$\lambda_g$  : est l'élancement géométrique du poteau  $\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$

Avec : a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et  $l_f$  : longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\phi$  min

**Tableau IV.4** Armatures transversales adoptées pour les poteaux.

Niveau	RDC 1er étages		2,3ème étages	4,5ème étages	6, 7ème étages	8,9 ème étages	Duplex1,2
Section (cm <sup>2</sup> )	60×60		55×60	55×55	50×55	50×50	45×50
$\phi_{l\ min}$ (cm)	1,4	1,4	1,6	1,4	1,4	1,4	1,4
$L_0$ (cm)	336	288	288	288	288	288	288
$L_f$ (cm)	203,7	170,1	170,1	170,1	170,1	170,1	170,1
$\lambda_g$	3,40	2,84	2,84	3,09	3,09	3,40	3,40
$\rho_a$	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75
$V_u$ (kn)	118,86	118,86	138,89	126,55	105,08	74,56	46,09
$L_r$ (cm)	56	56	64	56	56	56	56
$S_t$ zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10	10
$S_t$ zone courante cm	15	15	15	15	15	15	15
$A^t_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	2,79	2,79	3,55	3,24	2,96	2,10	1,44
$A^t_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	6,31	7,20	7,20	6,41	6,41	5,25	5,25
$A^t_{adopte}$ (cm <sup>2</sup> )	7,85					6,28	
Nombre des cadres	10HA10					8HA10	

#### IV.2.4 Vérifications

##### a) Vérification au flambement

Selon le CBA93 (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.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau et le poteau le plus élancé.

On vérifie que :  $N_{max} \leq N_d = \alpha \times \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$

$$\alpha : \text{Coefficient fonction de l'élancement } \lambda \dots\dots\dots \begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si : } 0 < \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si : } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$B_r$  : Section réduite du béton. (b-2)(h-2)

$A_s$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$l_f$  : Longueur de flambement (0.7 x  $l_0$ )

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

$\lambda$  élancement du poteau prise :  $\lambda = 3,46 \times l_f / b$ .....poteau rectangulaire.

**Tableau IV.5** Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum.

Niveau	Section (m <sup>2</sup> )	l <sub>0</sub> (m)	l <sub>f</sub> (m)	λ	α	A <sub>s</sub> (m <sup>2</sup> )	B <sub>r</sub> (m <sup>2</sup> )	N <sub>d</sub> (KN)	N <sub>max</sub> (KN)	observat
RDC+etage1	60×60	2,91	2,037	11,747	0,831	31,29	0,3364	7795,016	2321,853	vérifiée
étages 2,3	60×55	2,43	1,701	10,701	0,834	28,65	0,3074	7151,750	1860,808	vérifiée
étages 4,5	55×55	2,43	1,701	10,701	0,834	24,89	0,2809	6492,159	1437,33	vérifiée
étages 6,7	55×50	2,43	1,701	10,701	0,834	22,24	0,2544	5847,081	1040,728	vérifiée
étages 8,9	50×50	2,43	1,701	10,701	0,834	20,26	0,2304	5299,396	667,02	vérifiée
duplex niv 1,2	50×45	2,43	1,701	10,701	0,834	18,47	0,2064	4733,468	312,447	vérifiée

On voit bien que N<sub>max</sub> < N<sub>u</sub> pour tous les niveaux de cette structure, donc il n'y pas de risque de flambement.

**b) Vérification des contraintes**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$  ;  $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15MPa$  tel que :

$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V$  béton fibre supérieure.

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' \text{ béton fibre inferieure}$$

$$S = b \times h + 15(A + A')$$
 (section homogène)

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left( \frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} ; V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V')^2$$

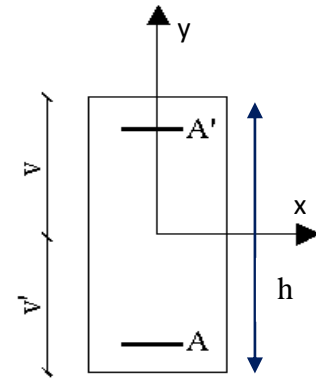


Figure IV.2 Section d'un poteau

Tableau IV.6 Vérification des contraintes dans le béton des poteaux

Niveau	RDC+ 1 <sup>er</sup> étages	2,3 <sup>ème</sup> étages	4,5 <sup>ème</sup> étages	6, 7 <sup>ème</sup> étages	8 <sup>ème</sup> étages	Duplex niv 1,2
Section (cm <sup>2</sup> )	60 × 55	55 × 55	55 × 50	50 × 50	50 × 45	45 × 45
d (cm)	57	57	52	52	47	47
A (cm)	31,29	28,65	24,89	22,24	20,26	18,47
S (m <sup>2</sup> )	0,4069	0,3730	0,3398	0,3084	0,2804	0,2527
V (cm)	33,11	33,11	30,19	30,15	27,38	27,41
V' (cm)	26,89	26,89	24,81	24,85	22,62	22,59
I <sub>yy'</sub> (m <sup>4</sup> )	0,0138	0,0127	0,0096	0,0087	0,0065	0,0059
N <sub>ser</sub> (MN)	1,6924316	1,3564635	1,0479472	0,7590341	0,486843	0,2286378
M <sub>ser</sub> (Mn.m)	0,0431511	0,0315896	0,0308565	0,0313287	0,0302522	0,0380275
M <sub>serG</sub> (MN.m)	0,0953	0,1070	0,0588	0,0704	0,0424	0,0493
σ <sub>bc1</sub> (MPa)	6,45	6,45	4,93	4,90	3,50	3,20
σ <sub>bc2</sub> (MPa)	2,31	1,36	1,57	0,45	0,28	0,99
σ <sub>bc</sub> (MPa)	15	15	15	15	15	15
Observation	vérifiée	Vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

c) Vérification aux des sollicitations tangentes

Selon le RPA99addenda2003 (Article 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \text{ Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b} \quad \tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

**Tableau IV.7** Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux.

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	l <sub>f</sub> (cm)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	d (cm)	V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>bu</sub> (MPa)	$\overline{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
RDC+etage1	3600	203,7	3,40	0,04	57	118,865	0,348	1	vérifiée
Etages2,3	3300	170,1	2,84	0,04	57	138,887	0,443	1	vérifiée
Etages4,5	3025	170,1	3,09	0,04	52	126,549	0,442	1	vérifiée
Etages6,7	2750	170,1	3,09	0,04	52	105,075	0,404	1	vérifiée
Etages8,9	2500	170,1	3,40	0,04	47	74,563	0,317	1	vérifiée
Duplex niv 1,2	2250	170,1	3,40	0,04	47	46,088	0,218	1	vérifiée

#### IV.2.5 Dispositions constructives

- **Longueur des crochets**  $L = 10 \times \phi_t = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}$
- **Longueur de recouvrement :**

$$L_r \geq 40 \times \phi :$$

$$\phi = 20 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm.}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 80 \text{ cm.}$$

$$\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 65 \text{ cm.}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 60 \text{ cm.}$$

- **Détermination de la zone nodale**

Pour des raisons de sécurité, il vaut mieux d'éviter les jonctions par recouvrement dans les zone nodales (zones critiques).

La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante :

Avec :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60 \text{ cm}\right)$$

$$L' = 2 h$$

$h_e$  : Hauteur de chaque niveau.

- $RDC^{niv(-0,96)}$  :  
 $L' = 2 \times 45 = 90cm$   
 $h' = 60cm.$
- $RDC^{niv(-0,48)}$  + les étages :  
 $L' = 90cm$   
 $h' = 60cm.$

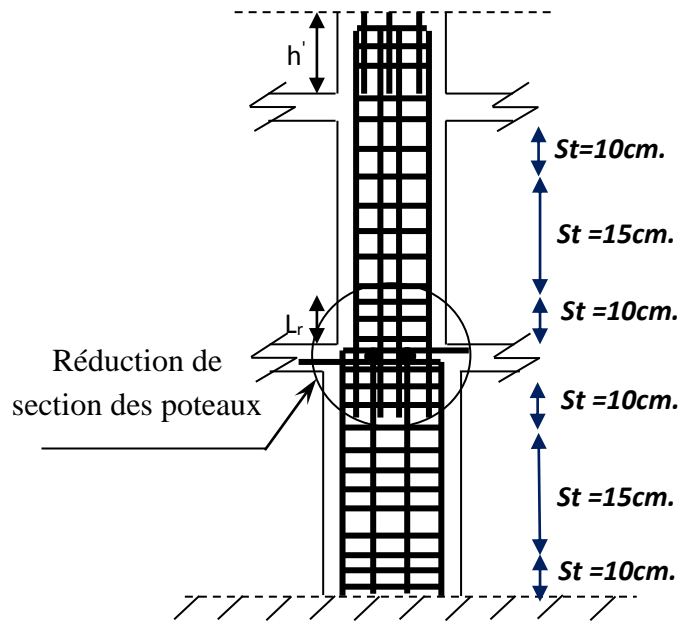
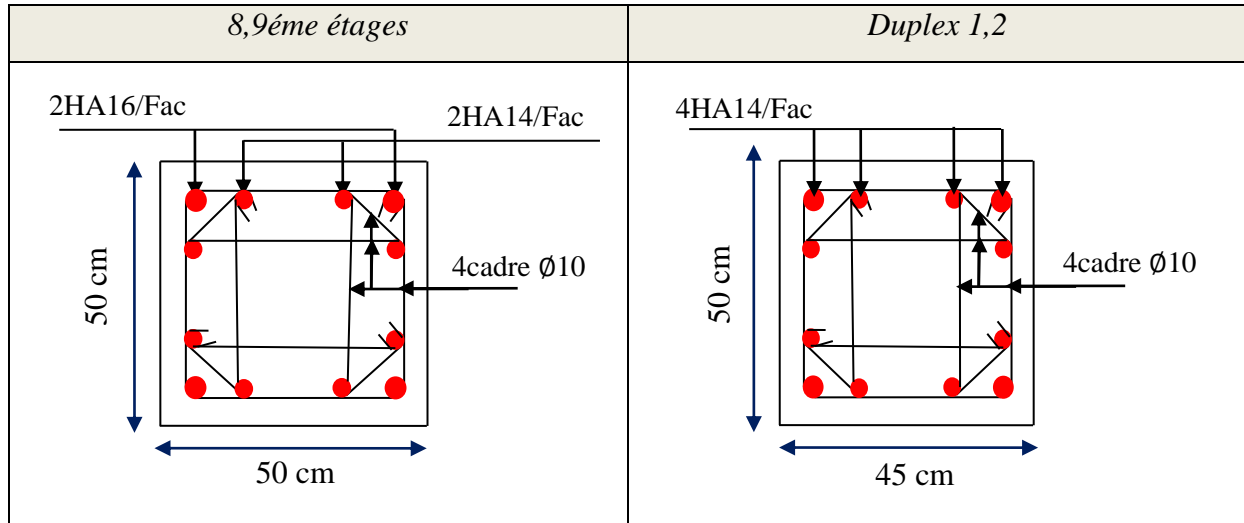


Figure V.3 Ferrailage des sections des poteaux

IV.2.6 Schéma de ferrailage des poteaux

Tableau IV.8 Ferrailage des sections des poteaux.

<i>RDC+1 étages</i>	<i>2,3ème étages</i>
<i>4,5ème étages</i>	<i>6,7ème étages</i>



### IV.3 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, les poutres secondaires. Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel **ETABS.V16**. Combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/2003 suivantes :

$$\begin{array}{ll}
 *1.35G + 1.5Q & G + Q \\
 *G + Q \pm E & 0.8G \pm E
 \end{array}$$

#### IV.3.1 Recommandation du RPA99

##### a) Armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est à dire,  $A_l^{\min} = 0.5\% \times b \times h$ .
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% de la section de béton en zone courante.
  - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \times \phi$  (zone IIa) avec :  $\phi_{\max}$  : est le diamètre maximale utilisé.



- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90°.

**b) Armatures transversales**

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :  $A_t = 0.003 \times S_t \times b$ .
- L'espace maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :
  - $S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_1\right)$  : dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
  - $S_t \leq \frac{h}{2}$  : en dehors de la zone nodale. Avec : h : La hauteur de la poutre
- La valeur du diamètre  $\phi_1$  est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**IV.3.2 Les sections minimales et maximales préconisée par le RPA99V2003**

**Tableau IV.9** Armatures les longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99/2003

Type de poutre	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	
			zone nodale	zone de recouvrement
<i>Principale</i>	40×45	9	72	108
<i>Secondaire</i>	35×40	7	56	84

**IV.3.3 Sollicitations de calcul**

**Tableau IV.10** Les sollicitations les plus défavorables.

Niveaux	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M <sub>travée</sub>	M <sub>appui</sub>	V	M <sub>travée</sub>	M <sub>appui</sub>	V
<i>Etage courant</i>	107,6444	-130,1794	124,8941	103,2863	-124,3887	155,532
<i>Terrasse inaccessible</i>	48,9872	-52,8431	88,3051	37,8994	-45,8613	49,2255

IV.3.4 Ferrailage des poutres

a. Armatures longitudinales

a.1 Méthode de calcul des armatures à l'ELU (flexion simple)

➤ Exemple de calcul

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (40×45) la plus sollicitée

Avec les sollicitations suivantes : (Ma=-130,1794 KN.m Mt= 107,6444 KN.m )...ELA

▪ Armatures en appui

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{130,1794 \times 10^{-3}}{0,4 \times 0,42^2 \times 18,47} = 0,10 \Rightarrow \mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow A' = 0 \mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,13 ; Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,398m$$

$$\text{Calcul de A : } A_{st} = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{130,1794 \times 10^{-3}}{0,398 \times 348} \times 10^4 = 9,4cm^2$$

▪ Armatures en travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{107,6444 \times 10^{-3}}{0,4 \times 0,42^2 \times 18,47} = 0,083 \Rightarrow \mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow A' = 0 \mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,108 ; Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,402m$$

$$\text{Calcul de A : } A_{st} = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = \frac{107,6444 \times 10^{-3}}{0,402 \times 348} \times 10^4 = 7,7cm^2$$

Tableau IV.11 Armatures longitudinales dans les poutres.

Niv	Types	Section	Localisation	M (Kn.m)	Vu kn	A cal(cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> Cm <sup>2</sup>	N <sup>bre</sup> de barres
Etage courant	PP	40×45	appuis	-130,17	124,89	9,4	9	3HA16+3HA14=10,65cm <sup>2</sup>
			travée	107,644		7,7		3HA16+2HA14=9,11cm <sup>2</sup>
	PS	35×40	appuis	-124,38	155,53	10,46	7	3HA16+3HA14=10,65cm <sup>2</sup>
			travée	103,286		8,55		3HA16+2HA14=9,11cm <sup>2</sup>
T. inaccessible	PP	40×45	appuis	-52,843	88,305	3,69	9	3HA16+2HA14=9,11cm <sup>2</sup>
			travée	48,9872		3,42		3HA16+2HA14=9,11cm <sup>2</sup>
	PS	35×40	appuis	-45,861	49,225	3,66	7	3HA16+1HA12=7,16cm <sup>2</sup>
			travée	37,8994		3,01		3HA16+1HA12=7,16cm <sup>2</sup>

### b. Les armatures transversales

#### ➤ Diamètre des armatures transversales

Soit  $\phi_t$  le diamètre des armatures transversales telle que

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_t; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

#### Poutres principales

$$\phi_t \leq \min\left(1,2; \frac{45}{35}; \frac{35}{10}\right) \text{cm} = 1,2 \text{cm}$$

#### Poutres secondaires

$$\phi_t \leq \min\left(1,2; \frac{40}{35}; \frac{35}{10}\right) \text{cm} = 1,2 \text{cm}$$

Soit  $\phi_t = 8 \text{mm}$   $A_t = 4\text{HA}8 = 2,10 \text{cm}^2$  (1cadre + 1 étrier).

#### ➤ Calcul des espacements des armatures transversales

Selon le RPA99/version2003 (art 7.5.2.2).

- **Zone nodale** :  $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30 \text{cm}\right)$ .

Poutres principales  $S_t = 10 \text{cm}$

Poutres secondaires  $S_t = 8 \text{cm}$

- **Zone courante** :  $S_t \leq \frac{h}{2}$

Poutres principales  $S_t = 15 \text{cm}$

Poutres secondaires  $S_t = 15 \text{cm}$

### 1) Vérifications des armatures transversales

Pour les poutres principales:  $A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 1,8 \text{cm}^2 < 2,01 \text{cm}^2$  ....vérifiée

Pour les poutres secondaires :  $A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 1,575 \text{cm}^2 < 2,01 \text{cm}^2$  ....vérifiée

### ❖ Verification à l'ELU

#### 1) Condition de non fragilité

$$\begin{cases} A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,03 \text{cm}^2 < A_{cal} \rightarrow \text{Poutres principales.} \\ A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,56 \text{cm}^2 < A_{cal} \rightarrow \text{Poutres secondaires} \end{cases}$$

#### 2) Vérification des contraintes tangentielles

- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33MPa$$

**Tableau IV.12** Vérification de l'effort tranchant.

Poutres	V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	τ̄ <sub>u</sub> (MPa)	Vérification
Principales	124,89	0,743	3,33	Vérifiée
Secondaires	155,53	1,20	3,33	Vérifiée

Donc en déduit qu'il n'y a pas de cisaillement car τ<sub>bu</sub> < τ̄<sub>u</sub> = 3,33MPa .

▪ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

➤ En appui de rives :  $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$  BAEL91 (Art IV.1)

➤ En appui intermédiaires :  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d})$  BAEL91 (Art IV.2)

**Tableau IV.13** Vérification au cisaillement.

Poutres	A <sub>l</sub> (cm <sup>2</sup> )	V <sub>u</sub> (MN)	M <sub>a</sub> (MN.m)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (cm <sup>2</sup> )	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d})$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
Principales	10,65	124,89	-130,17	3,59	-6,31	Vérifiée
Secondaires	10,65	155,53	-124,38	3,89	-4,34	Vérifiée

❖ **Vérification à l'ELS**

• **État limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier la contrainte de compression du béton est nécessaire.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

Calcul de y :  $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$

Calcul de I :  $I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

**Tableau IV.14** Vérification de l'état limite de compression du béton.

Poutres	Localisation	$M_{ser}(KN.m)$	$y$ (cm)	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	Vérification
Principales	Appui	-65,6266	14,08	71678,287	12,89	15	Vérifiée
	Travée	46,7929	13,22	57045,310	10,84	15	Vérifiée
Secondaires	Appui	-34,2914	14,75	80940,190	6,25	15	Vérifiée
	Travée	29,1205	13,86	64521,088	6,25	15	Vérifiée

- **Vérification de la flèche :** D'après le **CBA93** et BAEL91/99, la vérification de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\diamond \frac{h}{L} > \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \dots\dots\dots(1)$$

$$\diamond \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(2)$$

➤ **Poutres principales**

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{590} = 0,076 > \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) = 0,0625$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{10,65 \times 10^{-4}}{0,4 \times 0,42} = 0,0063 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0,0105$$

$$\diamond L < 8m$$

➤ **Poutres secondaires**

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{456} = 0,088 > \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) = 0,0625$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{10,65 \times 10^{-4}}{0,35 \times 0,37} = 0,0082 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0,0105$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**IV.3.5 Vérification des zones nodales**

Le **RPA99/2003 (Art 7.6.2)** exige de vérifier la relation suivante :

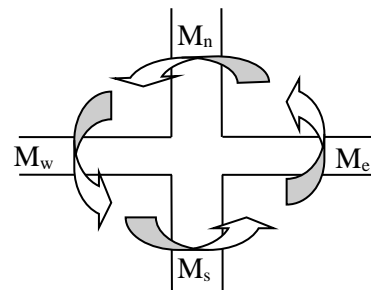
$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|) \text{ Tel que :}$$

$M_s$  : Moment résistant dans le poteau inférieur.

$M_n$  : Moment résistant dans le poteau supérieur.

$M_w$  : Moment résistant gauche de la poutre.

$M_e$  : Moment résistant droite de la poutre.



**Figure V. 4** Les moments dans la zone nodale

### IV.3.5.1 Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant ( $M_R$ ) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton.
- De la quantité d'armatures dans la section du béton.
- De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \quad ; \quad \text{Avec : } Z=0,9 \times h \quad \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

**Tableau IV.15** Moments résistants dans les poteaux.

Niveau	h (m)	z (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_R$ (kn.m)
RDC+etage1	0,6	0,54	9,36	202,18
étages 2,3	0,6	0,54	10,3	222,48
étages 4,5	0,55	0,495	9,36	185,33
étages 6,7	0,55	0,495	7,1	140,58
étages 8,9	0,5	0,45	7,1	127,8
duplex 1,2	0,5	0,45	6,16	110,88

**Tableau IV.16** Moments résistants dans les poutres.

Niveau	Poutres principales				Poutres secondaires			
	h (m)	z (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_R$ (kn.m)	h (m)	z (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_R$ (kn.m)
<i>RDC+ Etage1</i>	0,45	0,405	10,65	150,1011	0,4	0,36	10,65	133,42
<i>Etage2,3</i>	0,45	0,405	10,65	150,1011	0,4	0,36	10,65	133,42
<i>Etage4,5</i>	0,45	0,405	10,65	150,1011	0,4	0,36	10,65	133,42
<i>Etage6,7</i>	0,45	0,405	10,65	150,1011	0,4	0,36	10,65	133,42
<i>Etage8,9</i>	0,45	0,405	10,65	150,1011	0,4	0,36	10,65	133,42
<i>duplex 1</i>	0,45	0,405	10,65	150,1011	0,4	0,36	10,65	133,42
<i>duplex2</i>	0,45	0,405	9,11	128,39634	0,4	0,36	7,16	89,70

IV.3.5.2 Vérification

Tableau IV.17 Vérification de la zone nodale

Niveau	$M_S$	$M_N$	$M_S + M_N$	poutres	$M_W$	$M_E$	1.25 ( $M_W + M_E$ )	Observation
RDC+ Etage1	202,18	404,36	606,54	PP	150,101	84,99	293,864	Vérifiée
				PS	133,423	75,54	261,204	
Etage2,3	222,48	444,96	667,44	PP	150,101	84,99	293,864	Vérifiée
				PS	133,423	75,54	261,204	
Etage4,5	185,33	370,66	555,99	PP	150,101	84,99	293,864	Vérifiée
				PS	133,423	75,54	261,204	
Etage6,7	140,58	281,16	421,74	PP	150,101	84,99	293,864	Vérifiée
				PS	133,423	75,54	261,204	
Etage8,9	127,8	255,6	383,4	PP	150,101	84,99	293,864	Vérifiée
				PS	133,423	75,54	261,204	
Duplex1	110,88	221,76	332,64	PP	150,101	84,99	293,864	Vérifiée
				PS	133,423	75,54	261,204	
Duplex2	110,88	0	110,88	PP	<b>128,396</b>	84,99	<b>266,733</b>	non vérifiée
				PS	<b>89,7</b>	75,54	<b>206,550</b>	

Interprétation des résultats

On voit que la condition du RPA n'est pas vérifiée au DUPLEX niv2, mais la vérification est facultative selon RPA donc on peut les tolérer la non vérification de la condition.

- Exemple de ferrailage d'une poutre principale du RDC+ etage1.

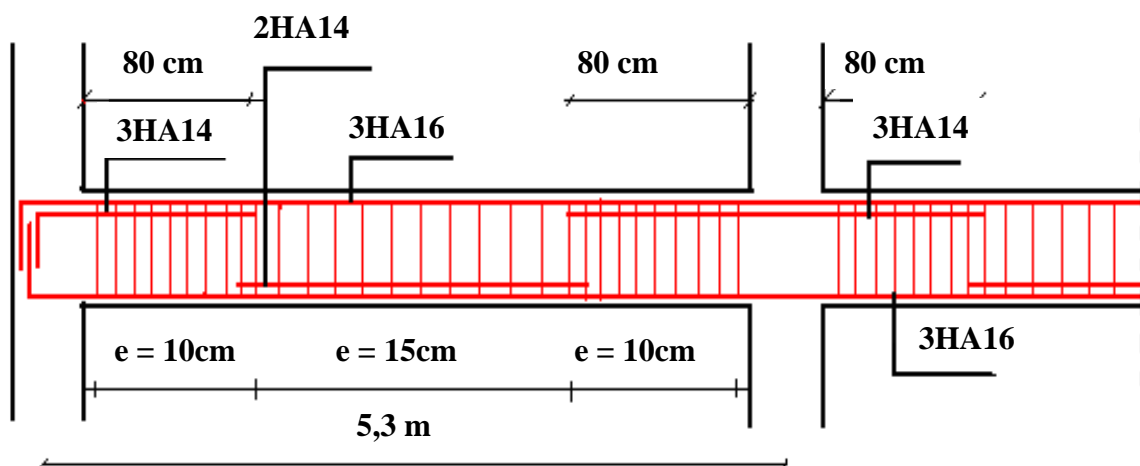


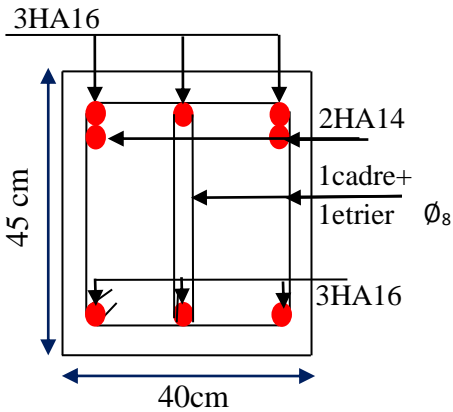
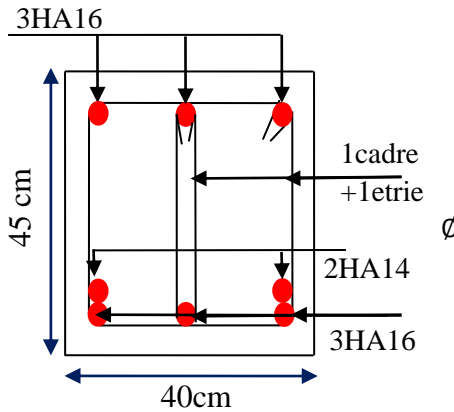
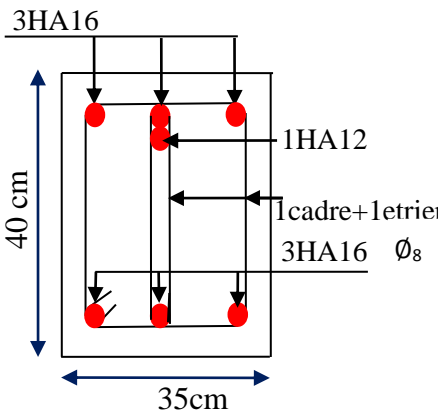
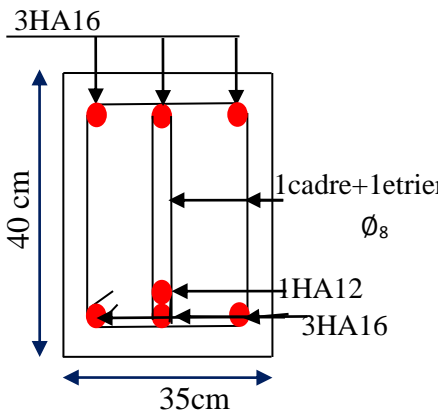
Figure IV.5 Exemple de dispositions constructives de la poutre principale.

Sachant que : le recouvrement des barres sup seront aux travées.  
 Le recouvrement des barres inf seront aux appuis.

Tableau IV.18 Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires :

étages courants		
type	appui	travée
poutre principale		
terrasse inaccessible		
	appui	travée



<p>poutre principale</p>		
	<p>appui</p>	<p>travée</p>
<p>poutre secondaire</p>		

#### IV.4 Etude des voiles

Le RPA99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité) Les combinaisons de calcul à prendre sont les suivants :

$$* 1.35G + 1.5Q \quad ; \quad G + Q$$

$$* G + Q \pm E \quad ; \quad 0.8G \pm E$$

##### IV.4.1 Recommandation du RPA 99/Version2003 (art 7.7.4.1)

###### 1. Armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✓  $A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$  avec  $L_t$  : longueur de la zone tendue ;  $e$  : épaisseur du voile
- ✓ les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{1}{10}$  de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

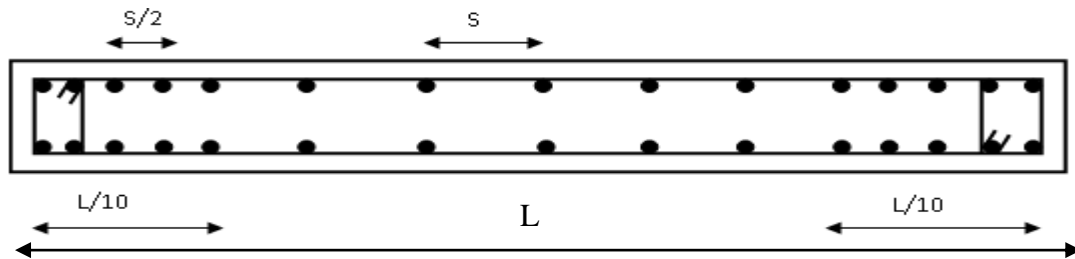


Figure IV.6 Disposition des armatures verticales

## 2. Armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leur flambement et elles doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  avec une longueur égale à :  $10 \times \phi$

## 3. Armatures transversales :

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, Elles sont en nombre de 4 épingles par  $1\text{m}^2$  au moins.

## 4. Armatures de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée par la formule suivante :  $A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}$  avec  $V=1,4V_u$

## 5. Règles communes aux armatures verticales et horizontales

- Le pourcentage minimal d'armatures est de :
  - $A_{\min} = 0.15\% \times e \times h$  dans la zone extrême de voile.
  - $A_{\min} = 0.10\% \times e \times h$  dans la zone courante du voile.

- Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.
- L'espacement  $S_t = \min\left(1.5 \times e ; 30\text{cm}\right)$  avec  $e$  : épaisseur du voile.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par  $\text{m}^2$ .
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - $40\phi$  : pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
  - $20\phi$  : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

#### IV.4.2 Ferrailage des voiles

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrailés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du ETABSV16 avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes .et on prend les plus défavorables :

- 1) Moment maximal avec son effort normal correspondant :  $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- 2) Effort normal maximal avec son moment correspondant :  $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- 3) Effort normal minimal avec son moment correspondant :  $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

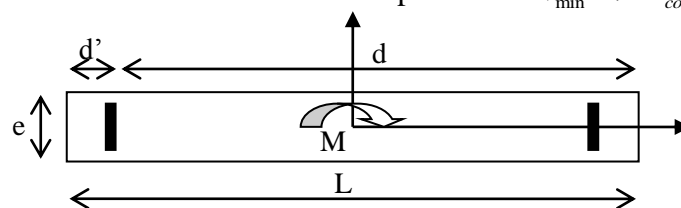


Figure IV.7 Schéma d'un voile pleine

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous  $M$  et  $N$  pour une section ( $e \times l$ )

$A_v^{\min}$  : Section d'armature verticale minimale dans le voile ( $A_v^{\min} = 0,15\% \times e \times l$ )

- $A_v^{\min} / \text{ten}$  : Section d'armature verticale minimale dans la zone tendue ( $A_v^{\min} / \text{ten} = 0,2\% \times e \times L_t$ )
- $A_v^{\min} / \text{comp}$  : Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée

$$(A_v^{min} / comp = 0,1\% \times e \times L_c)$$

- $A_v^{cal}$  : section d'armature calculée dans l'élément.
- $A_v^{adop}$  : section d'armature adoptée pour une seule face de voile.
- $S_t$  : espacement.
- $A_h^{min} = 0,15\% \times e \times l$  : section d'armature horizontale minimale dans le voile.
- $A_h^{calc}$  : section d'armature horizontale calculée
- $A_h^{adop}$  : section d'armature horizontale adoptée par espacement
- $N^{bre}$  : nombre de barre adoptée par espacement

**IV 4.3. Calcul des sollicitations**

- **Sens x-x' :**

**Tableau IV.19** Sollicitations maximales dans le voile  $V_{x3} = 1,55$  m.

Niveau	N <sub>max</sub> et M <sub>corres</sub>		M <sub>max</sub> et N <sub>corres</sub>		N <sub>min</sub> et M <sub>corres</sub>		V <sub>u</sub> (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
RDC+Etage 1	1541,257	-42,4007	-562,64	1268,46	519,663	-519,66	248,4189
Etage 2,3	1365,893	-21,7591	-234,60	1140,24	466,466	189,912	159,1937
Etage 4,5	1153,201	-20,6011	-165,87	685,228	383,917	164,958	131,2507
Etage 6,7	904,4899	-17,4223	-146,62	523,815	276,962	146,931	112,8736
Etage 8,9	619,7417	-9,5636	-116,32	363,479	146,430	99,3299	80,8421
Duplex niv 1,2	304,0657	3,8642	-56,107	179,700	24,7464	18,2457	41,3721

- **Sens y-y' :**

**Tableau IV.20** Sollicitations maximales dans le voile  $V_{y2} = 2,65$ m.

Niveau	N <sub>max</sub> et M <sub>corres</sub>		M <sub>max</sub> et N <sub>corres</sub>		N <sub>min</sub> et M <sub>corres</sub>		V <sub>u</sub> (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
RDC+Etage 1	2022,853	-1591,72	-1606,769	1612,04	376,332	226,9832	416,003
Etage 2,3	1660,674	15,8986	-613,1184	927,004	630,246	282,4662	259,997
Etage 4,5	1372,309	8,315	-341,0531	1136,07	401,991	341,7468	189,741
Etage 6,7	1060,890	7,1839	-346,3396	935,927	242,365	316,126	136,515
Etage 8,9	722,6758	9,3757	-323,8692	524,883	95,1173	245,596	106,778

Duplex niv 1,2	382,2619	23,1559	-185,4175	303,373	36,2122	41,0521	64,9746
----------------	----------	---------	-----------	---------	---------	---------	---------

➤ **Exemple de calcul**

En prend comme exemple le voile  $V_{y2}=2,65m$ .

$$N_{\max} = 1612,04 \text{ (compression) } KN \rightarrow M_{\text{corres}} = -1606,769 \text{ } KN.m \text{ (ELU)}$$

$$L=265cm ; e = 20cm \quad d'=5cm \quad D'o\grave{u} : d= 260cm.$$

Situations courantes :  $\gamma_b = 1,5$  et  $\gamma_s = 1,15$  donc  $f_{bu}=14,2Mpa.\sigma$

**a) Calcul des armatures verticales :**

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1606,769}{1612,04} \times 100 = 99,67 \text{ } cm < \frac{h}{2} = \frac{265}{2} = 132,5 \text{ } cm$$

$$M_{UA} = M_u + N_u (d - h / 2) = 3662,12 \text{ } KN.m$$

$$N_u (d - d') - M_{UA} = 448,58 \text{ } KN.m < (0,337h + 0,81d') \times b \times h \times f_{bu} = 7025,90 \text{ } KN.m$$

La section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3662,12 \times 10^{-3}}{0,20 \times 2,60^2 \times 14,2} = 0,191 \Rightarrow \mu_{bu} > 0,186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow \xi_{st} = \frac{3,5}{1000} \left( \frac{1-\alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,267$$

$$\xi_{st} = \frac{3,5}{1000} \left( \frac{1 - 0,310}{0,310} \right) \Rightarrow \xi_{st} = 7,79 \text{ } \text{‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348MPa$$

$$\text{On a : } \mu_{bu} = 0,191 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\text{Calcul de A : } A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}}$$

$$z = d (1 - 0,4\alpha) = 2,322m \Rightarrow A_1 = \frac{3662,12 \times 10^{-3}}{2,322 \times 348} \times 10^4 = 45,32cm^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 45,32 - \frac{1612,04 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 = -1cm^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ } cm^2$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$(\sigma)^{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = 9,91MPa \quad (\sigma)^{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = -3,82MPa$$

- calcul des langes tendus et comprimés :

$$L_t = \frac{(\sigma)^{\min} \times L}{\sigma(\sigma)^{\max} + (\sigma)^{\min}} = 0,738m \quad L_c = L - 2L_t = 1,17m$$

- armature minimal tendues

$$A_v^{\min} / ten = 0,2\% \times e \times L_t = 2,95cm^2.$$

- armature minimal dans tout le voile

Selon RPA99/2003 on a :  $A_v^{\min} = 0,15\% \times e \times l = 7,95cm^2$ . Pour e =20 cm.

- Armatures minimales dans la zone comprimée

$$A_v^{\min} / comp = 0,1\% \times e \times L_c = 2,34 cm^2.$$

- Espacement des barres verticales

$$S_t \leq \min(1,5e; 30cm) = 30cm \quad \text{on apte pour : } st = 20cm.$$

- Armatures horizontales : La section des armatures horizontales est calculée selon les formules suivantes :

$$V_{\max} = 416Kn. \quad \text{Avec} \quad \tau_v = \frac{1,4 \times V}{e \times d} = 1,12 \text{ MPa}$$

$$A_h \geq \frac{\tau_v \times b \times St}{0,8 \times fe} = 1,4cm^2 \quad \text{en prend } St = 20cm$$

**NB :** le calcul des voiles sont fait par les sollicitations les plus défavorables

- Sens x-x' :

**Tableau IV.21** Ferrailage du voile  $V_{x3} = 1,55m$

Niveau	RDC+1 étages	2,3 éme étages	4,5 éme étages	6, 7 éme étages	8,9 éme étages	Duplex 1,2
Section (cm <sup>2</sup> )	155×20	155×20	155×20	155×20	155×20	155×20
M(KN.m)	562,640	234,600	165,870	146,620	116,320	56,107
N(KN)	1268,460	1140,24	685,228	523,815	363,479	179,700

V(KN)	248,4189	159,193	131,25	112,873	80,842	41,372
$\tau$ (MPa)	1,159	0,743	0,613	0,527	0,377	0,193
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
$\sigma_{max}$ (MPa)	11,12	6,61	4,28	3,52	2,62	1,28
$\sigma_{min}$ (MPa)	-2,93	0,75	0,14	-0,14	-0,28	-0,12
Section	SPC	SEC	SEC	SPC	SPC	SPC
Lt (m)	0,324	0	0	0,060	0,149	0,134
Lc (m)	0,90	1,55	1,55	1,43	1,25	1,28
$A_v^{cal}$ /face (cm <sup>2</sup> )	0	0	0	0	0	0
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	4,65	4,65	4,65	4,65	4,65	4,65
$N^{bre}$ /par face	<b>10HA10</b>	<b>10HA10</b>	<b>10HA10</b>	<b>10HA10</b>	<b>10HA10</b>	<b>10HA10</b>
$A_{v.adop}$ (cm <sup>2</sup> )	7,85	7,85	7,85	7,85	7,85	7,85
S <sub>t</sub> (cm)	20	20	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1,449	0,929	0,766	0,658	0,472	0,241
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	1,57	1,57	1,01	1,01	1,01	1,01
$N^{bre}$ /par Plan	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>
S <sub>t</sub> (cm)	20	20	20	20	20	20

▪ Sens y-y' :

Tableau IV.22 Ferrailage du voile V<sub>y2</sub>=2,65m

Niveau	RDC+1 étages	2,3 éme étages	4,5 éme étages	6, 7 éme étages	8,9 éme étages	Duplex 1,2
Section (cm <sup>2</sup> )	265×20	265×20	265×20	265×20	265×20	265×20
M(KN.m)	1606,769	613,108	341,053	346,340	323,869	185,418
N(KN)	1612,040	927,004	1136,070	935,927	524,883	303,373
V(KN)	248,4189	159,193	131,25	112,873	80,842	41,372
$\tau$ (MPa)	0,669	0,429	0,353	0,304	0,218	0,111
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
$\sigma_{max}$ (MPa)	9,91	4,37	3,60	3,25	2,37	1,36

$\sigma_{min}$ (MPa)	-3,82	-0,87	0,69	0,29	-0,39	-0,22
Section	SPC	SPC	SEC	SEC	SPC	SPC
$A_v^{cal}$ /face (cm <sup>2</sup> )	0	0	0	0	0	0
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	7,95	7,95	7,95	7,95	7,95	7,95
$N^{bre}$ /par face	<b>12HA10</b>	<b>12HA10</b>	<b>12HA10</b>	<b>12HA10</b>	<b>12HA10</b>	<b>12HA10</b>
$A_{v.adop}$ (cm <sup>2</sup> )	9,42	9,42	9,42	9,42	9,42	9,42
$S_t$ (cm)	22	22	22	22	22	22
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	0,836	0,536	0,442	0,380	0,272	0,139
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	1,57	1,57	1,01	1,01	1,01	1,01
$N^{bre}$ /par Plan	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20	20

IV.5 Exemples de schéma de ferrailage d'un voile V<sub>x</sub>

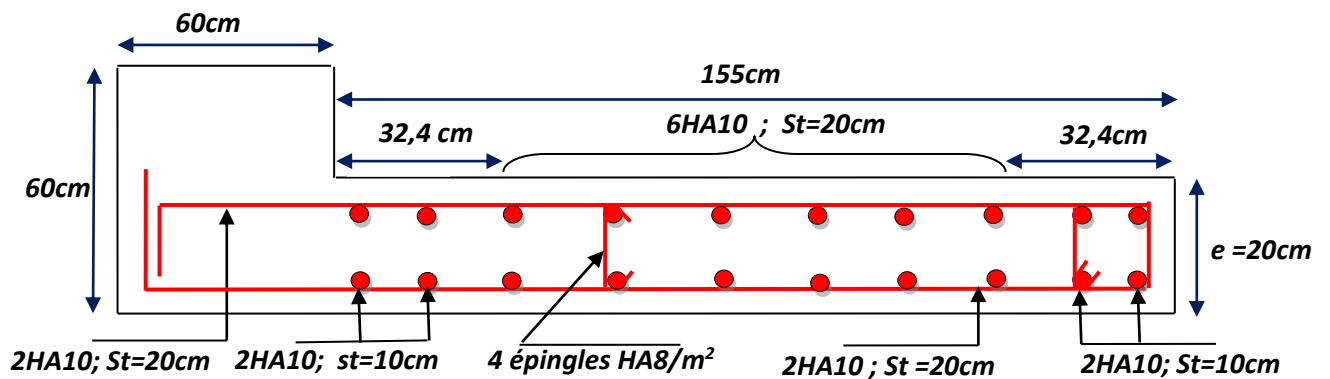


Figure IV.8 Schéma de ferrailage du voile V<sub>x</sub> = 1,55m (RDC+ étage1)



**IV. 6 Conclusion**

Au terme de ce chapitre, nous avons étudié les différents éléments principaux. Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA99/2003 est souvent plus important que celui calculé par les BAEL91/99. Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel **ETABS/V16**. Les voiles de contreventement ont été calculés à la flexion composée par les sollicitations obtenues par le logiciel **ETABS V16**.

Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du RPA99/2003 et le BAEL91/99.

# Chapitre V

**V.1.Introduction**

L'infrastructure est la partie au-dessous des niveaux 0,00 c'est l'ensemble des éléments, elle a pour objectif la transmission des déferont charge venue de la superstructure vers sol, cette transmission peut se faire par un contacte directe (semelles posées directement sur le sol  $\Rightarrow$  fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux  $\Rightarrow$  fondations profondes).

Une bonne conception de l'infrastructure en termes de stabilité et résistance peut assurer :

- un bon encastrement de la structure dans le sol.
- une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- une bonne limitation des tassements différentiels

**V.2. Etude des fondations****V.2.1.Les déférent type de fondation**

Le D.T.U 13-12 définit les déférent types de fondation en fonction du rapport D/B est qui sont :

- $D/B \leq 6$  : fondation superficielle (isole ; filant ou radier générale)
- $6 < D/B < 10$  : fondation semi profond (puits)
- $D/B \geq 10$  : fondation profonde (pieu ...)

**V.2.2. Choix du type des fondations**

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La nature du sol.
- La profondeur du sol résistant.

Pour notre projet on adaptera des semelles superficielles ( $D=1 \text{ m} \leq B \times 6$ ). Ensuite pour le choix du type on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

**V.2.3. Capacité portante du sol d'assise**

L'assiette choisie pour accueillir les immeubles abritant les 54 logements de Mr TABET Abdelaziz et consorts» on permet de conclure les résultats suivants :

- ❖ Le taux de travail à adopter alors, est de **2,0 bars**, pour une profondeur d'encrage de 1<sup>m</sup>.

**V.2.4. Vérification vis-à-vis les fondations superficielles**

**V.2.4.1. semelles isolées**

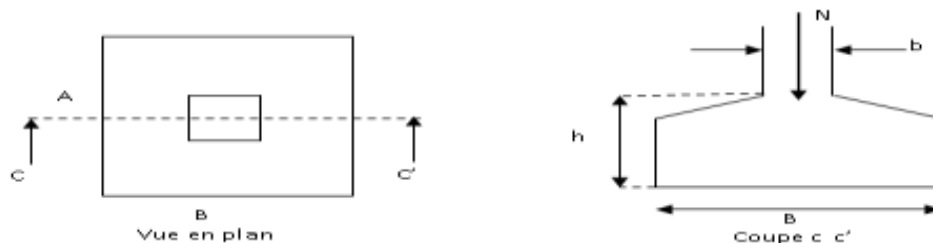
- **Combinaisons d'actions à considérer**

D'après le **RPA99/Version 2003**(Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 \times G \pm E$

La vérification à faire est :  $\sigma = \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S = A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \dots\dots\dots(1)$

N=1953,112 KN (effort normal du poteau le plus sollicité donné par le logiciel (**ETABSV16**))



**Figure V.1** Vue d'une semelle isolée

On a une semelle et un poteau homothétique :  $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$

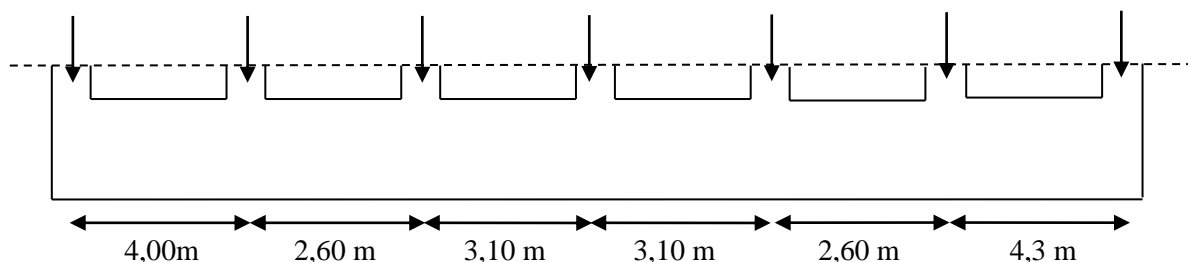
Ce qui donne :  $B \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{1953,112}{200}} = 3,12 \text{ m}$

a,b : dimensions du poteau à la base, poteaux carré.

$L_{min}$  (entre axe de poteaux) = 2,6 m ; On remarque qu'il y'a un chevauchement entre les semelles, donc le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure.

**V 2.4.2. Vérification des semelles filantes**

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 7 poteaux N1, N2, N3, N4, N5, N6, N7



**Figure V.2** Semelle filante

Avec :

$$N = \sum_{i=1}^{i=7} = 1611,7395 + 1908,843 + 1915,253 + 1662,59 + 1953,112 + 1755,453 + 1638,117 = 12445,11 \text{KN}$$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{12445,11}{200 \times 21,2} = 2,935 \text{m}$$

L'entraxe minimal des poteaux est de 2,6m, donc il y a un chevauchement entre les semelles filantes, donc ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

### V.2.4.3. Radier général nervuré

#### 1. Pré dimensionnement

Le radier est considéré comme infiniment rigide,  
Donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

##### ➤ Condition de coffrage

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} \quad h_r \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

$h_t$  : hauteur des nervures ;  $h_r$  : hauteur de la dalle.

$L_{\max}$  : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs  $L_{\max}=5,9\text{m}$

Ce qui donne :  $h_t \geq 59\text{cm}$  et  $h_r \geq 29,5\text{cm}$

##### ➤ La condition de rigidité

Pour un radier rigide, il faut que  $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$  avec  $L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}}$

$L_e$  : Est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : Module d'élasticité du béton,  $E = 3.216 \times 10^7 \text{KN/m}^2$ .

I : Inertie de la section du radier. b : La largeur de la semelle.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen ( $\sigma_{adm} = 2 \text{ bar}$ )  $K = 4 \times 10^4 \text{KN/m}^3$

$$I = \frac{bh_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 0,906 \text{m} \quad \text{Donc : } h_t = 95 \text{cm.}$$

- Surface du radier :  $S_{\text{radier}} \geq \frac{N}{\sigma_{adm}} = \frac{59,776}{0,2} = 298,88 \text{m}^2$

$$S_{\text{radier}} = 298,88 \text{m}^2 \leq S_{\text{bâtiment}} = 341,36 \text{m}^2 \Rightarrow \text{donc on prend } S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}} = 341,36 \text{m}^2$$

##### ➤ Condition de cisaillement :

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_d}{b \times d} \leq \tau_{adm} = \min(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4) = 2,5 \text{MPa} \quad (I)$$

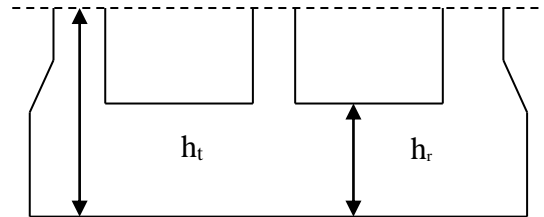


Figure V.3 Dimension du radier.

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max} \times 1m}{2 \times S_{radier}} \Rightarrow V_d = \frac{59776,0398 \times 5,9 \times 1}{2 \times 341,36} = 516,58KN$$

de (I)  $\Rightarrow d \geq \frac{V_d \times b}{1,25} = \frac{516,56 \times 10^{-3} \times 1}{2,5} = 0,206m$  soit :  $d = 25\text{ cm}$

A partir de ces trois conditions on opte pour :

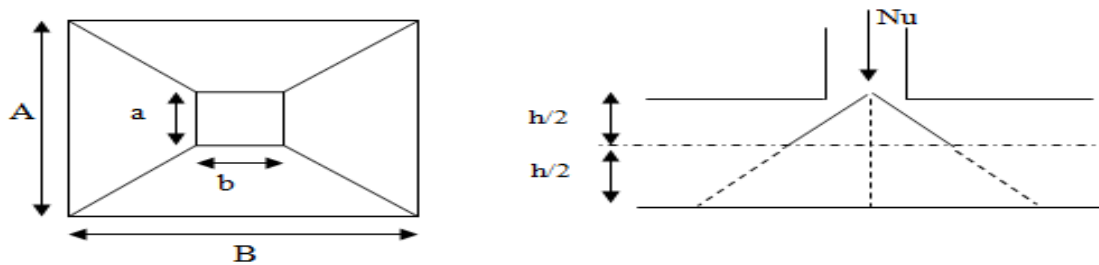
–  $ht = 95cm$  pour les nervures du radier.

–  $hr = 30cm$  pour la dalle du radier.

La surface du radier  $S_{rad} = S_{bat} = 341,36m^2$ .

**2. Les vérifications :**

➤ **Vérification au poinçonnement**



**Figure V.4** Zone de contact poteau- radier

Il faut vérifier que :  $N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$  ..... BAEL99 (article A.5.2, 41),

Avec :  $N_d$  : L'effort normal de calcul.

$h_t$  : l'épaisseur du radier.

$U_c$  : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$a = b = 0,6m. \Rightarrow U_c = 2 \times (A + B)$  avec :  $A = B = a + h_t = b + h_t = 0,6 + 0,95 = 1,55 \Rightarrow U_c = 6,2m$

$N_d = 2,321852MN \leq 0,045 \times 6,2 \times 0,95 \times \frac{25}{1,5} = 4,42MN$ ..... Vérifiée

(Pas d'armatures d'effort tranchant)

➤ **Vérification des contraintes dans le sol**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal Il faut vérifier que :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} < \sigma_{sol} ; \quad \sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \times e \quad \text{dans les deux sens}$$

$N$  : L'effort normale du aux charges verticales.

$M_y, M_x$  :Moment sismique à la base tiré du logiciel **ETABS V16**.

**NB :** L'effort normal N et le moment doivent être à l'ELS

Donne :  $N = 43620,2859 \text{ Kn}$  ;  $M_x = 30536,1196 \text{ Kn,m}$  ;  $M_y = 30259,451$  ;  $S = 341,26 \text{ m}^2$ .

- **Dans le sens x-x**

D'après le programme **SOCOTEC**, on a les caractéristique suivant :  $I_{xG} = 8931,3 \text{ m}^4$  ;  $X_G = 9,83 \text{ m}$ .

$$\sigma_{\max} = \frac{43,62}{341,36} + \frac{30,53}{8931,3} \times 8,76 = 0,158 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{43,62}{341,36} - \frac{30,53}{8931,3} \times 8,76 = 0,098 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0,191 \text{ MPa} < 0,2 \text{ MPa}$$

- **Dans le sens y-y**

D'après le programme **SOCOTEC**, on a les caractéristique suivant :  $I_{yG} = 11148,9 \text{ m}^4$  ;  $Y_G = 8,76 \text{ m}$ .

$$\sigma_{\max} = \frac{43,62}{341,36} + \frac{30,25}{11148,9} \times 9,83 = 0,154 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{43,62}{341,36} - \frac{30,25}{11148,9} \times 9,83 = 0,101 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0,141 \text{ MPa} < 0,2 \text{ MPa}$$

Remarque : Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens.

➤ **Vérification de la stabilité au renversement**

Selon (Article 10.1.5) RPA99V2003, on doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

$$\text{Sens x-x : } e = \frac{30,54}{43,62} = 0,7 \text{ m} < \frac{20,3}{4} = 5,08 \text{ m}$$

$$\text{Sens y-y : } e = \frac{30,25}{43,62} = 0,69 \text{ m} < \frac{17,2}{4} = 4,3 \text{ m}$$

Pas de risque au renversement dans les deux sens.

➤ **Vérification de la poussé hydrostatique**

**Remarque :** ce n'est pas nécessaire de vérifiée la poussé car notre terrain présentant un versant à pentes régulières (un bon drainage  $\gamma_w = 0$ . D'après le rapport de sol).

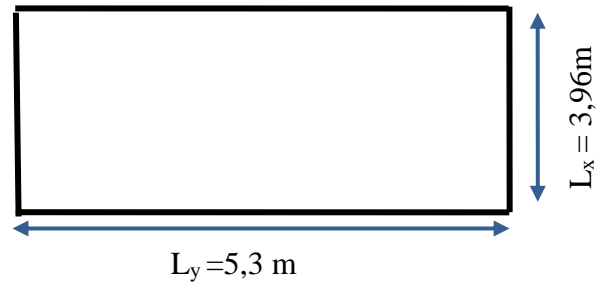
**V.3 Ferrailage du radier**

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité à la flexion simple. Le calcul se fera pour le panneau de dalle le plus sollicité et on adoptera le même ferrailage pour les autres.

$L_x = 3,96\text{m}$  et  $L_y = 5,3\text{m}$ .

Soit :  $G_0$  le poids propre du radier.

$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0,30 = 7,5\text{KN} / \text{m}^2$ .



**Figure V.5** Dalle sur quatre appuis.

➤ **Calcul des sollicitations**

$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35G_0 \Rightarrow q_u = \frac{59776,0398}{341,36} + 1,35 \times 7,5 = 185,24\text{KN} / \text{m}^2$

$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} + G_0 \Rightarrow \frac{43620,2859}{341,36} + 7,5 = 135,28\text{KN} / \text{m}^2$

Avec  $N_u$  est l'effort normal ramené par la superstructure, et  $G_0$  le poids propre du radier.

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,96}{5,3} = 0.75 > 0.4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

**L'ELU**

$\{\mu_x = 0.0621 \quad \mu_y = 0.5105\}$ ..... (Annexe II)

$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0621 \times 185,24 \times 3,96^2 = 180,39\text{KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0,5105 \times 180,39 = 92,09 \text{KN.m} \end{cases}$

En tenant compte de la continuité des panneaux, les moments seront réduits ainsi :

**Moment en travées**  $\{M_t^x = 0,85 \times M_x = 153,33\text{KN.m} \quad M_t^y = 0,85 \times M_y = 78,28\text{KN.m}$

**Moment en appuis**  $\{M_a^x = M_a^y = -0,5 \times M_x = -90,20 \text{KN.m}$

**L'ELS**  $\{ \mu_x = 0.0684 \quad ; \quad \mu_y = 0.6447\}$ .....(Annexe II)

$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0,0684 \times 135,28 \times 3,96^2 = 145,10\text{KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0,6447 \times 145,10 = 93,55\text{KN.m} \end{cases}$

**Moment en travées**  $\{M_t^x = 0,85 \times M_x = 123,34\text{KN.m} \quad M_t^y = 0,85 \times M_y = 79,52\text{KN.m}$

**Moment en appuis**  $\{M_a^x = M_a^y = -0,5 \times M_x = -72,55\text{KN.m}$

➤ **Ferrailage de la dalle**

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m. Le ferrailage se fait pour une section  $b \times h = (1 \times 0,30) \text{m}^2$



➤ Calcul de  $A_{min}$

$$\left. \begin{array}{l} e > 12\text{cm} \\ \rho \geq 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{min}^x = \rho_0 \left( \frac{3-\rho}{2} \right) \times b \times e \\ A_{min}^y = \rho_0 b e \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{min}^x = 0.0008 \times \left( \frac{3-0.75}{2} \right) \times 100 \times 30 = 2,7\text{cm}^2 \\ A_{min}^y = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2,4\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

➤ Espacement des armatures

Pour les deux sens :  $S_t \leq \min(2e, 25\text{ cm}) = 25\text{ cm}$

**Tableau V.1** : Ferrailage du radier

Position	Sens	M <sub>u</sub> KN.m	A <sub>Cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>Choisit</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
En travée	Selon x	153,33	17,75	2,7	9HA16=18,10	11
	Selon y	78,28	8,67	2,4	6HA14=9,24	16
En appuis	Selon x-y	-90,20	10,06	2,7	7HA14=10,78	14

**L'ELS**

• Vérification des contraintes du béton et d'acier

**Tableau V.2** Vérifications des contraintes du béton et l'acier.

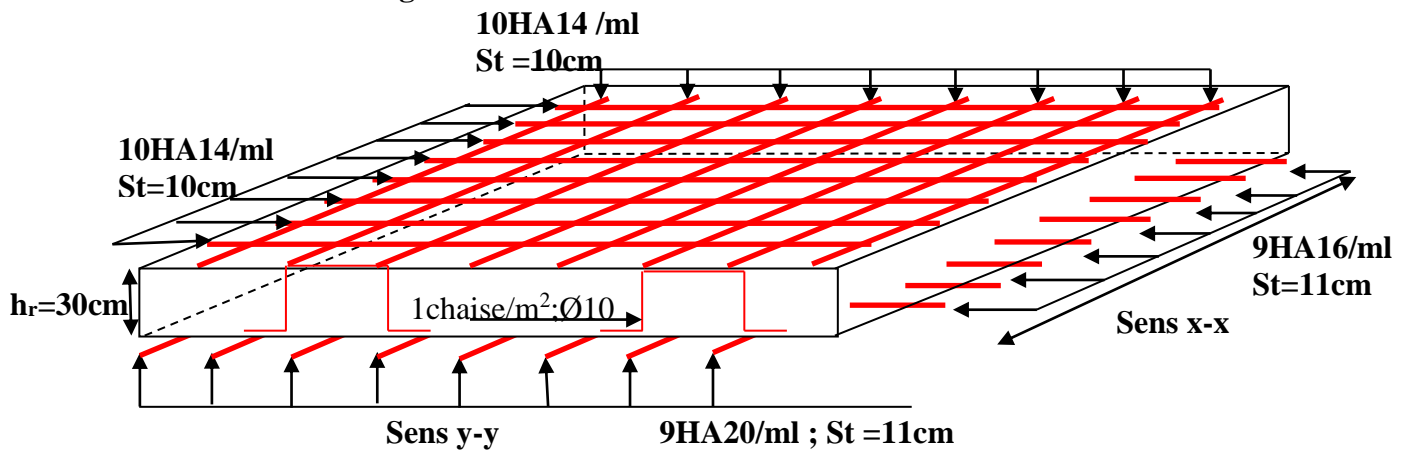
Position	Sens	M <sub>ser</sub> (KN.m)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
En travée	X-X	123,28	13,22 < 15	vérifiée	354,059 > 201,63	Non vérifiée
	Y-Y	79,52	10,22 < 15	vérifiée	407,879 > 201,63	Non vérifiée
En appuis	X-Y	-72,55	8,9 < 15	vérifiée	325,014 > 201,63	Non vérifiée

Recalculé à L'ELS

**Tableau V.3** les nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.

Position	Sens	M <sub>ser</sub> KN.m	A <sub>ELU</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>SER</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>choisit</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
En travée	Selon x	123,28	17,75	26,22	9HA20=28,27	11
	Selon y	79,52	8,67	16,57	9HA16=18,10	11
En appui	Selon x	-72,55	10,06	14,86	10HA14=15,39	10

• Schéma de ferrailage



**Figure V.6** Schéma de ferrailage de radier.

**V.4 Ferrailage des nervures**

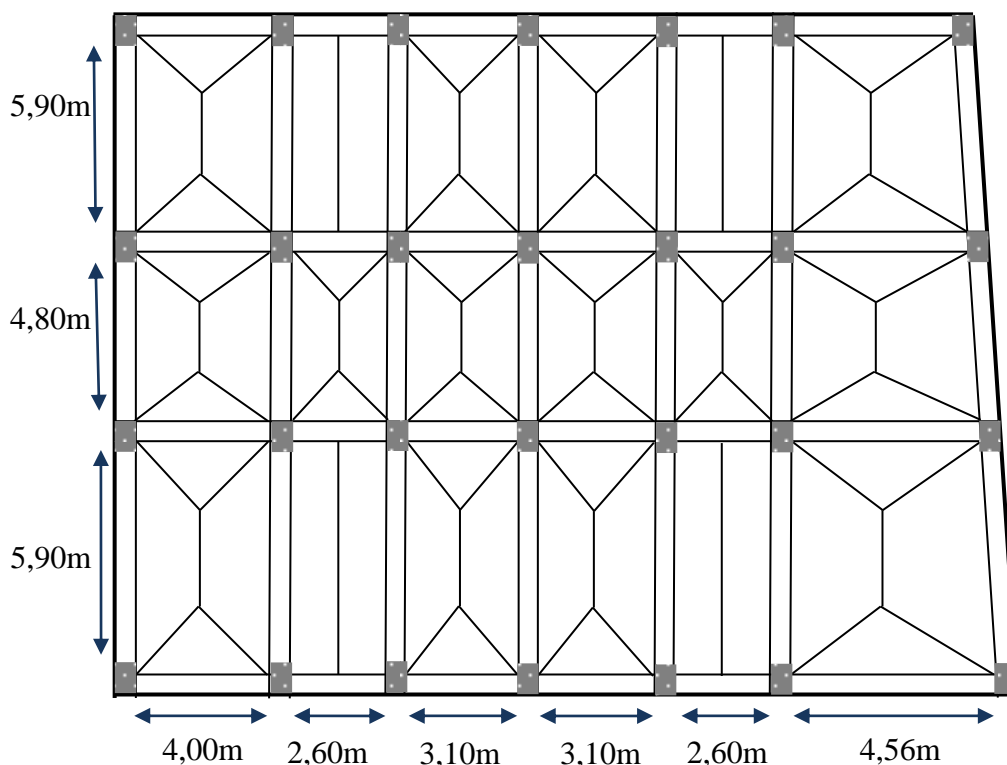
La nervure est une poutre encrêe dans les fondations sollicitée par son poids propre et la charge transmise par le radier celle-ci dépend de type de rupture de la dalle.

Le rapport  $\rho = \frac{l_x}{l_y} > 0.4$  pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage, en prenant le cas le plus défavorable.  $l_{max} = 5,9m$

**Cas de charge équivalent**

- **Cas d'une seule charge :**  $q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x$  et  $q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x$
- **Cas de charges trapézoïdales :**  $q_m = \frac{P}{2} \times (1 - \frac{\rho_g^2}{3}) \times l_{xg} + \frac{P}{2} \times (1 - \frac{\rho_d^2}{3}) \times l_{xd}$

$$q_v = \frac{P}{2} \times (1 - \frac{\rho_g}{3}) \times l_{xg} + \frac{P}{2} \times (1 - \frac{\rho_d}{3}) \times l_{xd} \text{ et } p = \frac{N}{S_{radier}}; \text{ avec } N = N_u + N_{radier}$$



**Figure V.7** Schéma de rupture des dalles de radier.

- **Calcul des sollicitations :** le calcul des nervures se fait de la même manière que les poutrelles (ferrailé en flexion simple).

- **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 :  $l' = \begin{cases} l & \dots\dots\dots \text{Travée de rive} \\ 0.8 \times l & \dots\dots\dots \text{Travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a :  $M_a = 0.15 \times M_0$  Avec  $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

• Moments en travée

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

Avec ;  $M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$  et  $x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$

$M_g$  et  $M_d$  : Moments sur appuis de gauche et droit respectivement.

Pour le calcul on prend la nervure le plus sollicitée.

• Sens y-y

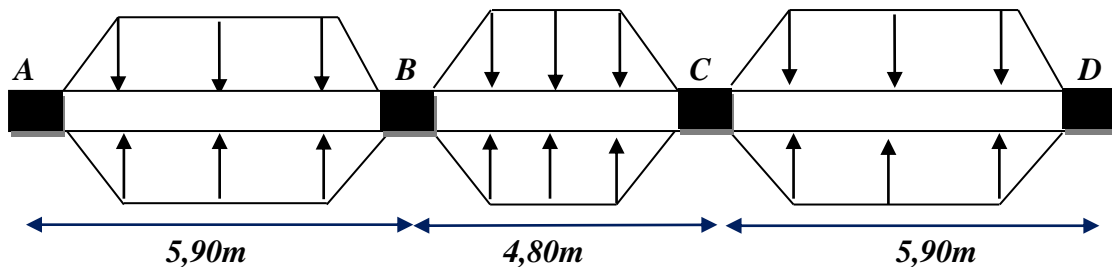


Figure V. 8 Sollicitations sur les nervures dans le sens y-y.

Tableau V.4 Sollicitations de la nervure dans le sens y-y.

travée	P (KN/m)	$M_a$ (KN.m)		$X_0$ (m)	$M_t$ (KN.m)
		$M_g$	$M_d$		
A-B	428,75	0	-1342,94	2,42	1254,56
B-C	408,41	-1342,94	-1342,94	2,4	166,73
C-D	428,75	-1342,94	0	3,48	1254,56

• Sens X-X

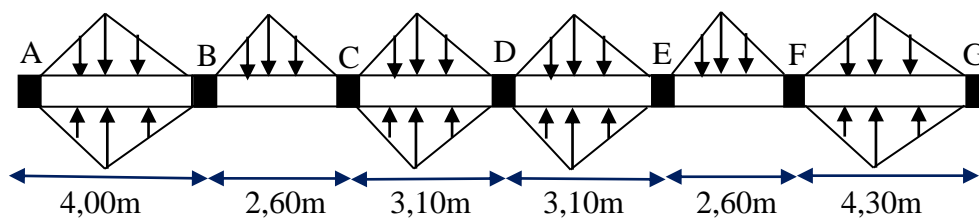


Figure V.9 Sollicitations sur les nervures dans le sens x-x.

Tableau V.5 Sollicitations de la nervure dans le sens x-x.

travée	P (KN/m)	$M_a$ (KN.m)		X (m)	$M_t$ (KN.m)
		$M_g$	$M_d$		

A-B	419,88	0	-541,48	1,68	590,84
B-C	123,49	-541,48	-150,17	2,52	149,76
C-D	308,73	-150,17	-223,39	1,47	184,99
D-E	308,73	-223,39	-150,17	1,63	184,99
E-F	123,49	-150,17	-690,39	0,38	141,13
F-G	456,93	-690,39	0	2,50	739,08

**Moments défavorable A L'ELS**

**Tableau V.6** Sollicitations à l'ELS

Sens	Localisation	M (KN.m)
X-X	Travée	539,75
	Appui	-504,19
Y-Y	Travée	916,20
	Appui	-980,75

• **Ferraillage**

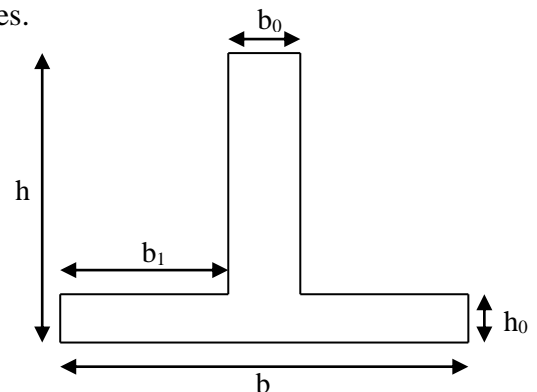
Les nervures sont des poutres continues, de section en T, elles sont ferrillées à la flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables.

$h=95\text{ cm} ; h_0=30\text{ cm} ; b_0=60\text{ cm}$

$$b \leq 2 \times \min\left(\frac{l^{\min}}{10}; \frac{l^{\max}}{2}\right) + b_0$$

$\Rightarrow$  Sens x;  $b \leq \min\left(\frac{2}{10}; \frac{3,7}{2}\right) \times 2 + b_0 = 1m.$

$\Rightarrow$  Sens y;  $b \leq \min\left(\frac{4,2}{10}; \frac{5,3}{2}\right) \times 2 + b_0 = 1,44m.$



**Figure V. 10** Section à ferrailer.

**Remarque :** Le ferraillage des nervures en appuis est comme une section rectangulaire (b×h). mais la section à prendre en travée est une section en T.

**Tableau V.7** Résumé des résultats du ferraillage des nervures

Sens	Localisation	M(KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix
X-X	Travée	739,08	23,84	9,06	26,39	2HA20+10HA16
	Appui	-690,39	22,22		24,13	12HA16
Y-Y	Travée	1254,56	40,72	7,62	41,23	2HA25+10HA20
	Appui	-1342,94	43,71		44,77	4HA25+8HA20

➤ **Les Vérifications**

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_1 = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g - M_d}{l} = 1,143 MN; \quad V_2 = -\frac{q \times l}{2} + \frac{M_g - M_d}{l} = 1,49 MN$$

$$V = \max(V_1, V_2) \Rightarrow V = 1,49 MN$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V}{b \times d} = 1,125 MPa < 2,5 MPa.$$

• **Armatures transversales**

$$\Phi_t \geq \min (b_0/10; h/35; \Phi_L^{\min})$$

$$\Phi_t \geq \min (6 \text{ mm} ; 2,71 \text{ mm} ; 16 \text{ mm}) = 6 \text{ mm} \quad ; \text{ soit } \Phi 10 \text{ et } A_{tra} = 4\Phi 10 = 3,14 \text{ cm}^2.$$

D'où on adoptera un espacement entre les armatures transversales  $St = 15 \text{ cm}$ .

• **Armatures de peau :**

D'après le CBA (Article A.7.3), on doit mettre des armatures de peau de section  $A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$  par la hauteur des nervures.

Nous avons :  $h_n = 95 \text{ cm} \Rightarrow A_p = 3 \times 0,95 = 2,85 \text{ cm}^2$ . On adopte 2HA14 = 3,08 cm<sup>2</sup>/face.

• **Vérification des contraintes**

**Tableau V.8** Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens	Local	$M_{ser}(\text{KNm})$	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b (MPa)$	Obs.	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s (MPa)$	Obs.
X-X	Travée	539,75	5,496 < 15	vérifiée	242,82 > 201,63	N vérifiée
	Appui	-504,19	5,317 < 15	vérifiée	247,21 > 201,63	N vérifiée
Y-Y	Travée	916,20	6,669 < 15	vérifiée	281,16 > 201,63	N vérifiée
	Appui	-980,75	6,935 < 15	vérifiée	278,79 > 201,63	N vérifiée

Recalcule à L'ELS :

**Tableau V.9** Nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.

Sens	Local	$M_{ser}$ KN.m	$A_{ELU}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{SER}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{choisit}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
X-X	Travée	539,75	23,84	41,98	4HA25+8HA20=44,77
	Appui	-504,19	22,22	39,4	2HA25+10HA20=41,21
Y-Y	Travée	916,20	40,72	54,9	12HA25=58,9
	Appui	-980,75	43,71	58,85	12HA25=58,9

➤ **Schémas de ferrailage des nervures**

Tableau V.9 ferrailage des nervures selon les deux sens.

sens	appui	travée
Sens x-x		
Sens y-y		

V.5 Conclusion

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure.

Dans un premier temps nous avons essayé d'utiliser des semelles isolées. Cette solution à été écartée à cause du chevauchement qu'elle induisait. La même raisons dans le cas de semelle filante. Nous avons adopté un radier nervuré ayant les dimensions suivantes :

Epaisseur du radier ; 30cm

Sections des nervures sens x ;  $(b \cdot h) = (60 \cdot 75) \text{ cm}^2$ .

Sections des nervures sens y ;  $(b \cdot h) = (60 \cdot 95) \text{ cm}^2$ .

# **Conclusion générale**

## *Conclusion générale*

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer et d'enrichir tous nos acquis pédagogiques durant le cursus universitaire ainsi que d'approfondir d'avantage nos connaissances dans le domaine de bâtiment. On a pu aussi se familiariser à l'utilisation des logiciels ETABS V16, Autocad etc.

Les points important tirés de cette étude sont :

- 1.** La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient ils, ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- 2.** La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influencent directement sur le comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
- 3.** 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.
- 4.** La présence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux et des portiques. Ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc un ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
- 5.** Le radier nervuré est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

*Nous souhaitons que ce modeste travail soit bénéfique pour les prochaines promotions.*



# **Bibliographie**

## **BIBLIOGRAPHIE**

- **BAEL91/99** : (Béton armé aux états limites)
- **RPA99**: Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/VERSION 2003)
- **CBA 93**: Règles de conception et de calcul des structures en béton armé(CBA93).
- **DTR BC 2.2** : ( Charges permanentes et surcharges d'exploitation ; édition 1989 ).
- **DTR BC 2.33.1** « Règles de calcul des fondations superficielles », édition 1992.
- Mémoires de fin d'étude
- Cahiers de cours béton du cursus

# **ANNEXES**

## Annexe I

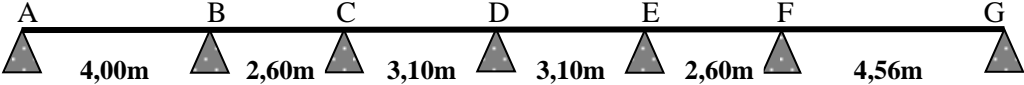
Sollicitation sur les différentes poutrelles (ELU, ELS)

➤ **Etage courant**

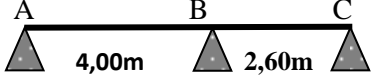
On a :  $G = 5,16 \text{ KN}$  et  $Q = 1,5 \text{ KN}$  d'où  $G' = 3,44 \text{ KN}$

Donc  $P_u = 5,99 \text{ KN}$  et  $P_u' = 4,48 \text{ KN}$ ,  $P_s = 4,33 \text{ KN}$  et  $P_s' = 3,21 \text{ KN}$


Sollicitation des poutrelles type 1.

										
Travées	L (m)	x (m)	M <sub>ui</sub> (KN.m)	M <sub>ui+1</sub> (KN.m)	M <sub>si</sub> (KN.m)	M <sub>si+1</sub> (KN.m)	M <sub>tu</sub> (KN.m)	M <sub>ts</sub> (KN.m)	V <sub>ui</sub> (KN)	V <sub>ui+1</sub> (KN)
AB	4	1,736	-1,747	-6,329	-1,252	-4,536	9,024	6,539	10,398	-13,56
BC	2,6	1,526	-6,329	-2,804	-4,536	-2,009	0,648	0,495	9,143	-6,431
CD	3,1	1,526	-2,804	-3,242	-2,009	-2,323	4,174	3,035	9,143	-9,426
DE	3,1	1,574	-3,242	-2,804	-2,323	-2,009	4,174	3,035	9,426	-9,143
EF	2,6	1,345	-2,804	-8,243	-2,009	-5,906	2,61	1,902	8,054	-7,52
FG	4,56	2,582	-8,243	-1,747	-5,906	-1,252	11,72	8,493	15,465	-11,85

Sollicitation des poutrelles type 2 et type 3.

										
Travées	L (m)	x (m)	M <sub>ui</sub> (KN.m)	M <sub>ui+1</sub> (KN.m)	M <sub>si</sub> (KN.m)	M <sub>si+1</sub> (KN.m)	M <sub>tu</sub> (KN.m)	M <sub>ts</sub> (KN.m)	V <sub>ui</sub> (KN)	V <sub>ui+1</sub> (KN)
AB	4	1,728	-1,344	-6,516	-0,963	-4,669	8,944	6,481	10,351	-13,61
BC	2,6	1,718	-6,516	-1,344	-4,669	-0,963	2,328	1,696	10,293	-5,281

										
Travées	L (m)	x (m)	M <sub>ui</sub> (KN.m)	M <sub>ui+1</sub> (KN.m)	M <sub>si</sub> (KN.m)	M <sub>si+1</sub> (KN.m)	M <sub>tu</sub> (KN.m)	M <sub>ts</sub> (KN.m)	V <sub>ui</sub> (KN)	V <sub>ui+1</sub> (KN)

<b>AB</b>	2,6	0,813	-0,568	-7,577	-0,407	-5,429	1,982	1,447	4,873	-10,70
<b>BC</b>	4,35	2,466	-7,577	-0,568	-5,429	-5,429	10,633	7,705	14,77	-11,29

Sollicitation des poutrelles type 5.

Travées	L (m)	x (m)	M <sub>ui</sub> (KN.m)	M <sub>ui+1</sub> (KN.m)	M <sub>si</sub> (KN.m)	M <sub>si+1</sub> (KN.m)	M <sub>tu</sub> (KN.m)	M <sub>ts</sub> (KN.m)	V <sub>ui</sub> (KN)	V <sub>ui+1</sub> (KN)
<b>AB</b>	4	1,736	-1,412	-6,329	-1,012	-4,536	9,024	6,539	10,398	-13,56
<b>BC</b>	2,6	1,526	-6,329	-2,804	-4,536	-2,009	0,648	0,495	9,143	-6,431
<b>CD</b>	3,1	1,526	-2,804	-3,242	-2,009	-2,323	4,174	3,035	9,143	-9,426
<b>DE</b>	3,1	1,574	-3,242	-2,804	-2,323	-2,009	4,174	3,035	9,426	-9,143
<b>EF</b>	2,6	1,334	-2,804	-6,647	-2,009	-4,763	2,53	1,844	7,994	-7,58
<b>FG</b>	4,1	2,321	-6,647	-1,412	-4,763	-1,012	9,482	6,871	13,901	-10,66

➤ **Terrasse accessible**

On a :  $G = 6,36 \text{ KN}$  et  $Q = 1,5 \text{ KN}$  d'où  $G' = 4,24 \text{ KN}$

donc  $P_u = 7,04 \text{ KN}$  et  $P_u' = 5,18 \text{ KN}$ ,  $P_s = 5,11 \text{ KN}$  et  $P_s' = 3,73 \text{ KN}$

Sollicitation des poutrelles type 1.

Travées	L (m)	x (m)	M <sub>ui</sub> (KN.m)	M <sub>ui+1</sub> (KN.m)	M <sub>si</sub> (KN.m)	M <sub>si+1</sub> (KN.m)	M <sub>tu</sub> (KN.m)	M <sub>ts</sub> (KN.m)	V <sub>ui</sub> (KN)	V <sub>ui+1</sub> (KN)
<b>AB</b>	4	1,74	-2,021	-7,321	-1,455	-5,27	10,663	7,753	12,256	-15,92
<b>BC</b>	2,6	1,523	-7,321	-3,243	-5,27	-2,334	0,844	0,64	10,724	-7,587
<b>CD</b>	3,1	1,527	-3,243	-3,75	-2,334	-2,7	4,966	3,622	10,753	-11,08
<b>DE</b>	3,1	1,573	-3,75	-3,243	-2,7	-2,334	4,966	3,622	11,08	-10,75
<b>EF</b>	2,6	1,344	-3,243	-9,534	-2,334	-6,863	3,117	2,276	9,465	-8,847

<b>FG</b>	4,56	2,577	-9,534	-2,021	-6,863	-1,455	13,85	10,069	18,149	-13,97
-----------	------	-------	--------	--------	--------	--------	-------	--------	--------	--------

Sollicitation des poutrelles type 5.

Travées	L (m)	x (m)	M <sub>ui</sub> (KN.m)	M <sub>ui+1</sub> (KN.m)	M <sub>si</sub> (KN.m)	M <sub>si+1</sub> (KN.m)	M <sub>tu</sub> (KN.m)	M <sub>ts</sub> (KN.m)	V <sub>ui</sub> (KN)	V <sub>ui+1</sub> (KN)
<b>AB</b>	4	1,74	-1,634	-7,321	-1,176	-5,27	10,663	7,753	12,256	-15,92
<b>BC</b>	2,6	1,523	-7,321	-3,243	-5,27	-2,334	0,844	0,64	10,724	-7,587
<b>CD</b>	3,1	1,527	-3,243	-3,75	-2,334	-2,7	4,966	3,622	10,753	-11,08
<b>DE</b>	3,1	1,573	-3,75	-3,243	-2,7	-2,334	4,966	3,622	11,08	-10,75
<b>EF</b>	2,6	1,334	-3,243	-7,688	-2,334	-5,534	3,023	2,209	9,395	-8,917
<b>FG</b>	4,1	2,316	-7,688	-1,634	-5,534	-1,176	11,205	8,147	16,313	-12,56

➤ **Terrasse inaccessible**

On a :  $G = 6,33 \text{ KN}$  et  $Q = 1 \text{ KN}$  d'où  $G' = 4,24 \text{ KN}$

donc  $P_u = 6,53 \text{ KN}$  et  $P_u' = 4,68 \text{ KN}$ ,  $P_s = 4,77 \text{ KN}$  et  $P_s' = 3,39 \text{ KN}$

Sollicitation des poutrelles type 4.

Travées	L (m)	x (m)	M <sub>ui</sub> (KN.m)	M <sub>ui+1</sub> (KN.m)	M <sub>si</sub> (KN.m)	M <sub>si+1</sub> (KN.m)	M <sub>tu</sub> (KN.m)	M <sub>ts</sub> (KN.m)	V <sub>ui</sub> (KN)	V <sub>ui+1</sub> (KN)
<b>AB</b>	4	1,747	-1,660	-6,608	-1,204	-4,793	9,965	7,284	11,408	-14,71
<b>BC</b>	2,6	1,517	-6,608	-2,927	-4,793	-2,123	0,904	0,679	9,905	-7,073
<b>CD</b>	3,1	1,527	-2,927	-3,385	-2,123	-2,455	4,69	3,436	9,974	-10,27
<b>DE</b>	3,1	1,573	-3,385	-2,927	-2,455	-2,123	4,69	3,436	10,269	-9,974
<b>EF</b>	2,6	1,338	-2,927	-7,91	-2,123	-5,737	2,922	2,143	8,74	-8,238
<b>FG</b>	4,1	2,255	-7,91	-1,660	-5,737	-1,204	14,329	10,461	16,021	-12,38

Sollicitation des poutrelles étage 4.

Travées	L (m)	x (m)	M <sub>ui</sub> (KN.m)	M <sub>ui+1</sub> (KN.m)	M <sub>si</sub> (KN.m)	M <sub>si+1</sub> (KN.m)	M <sub>tu</sub> (KN.m)	M <sub>ts</sub> (KN.m)	V <sub>ui</sub> (KN)	V <sub>ui+1</sub> (KN)
<b>AB</b>	4	1.73	-2.02	-7.53	-1.45	-5.42	9.56	6.97	12,256	-15,92
<b>BC</b>	2,6	1.45	-7.53	-4.76	-5.42	-3.44	0.44	0.34	10,724	-7,587
<b>CD</b>	3,1	1.52	-4.76	-5.29	-3.44	-3.83	2.73	2.02	10,753	-11,08
<b>DE</b>	3,1	1.58	-5.29	-4.76	-3.83	-3.44	2.90	2.14	11,08	-10,75
<b>EF</b>	2,6	1.14	-4.76	-7.6	-3.44	-6.31	-1.05	-1.49	9,465	-8,847
<b>FG</b>	4,35	2.42	-7.6	-2.02	-6.31	-1.45	13.07	9.14	16,593	-15,52

## Annexe II

### DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES

#### ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					



## Annexe III

### Table de PIGEAUD

Valeurs de  $M1$  ( $M2$ ) pour  $\rho = 0.707$

		u/x										
		v/ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
Valeur de $M_1$	0.0	/	0.260	0.208	0.175	0.152	0.135	0.121	0.109	0.098	0.088	0.080
	0.1	0.302	0.242	0.200	0.171	0.149	0.133	0.120	0.108	0.098	0.088	0.079
	0.2	0.260	0.220	0.189	0.164	0.144	0.129	0.117	0.106	0.096	0.086	0.078
	0.3	0.224	0.200	0.175	0.155	0.138	0.124	0.113	0.103	0.093	0.084	0.077
	0.4	0.200	0.180	0.162	0.146	0.131	0.118	0.108	0.098	0.089	0.081	0.074
	0.5	0.182	0.166	0.150	0.137	0.123	0.112	0.103	0.093	0.085	0.077	0.070
	0.6	0.165	0.152	0.139	0.126	0.115	0.105	0.097	0.088	0.080	0.073	0.066
	0.7	0.151	0.139	0.127	0.116	0.107	0.098	0.090	0.082	0.074	0.067	0.061
	0.8	0.138	0.127	0.116	0.107	0.098	0.090	0.083	0.076	0.068	0.062	0.057
	0.9	0.125	0.115	0.106	0.098	0.090	0.083	0.076	0.068	0.063	0.057	0.053
	1.0	0.113	0.105	0.097	0.089	0.082	0.076	0.068	0.063	0.057	0.053	0.048
Valeur de $M_2$	0.0	/	0.283	0.232	0.202	0.180	0.162	0.148	0.133	0.121	0.109	0.100
	0.1	0.189	0.176	0.164	0.152	0.141	0.130	0.120	0.110	0.100	0.093	0.085
	0.2	0.132	0.128	0.123	0.118	0.112	0.105	0.099	0.091	0.084	0.078	0.070
	0.3	0.103	0.101	0.098	0.095	0.091	0.086	0.081	0.076	0.070	0.064	0.059
	0.4	0.084	0.083	0.081	0.078	0.076	0.072	0.068	0.063	0.059	0.054	0.049
	0.5	0.070	0.069	0.068	0.066	0.063	0.060	0.057	0.054	0.050	0.046	0.042
	0.6	0.060	0.059	0.058	0.057	0.054	0.052	0.049	0.047	0.043	0.039	0.037
	0.7	0.052	0.051	0.050	0.048	0.047	0.046	0.043	0.040	0.037	0.034	0.032
	0.8	0.045	0.045	0.044	0.043	0.042	0.039	0.037	0.035	0.033	0.029	0.027
	0.9	0.039	0.039	0.038	0.037	0.036	0.034	0.033	0.030	0.028	0.026	0.023
	1.0	0.035	0.035	0.034	0.033	0.032	0.030	0.028	0.027	0.024	0.023	0.021



## Annexe V

### SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm<sup>2</sup> de N armature  $\phi$  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	80.09	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	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	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	188.50
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	226.20
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

# Les plans

On aura après calculs pour un ancrage à au moins 1<sup>m</sup>.00 par rapport à la côte du terrain naturel, la contrainte admissible suivante :  $\sigma_{adm} = 2.419$  bars.

## V- CONCLUSION & RECOMMANDATIONS

L'assiette choisie pour accueillir les immeubles abritant les 54 logements au profit de Mr TABET Abdelaziz et Consorts, se trouve sur les hauteurs de la localité de Tala Merkha, au lieu-dit Tainets (village Nator) au Nord-Ouest de la ville de Béjaïa.

L'assiette d'assise est dans un terrain présentant un versant à pentes régulières et parfois accidentées et abruptes. Le maître de l'ouvrage a entrepris des terrassements en grandes masses pour réaliser deux plates-formes qui accueilleront deux blocs de 34<sup>m</sup> et 31<sup>m</sup> de hauteur chacun.

Les sols sont dominés par des schistes marneux très compacts en surface à des marnes schisteuses très compacts en profondeur.

Des essais pénétrométriques ainsi que des sondages carottés ont été réalisés sur les deux plates-formes d'assise. Hormis une bande située à l'extrémité aval du terrain couverte d'une couche d'environ 4<sup>m</sup> d'épaisseur constituée de sols friables et altérés, tous les résultats indiquent un terrain homogène avec des résistances en pointe très importantes en surface.

A cet effet, on préconise :

Sauf, une partie (voir schéma de zonage annexé) située à l'extrémité aval où, il y a lieu d'excaver et évacuer les sols friables et altérés de la couche superficielle de 3<sup>m</sup>.80 d'épaisseur et de largeur pouvant aller de 2<sup>m</sup> à 4<sup>m</sup>.

- La profondeur de la sous face des fondations doit être à -1<sup>m</sup>.00 au moins, par rapport au niveau de la plate-forme finale.
- Le taux de travail à adopter alors, est de 2.0 bars.
- Les caractéristiques mécaniques :
  - ✓ Couche vulnérable et jusqu'à -4<sup>m</sup> de profondeur :  $C = 0.27$  bar et  $\phi = 25^\circ$ .
  - ✓ Reste du terrain,  $C = 0.49$  bar et  $\phi = 36^\circ$ .
- Le site est classé en catégorie S2 selon le DTR BC 2 48.
- Les sols de fondation ne présentent aucune agressivité vis-à-vis du béton.
- Les sols de fondation dont la compacité et l'homogénéité sont confirmés ci haut, sont non tassant.

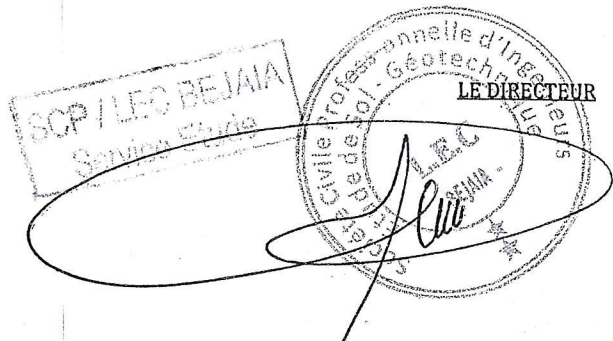
Aussi, on conseille :

- ✓ La réalisation de réseaux d'E.E.P, E.E.U et A.E.P très étanches (en les posant dans des caniveaux).
- ✓ Procéder à l'arborisation consciencieuse du site (par des arbres d'eucalyptus, olives ...).

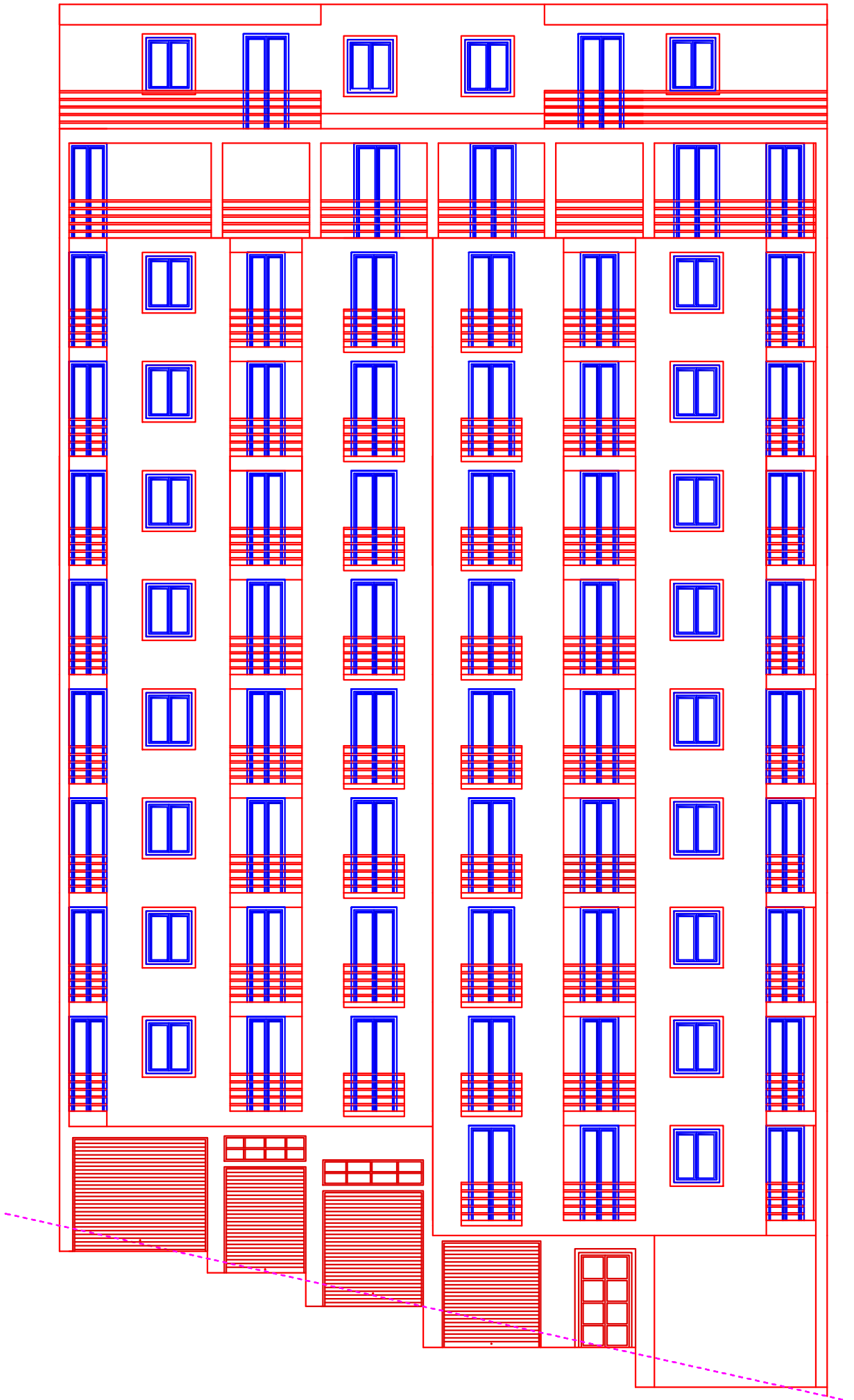
### L'INGENIEUR CHARGE DE L'ETUDE

Ingénieur Charge D'études  
A. DJEDJIG

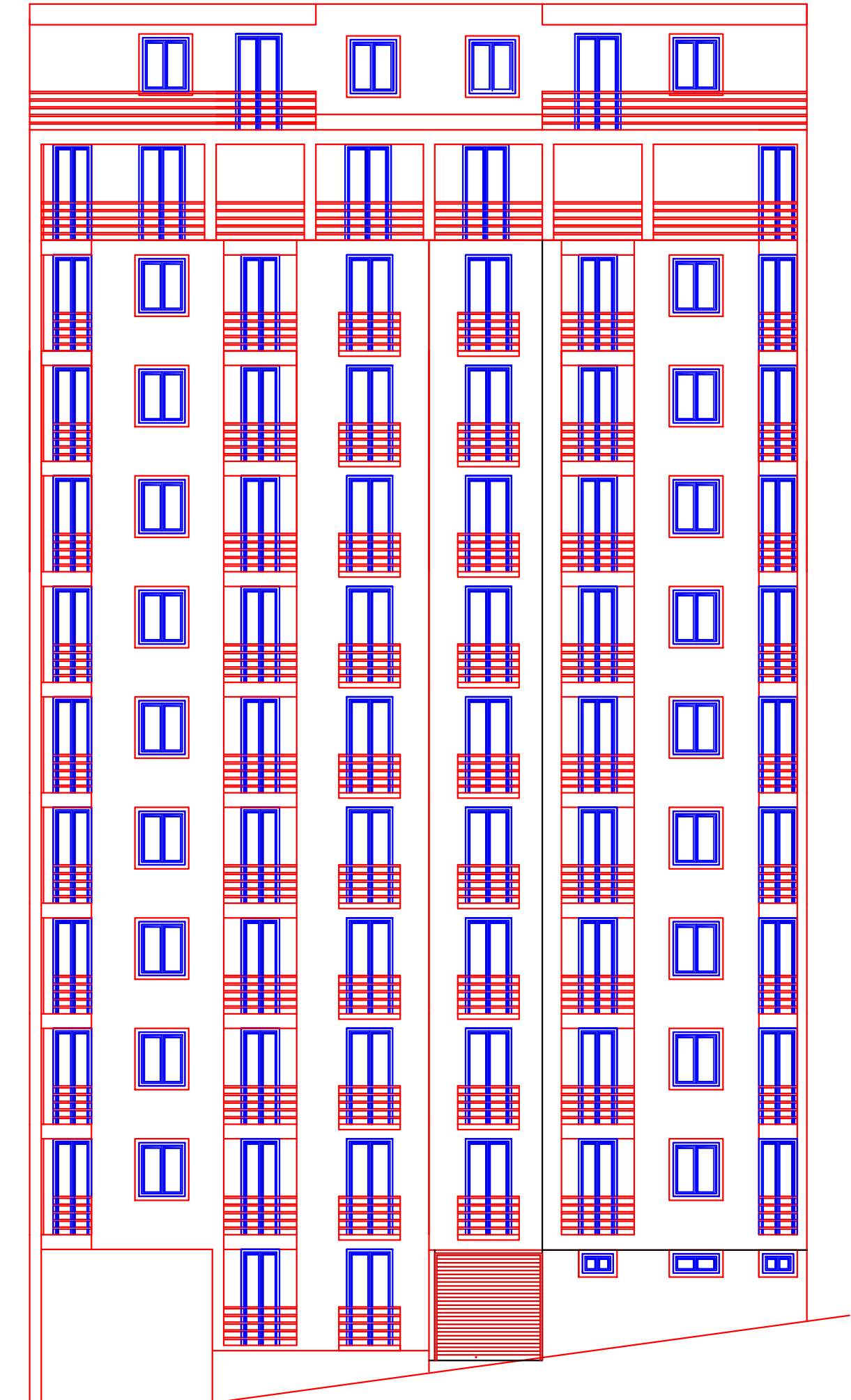
*(Signature manuscrite)*



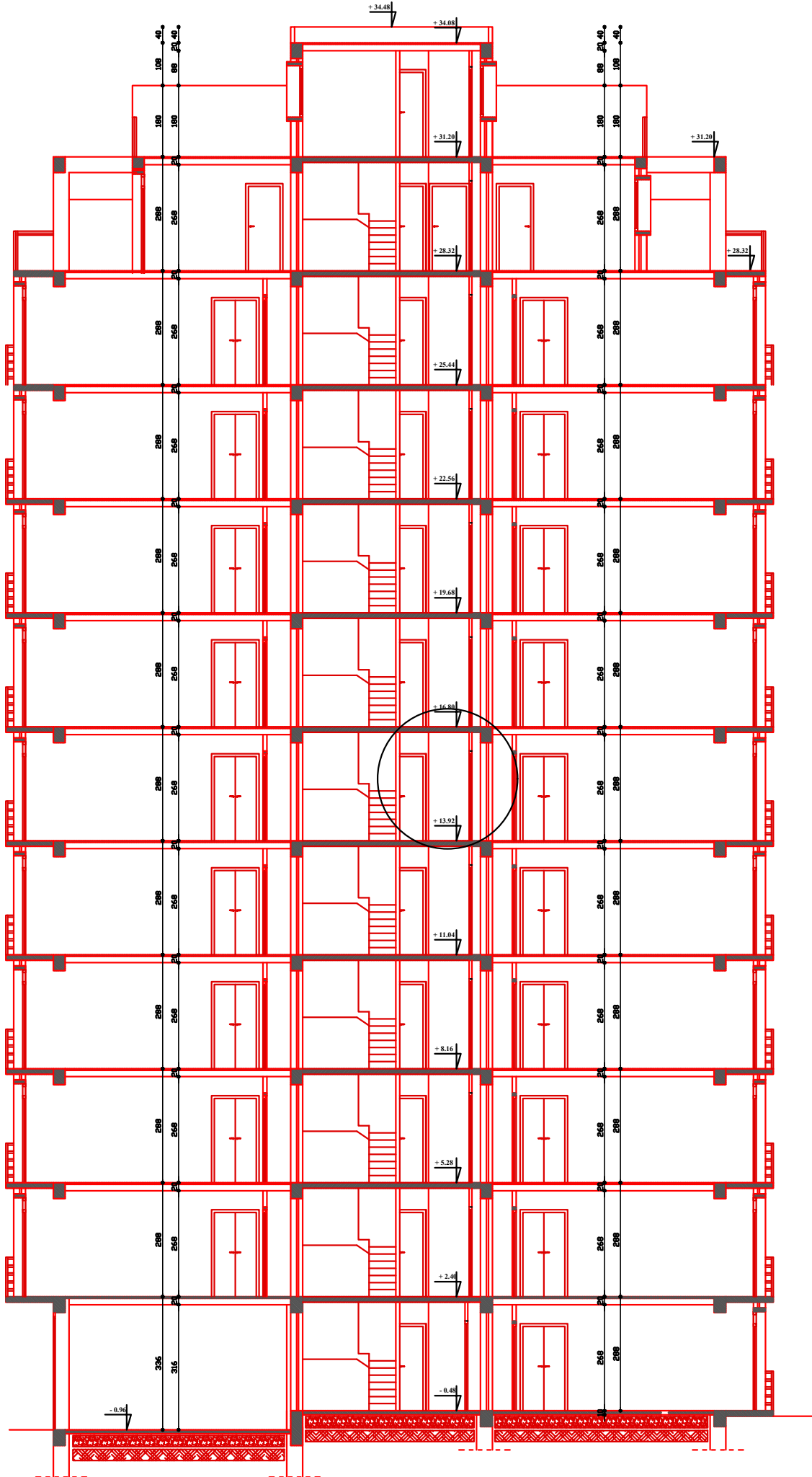
FACADE PRINCIPALE Ech : 1/50 BLOC A



FACADE POSTERIEURE Ech : 1/50 BLOC A



COUPE A A Ech: 1/50 BLOC A

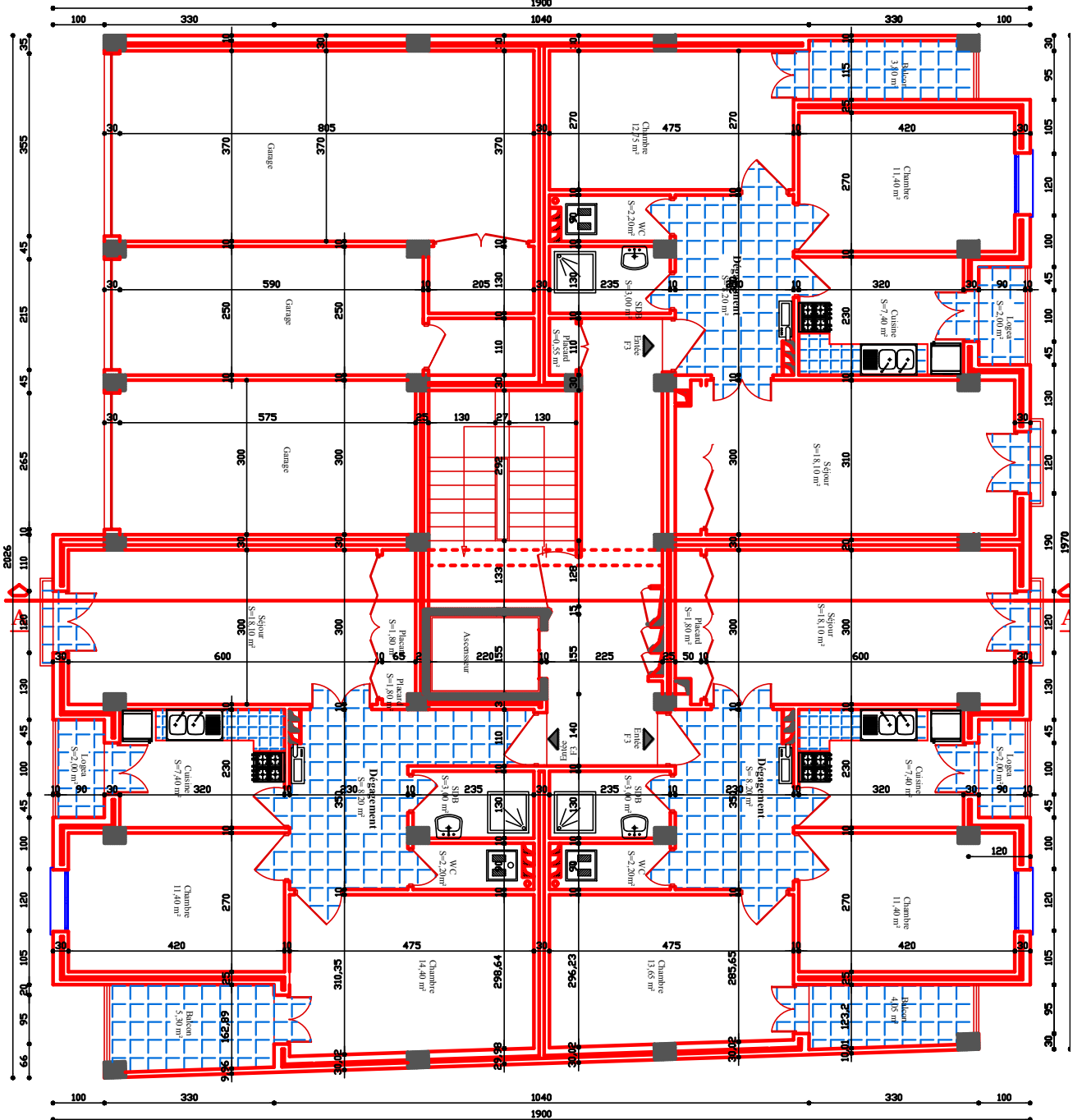




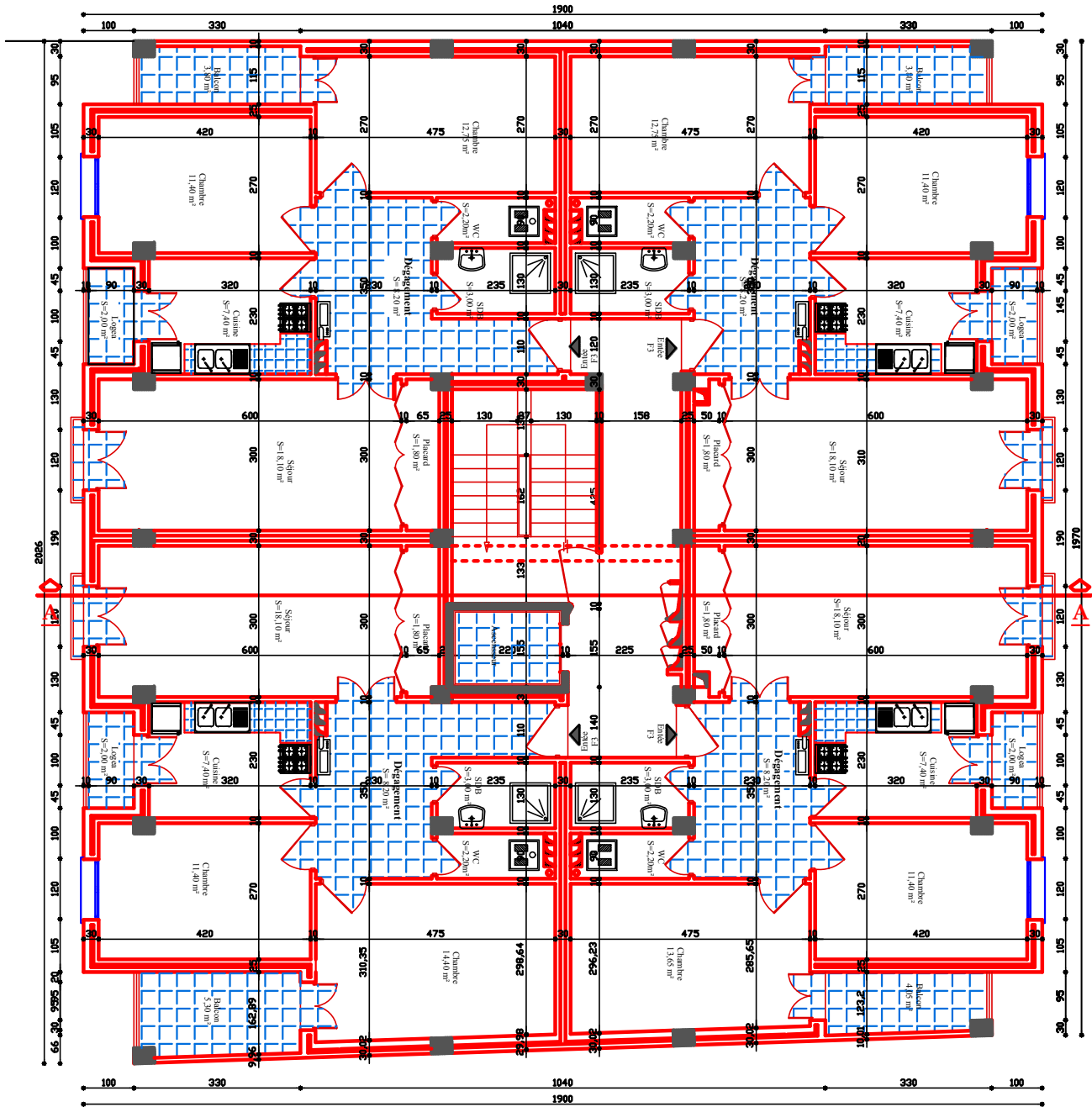


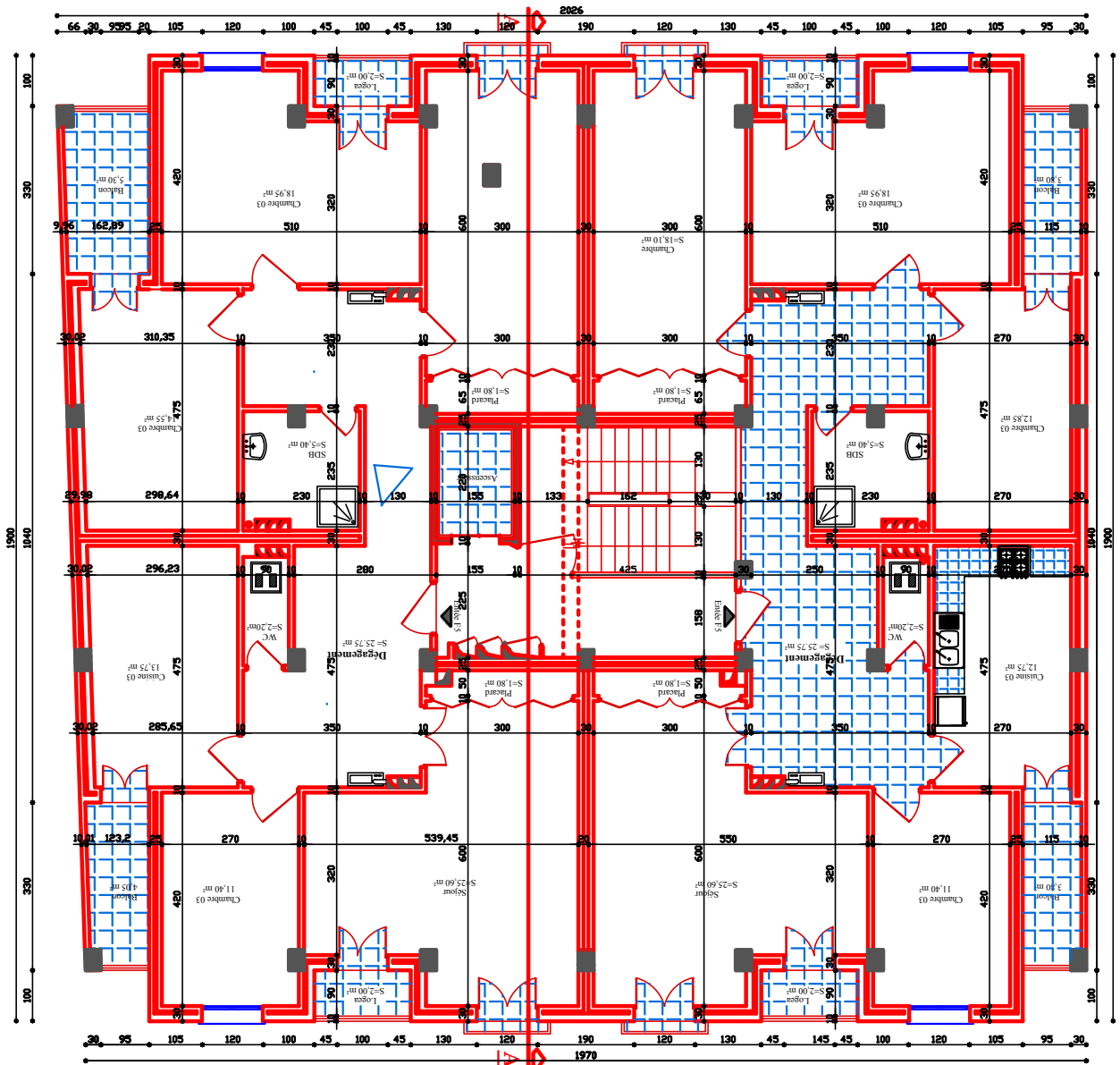


VUE EN PLAN RDC NIVEAU 02 Ech : 1/50 BLOC A +2.40m



VUE EN PLAN ETAGE 1, 2 et 3 Ech : 1/50 BLOC A

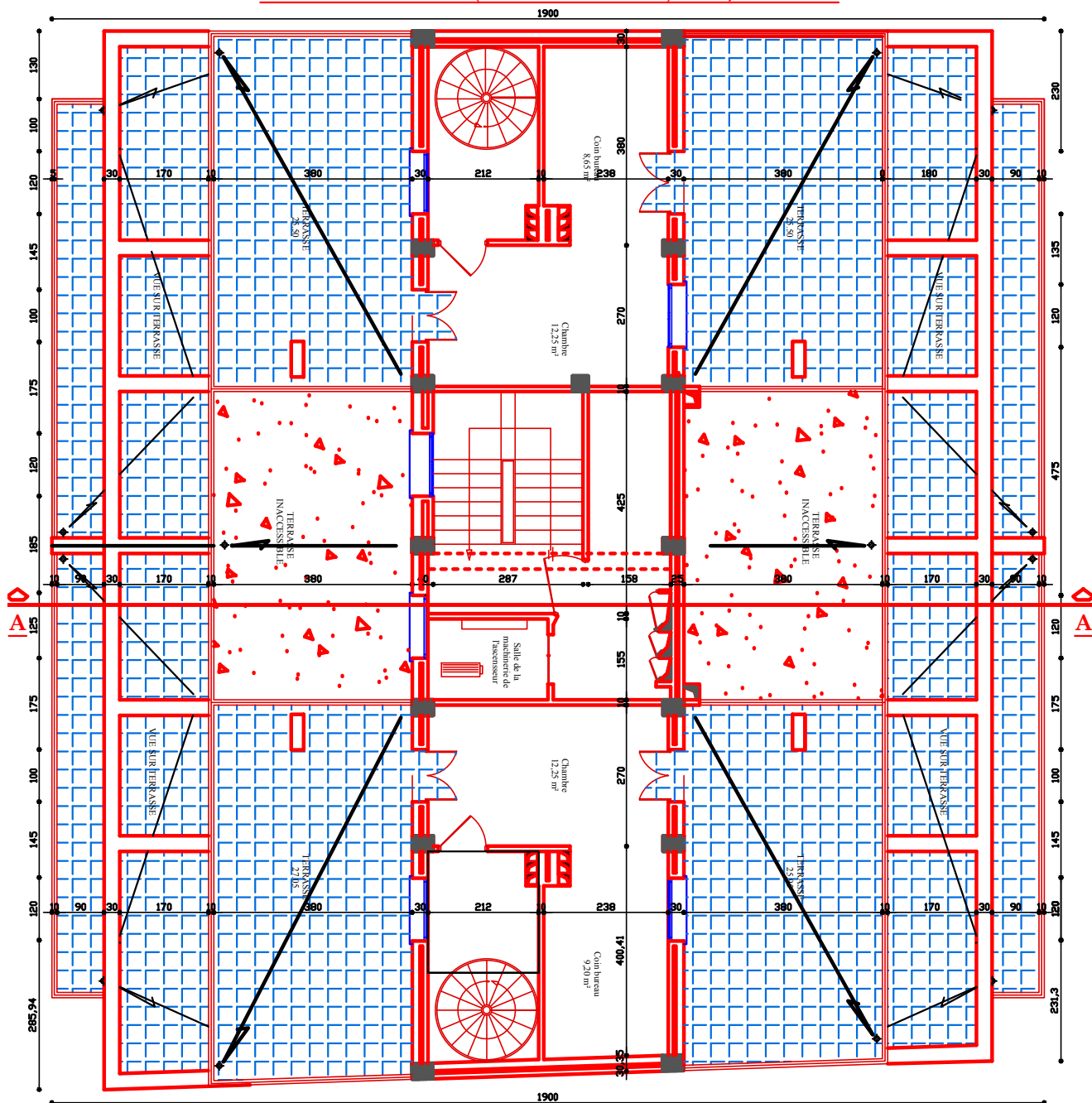




VUE EN PLANTAGE 4, 5, 6, 7 et 8 Ech.: 1/50 BLOCA



VUE EN PLAN ETAGE 8 (DUPLIX NIVEAU 02) Ech : 1/50 BLOC A



VUE EN PLAN TERRASSE Ech : 1/50 BLOC A

