

---

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE  
LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
Ecole Nationale Polytechnique

Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie Civil



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
Ecole Nationale Polytechnique

## Mémoire de Master

*Présenté par :*

**MESSADIA Abdelhakim**

*Ingénieur d'Etat en Génie Civil*

**Thème :**

### ***ETUDE D'UNE TOUR R+14+2SS SOLLICITEE PAR DES CHARGES D'ORIGINE CLIMATIQUES (VENT)***

**M. S. BELKACEMI**  
**Mme. A. CHIKH**  
**M. R. BOUTEMEUR**  
**M. M. DEMIDEM**

*Professeur, ENP*  
*Maitre de conférence A ENP*  
*Maitre de conférence A ENP*  
*Maitre de conférence A ENP*

*Président*  
*Directeur de thèse*  
*Examineur*  
*Membre*

**ENP JUILLET 2012**  
*Ecole Nationale Polytechnique.*  
*10, Avenue Hassan Badi. El-Harrach. Alger.*

## *Remerciements*

*Tout d'abord, je tiens à remercier Allah, le clément et le miséricordieux de m'avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.*

*Jevoudrais exprimer mes vifs remerciements à mes promotrice M<sup>me</sup> A.CHIKH.*

*Nous voudrions aussi remercier tous les professeurs qui ont contribué à notre formation.*

*Que tous les membres du jury trouvent ici l'expression de mes profonds respects pour avoir pris la peine d'examiner ce modeste travail.*

*Mes remerciements vont également à tous ceux et celles qui de près ou de loin m'ont apporté aide et encouragement. Qu'ils trouvent ici l'expression de ma profonde gratitude.*

---

## ملخص

الهدف من هذا العمل هو دراسة منشأة من الخرسانة المسلحة تتكون من طابق أرضي و 14 طابقا و طابقين تحت أرضيين ذات استعمال سكني و تجاري. مبنية في منطقة البلدية المصنفة ذات نشاط زلزالي قوي. البناية تتكون فقط من جدران من الإسمنت المسلح.

تصور المنشأة تم إنجازه حسب تعليمات البناء المستعملة في الجزائر و دراستها الحركية أنجزت بواسطة برنامج Robot 2011.

**كلمات مفتاحية:** الإسمنت المسلح، جدران من الإسمنت المسلح، الدراسة الحركية.

## Résumé

Le but de ce travail est l'étude d'une structure de bâtiment en béton armé (R+14+2 SS) implanté à Blida, classée comme zone de forte sismicité.

La résistance du bâtiment est assurée par un système de contreventement en voiles, la conception et le calcul sont conformes aux règlements de construction en vigueur (RPA99/2003, CBA 93, BAEL91).

L'étude dynamique a été faite avec le logiciel Robot structural analysis 2011.

**Mots clés :** Béton armé, contreventement par voiles, étude dynamique, voiles.

## Abstract

The aim of this work is the study of a reinforced concrete structure, which is outstanding execution in Blida that is classified as zone of high seismicity.

The strength of the building system is providing by braced sails, the design was done according to building regulations force (RPA 99/2003, CBA 93, and BAEL91).

The dynamic study was done with the software Robot Structural Analysis 2011.

**Key words:** Reinforced concrete, bracing by shells, modeling, dynamic analysis, veil.

---

# **TABLES DES MATIERS**

---

---

## **Introduction générale**

### **Chapitre I : Presentation du projet**

<b>I.1. INTRODUCTION .....</b>	<b>4</b>
<b>I.2. PRESENTATION DU BATIMENT .....</b>	<b>4</b>
<b>I.2.1. Dimensions .....</b>	<b>5</b>
<b>I.2.1.1. Dimension en plan .....</b>	<b>5</b>
<b>I.2.1.2. Dimension en élévation .....</b>	<b>6</b>
<b>I.2.2. Système structural .....</b>	<b>7</b>
<b>I.2.3. Planchers .....</b>	<b>8</b>
<b>I.2.4. Maçonneries .....</b>	<b>8</b>
<b>I.2.5. Revêtements .....</b>	<b>8</b>
<b>I.2.6. Acrotère .....</b>	<b>9</b>
<b>I.2.7. Garde-corps .....</b>	<b>9</b>
<b>I.2.8. Escaliers .....</b>	<b>9</b>
<b>I.2.9. Ascenseur .....</b>	<b>9</b>
<b>I.3. CARACTERISTIQUE MECANIQUE DES MATERIAUX .....</b>	<b>9</b>
<b>I.3.1. Béton .....</b>	<b>9</b>
<b>I.3.1.1. Dosage .....</b>	<b>9</b>
<b>I.3.1.2. Résistance à la compression .....</b>	<b>10</b>
<b>I.3.1.3. Résistance à la traction .....</b>	<b>10</b>
<b>I.3.2. Acier .....</b>	<b>11</b>
<b>I.4. REGLEMENTS UTILISEES .....</b>	<b>12</b>
<b>I.5. CARACTERISTIQUES DU SOL D'ASSISE .....</b>	<b>12</b>
<b>I.6. NATURE DU SITE D'IMPLANTATION .....</b>	<b>12</b>

### **Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charges**

<b>II.1. INTRODUCTION .....</b>	<b>14</b>
<b>II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS .....</b>	<b>14</b>
<b>II.2.1. Condition de résistance au feu .....</b>	<b>14</b>
<b>II.2.2. Isolation phonique .....</b>	<b>14</b>
<b>II.2.3. Limitation de flèche .....</b>	<b>14</b>
<b>II.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES .....</b>	<b>15</b>

<b>II.4. PRE DIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS.....</b>	<b>16</b>
<b>II.4.1. Hauteur et largeur des marches h et g.....</b>	<b>16</b>
<b>II.4.2. Largeur des escaliers.....</b>	<b>17</b>
<b>II.4.3. Epaisseur des escaliers.....</b>	<b>18</b>
<b>II.5. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES.....</b>	<b>18</b>
<b>II.5.1. Planchers terrasse .....</b>	<b>18</b>
<b>II.5.2. Planchers étage courant.....</b>	<b>19</b>
<b>II.5.3. Mur double cloison.....</b>	<b>19</b>
<b>II.5.4. Mur cloison unique.....</b>	<b>19</b>
<b>II.5.5. Balcon.....</b>	<b>19</b>
<b>II.5.6. Escaliers .....</b>	<b>20</b>
<b>II.5.6.1. Paillasse .....</b>	<b>20</b>
<b>II.5.6.2. Palier .....</b>	<b>20</b>
<b>II.5.7. Surcharges d'exploitation.....</b>	<b>20</b>
<b>II.6. DESCENTE DES CHARGES.....</b>	<b>20</b>
<b>II.6.1. Voiles parallèles à ox .....</b>	<b>23</b>
<b>II.6.2. Voiles parallèles à oy .....</b>	<b>25</b>

### **Chapitre III : Dimensionnement des éléments non structuraux**

<b>III.1. INTRODUCTION.....</b>	<b>29</b>
<b>III.2. ETUDE DE L'ACROTERE.....</b>	<b>29</b>
<b>III.2.1. Evaluation des sollicitations de calcul.....</b>	<b>30</b>
<b>III.2.2. Calcul de ferrailage.....</b>	<b>30</b>
<b>III.2.3. Vérification au cisaillement .....</b>	<b>31</b>
<b>III.2.4. Composante horizontale de la charge sismique .....</b>	<b>31</b>
<b>III.3. CALCUL DES ESCALIERS .....</b>	<b>33</b>
<b>III.3.1. Escaliers à deux volées et un palier de repos.....</b>	<b>33</b>
<b>III.3.1.1. Calcul de la volée.....</b>	<b>33</b>
<b>III.3.1.2. Calcul de palier de repos.....</b>	<b>34</b>
<b>III.3.2. Escaliers à quatre volées et trois paliers de repos .....</b>	<b>36</b>
<b>III.3.2.1. Calcul des parties 1 et 3 .....</b>	<b>36</b>
<b>III.3.2.2. Calcul des parties 2 et 4 .....</b>	<b>37</b>
<b>III.3.3. Schéma de ferrailage .....</b>	<b>39</b>
<b>III.4. BALCON .....</b>	<b>40</b>
<b>III.4.1. Combinaison de charges .....</b>	<b>40</b>
<b>III.4.2. Sollicitation de calcul .....</b>	<b>40</b>
<b>III.4.3. Calcul de ferrailage.....</b>	<b>40</b>

III.4.4. Vérification de cisaillement .....	40
---	----

## **Chapitre IV : Les planchers**

IV.1. INTRODUCTION .....	43
IV.2. DALLE APPUYEE SUR DEUX COTES .....	43
IV.2.1. Evaluation des charges.....	44
IV.2.2. Comparaison des charges .....	44
IV.2.3. Sollicitations de calcul .....	44
IV.2.4. Calcul du ferrailage.....	45
IV.2.5. Vérification au cisaillement.....	45
IV.3. DALLE APPUYEE SUR TROIS COTES .....	46
IV.3.1. Evaluation des charges.....	46
IV.3.2. Comparaison des charges .....	46
IV.3.3. Sollicitations de calcul .....	47
IV.3.4. Calcul du ferrailage.....	48
IV.3.5. Vérification au cisaillement.....	48
IV.4. DALLE APPUYEE SUR QUATRE COTES .....	48
IV.4.1. Evaluation des charges.....	48
IV.4.2. Sollicitations de calcul .....	48
IV.4.3. Calcul du ferrailage.....	49
IV.4.4. Vérification au cisaillement.....	50
IV.5. FERRAILAGE REEL .....	50
IV.6. SCHEMA DE FERRAILAGE DES PLANCHERS.....	51

## **Chapitre V : Etude dynamique**

V.1. INTRODUCTION.....	53
V.2. METHODE DE CALCUL .....	53
V.2.1. Présentation de la méthode modale spectrale .....	54
V.2.2. Nombre de modes à considérer .....	54
V.2.3. Combinaison du mouvement sismique.....	55
V.2.3.1. Combinaison réponses modales.....	55
V.2.3.2. Combinaisons des composantes du mouvement sismique .....	56
V.3. ANALYSE MODALE .....	57
V.3.1. Caractéristiques de la structure relativement à l'étude dynamique .....	57

V.3.2. Modélisation de la structure.....	57
V.3.3. Résultats et observations de l'analyse modale.....	58
V.3.4. Vérification de la période de vibration .....	59
V.3.5. Spectre de réponse de calcul.....	61
V.4. ANALYSE SISMIQUE .....	63
V.4.1. Combinaison de charge.....	63
V.4.2. Caractéristiques géométriques .....	63
V.4.3. Distribution de l'effort sismique sur les différents niveaux .....	64
V.4.4. Vérification de la résultante des forces sismiques.....	65
V.5. VERIFICATION DE LA STABILITE AU RENVERSEMENT .....	67
V.6. VERIFICATION DES DEPLACEMENTS.....	68
V.7. JUSTIFICATION VIS A VIS DE L'EFFET P- $\Delta$ .....	69

## **Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux**

VI.1. INTRODUCTION .....	72
VI.2. FERRAILAGE DES VOILES.....	72
VI.2.1. Ferrailage vertical .....	73
VI.2.2. Ferrailage horizontal .....	80
VI.2.3. Armatures transversales .....	82
VI.3. FERRAILAGE DU LINTEAU .....	82

## **Chapitre VII : Etude de l'infrastructure**

VII.1. INTRODUCTION.....	86
VII.2. ETUDE DU RADIER.....	86
VII.2.1. Combinaison de calcul .....	86
VII.2.2. Pré dimensionnement du radier .....	87
VII.2.2.1. Calcul de la surface du radier .....	87
VII.2.2.2. Calcul de l'épaisseur du radier.....	87
VII.2.3. Caractéristiques géométriques du radier.....	89
VII.2.3.1. Centre de gravité .....	89
VII.2.3.2. Moment d'inertie .....	89
VII.2.4. Vérifications .....	89
VII.2.4.1. Vérification au poinçonnement.....	89
VII.2.4.2. Vérification au sous pressions .....	90
VII.2.4.3. Vérification des contraintes dans le sol .....	90

VII.2.5. Ferrailage du radier .....	92
VII.2.6. Ferrailage des nervures .....	94
VII.2.6.1. Vérification de l'effort tranchant .....	96
VII.2.7. Etude du débord du radier .....	96
VII.3. ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE.....	97
VII.3.1. Pré dimensionnement.....	97
VII.3.2. Sollicitation de calcul.....	97
VII.3.3. Calcul du ferrailage .....	99

## **Chapitre VIII : Etude au vent**

VIII.1. Introduction.....	102
VIII.2. Principes de calcul .....	102
VIII.3. Etapes de calcul (suivant le RNV99) .....	102
VIII.3.1. Données relative au site.....	103
VIII.4. Vérification de la stabilité d'ensemble.....	103
VIII.4.1. Détermination du coefficient dynamique Cd.....	104
VIII.4.2. Détermination de la pression dynamique de vent qdyn.....	105
VIII.4.3. Détermination des coefficients de pression extérieure Cpe....	106

### **Conclusion générale**

### **Annexes**

#### **Annexe 1 : plans du bâtiment**

#### **Annexe 2 : descente de charge**

#### **Annexe 3 : résultats robot de l'analyse modale**

---

## LISTE DES FIGURES

<b>Fig.I.1.</b> Plan de masse .....	<b>5</b>
<b>Fig.I.2.</b> Plan de RDC et étage courant.....	<b>6</b>
<b>Fig.I.3.</b> Façade principale.....	<b>6</b>
<b>Fig.I.4.</b> Coupe A-A .....	<b>7</b>
<b>Fig.I.5.</b> Coupe B-B.....	<b>7</b>
<b>Fig.I.6.</b> RDC.....	<b>8</b>
<b>Fig.I.7.</b> 1 <sup>er</sup> jusqu'au 14 <sup>eme</sup> .....	<b>8</b>
<b>Fig.I.8.</b> Diagramme contrainte-déformation du béton .....	<b>10</b>
<b>Fig.I.9.</b> Diagramme contrainte-déformation de l'acier .....	<b>12</b>
<b>Fig.II.1.</b> Coupe de voile en élévation.....	<b>15</b>
<b>Fig.II.2.</b> Coupe de voile en plan.....	<b>16</b>
<b>Fig.II.3.</b> Disposition des voiles au sous-sol .....	<b>22</b>
<b>Fig.II.4.</b> Disposition des voiles au RDC .....	<b>23</b>
<b>Fig.III.1.</b> détails et modélisation de l'acrotère.....	<b>30</b>
<b>Fig.III.2.</b> Dimension de la section dangereuse de l'acrotère .....	<b>30</b>
<b>Fig.III.3.</b> Ferrailage de l'acrotère.....	<b>32</b>
<b>Fig.III.4.</b> Escalier à deux volées et un palier de repos .....	<b>33</b>
<b>Fig.III.5.</b> Schéma statique de la volée .....	<b>33</b>
<b>Fig.III.6.</b> Schéma statique du palier.....	<b>35</b>
<b>Fig.III.7.</b> Escalier à deux volées et un palier de repos .....	<b>36</b>
<b>Fig.III.8.</b> Schéma statique des parties 1 et 3 .....	<b>36</b>
<b>Fig.III.9.</b> Schéma statique des parties 2 et 4.....	<b>38</b>
<b>Fig.III.10.</b> Schema de ferrailage des escaliers .....	<b>39</b>
<b>Fig.III.11.</b> Schéma statique du balcon .....	<b>40</b>

---

<b>Fig.III.12.</b> Schéma de ferrailage du balcon .....	<b>41</b>
<b>Fig. IV.1.</b> Dimensions de la dalle appuyée sur 2 .....	<b>43</b>
<b>Fig. IV.2.</b> Schéma statique de la poutre de calcul.....	<b>44</b>
<b>Fig. IV.3.</b> Dimensions de la dalle appuyée sur 3 côtés .....	<b>46</b>
<b>Fig. IV.4.</b> Dimensions de la dalle appuyée sur 4 côtés .....	<b>48</b>
<b>Fig. IV.5.</b> Schéma de ferrailage du plancher.....	<b>51</b>
<b>Fig.V.1.</b> Modèle 3D de la structure .....	<b>57</b>
<b>Fig.V.2.</b> Représentation du mode 1 .....	<b>59</b>
<b>Fig.V.3.</b> Représentation du mode 2.....	<b>60</b>
<b>Fig.V.4.</b> Représentation du mode 3.....	<b>60</b>
<b>Fig.V.5.</b> Spectre de réponse de calcul .....	<b>62</b>
<b>Fig.V.6.</b> Distribution de l'effort sismique Sens X.....	<b>65</b>
<b>Fig.VI.1.</b> Vue en 3D du sous-sol.....	<b>73</b>
<b>Fig.VI.2.</b> Vue en 3D du RDC.....	<b>73</b>
<b>Fig.VI.3.</b> Vue en 3D du 1er étage .....	<b>73</b>
<b>Fig.VI.4.</b> Schéma des contraintes développées dans un voile.....	<b>74</b>
<b>Fig.VI.5.</b> Schéma de la bande de calcul .....	<b>75</b>
<b>Fig.VI.6.</b> Plan de ferrailage d'un voile du groupe 2 Partie I.....	<b>82</b>
<b>Fig.VI.7.</b> Schéma de ferrailage du linteau .....	<b>84</b>
<b>Fig.VII.1.</b> Schéma de transmission des charges sur le radier .....	<b>89</b>
<b>Fig.VII.2.</b> Schéma de la poutre (Nervure) la plus chargée .....	<b>94</b>
<b>Fig.VII.3.</b> Section à considérer en appui et en travée .....	<b>95</b>
<b>Fig.VII.4.</b> Schéma du débord du radier .....	<b>95</b>
<b>Fig.VII.5.</b> Schéma de ferrailage du radier .....	<b>97</b>
<b>Fig.VII.6.</b> Schéma statique du voile périphérique .....	<b>98</b>
<b>Fig.VII.7.</b> Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	<b>100</b>

---

## LISTE DES TABLEAUX

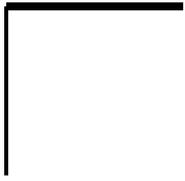
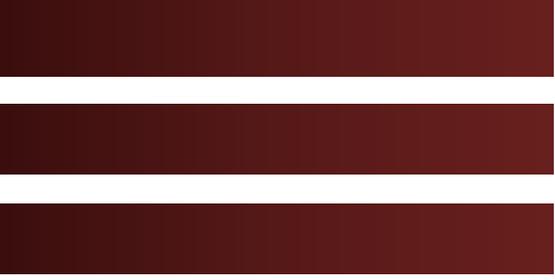
<b>Tab.II.1.</b> Charges permanente dues au plancher terrasse .....	<b>18</b>
<b>Tab.II.2.</b> Charges permanente dues au plancher étage courant .....	<b>18</b>
<b>Tab.II.3.</b> Charge permanente due au mur double cloison .....	<b>19</b>
<b>Tab.II.4.</b> Charge permanente due au mur cloison unique.....	<b>19</b>
<b>Tab.II.5.</b> Charge permanente due au balcon.....	<b>19</b>
<b>Tab.II.6.</b> Charge permanente dues à la paillasse .....	<b>20</b>
<b>Tab.II.7.</b> Charges permanente dues au palier .....	<b>20</b>
<b>Tab.II.8.</b> Charges d'exploitation.....	<b>20</b>
<b>Tab.II.9.</b> Règle de dégression adoptée .....	<b>21</b>
<b>Tab.II.10.</b> Descente de charges du voile 10.....	<b>23</b>
<b>Tab.II.11.</b> Descente de charges des voiles parallèles à ox.....	<b>25</b>
<b>Tab.II.12.</b> Descente de charges des voiles F,G.....	<b>25</b>
<b>Tab.II.13.</b> Descente de charges des voiles parallèles à oy.....	<b>27</b>
<b>Tab.III.1.</b> Actions et sollicitations agissant sur l'acrotère.....	<b>30</b>
<b>Tab.III.2.</b> Résultats de calcul du ferrailage de l'acrotère .....	<b>31</b>
<b>Tab.III.3.</b> Combinaison des charges pour la volée .....	<b>33</b>
<b>Tab.III.4.</b> Diagramme des efforts dans la volée .....	<b>34</b>
<b>Tab.III.5.</b> Résultats de calcul du ferrailage de la volée.....	<b>34</b>
<b>Tab.III.6.</b> Combinaison des charges pour le palier .....	<b>34</b>
<b>Tab.III.7.</b> Diagramme des efforts dans le palier.....	<b>35</b>
<b>Tab.III.8.</b> Résultats de calcul du ferrailage du palier .....	<b>35</b>
<b>Tab.III.9.</b> Combinaison des charges des parties 1 et 3.....	<b>36</b>

---

<b>Tab.III.10.</b> Diagramme des efforts des parties 1 et 3 .....	37
<b>Tab.III.11.</b> Résultats de calcul du ferrailage des parties 1 et 3 .....	37
<b>Tab.III.12.</b> Combinaison des charges des parties 2 et 4.....	37
<b>Tab.III.13.</b> Diagramme des efforts des parties 2 et 4 .....	38
<b>Tab.III.14.</b> Résultats de calcul du ferrailage des parties 2 et 4 .....	38
<b>Tab.III.15.</b> Combinaison des charges du balcon .....	40
<b>Tab.III.16.</b> Résultats de calcul du ferrailage du balcon .....	40
<b>Tab.IV.1.</b> Charges et surcharges sur la dalle appuyée sur 2 côtés.....	44
<b>Tab.IV.2.</b> Combinaison des charges appuyée sur 2 côtés.....	44
<b>Tab.IV.3.</b> Diagrammes des efforts de la poutre de calcul .....	44
<b>Tab.IV.4.</b> Résultats du calcul du ferrailage de la poutre de calcul .....	45
<b>Tab.IV.5.</b> Vérification de la dalle appuyée sur 2 côtés au cisaillement .....	45
<b>Tab.IV.6.</b> Charges et surcharges sur la dalle appuyée sur 3 côtés.....	46
<b>Tab.IV.7.</b> Sollicitations de calcul pour la dalle appuyée sur 3 côtés .....	46
<b>Tab.IV.8.</b> Ferrailage de la dalle appuyée sur 3 côtés.....	47
<b>Tab.IV.9.</b> Vérification de la dalle appuyée sur 3 côtés au cisaillement .....	48
<b>Tab.IV.10.</b> Charges revenant à la dalle appuyée sur 4 côtés .....	48
<b>Tab.IV.11.</b> Sollicitations de calcul pour la dalle appuyée sur 4 côtés .....	49
<b>Tab.IV.12.</b> Ferrailage de la dalle appuyée sur 4 côtés.....	50
<b>Tab.IV.13.</b> Vérification de la dalle appuyée sur 4 côtés au cisaillement.....	50
<b>Tab.V.1.</b> Résultats de l'analyse modale.....	58
<b>Tab.V.2.</b> Valeurs du spectre de réponse .....	63
<b>Tab.V.3.</b> Caractéristiques géométriques .....	63
<b>Tab.V.4.</b> Distribution de l'effort sismique.....	64
<b>Tab.V.5.</b> Détermination de la force sismique par la méthode statique équivalente.....	67

---

<b>Tab.V.6.</b> Vérification de la résultante des forces sismiques .....	<b>67</b>
<b>Tab.V.7.</b> Vérification de la stabilité au renversement .....	<b>68</b>
<b>Tab.V.8.</b> Vérification des déplacements .....	<b>68</b>
<b>Tab.V.9.</b> Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....	<b>70</b>
<b>Tab.VI.1.</b> Groupes de voiles parties .....	<b>73</b>
<b>Tab.VI.2.</b> Ferraillage Vertical.....	<b>77</b>
<b>Tab.VI.3.</b> Ferraillage horizontal .....	<b>80</b>
<b>Tab.VII.1.</b> Efforts exercés à la base de la tour .....	<b>87</b>
<b>Tab.VII.2.</b> Résultats de calcul par la méthode de Pigeaud.....	<b>92</b>
<b>Tab.VII.3.</b> Moments final à prendre en compte pour les calculs .....	<b>93</b>
<b>Tab.VII.4.</b> Ferraillage du radier.....	<b>93</b>
<b>Tab.VII.5.</b> Valeurs des moments entravée de la poutre la plus chargée .....	<b>95</b>
<b>Tab.VII.6.</b> Résultats du ferraillage en appui et en travée de la nervure .....	<b>95</b>
<b>Tab.VII.7.</b> Résultat de ferraillage du débord.....	<b>96</b>
<b>Tab.VII.8.</b> Valeurs des moments de calcul pour le voile périphérique .....	<b>99</b>
<b>Tab.VII.9.</b> Résultats de ferraillage du voile périphérique .....	<b>99</b>



## **Introduction générale**



# Introduction générale

---

---

Construire était et reste un des grandes préoccupations de l'homme depuis des siècles, cette préoccupation s'est accrue avec le développement de l'industrie et la véritable explosion démographique, ce qui a conduit les décideurs dans tout les pays du monde à adopter la solution de bâtir en hauteur suite aux limitations des terrains en villes et les importantes demandes en logements et espaces de travail (bureaux, ateliers ...).

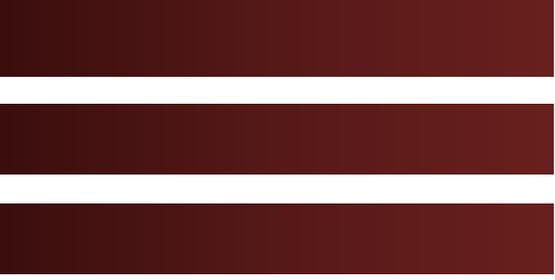
Cette solution n'est pas sans difficultés ; en augmentant la hauteur, les structures deviennent plus vulnérables et plus exposées aux sollicitations sismiques et celles dues au vent, mettant ainsi les vies de ces occupants ainsi que celles de ces voisins en danger sans oublier les pertes matériels.

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

En Algérie les expériences vécues, durant les derniers séismes a conduit les pouvoirs publics avec l'assistance des experts du domaine à revoir et à modifier le règlement parasismique Algérien en publiant le RPA99 version 2003 dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiés. Ce règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Dans le présent travail on présentera une étude détaillée d'une tour en R+14 à usage d'habitation et de commerce, l'étude de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes:

- le pré dimensionnement et le calcul des éléments secondaires.
- l'étude dynamique du bâtiment.
- le ferrailage des éléments principaux (voiles, fondations).



## **Chapitre I**

# **Présentation du projet**

**I.1. Introduction**

**I.2. Présentation du bâtiment**

**I.3. Caractéristiques des matériaux**

**I.4. Règlements utilisées**

**I.5. Caractéristique du sol d'assise**

**I.6. Nature du site d'implantation**

---

# Présentation du projet

---

## I.1. Introduction

Dans le cadre de l'opération location et vente, l'Agence Algérienne de Développement du Logement (AADL) de BLIDA a choisi l'entreprise d'études et de réalisation chinoise **ZCIGC** (Zhejiang Construction Investment Group Corporation), pour l'étude et la conception de 540 logements à Brakni, Blida, qui a elle-même confié l'étude d'une partie du projet au bureau d'études **B.E.T Nacéri Salim**.

Le projet se compose de :

- 5 tours R+14
- 4 tours R+9
- 2 tours R+12
- 1 tour R+10

## I.2. Présentation du bâtiment

L'ouvrage que l'on se propose d'étudier fait partie du projet cité ci-dessus, c'est une tour R+14+2SS à usage de commerce et d'habitation.

- vide sanitaire au sous-sol
- au RDC 5 commerces et un F3
- au 1<sup>er</sup> niveau 2 services et F4+F3
- à partir du 2<sup>ème</sup> jusqu'au 14<sup>ème</sup> étage 2 (F4+F3) à raison de quatre logement par niveau

D'après la classification des RPA99 version 2003, le bâtiment est considéré comme un ouvrage de grande importance (groupe d'usage 1B) puisque sa hauteur totale dépasse 48m.



**Fig.I.1.** Plan de masse

## I.2.1. Dimensions

### I.2.1.1. Dimension en plan

Le bâtiment se particularise par sa forme irrégulière en plan suivant les deux sens (transversale et longitudinal).

Les plus grandes dimensions sont :

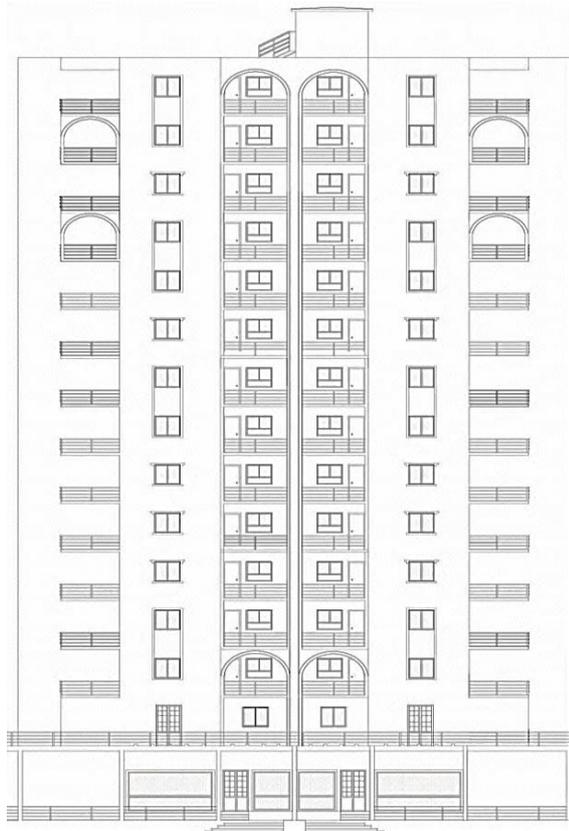
- au RDC 32.3\*29.0 m
- au ETG 26.2\*25.1 m



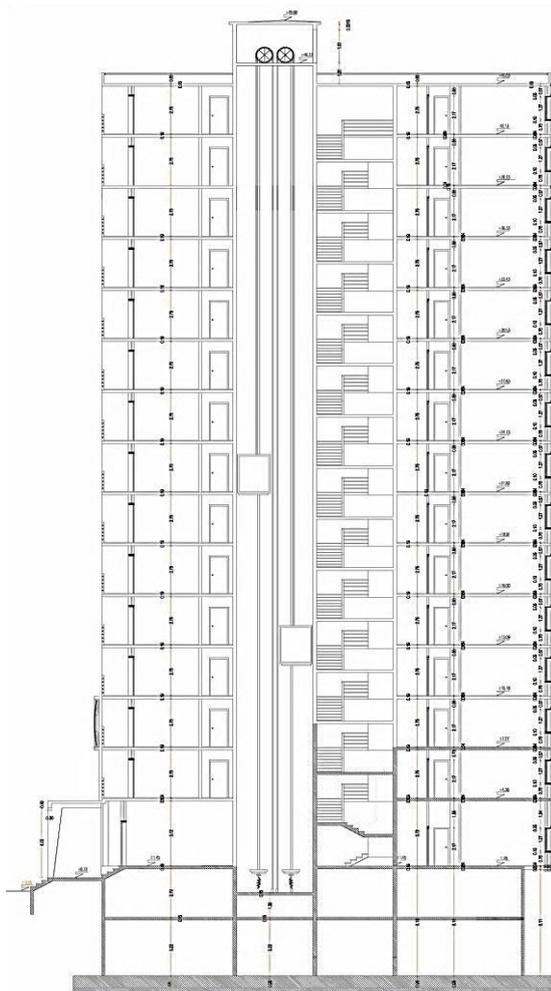
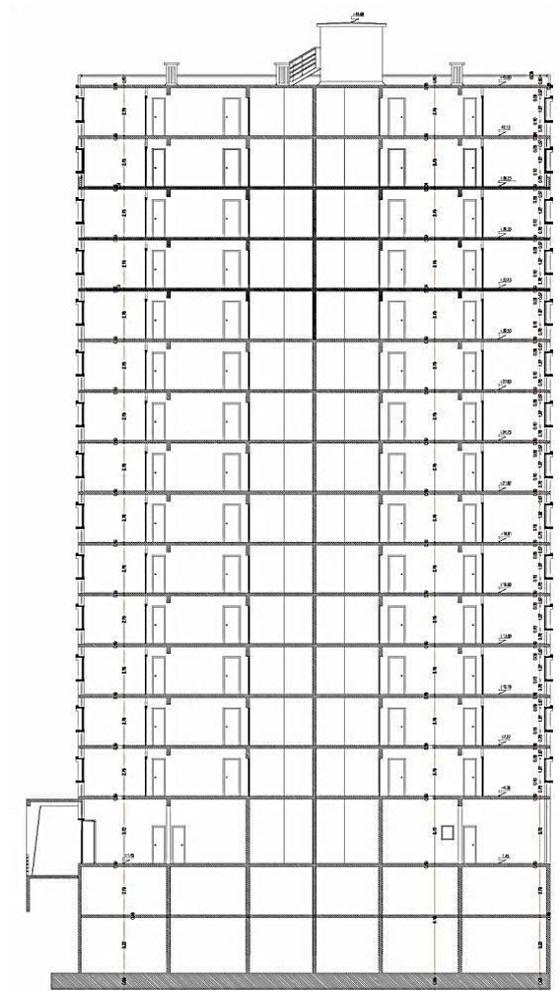
**Fig.I.2.** Plan de RDC et étage courant

### I.2.1.2. Dimension en élévation

- H de niveau 2.94 m
- H de RDC 3.91 m
- H de SS 7.26 m
- La hauteur totale du bâtiment est de 48.68 m



**Fig.I.3.** Façade principale

**Fig.I.4.** Coupe A-A**Fig.I.5.** Coupe B-B

## I.2.2. Système structural

La stabilité du bâtiment sous l'effet des actions verticales et horizontales est assurée par une structure résistante constituée uniquement de voiles en béton armé.

Au niveau du sous-sol se trouve une forte concentration de voiles en béton armé. Ce niveau forme une base très rigide pour le bâtiment grâce aux murs de soubassement.

Puis, en partant vers le haut, les voiles qui constituent le sous-sol continuent leurs montées sans décalages, avec quelques interruptions au RDC et d'autres au premier.

Ce qui nous donne les répartitions suivantes selon les niveaux :

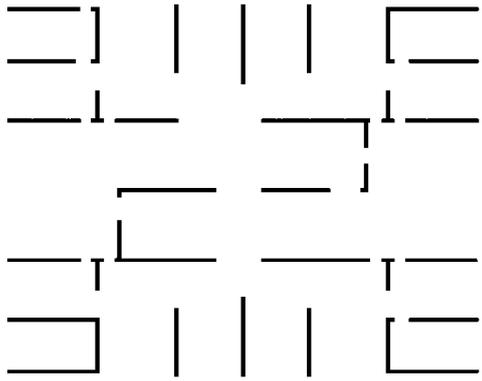
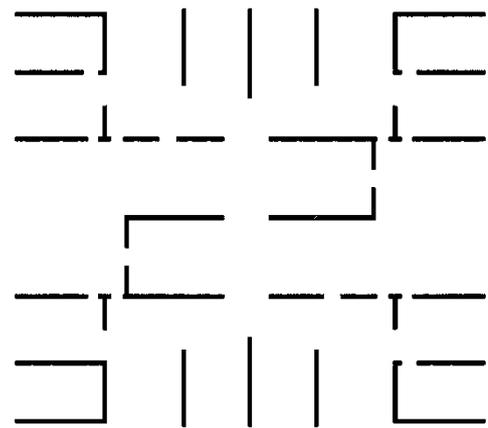


Fig.I.6. RDC

Fig.I.7. 1<sup>er</sup> jusqu'au 14<sup>ème</sup>

### I.2.3. Planchers

Ce sont des diaphragmes rigides d'une faible épaisseur par rapport aux autres dimensions.

On a eu recours seulement aux planchers dalle pleine qui sont les plus répandus pour ce genre de construction vu leur caractère économique et leur facilité d'exécution surtout lorsqu'on a le coffrage approprié, banches et coffrage tunnel.

### I.2.4. Maçonneries

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :

- **Murs extérieurs** : Le remplissage des façades est en maçonnerie non rigide elles sont composées d'une double cloison en briques creuses a 8 trous de 10 cm d'épaisseur et a 12 trous de 15 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur
- **Murs intérieurs** : cloison de séparation de 10 cm

### I.2.5. Revêtements

Les différents revêtements utilisés dans le bâtiment sont :

- Carrelage de 2 cm d'épaisseur pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- Céramique recouvrant tout les murs des salles d'eau.
- Enduit plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Mortier de ciment pour les crépissages des façades extérieurs.

### **I.2.6. Acrotère**

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

### **I.2.7. Garde-corps**

Pour assurer la sécurité des habitants les balcons et les escaliers sont bordés par des garde-corps métallique de 85 cm.

### **I.2.8. Escaliers**

Les escaliers utilisés dans ce projet sont des escaliers droits avec :

- trois paliers de repos et quatre volées uniquement au niveau du RDC
- un palier de repos et deux volées pour les autres étages

#### **I.2.8.1. ascenseur**

Un ascenseur est un dispositif mobile assurant le déplacement des personnes (et des objets) en hauteur sur des niveaux définis d'une construction.

L'ascenseur est installé la plupart du temps dans une "cage d'ascenseur", une trémie verticale fermée, située à l'intérieur ou à l'extérieur de construction. Dans le cas du bâtiment à étudier, l'ascenseur se trouve à l'intérieur.

## **I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux**

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures (CBA 93).

### **I.3.1. Béton**

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression qui seront développés. Le ciment utilisé est le CPA 325 avec un dosage de 350 kg/m<sup>3</sup>.

#### **I.3.1.1. Dosage**

La composition courante d'un mètre cube de béton est approximativement la suivante :

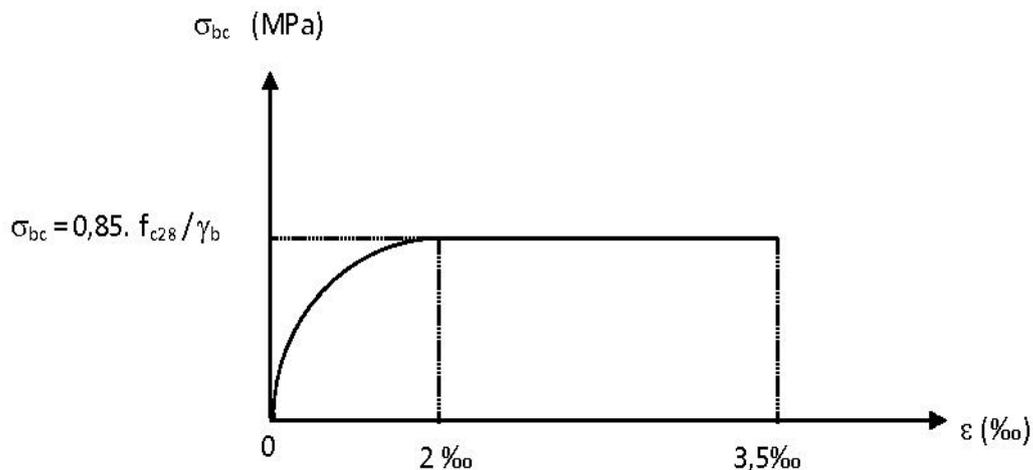
- 350 kg de ciment du CPA 325.
- 400 l de sable Ds < 5 mm.
- 800 l de gravillons 3/8 et 15/25.
- 175 l d'eau de gâchage.

### I.3.1.2. Résistance à la compression

La résistance nominale à la compression a prévue pour le béton à 28 jours est de  $f_{c28} = 25$  MPa.

### I.3.1.3. Résistance à la traction

Conventionnellement déduite de celle à la compression selon la formule suivante:  $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1$  MPa



**Fig.I.8.** Diagramme contrainte-déformation du béton

- **Etat limite ultime (ELU)**

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b}$$

Avec

$\theta$  : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h, 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

$$\gamma_b = 1.5 \text{ (situation normale)} \quad f_{bu} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_b = 1.15 \text{ (situation accidentelle)} \quad f_{bu} = 18.48 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0.6x f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\nu = 0.2$$

### I.3.2. Acier

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction, on le combine avec le béton pour corriger la faiblesse de ce dernier vis-à-vis de la traction. L'acier doit être conforme aux normes AFNOR.

#### Type d'acier utilisé :

- FeE400 HA ( $f_e = 400 \text{ MPa}$  : Limite d'élasticité garantie).
- FeE240 RL ( $f_e = 240 \text{ MPa}$  : Limite d'élasticité garantie).

- **Etat limite ultime (ELU)**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité.}$$

$$\gamma_s = 1.15 \quad \text{en situation courante} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1 \quad \text{en situation accidentelle} \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

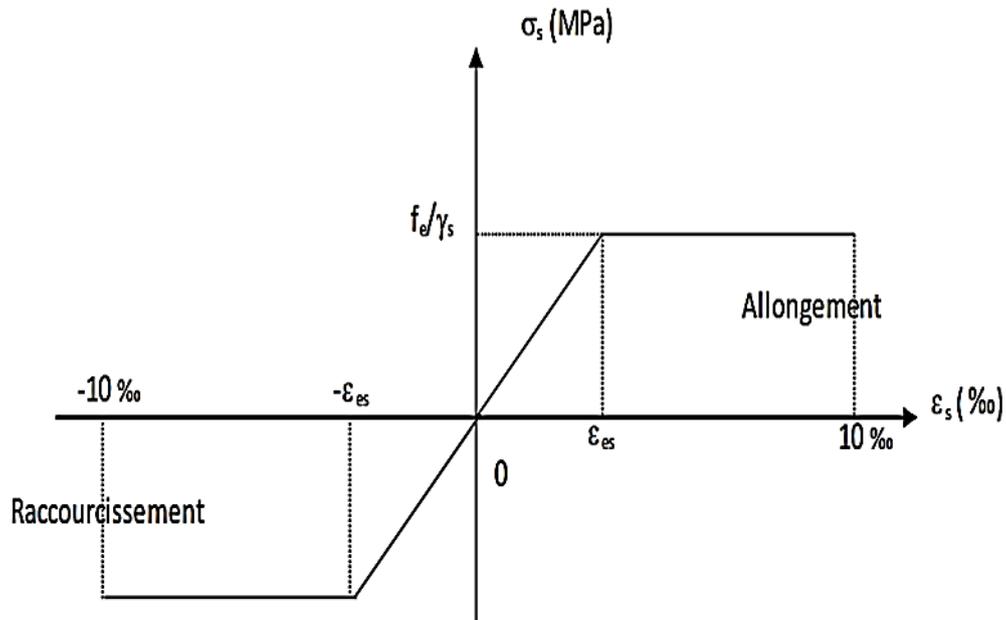
- **Etat limite de service (ELS)**

– Fissuration peu nuisible : rien à vérifier.

– Fissuration préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \min \left[ \left( \frac{2}{3} f_e \right); (110 * \sqrt{\eta * f_{t28}}) \right] = 201.63 \text{ MPa}$

– Fissuration très préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \min \left[ \left( \frac{1}{2} f_e \right); (90 * \sqrt{\eta * f_{t28}}) \right] = 164.97 \text{ MPa}$

$\eta$  : coefficient de fissuration    Avec  $\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les aciers RL} \\ 1.6 & \text{pour les aciers HA} \end{cases}$



**Fig.I.9.** Diagramme contrainte-déformation de l'acier

#### I.4. Règlements utilisés

Le présent projet est élaboré et établi suivant les règles de calculs et de conception qui sont en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

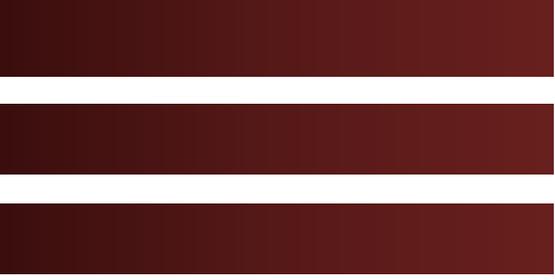
- C.B.A 93
- D.T.R-B.C.2.48 : Règles Parasismique Algériennes 1999 avec addenda de 2003
- BAEL 91 : Béton armé aux états limite
- DTR-B.C.2.2 : charges permanentes et d'exploitation

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

La capacité portante admissible du sol d'assise, obtenue après les investigations géotechniques est de 0.3 MPa.

#### I.6. Nature du site d'implantation du bâtiment

Le bâtiment est implanté à BRAKNI (Wilaya de BLIDA) qui est classée en Zone III (une zone de sismicité élevée), avec un sol d'assise ferme S2.



## **Chapitre II**

# **Pré dimensionnement et descente des charges**

**II.1. Introduction**

**II.2. Pré dimensionnement du plancher**

**II.3. Pré dimensionnement des voiles**

**II.4. Pré dimensionnement des escaliers**

**II.5. Evaluation des charges et surcharges**

**II.6. Descente de charges**

# Pré dimensionnement et descente de charges

## II.1. Introduction

Le pré dimensionnement a pour but “ le pré calcul “des sections des différents éléments résistants. Il sera fait selon les règles du CBA 93 et le RPA99/version2003, pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d’éviter un surplus d’acier et du béton et aussi de trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité.

## II.2. Pré dimensionnement des planchers

Le plancher est une séparation entre les niveaux qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l’isolation phonique, thermique et l’étanchéité des niveaux extrêmes.

Pour le bâtiment étudié, on a un seul type de planchers:

- Plancher dalle pleine.

### II.2.1. Condition de résistance au feu

- $e = 7$  cm pour 1 heure de coupe-feu
- $e = 11$  cm pour 2 heures de coupe-feu
- $e = 17.5$  cm pour 4 heures de coupe-feu

On prend une épaisseur de 15 cm

### II.2.2. Isolation phonique

Selon les règles **CBA93**, l’épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à : 15 cm.

### II.2.3. Limitation de flèche

- Si  $l_x/l_y < 0.4$  : la dalle porte suivant sa petite portée uniquement et son calcul se fera comme pour une poutre de 1 mètre de largeur.

- Si  $l_x/l_y > 0.4$  : la dalle porte suivant les 2 directions x et y, et c'est le cas pour lequel on pré dimensionne les planchers.

$l_x$  : petite portée du plancher.

$l_y$  : grande portée du plancher.

Le plus grand panneau à pour dimensions,  $l_x = 4.55 \text{ cm}$  et  $l_y = 6.9 \text{ cm}$ , pour une dalle s'appuyant sur 3 ou 4 appuis, l'épaisseur du plancher doit obéir à la loi suivante :

$$\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$$

On obtient donc :  $0.091 \leq e \leq 0.11 \text{ cm}$

Finalement on opte pour  $e = 15 \text{ cm}$ .

### II.3. Pré dimensionnement des voiles

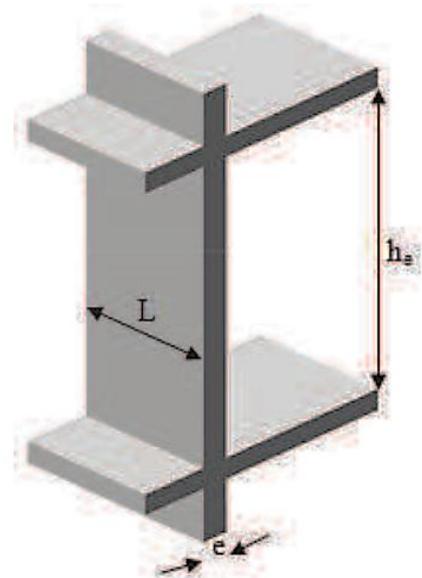
Pré dimensionnement des murs en béton armé justifiés par l'article 7.7.1 du RPA99 ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le RPA 99 article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition ( $L \geq 4 e$ ) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. » avec :

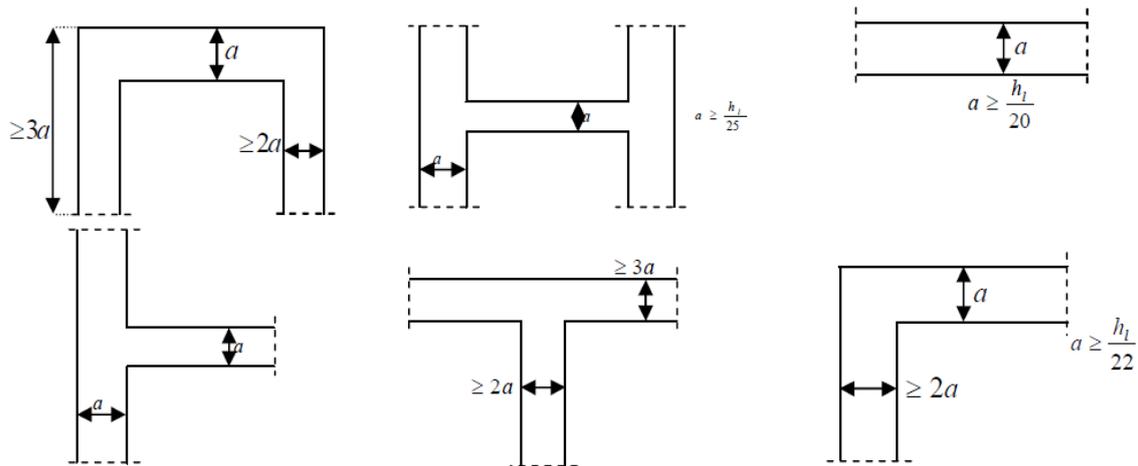
$L$  : porté du voile.

$e$  : épaisseur du voile.

L'article 7.7.1 RPA99 « l'épaisseur minimale est de 15 cm » de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué à la figure II.2.



**Fig.II.1.** Coupe de voile en élévation



**Fig.II.2.** Coupe de voile en plan

A partir de la hauteur d'étage  $h_e = 3.76\text{m}$  et des conditions de rigidité aux extrémités, on a :

- $e \geq \frac{h_e}{25} \Rightarrow e \geq 15.04$
- $e \geq \frac{h_e}{22} \Rightarrow e \geq 17.0.9 \Rightarrow e \geq \max \left( e_{\min}; \frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20} \right)$  d'ou  $e \geq 18.80 \text{ cm}$
- $e \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow e \geq 18.80$

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

## II.4. Pré dimensionnement des escaliers

Les escaliers sont des éléments non structuraux permettant le passage d'un niveau à un autre, constitués de gradins, dalles inclinée (volées), avec des dalles horizontales (paliers), ces dernières sont coulées sur place.

Même s'ils sont considérés comme des éléments secondaires, on intègre leur raideur au modèle afin d'avoir une meilleure appréciation du comportement de la structure.

Pour notre construction, il y'a deux cages d'escaliers, les escaliers sont droits à deux volées et à quatre volées.

### II.4.1. Hauteur et largeur des marches h et g

La détermination des caractéristiques géométriques des escaliers, sont données par des relations empiriques offrant des conditions de confort et de sécurité aux usagers, données comme suit :

- la formule de sécurité :  $h+g \approx 46$  cm
- la formule de confort ou de commodité :  $g- h \approx 12$
- la relation de Blondel qui est la plus utilisée :  $60 \leq 2g+h \leq 65$

**h**: hauteur de la contre marche ; tel que : **h** varie de 14 cm à 18.5 cm.

**g**: giron ou la largeur de la marche ; tel que : **g** varie de 22 cm à 33 cm.

En se fixant la hauteur des contre marches  $h = 17$  cm ; on trouve un giron de  $g=30$ cm.

- **type 1** : escaliers à deux volées et un palier de repos
- $h_{\text{étage}}=2.94$  m
- $n = \frac{153}{17} = 9$  contre marches  $\Rightarrow m = 8$  marches
- $\alpha = \text{atan}\left(\frac{17}{30}\right) = 29.53^\circ$  d'ou la portée de la pailasse est de 3.10 m
- 
- **type 2** : escaliers à quatre volées et trois paliers de repos
- $h_{\text{RDC}}=3.91$  m

volée 1:  $h = 85\text{cm} \Rightarrow n = \frac{85}{17} = 5$  contre marches  $\Rightarrow m = 4$  marches

la portée est de 172.40 m

volée 2:  $h = 144\text{cm} \Rightarrow n = \frac{114}{17} = 7$  contre marches  $\Rightarrow m = 6$  marches

la portée est de 192.40 m

volée 3:  $h = 68\text{cm} \Rightarrow n = \frac{68}{17} = 4$  contre marches  $\Rightarrow m = 3$  marches

la portée est 137.92 m

volée 4:  $h = 137\text{cm} \Rightarrow n = \frac{137}{17} = 8$  contre marches  $\Rightarrow m = 7$  marches

la portée est de 276.35 m

- $\alpha = \text{atan}\left(\frac{17}{30}\right) = 29.53^\circ$

#### II.4.2. Largeur des escaliers

Afin de faciliter la circulation des personnes, la largeur minimale des escaliers est fixée à 0.60 m, dans notre cas on prend une largeur de 1.30 m pour la première cage d'escalier et 0.90 m pour la deuxième cage d'escalier.

### II.4.3. Epaisseur des escaliers

L'épaisseur de la paillasse est donnée par les formules suivantes :

- Condition de résistance :  $L/30 < e < L/20$
- Condition de limitation de la flèche :  $e = \max(\text{portée} / 30 ; 10 \text{ cm})$

L'épaisseur à adopter pour toutes les paillasses est de 12 cm, et 15 cm pour le palier de repos.

## II.5. Evaluation des charges et surcharges

### II.5.1. Plancher terrasse

plancher terrasse		
Couches	Epaisseur [cm]	G [kN/m <sup>2</sup> ]
Protection en gravillons roulés	5	0,01
Etanchéité multicouches	2	0,12
Forme de pente	10	2,2
Isolation en liège	4	0,16
Papier Kraft	0	0,05
Pare vapeur	0,01	0,06
Film en polyane	0	0,01
Dalle pleine	15	3,75
Enduit de ciment	1,5	0,3
Enduit de plâtre	1,5	0,15
<b>charge permanente</b>		<b>6,81</b>

**Tab.II.1.** Charges permanente dues au plancher terrasse

### II.5.2. Plancher étage courant

plancher étage courant		
Couches	Epaisseur [cm]	G [kN/m <sup>2</sup> ]
Carrelage	2	0,4
Mortier de pose	2	0,4
Lit de sable	2	0,36
Dalle pleine	15	3,75
Enduit de ciment	1,5	0,3
Enduit de plâtre	1,5	0,15
<b>charge permanente</b>		<b>5,36</b>

**Tab.II.2.** Charges permanente dues au plancher étage courant

### II.5.3. Mur double cloison

mur double cloison		
Couches	Epaisseur [cm]	G [kN/m <sup>2</sup> ]
enduit de plâtre	1,5	0,15
Enduit de ciment	1,5	0,3
brique creuse	10	0,9
lame d'aire	5	0
brique creuse	15	1,3
enduit de ciment	1,5	0,3
<b>charge permanente</b>		<b>2,95</b>

**Tab.II.3.** Charge permanente due au mur double cloison

### II.5.4. Mur cloison unique

mur cloison unique		
Couches	Epaisseur [cm]	G [kN/m <sup>2</sup> ]
enduit de plâtre	1,5	0,15
Enduit de ciment	1,5	0,3
brique creuse	10	0,9
enduit de plâtre	1,5	0,15
Enduit de ciment	1,5	0,3
<b>charge permanente</b>		<b>1,8</b>

**Tab.II.4.** Charge permanente due au mur cloison unique

### II.5.5. Balcon

balcon		
Couches	Epaisseur [cm]	G [kN/m <sup>2</sup> ]
Carrelage	2	0,4
Mortier de pose	2	0,4
Lit de sable	2	0,36
Dalle pleine	15	3,75
Enduit de ciment	1,5	0,3
<b>charge permanente</b>		<b>5,21</b>

**Tab.II.5.** Charge permanente due au balcon

## II.5.6. Escalier

### II.5.6.1. Paillasse

paillasse		
Couches	Epaisseur [cm]	G [kN/m <sup>2</sup> ]
Carrelage	2	0,4
Mortier de pose	2	0,4
Marche	8,5	1,87
Paillasse	17,25	4,31
Enduit de ciment	1,5	0,3
<b>charge permanente</b>		<b>7,28</b>

Tab.II.6. Charge permanente dues à la paillasse

### II.5.6.2. Palier

palier		
Couches	Epaisseur [cm]	G [kN/m <sup>2</sup> ]
Carrelage	2	0,4
Mortier de pose	2	0,4
Palier	15	3,75
Enduit de ciment	1,5	0,3
<b>charge permanente</b>		<b>4,85</b>

Tab.II.7. charges permanente dues au palier

## II.5.7. Surcharges d'exploitation

	Terrasse non accessible	Niveau courant	Escaliers	Balcon	locaux commerciaux
Q [kN/m <sup>2</sup> ]	1	1,5	2,5	3,5	5

Tab.II.8. charges d'exploitation

## II.6. Descente de charges

La descente de charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (colonnes et murs) ainsi que les fondations.

Pour le calcul de la descente des charges on utilise la règle de dégression donnée par les règlements D.T.R.B.C.22 article 6 qui recommandent « d'appliquer une dégression de la charge d'exploitation lorsque le bâtiment étudié comporte plus de 5 niveaux et que l'occupation des différents niveaux peut être considérée comme indépendante ».

Par ailleurs, le D.T.R.B.C.22 article 7.1 recommande : «Divers locaux peuvent avoir des utilisations multiples. Dans ce cas, celle qui conduit à la valeur la plus élevée de la charge doit être considérée. »

- Evaluation des surcharges d'exploitation à chaque niveau :

Sous la terrasse :  $Q_0$

Sous le 9<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + Q_1$

Sous le 8<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$

Sous le 7<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 6<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous le 5<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous les étages inférieurs et pour  $n > 5$  :  $Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_1^n Q_i$

i : numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment. n : nombre total de niveaux.

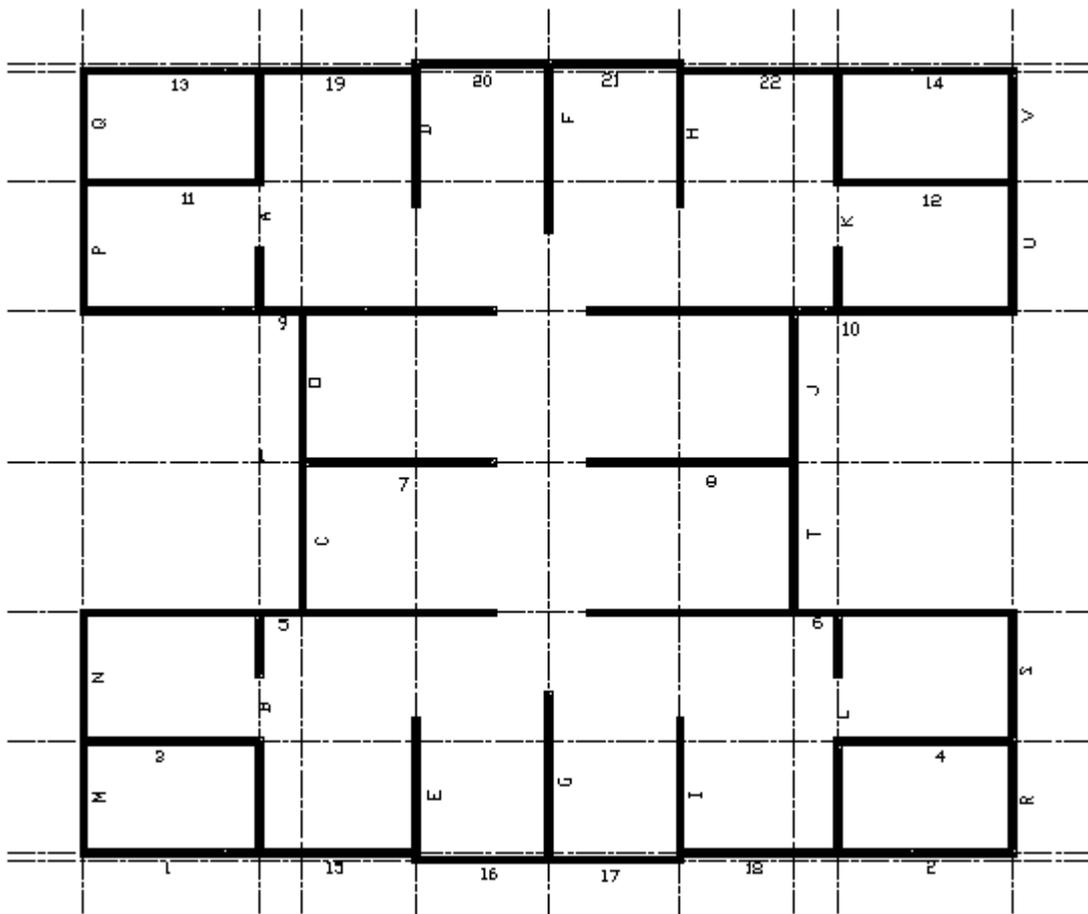
Les charges et les surcharges d'exploitations sont calculées pour le poteau rectangulaire le plus chargé.

Niveau	Dégression	Q cumulée [kN/m <sup>2</sup> ]
sous terrasse	Q0	1
sous 14	Q0 + Q1	2,5
sous 13	Q0 + 0.95 (Q1 + Q2)	3,85
sous 12	Q0 + 0.90 (Q1 + Q2 + Q3)	5,05
sous 11	Q0 + 0.85 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4)	6,10
sous 10	Q0 + 0.80 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5)	7
sous 9	Q0 + 0.75 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6)	7,75
sous 8	Q0 + 0.71 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6 + Q7)	8,50
sous 7	Q0 + 0.69 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6 + Q7 + Q8)	9,25
sous 6	Q0 + 0.67 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6 + Q7 + Q8 + Q9)	10
sous 5	Q0 + 0.65 (Q1+ Q2+ Q3+ Q4+ Q5+ Q6+ Q7+ Q8+ Q9+ Q10)	10,75
sous 4	Q0 + 0.64 (Q1+ Q2+ Q3+ Q4+ Q5+ Q6+ Q7+ Q8+ Q9+ Q10+ Q11)	11,56
sous 3	Q0 + 0.63 (Q1+ Q2+ Q3+ Q4+ Q5+..... + Q9+ Q10+ Q11+Q12)	12,34
sous 2	Q0 + 0.62 (Q1+ Q2+ Q3+ Q4+ ..... +Q10+ Q11+Q12+Q13)	13.09
sous 1	Q0 + 0.61 (Q1+ Q2+ Q3+ Q4+ ..... +Q11+ Q12+Q13+Q14)	13.81
sous RDC	Q0 + 0.60 (Q1+ Q2+ Q3+ Q4+ ..... +Q12+ Q13+Q14+QRDC)	16.60

sous SS <sub>1</sub>	$Q_0 + 0.59 (Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4+ ..... +Q_{13}+ Q_{14}+QRDC+Q_{ss1})$	16.93
sous SS <sub>2</sub>	$Q_0 + 0.59 (Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4+ ..... +Q_{14}+ QRDC+Q_{ss1}+Q_{ss2})$	17.52

**Tab.II.9.** Règle de dégression adoptée

Pour un voile donnée, et connaissant la surface du plancher reprise par ce voile, et selon la théorie des lignes de rupture établie par « Johannsen », Qui stipule qu'on admet la répartition des efforts sur les appuis des dalles à 45°, on calculera les charges permanentes reprises par ce voile ainsi que les surcharges d'exploitation avec la règle de dégression donnée précédemment.



**Fig.II.3.** Disposition des voiles au sous-sol

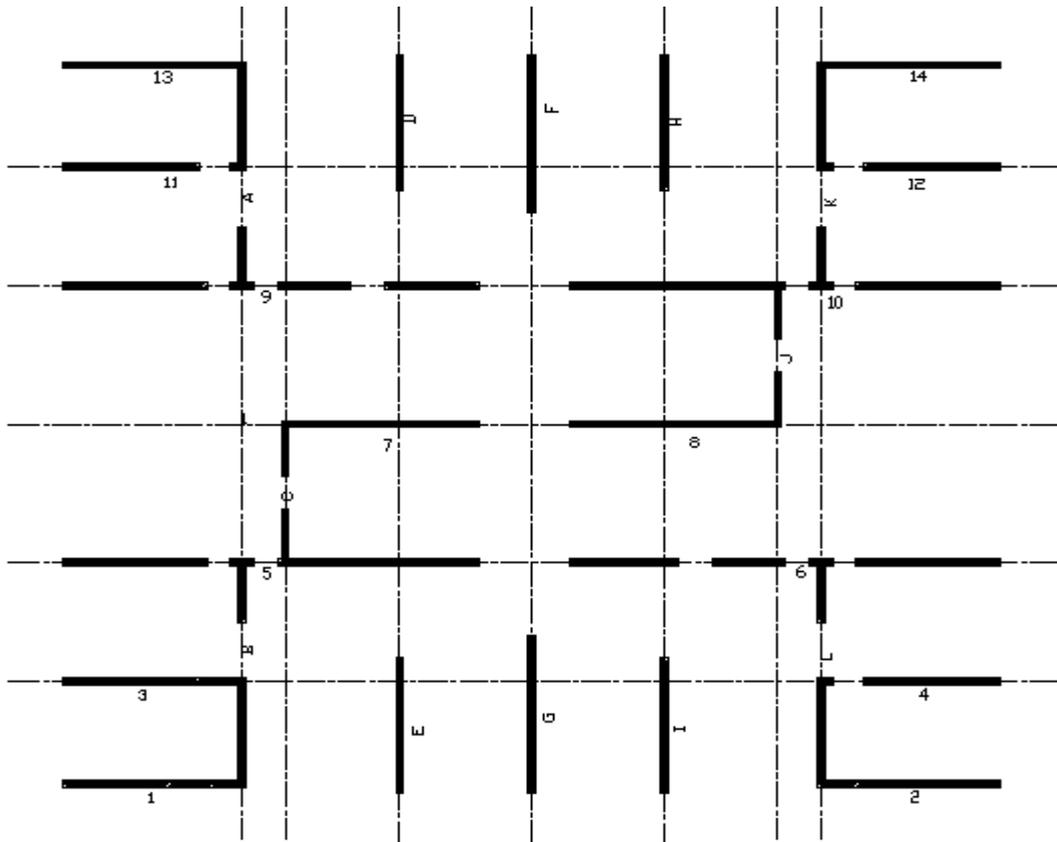


Fig.II.4. Disposition des voiles au RDC

Dans ce qui suit, on donnera les descentes de charges de tous les voiles qui constituent notre bâtiment suivant les deux sens.

### II.6.1. Voiles parallèles à l'axe Ox

Voile 10						
Niveau	$N_Q$ [kN]	$G$ [kN]		$G_i$ [kN]	$N_G$ [kN]	$N_U$ [kN]
sous Terrasse	27,42	Plancher	186,7302	420,6146	420,6146	608,95971
		voile	174,93			
		cloison	16,47			
		acrotère	13,51			
		escalier	28,9744			
sous 14 <sup>eme</sup>	68,55	Plancher	146,97	367,3444	787,959	1166,56965
		voile	174,93			
		cloison	16,47			
		escalier	28,9744			
sous 13 <sup>eme</sup>	105,567	Plancher	146,97	367,3444	1155,3034	1718,01009
		voile	174,93			
		cloison	16,47			
		escalier	28,9744			
sous 12 <sup>eme</sup>	138,471	Plancher	146,97	367,3444	1522,6478	2263,28103
		voile	174,93			

		cloison	16,47			
		escalier	28,9744			
sous 11 <sup>eme</sup>	167,262	Plancher	146,97	367,3444	1889,9922	2802,38247
		voile	174,93			
		cloison	16,47			
		escalier	28,9744			
sous 10 <sup>eme</sup>	191,94	Plancher	146,97	367,3444	2257,3366	3335,31441
		voile	174,93			
		cloison	16,47			
		escalier	28,9744			
sous 9 <sup>eme</sup>	212,505	Plancher	146,97	367,3444	2624,681	3862,07685
		voile	174,93			
		cloison	16,47			
		escalier	28,9744			
sous 8 <sup>eme</sup>	233,07	Plancher	146,97	367,3444	2992,0254	4388,83929
		voile	174,93			
		cloison	16,47			
		escalier	28,9744			
sous 7 <sup>eme</sup>	253,635	Plancher	146,97	367,3444	3359,3698	4915,60173
		voile	174,93			
		cloison	16,47			
		escalier	28,9744			
sous 6 <sup>eme</sup>	274,2	Plancher	146,97	367,3444	3726,7142	5442,36417
		voile	174,93			
		cloison	16,47			
		escalier	28,9744			
sous 5 <sup>eme</sup>	294,765	Plancher	146,97	367,3444	4094,0586	5969,12661
		voile	174,93			
		cloison	16,47			
		escalier	28,9744			
sous 4 <sup>eme</sup>	315,33	Plancher	146,97	367,3444	4461,403	6495,88905
		voile	174,93			
		cloison	16,47			
		escalier	28,9744			
sous 3 <sup>eme</sup>	335,895	Plancher	146,97	367,3444	4828,7474	7022,65149
		voile	174,93			
		cloison	16,47			
		escalier	28,9744			
sous 2 <sup>eme</sup>	356,46	Plancher	146,97	367,3444	5196,0918	7549,41393
		voile	174,93			
		cloison	16,47			
		escalier	28,9744			

sous 1 <sup>er</sup>	377,025	Plancher	146,97	367,3444	5563,4362	8076,17637
		voile	174,93			
		cloison	16,47			
		escalier	28,9744			
sous RDC	455,172	Plancher	146,97	425,0594	5988,4956	8767,22706
		voile	232,645			
		cloison	16,47			
		escalier	28,9744			
sous 1 <sup>ss</sup>	464,22	Plancher	146,97	362,96	6351,4556	9165,09186
		voile	215,99			
sous 2 <sup>ss</sup>	480,40	Plancher	146,97	362,96	6714,4156	9686,34666
		voile	215,99			

Tab.II.10. Descente de charges du voile 10

Les descentes de charges détaillées des autres voiles sont données dans l'annexe.

voiles	N <sub>Q</sub>	N <sub>G</sub>	N <sub>U</sub>	1,15 N <sub>U</sub>
1,2,13,14	120,088	2252,552	3222,277	3705,618
3,4,11,12	241,075	2913,685	4295,087	4939,350
15,18,19,22	33,110	298,126	452,135	519,955
16,17,20,21	23,310	239,879	358,802	412,622
5	480,398	6159,869	9036,421	10391,884
6	519,117	6051,88	8948,713	10292,169
7	363,715	4218,51	6240,561	7176,645
8	363,715	4380,125	6458,742	7427,553
9	512,985	6371,146	9370,525	10776,103
10	480,398	6714,415	9785,058	11252,816

Tab.II.11. Descente de charges des voiles parallèles à ox

## II.6.2. Voiles parallèles à l'axe Oy

Voiles F,G						
Niveau	N <sub>Q</sub> [kN]	G [kN]		G <sub>i</sub> [kN]	N <sub>G</sub> [kN]	N <sub>U</sub> [kN]
sous Terrasse	21,12	Plancher	143,8272	241,3722	241,3722	357,53247
		voile	70,56			
		cloison	21,12			
		acrotère	5,865			
sous 14 <sup>eme</sup>	52,80	Plancher	113,2	204,88	446,2522	705,26547
		voile	70,56			
		cloison	21,12			
sous 13 <sup>eme</sup>	81,312	Plancher	113,2	204,88	651,1322	1037,37897
		voile	70,56			
		cloison	21,12			
sous 12 <sup>eme</sup>	106,656	Plancher	113,2	204,88	856,0122	1363,32297

		voile	70,56			
		cloison	21,12			
sous 11 <sup>eme</sup>	128,832	Plancher	113,2	204,88	1060,8922	1683,09747
		voile	70,56			
		cloison	21,12			
sous 10 <sup>eme</sup>	147,84	Plancher	113,2	204,88	1265,7722	1996,70247
		voile	70,56			
		cloison	21,12			
sous 9 <sup>eme</sup>	163,68	Plancher	113,2	204,88	1470,6522	2304,13797
		voile	70,56			
		cloison	21,12			
sous 8 <sup>eme</sup>	179,52	Plancher	113,2	204,88	1675,5322	2611,57347
		voile	70,56			
		cloison	21,12			
sous 7 <sup>eme</sup>	195,36	Plancher	113,2	204,88	1880,4122	2919,00897
		voile	70,56			
		cloison	21,12			
sous 6 <sup>eme</sup>	211,20	Plancher	113,2	204,88	2085,2922	3226,44447
		voile	70,56			
		cloison	21,12			
sous 5 <sup>eme</sup>	227,04	Plancher	113,2	204,88	2290,1722	3533,87997
		voile	70,56			
		cloison	21,12			
sous 4 <sup>eme</sup>	242,88	Plancher	113,2	204,88	2495,0522	3841,31547
		voile	70,56			
		cloison	21,12			
sous 3 <sup>eme</sup>	258,72	Plancher	113,2	204,88	2699,9322	4148,75097
		voile	70,56			
		cloison	21,12			
sous 2 <sup>eme</sup>	274,56	Plancher	113,2	204,88	2904,8122	4456,18647
		voile	70,56			
		cloison	21,12			
sous 1 <sup>er</sup>	290,40	Plancher	113,2	204,88	3109,6922	4763,62197
		voile	70,56			
		cloison	21,12			
sous RDC	350,592	Plancher	113,2	228,16	3337,8522	5188,85847
		voile	93,84			
		cloison	21,12			
sous 1 ss	357,561	Plancher	113,2	200,32	3538,1722	5367,15927
		voile	87,12			
sous 2 ss	370,022	Plancher	113,2	200,32	3738,4922	5668,85007

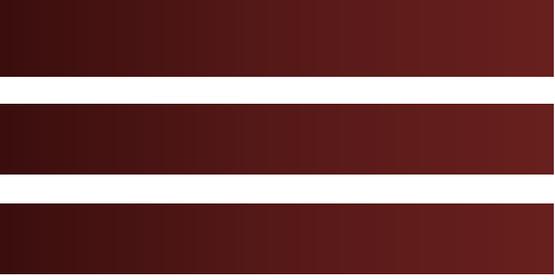
		<b>voile</b>	87,12			
--	--	--------------	-------	--	--	--

**Tab.II.12.** Descente de charges des voiles F,G

Les descentes de charges détaillées des autres voiles sont données dans l'annexe.

<b>voiles</b>	<b>N<sub>Q</sub></b>	<b>N<sub>G</sub></b>	<b>N<sub>U</sub></b>	<b>1,15 N<sub>U</sub></b>
<b>A,B,K,L</b>	314,834	3835,115	5673,957	6525,050
<b>D,E,H,I</b>	398,58	3683,992	5571,259	6406,948
<b>M,Q,R,V</b>	16,80	197,312	291,571	335,306
<b>N,P,S,U</b>	22,68	235,879	352,457	405,325
<b>F,G</b>	370,022	3738,492	5601,996	6442,29
<b>C,J</b>	77,263	2195,154	3079,352	3541,255
<b>O,T</b>	30,87	275,113	417,707	480,363

**Tab.II.13.** Descente de charges des voiles parallèles à oy



## **Chapitre III**

# **Dimensionnement des éléments non structuraux**

**III.1. Acrotère**

**III.2. Escalier**

**III.3. Balcon**

# Dimensionnement des éléments non structuraux

---

---

## III.1. Introduction

Les éléments non structuraux sont des éléments qui ne font pas partie du système de contreventement ni du système porteur, leur rôle est d'assurer la sécurité et le confort des usagers, ils sont réalisés généralement en maçonnerie (balcons, cloisons ...) ou en béton (acrotère, escaliers...etc.).

Ces éléments doivent avoir un comportement adéquat en cas de séisme, ils doivent donc être réalisés conformément aux recommandations des règlements parasismiques tout en vérifiant leur résistance à un séisme important, car dans ce dernier cas ils peuvent être sollicités par l'ossature qui se déforme, ils peuvent même modifier la période d'oscillation de la structure et créer une torsion d'ensemble.

On va s'intéresser dans ce chapitre aux éléments suivants :

- Acrotère
- Escaliers
- Balcons

## III.2. Etude de l'acrotère

Le rôle le plus déterminant de l'acrotère c'est la sécurité au niveau de la terrasse inaccessible. L'acrotère est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

L'acrotère est soumis à son poids propre  $G$  qui induit un effort normal  $N_G$  et une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à  $1\text{ kN/ml}$  provoquant un moment de flexion. Le calcul s'effectue pour une bande de  $1\text{ ml}$  en flexion composée. La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est soumis aux intempéries.



Fig.III.1. détails et modélisation de l'acrotère

**III.2.1. Evaluation des sollicitations de calcul**

$$N_G = 25 \left[ (0.6 * 0.1 * 1) + \frac{(0.07 + 0.1)}{2} * 0.1 * 1 \right] = 1.71 \text{ kN}$$

$$Q = 1 \text{ kN}$$

Les sollicitations a utilisée pour le calcul du ferrailage sont données dans le tableau suivant :

	M [kN]	N [kN.m]	V [kN]
ELU	0,90	2,30	1,50
ELS	0,60	1,71	1,00

Tab.III.1. Actions et sollicitations agissant sur l'acrotère

**III.2.2. Calcul de ferrailage**

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée :

$$e_0 = M_u / N_u$$

$$e_0 = 0.9 / 2.3 e_0 = 0,391 \text{ m}$$

$$\text{et } e = 0.1/6 = 0.016 \text{ m} \Rightarrow e_0 > e \text{ SPC.}$$

$$e_a = e_0 + (h/2 - d') = 0.421 \text{ m}$$

$$M_u = N_u * e_a = 0.963 \text{ kN.m}$$

$$\mu = M_u / b * d^2 * f_{bu} = 0.0106 < \mu_{lim} \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$A_s' = 0.35 \text{ cm}^2 \text{ (section fictive)}$$

$$A_s = 0.28 \text{ cm}^2 \text{ (section réel)}$$

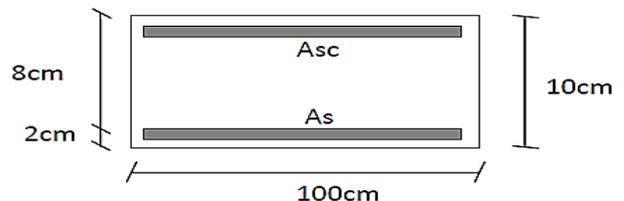


Fig.III.2. Dimension de la section dangereuse de l'acrotère

– Condition de non fragilité :

$$A_{s \text{ min}} \geq 0.23 * b * d \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{s \text{ min}} \geq 0.96 \text{ cm}^2$$

D'où  $A_s = A_{s \min} = 0.96 \text{ cm}^2$

	pivot	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{sc}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s \min}$ [cm <sup>2</sup> ]
ELU	A	0.28	0	0.96
	$\sigma_b$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	$\sigma_{blim}$ [MPa]	$\sigma_{slim}$ [MPa]
ELS	1.89	119.4	15	201.6

**Tab.III.2.** Résultats de calcul du ferrailage de l'acrotère

### III.2.3. Vérification au cisaillement

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \text{ avec } V_u = 1.5Q$$

Les fissurations étant préjudiciables, la contrainte de cisaillement  $\tau_u$  doit être limitée par une contrainte admissible donnée par :

$$\tau_{adm} = \min \left[ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{1.5 * 10^{-3}}{1 * 0.08} = 0.1875 \text{ MPa}$$

Le béton seul suffit pour reprendre l'effort tranchant.

### III.2.4. Composante horizontale de la charge sismique

D'après le RPA99V2003 (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales déterminées par la formule suivante :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

- $A=0,25$  (coefficient d'accélération de zone)
- $C_p=0,80$  (facteur de force horizontale)
- $W_p = 1,86 \text{ kN/ml}$  (poids de l'acrotère)

$$\text{Donc : } F_p = 4 * 0,25 * 0,8 * 1,76 = 1,40 \text{ kN.}$$

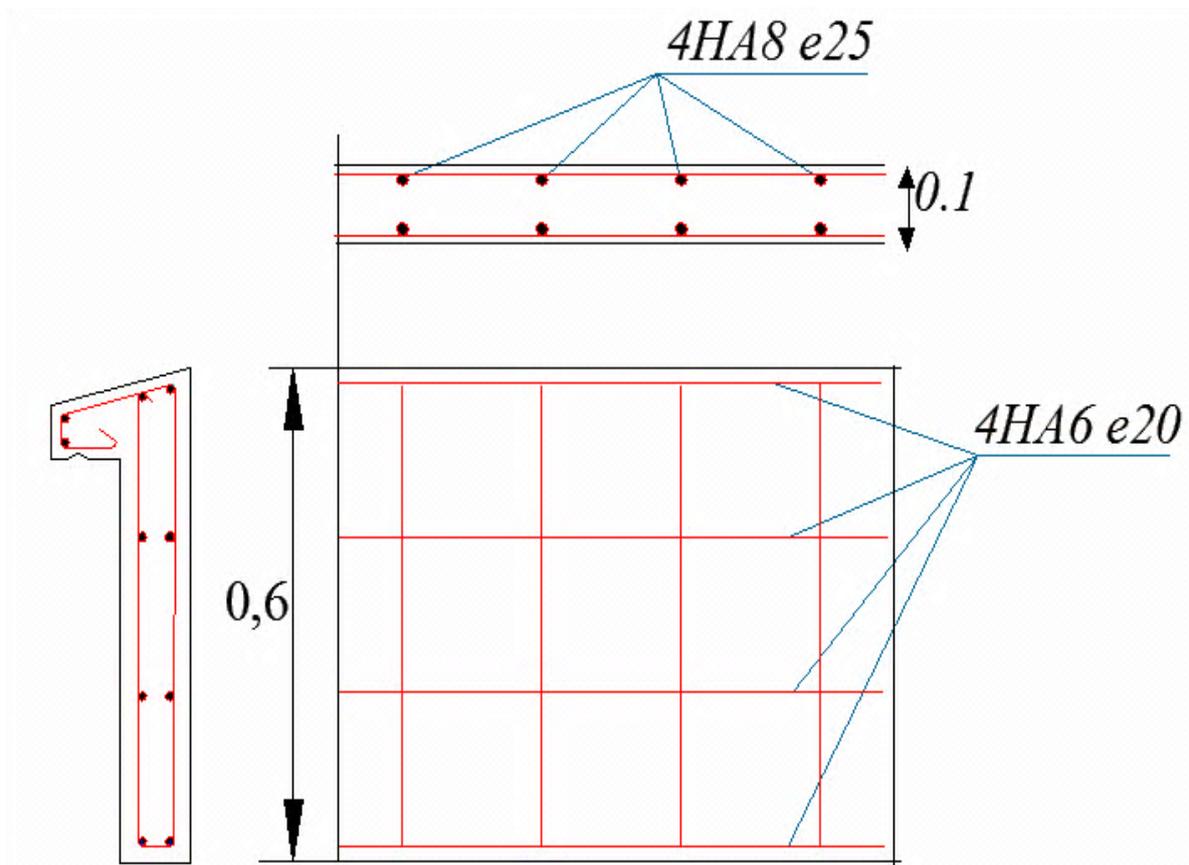
On retient comme ferrailage de l'acrotère celui obtenu sous l'ELU et l'ELS si la condition suivante est vérifiée :

$$F_p < 1,5Q$$

Or cette condition n'est pas satisfaite, donc on doit faire un calcul à l'état limite accidentel et la section obtenue dans un sens sera retenue dans l'autre sens suite à la variation de la direction de la charge sismique.

On va refaire les calculs en remplaçant  $Q$  par la valeur de  $F_p$ , comme précédemment on aura la section suivante :

$A_s = 0.49 \text{ cm}^2$ , qui reste inférieure à la valeur minimale (condition de non-fragilité). Donc on va adopter le ferrailage minimal dans les deux sens, avec une section d'armatures transversales au moins égale au quart de la section longitudinale on aura le ferrailage final suivant :



**Fig.III.3.** Ferrailage de l'acrotère

### III.3. Calcul des escaliers

#### III.3.1. Escalier a deux volées et un palier de repos

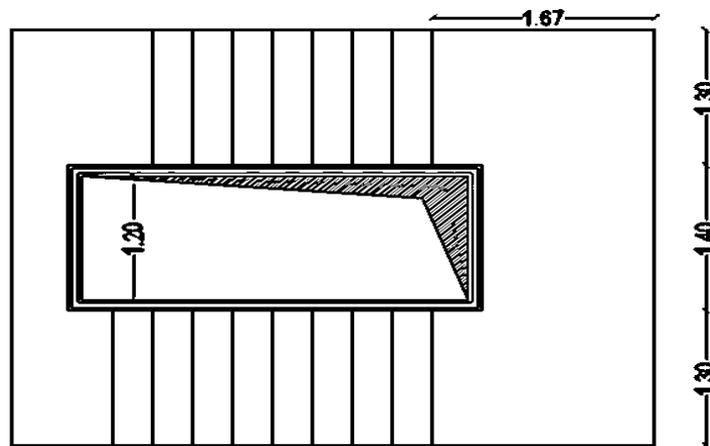


Fig.III.4. Escalier à deux volées et un palier de repos

#### III.3.1.1. Calcul de la volée

##### a. Combinaison de charge

G [kN/m]	Q [kN/m]	ELU	ELS
7.21	2.5	13.58	9.78

Tab.III.3. Combinaison des charges pour la volée

##### b. Sollicitations de calcul

La volée est encadrée d'une seule cotée et elle est soumise à la flexion simple avec un enrobage des armatures de 2 cm.

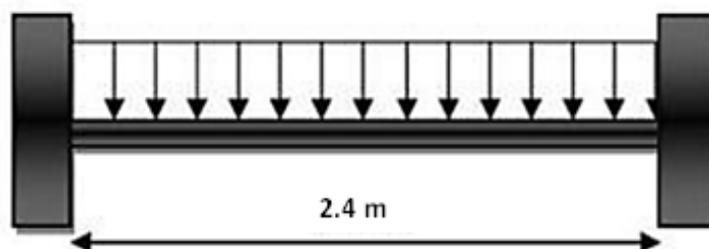
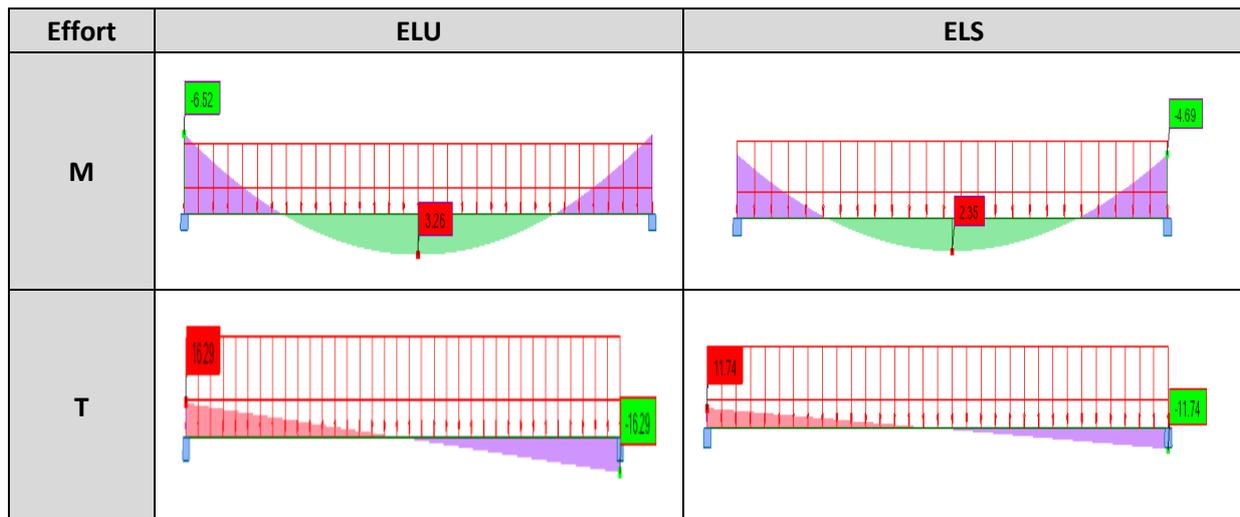


Fig.III.5. Schéma statique de la volée

Les diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants calculés à l'ELU et à l'ELS à l'aide du logiciel Robobat 2011 sont donnés dans le tableau suivant :



Tab.III.4. Diagramme des efforts dans la volée

**c. Calcul du ferrailage**

La section dangereuse est celle de l’encastrement, elle a pour dimensions **1 m** de largeur et **0.12 m** de hauteur.

Section	$\sigma_b$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	$A_{sc\ sup}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s\ inf}$ [cm <sup>2</sup> ]
Appui	5.1	145.8	1.92	0.00
Travée	4.3	183.9	0.00	0.95

Tab.III.5. Résultats de calcul du ferrailage de la volée

**d. Vérification au cisaillement**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{ MPa}\right) = 2.5\text{ MPa (fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b*d} = \frac{16.29*10^{-3}}{1*0.12} = 0.135\text{ MPa d'ou } \tau_u < \bar{\tau}_u.$$

Donc il n y a pas risque de cisaillement et le béton seul suffit pour reprendre l’effort tranchant.

**III.3.1.2. Calcul du palier de repos**

**a. Combinaison de charge**

G [kN/m]	Q [kN/m]	ELU	ELS
4.85	2.5	10.30	7.35

Tab.III.6. Combinaison des charges pour le palier

### b. Sollicitations de calcul

Le palier de repos sera encastré des deux côtés et soumis à la flexion simple, avec un enrobage des armatures de 2 cm.

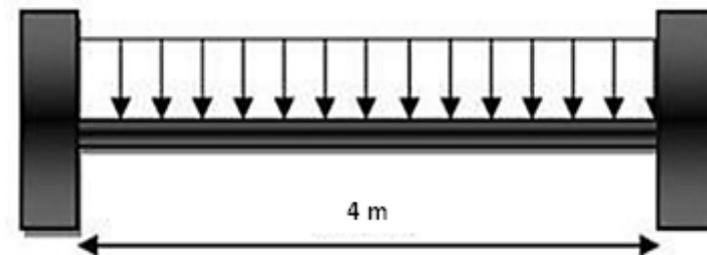
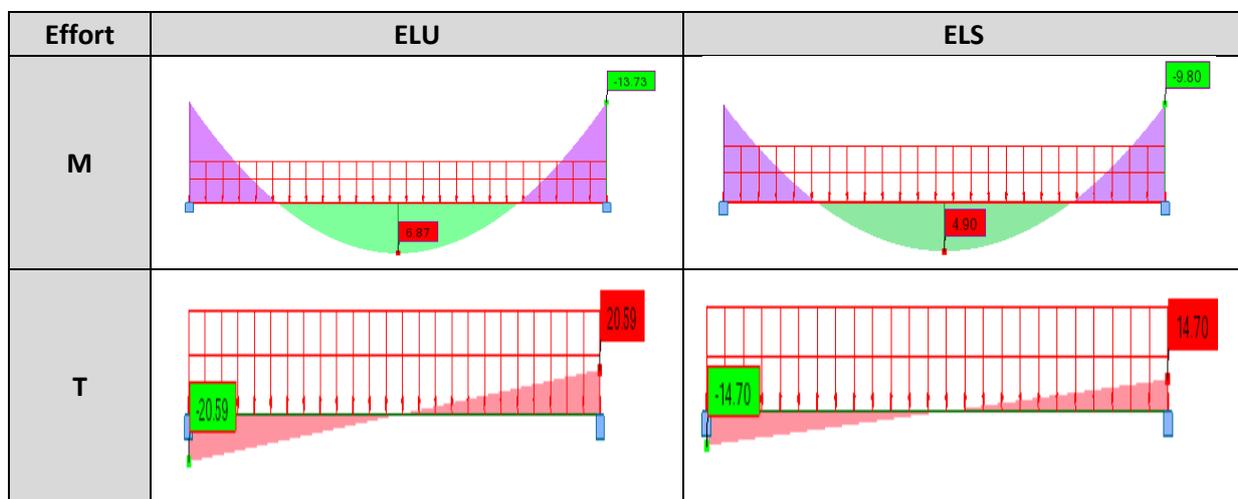


Fig.III.6.Schéma statique du palier



Tab.III.7. Diagramme des efforts dans le palier

### c. Calcul du ferrailage

La section dangereuse est celle de l'encastrement, elle a pour dimensions **1 m** de largeur et **0.15 m** de hauteur.

Section	$\sigma_b$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	$A_{sc\ sup}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s\ inf}$ [cm <sup>2</sup> ]
Appui	4.2	154.8	3.13	0.00
Travée	5.6	168.9	0.00	1.54

Tab.III.8. Résultats de calcul du ferrailage du palier

### d. Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{20.59 * 10^{-3}}{1 * 0.15} = 0.137 \text{ MPa d'ou } \tau_u < \bar{\tau}_u$$

Donc il n'y a pas risque de cisaillement et le béton seul suffit pour reprendre l'effort tranchant.

### III.3.2. Escalier a quatre volées et trois paliers de repos

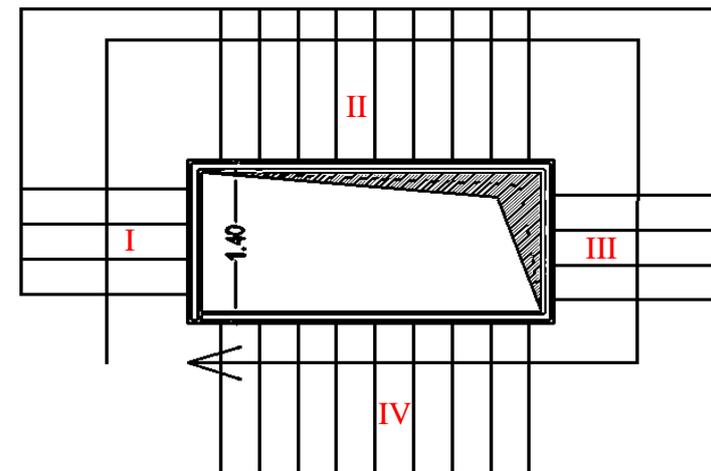


Fig.III.7. Escalier à deux volées et un palier de repos

#### III.3.2.1. Calcul des parties 1 et 3

##### a. Combinaison de charge

G [kN/m]	Q [kN/m]	ELU	ELS
4.85 et 7.28	2.5	10.29 et 13.57	7.35 et 9.78

Tab.III.9. Combinaison des charges des parties 1 et 3

##### b. Sollicitations de calcul

Les parties 1 et 3 seront encadrées des deux côtés et ils sont soumis à la flexion simple, avec un enrobage des armatures de 2 cm.

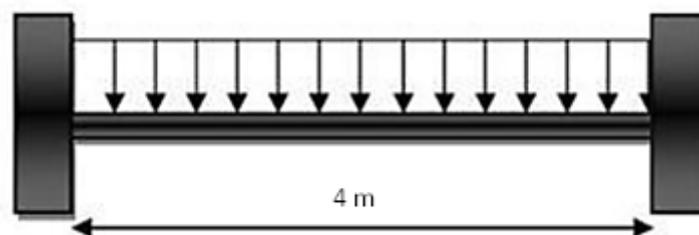
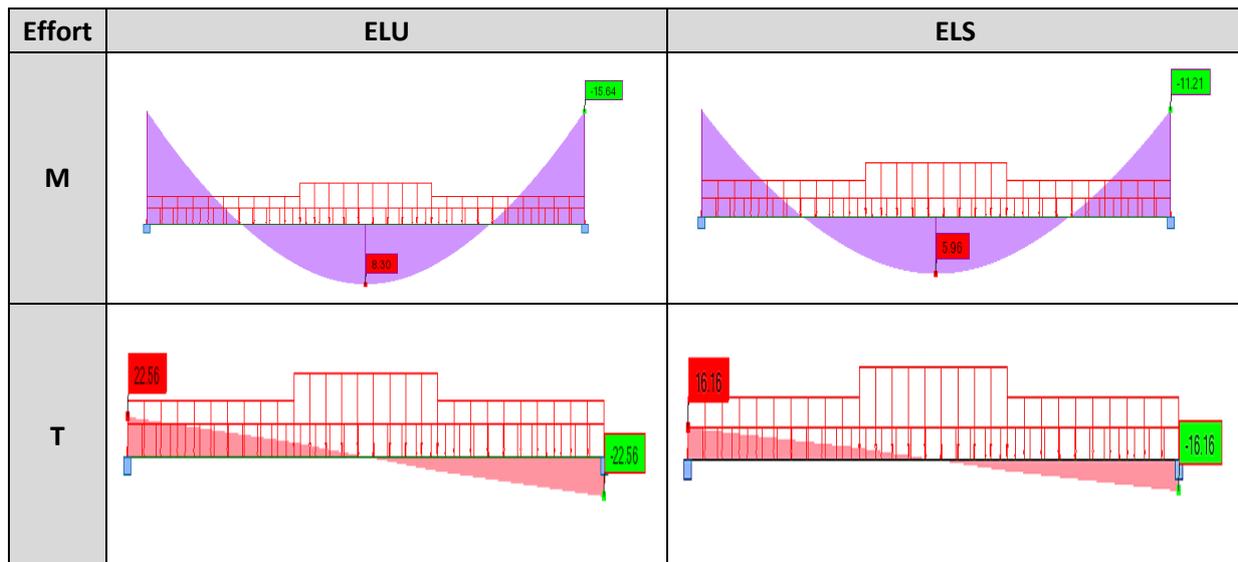


Fig.III.8. Schéma statique des parties 1 et 3



Tab.III.10. Diagramme des efforts des parties 1 et 3

### c. Calcul du ferrailage

La section dangereuse est celle de l'encastrement, elle a pour dimensions **1 m** de largeur et **0.15 m** de hauteur.

Section	$\sigma_b$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	$A_{sc}$ sup [cm <sup>2</sup> ]	$A_s$ inf [cm <sup>2</sup> ]
Appui	5.62	113.6	3.58	0.00
Travée	7.7	159.3	0.00	1.87

Tab.III.11. Résultats de calcul du ferrailage des parties 1 et 3

### d. Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{22.56 * 10^{-3}}{1 * 0.15} = 0.15 \text{ MPa d'ou } \tau_u < \bar{\tau}_u$$

Donc il n'y a pas risque de cisaillement et le béton seul suffit pour reprendre l'effort tranchant.

## III.3.2.2. Calcul des parties 2 et 4

### a. Combinaison de charge

G [kN/m]	Q [kN/m]	ELU	ELS
7.28	2.5	13.58	9.78

Tab.III.12. Combinaison des charges des parties 2 et 4

### b. Sollicitations de calcul

Les parties 2 et 4 seront encastrees d'un seul côté et ils sont soumis à la flexion simple, avec un enrobage des armatures de 2 cm.

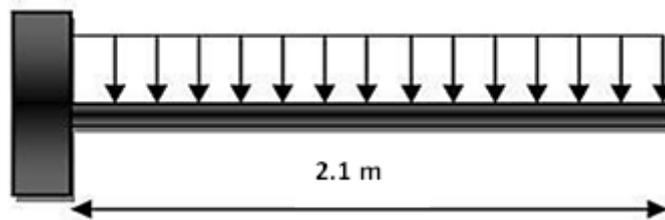
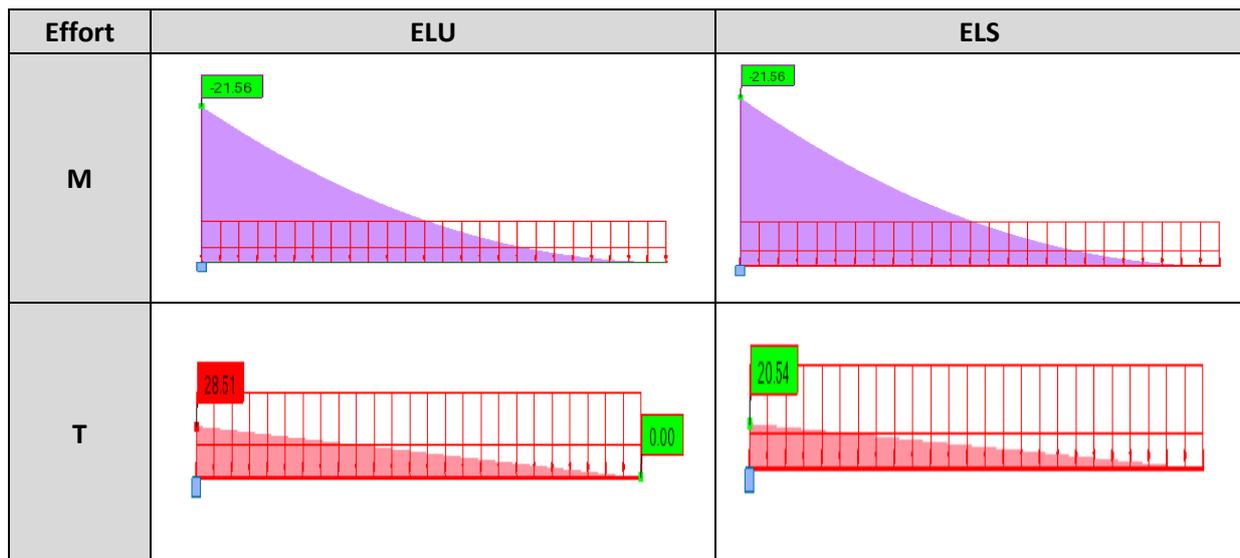


Fig.III.9. Schéma statique des parties 2 et 4



Tab.III.13. Diagramme des efforts des parties 2 et 4

**c. Calcul du ferrailage**

La section dangereuse est celle de l'encastrement, elle a pour dimensions **1 m** de largeur et **0.15 m** de hauteur.

Section	$\sigma_b$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	$A_{sc}$ sup [cm <sup>2</sup> ]	$A_s$ inf [cm <sup>2</sup> ]
Appui	8.66	189.6	7.11	0.00

Tab.III.14. Résultats de calcul du ferrailage des parties 2 et 4

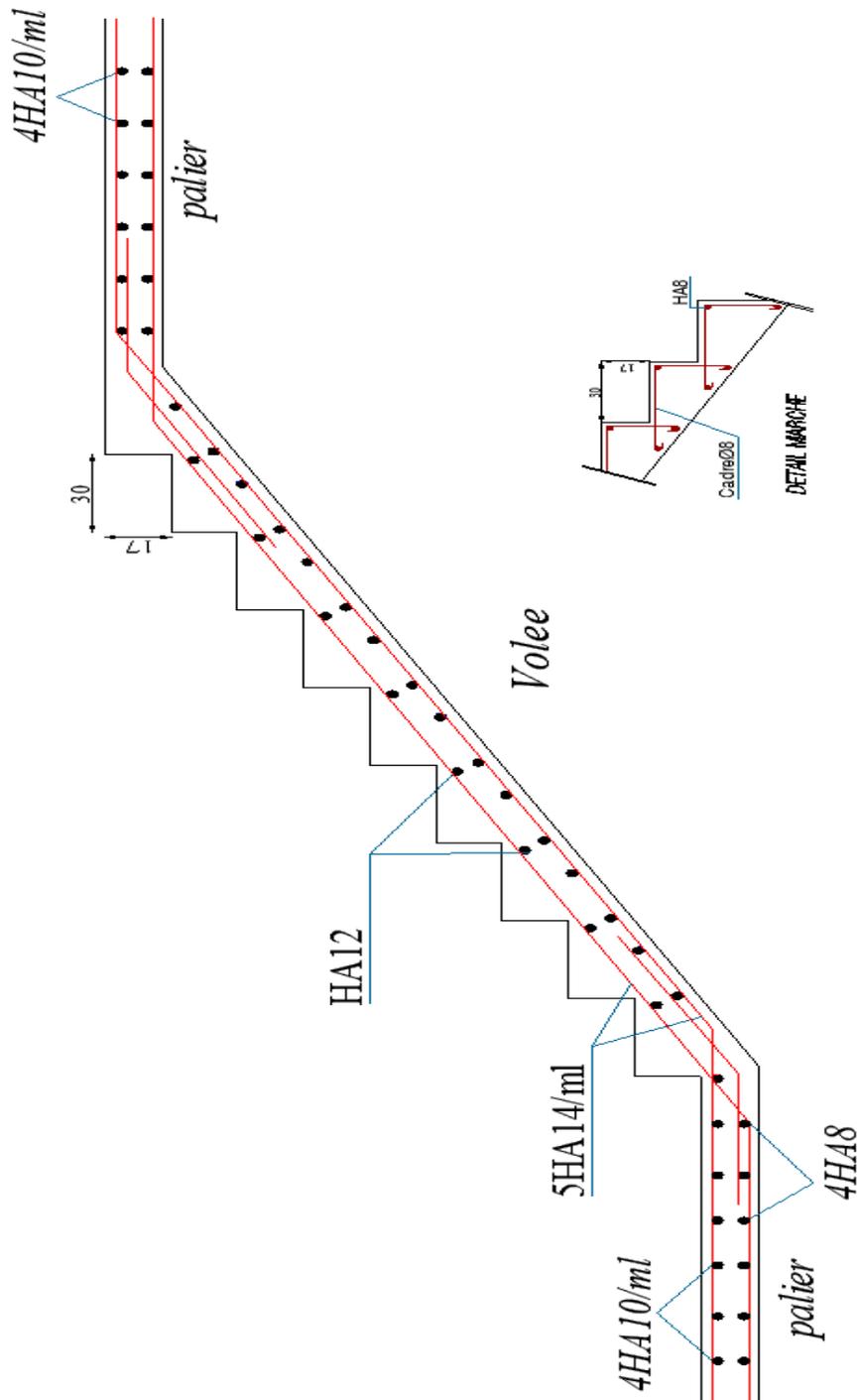
**d. Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{28.51 * 10^{-3}}{1 * 0.15} = 0.19 \text{ MPa } \tau_u < \overline{\tau_u}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement et le béton seul suffit pour reprendre l'effort tranchant.

### III.3.3. Schéma de ferrailage

Pour des raisons techniques qui sont reliées à l'exécution en particulier (facilité de ferrailage), on adopte le même ferrailage pour tous les types d'escaliers, ce qui nous donne les ferrillages suivants :



**Fig.III.10.** Schéma de ferrailage des escaliers

### III.4. Balcons

Les balcons sont des dalles pleines, en consoles encastrées.

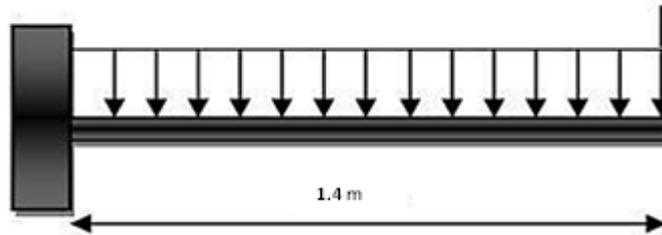


Fig.III.11. Schéma statique du balcon

#### III.4.1. Combinaisons des charges

$$G_{\text{balcon}}=5.21 \text{ kN/m} \quad G_{\text{double cloison}}=8.02 \text{ kN} \quad Q=3.5 \text{ kN/m}$$

#### III.4.2. Sollicitation de calcul

	M [kN.m]	V [kN/m]
ELU	-27,2	28,02
ELS	-19,76	20,21

Tab.III.15. Combinaison des charges du balcon

#### III.4.3. Calcul du ferrailage

La section dangereuse est celle de l'encastrement 100\*15 cm les résultats de ferrailage sont donnés dans le tableau suivant :

	$\mu$	pivot	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{sc}$ [cm <sup>2</sup> ]
ELU	0.113	A	0	6.42
	$\gamma$ [cm]	$I$ [cm <sup>4</sup> ]	$\sigma_b$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]
ELS	0.04	2.3	5.51	123.39

Tab.III.16. Résultats de calcul du ferrailage du balcon

#### III.4.4. Vérification au cisaillement

Il faut que  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA}\right) = 2.5 \text{ MPA (fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b*d} = \frac{28.02*10^{-3}}{1*0.15} = 0.18 \text{ MPA condition vérifiée.}$$

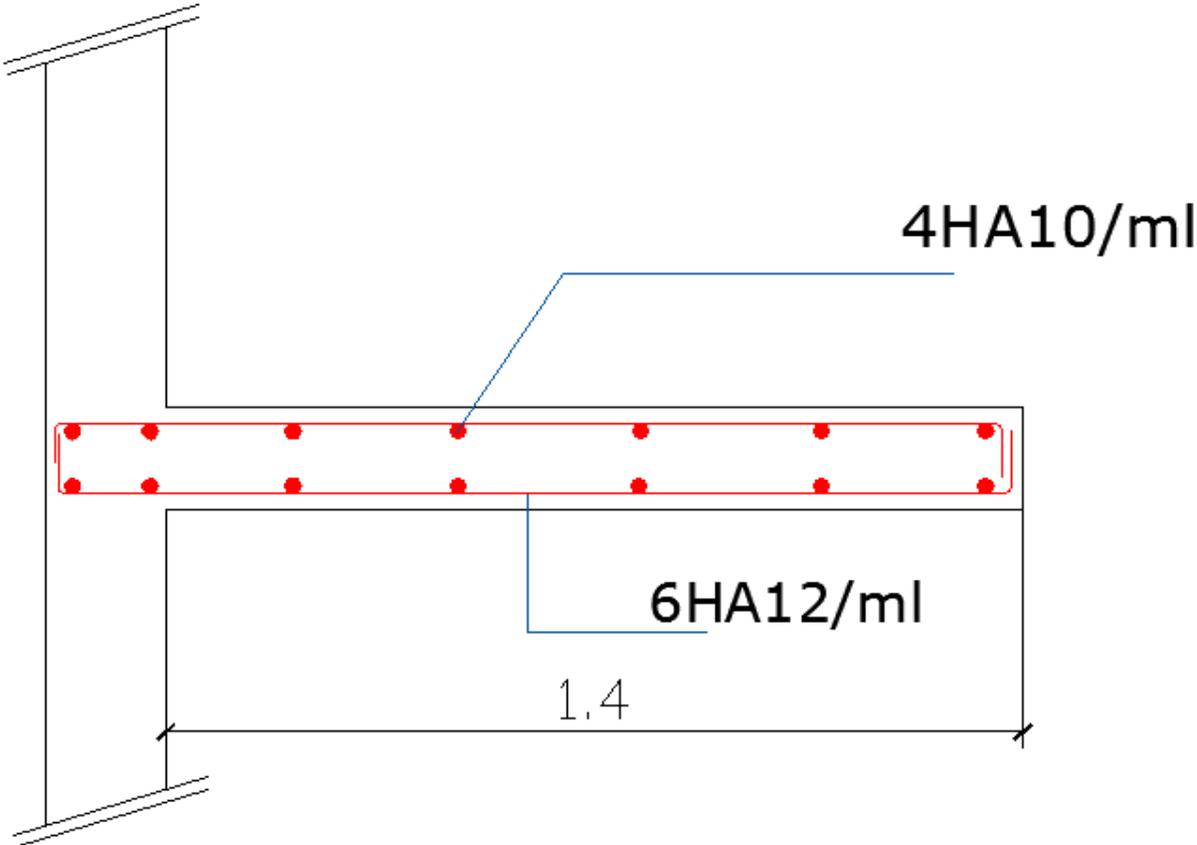
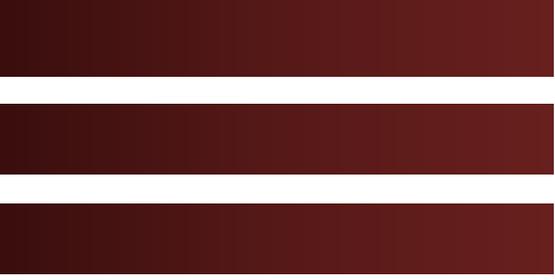


Fig.III.12. Schéma de ferrailage du balcon



## **Chapitre IV**

# **Les planchers**

**IV.1. Introduction**

**IV.2. Dalle appuyée sur deux côtés**

**IV.3. Dalle appuyée sur trois côtés**

**IV.4. Dalle appuyée sur quatre côtés**

**IV.5. Ferrailage réel**

**IV.6. Schéma de ferrailage des planchers**

# Les planchers

## IV.1. Introduction

Un plancher est une aire généralement plane et horizontale, qui délimite les étages. Il assure la fonction de résistance mécanique (supporter son poids propre et les surcharges) et la fonction d'isolation acoustique et thermique.

Les planchers peuvent être préfabriqués ou coulés sur place. Nous ne nous intéresserons ici qu'aux planchers coulés sur place.

Dans notre bâtiment, on n'a que des planchers dalle pleine.

Les dalles pleines sont des plaques minces et planes, reposant avec ou sans continuité sur deux, trois ou quatre appuis.

Trois types

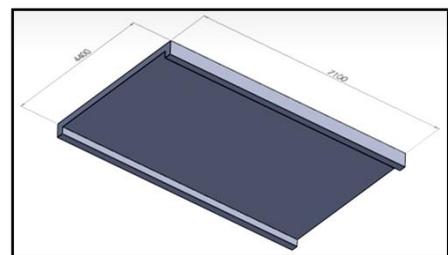
- Des dalles appuyées sur deux côtés les dimensions du plus grand panneau dont on étudiera le ferrailage sont  $l_y = 4,40$  m et  $l_x = 7,10$  m.
- Des dalles appuyées sur trois côtés, les dimensions du plus grand panneau dont on étudiera le ferrailage sont  $l_y = 4,55$  m et  $l_x = 6,90$  m.
- Des dalles appuyées sur quatre côtés dont on distingue deux types selon le rapport  $l_x/l_y$ 
  - $l_x/l_y < 0.4$
  - $l_x/l_y > 0.4$ .

## IV.2. Dalle appuyée sur deux côtés

Les dimensions de la dalle appuyée sur deux côtés sont données dans la figure suivante :

$$l_y = 4,40 \text{ m}$$

$$l_x = 7,10 \text{ m}$$



**Fig. IV.1.** Dimensions de la dalle appuyée sur 2 côtés

### IV.2.1. Evaluation des charges

La dalle sera étudiée comme s'il s'agissait d'une poutre encastrée des deux côtés, ses dimensions sont 1 m de largeur et 0.15 m de hauteur, avec un enrobage d'acier de 0.02 m.

Charges permanentes [kN/m <sup>2</sup> ]	5,36
Charge d'exploitation [kN/m <sup>2</sup> ]	5

Tab.IV.1. Charges et surcharges sur la dalle appuyée sur 2 côtés

### IV.2.2. Combinaison des charges

Les combinaisons de charges à considérer sont réunies dans le tableau suivant :

G [kN/m]	Q [kN/m]	ELU [1.35G + 1.5Q]
5,36	5	14,47

Tab.IV.2. Combinaison des charges appuyée sur 2 côtés

### IV.2.3. Sollicitations de calcul

La modélisation de la dalle est illustrée dans la figure suivante :

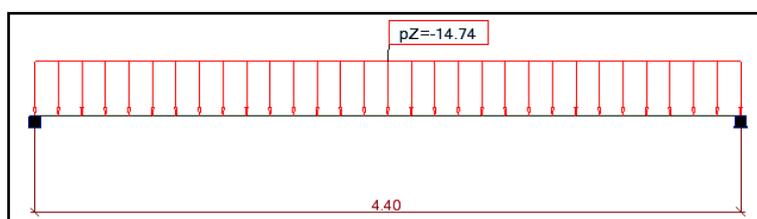
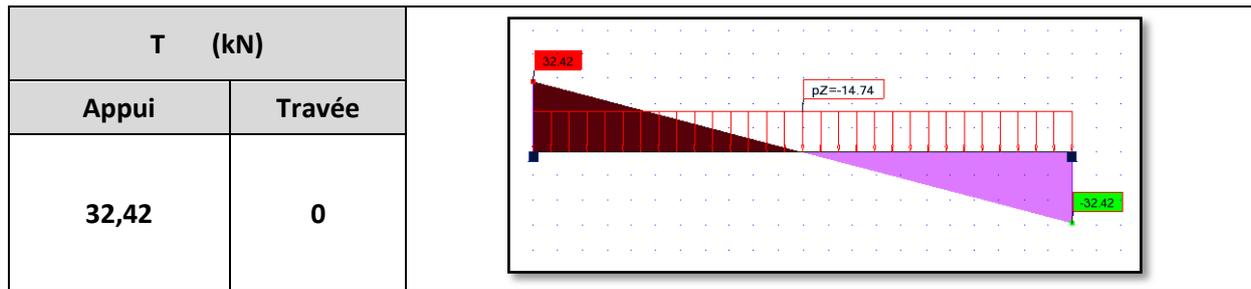


Fig. IV.2. Schéma statique de la poutre de calcul

Les diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants calculés à l'ELU à l'aide du logiciel ROBOT2011 sont donnés dans le tableau suivant :

Efforts		ELU
M (kN)		
Appui	Travée	
-23,77	11,89	



Tab.IV.3. Diagrammes des efforts de la poutre de calcul

#### IV.2.4. Calcul du ferrailage

On a deux sections dangereuses, celle de l'appui et celle en mi travée, elles ont pour dimensions 1 m de largeur et 0.15 m de hauteur avec un enrobage d'aciers de 0.02 m, les fissurations sont considérées comme étant peu préjudiciables, les résultats de ferrailage sont donnés dans le tableau suivant :

Section dangereuse	Moment [kN.m]	As, sup [cm <sup>2</sup> ]	As, inf [cm <sup>2</sup> ]
Travée	11,89	0	2,7
Appui	-23,77	5,56	0

Tab.IV.4. Résultats du calcul du ferrailage de la poutre de calcul

Donc, on adopte comme ferrailage :

- 5HA12/ml (5.65cm<sup>2</sup>) comme armatures supérieures
- 4HA10/ml (3.14 cm<sup>2</sup>) comme armatures inférieures.

#### IV.2.5. Vérification au cisaillement

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA}\right) = 2.5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{32.42 * 10^{-3}}{1 * 0.15} = 0.21 \text{ MPA} \text{ d'ou } \tau_u < \bar{\tau}_u$$

Effort tranchant [kN]	$\tau_u$ [MPa]	$\bar{\tau}_u$ [MPa]
32,42	0,21	2.5

Tab.IV.5. Vérification de la dalle appuyée sur 2 côtés au cisaillement

Le béton seul suffit pour reprendre l'effort tranchant

### IV.3. Dalle appuyée sur trois côtés

Les dimensions de la dalle appuyée sur trois côtés sont données dans la figure suivante :

$$l_y = 6,90 \text{ m}$$

$$l_x = 4,55 \text{ m}$$

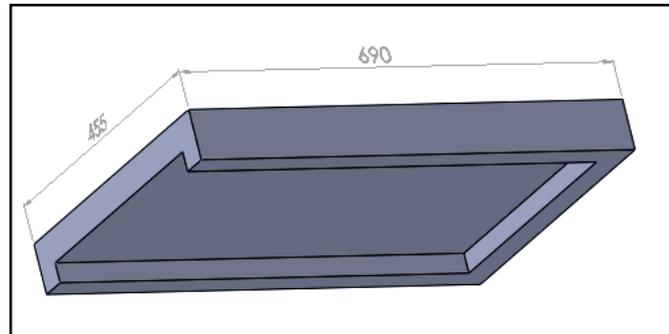


Fig.IV.3. Dimensions de la dalle appuyée sur 3 côtés

#### IV.3.1. Evaluation des charges

Pour le calcul des dalles, seules les charges verticales seront prises en compte (charges permanentes et d'exploitation). Une charge répartie linéairement sur le bord libre est présente, elle est due aux cloisons (8,673kN/ml) ou à l'acrotère (1,7 kN/ml), on va en retenir la plus grande charge pour avoir le chargement le plus défavorable ce qui nous donnera le ferrailage optimal. Les différentes charges sont indiquées dans le tableau suivant :

Charges permanentes	Plancher [kN/m <sup>2</sup> ]	6,81
	Mur double cloison [kN/m]	8,673
Charge d'exploitation [kN/m <sup>2</sup> ]		1,5

Tab.IV.6. Charges et surcharges sur la dalle appuyée sur 3 côtés

#### IV.3.2. Sollicitations de calcul

Le calcul se fera uniquement à l'ELU vu que les fissurations sont considérées comme étant peu préjudiciables, les sollicitations seront données par le logiciel de calcul des dalles SOCOTEC Dalle.

Sollicitation	Valeur maximale		Diagramme
	Travée	Appui	
$M_x$ [kN.m/ml]	Travée	16,76	
	Appui	42,16	

$M_y$ [kN.m/ml]	Travée	2,53	
	Appui	13,61	
$T_x$ [kN/ml]	101		
$T_y$ [kN/ml]	22,48		

Tab.IV.7. Sollicitations de calcul pour la dalle appuyée sur 3 côtés

### IV.3.3. Calcul du ferrailage

Pour le calcul des armatures, on va considérer une section rectangulaire de 1 m de largeur et 0.15 m de hauteur avec un enrobage d'acier de 0.02 m les résultats du calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Sens	Section dangereuse	Moment [kN.m]	$A_{s, sup}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s, inf}$ [cm <sup>2</sup> ]
X	Travée	16,76	0	3,85
X	Appui	42,16	10,37	0
Y	Travée	2,53	0	0,56
Y	Appui	13,61	3,1	0

Tab.IV.8. Ferrailage de la dalle appuyée sur 3 côtés

Donc, on adopte comme ferrailage :

- sens X
  - 7HA14/ml (10.77cm<sup>2</sup>) comme armatures supérieurs
  - 5HA10/ml (3.93 cm<sup>2</sup>) comme armatures inférieures.
- sens Y
  - 2HA10/ml (1.57 cm<sup>2</sup>) comme armatures inférieures
  - 4HA10/ml (3.14 cm<sup>2</sup>) comme armatures supérieures.

### IV.3.4. Vérification au cisaillement

Le tableau suivant résume les valeurs des contraintes de cisaillement.

Sens	Effort tranchant	$\tau_u$ [MPa]	$\bar{\tau}_u$ [MPa]
X	101	0,67	2,5
Y	22.48	1,50	2,5

**Tab.IV.9.** Vérification de la dalle appuyée sur 3 côtés au cisaillement

Les contraintes de cisaillement sont inférieures aux contraintes admissibles, donc le béton seul peut reprendre les efforts tranchants.

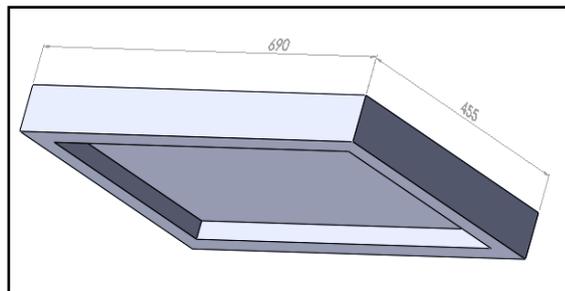
#### IV.4. Dalle appuyée sur quatre côtés

Dans notre cas  $l_x/l_y > 0.4$  : pour  $l_x = 4,55\text{m}$  et  $l_y = 6,90\text{m}$ . la dalle portera suivant les deux directions.

Les dimensions de la dalle appuyée sur quatre côtés sont données dans la figure suivante :

$$L_x = 4,55\text{ m}$$

$$L_y = 6,9\text{ m}$$



**Fig.IV.4.** Dimensions de la dalle appuyée sur 4 côtés

##### IV.4.1. Evaluation des sollicitations

Les charges permanentes et d'exploitation revenant à la dalle sont reportées dans le tableau suivant :

Niveau	G [kN/m <sup>2</sup> ]	Q [kN/m <sup>2</sup> ]	Combinaison à l'ELU
Plancher courant à usage de commerces	5,36	5	14,736

**Tab.IV.10.** Charges revenant à la dalle appuyée sur 4 côtés

##### IV.4.2. Sollicitations de calcul

Pour la détermination des sollicitations de dimensionnement (moment fléchissant et effort tranchant) appliquées sur la dalle, on utilise la méthode indiquée dans l'annexe E3 du BAEL.

Les moments isostatiques maximums au centre du panneau ont pour valeurs :

$$\triangleright M_{0x} = \mu_x P l_x^2$$

$$\text{➤ } M_{0y} = \mu_y M_x$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont des coefficients donnés en fonction de  $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$

$l_x$  et  $l_y$  : portée entre nus d'appuis de la dalle avec  $l_x < l_y$

La continuité est prise en compte par la multiplication des moments par des coefficients forfaitaires :

$$\text{➤ En appui: } M_{\alpha x, y} = 0.5M_{0x}$$

$$\text{➤ En travée : } \begin{cases} M_{xt} = 0.85M_{0x} \\ M_{ty} = 0.85M_{0y} \end{cases}$$

Les efforts tranchants maximaux sont donnés par :

$$\text{➤ Au milieu de } l_x: V_x = \frac{pl_x l_y}{2l_x + l_y}$$

$$\text{➤ Au milieu de } l_y: V_y = \frac{pl_x}{3}$$

Dans notre cas :  $\alpha = 0.66$ ,  $\mu_x = 0.0751$ ,  $\mu_y = 0.3613$

Sollicitation	Valeur maximale	
	Appui	Travée
$M_x$ [kN.m/ml]	-11,455	19,474
$M_y$ [kN.m/ml]	-11,455	7,036
$V_x$ [kN/ml]	28,91	
$V_y$ [kN/ml]	22,34	

**Tab.IV.11.** Sollicitations de calcul pour la dalle appuyée sur 4 côtés

#### IV.4.3. Calcul du ferrailage

Pour le calcul des armatures, on va considérer une section rectangulaire de 1 m de largeur et 0.15 m de hauteur avec un enrobage d'acier de 0.02 m les résultats du calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Sens	Section dangereuse	Moment [kN.m]	As, sup [cm <sup>2</sup> ]	As, inf [cm <sup>2</sup> ]
X	Travée	19,474	0	4,5
X	Appui	-11,455	2,6	0
Y	Travée	7,036	0	1,58
Y	Appui	-11,455	2,6	0

**Tab.IV.12.** Ferrailage de la dalle appuyée sur 4 côtés

Donc, on adopte comme ferrailage :

- *sens X*
  - 4HA10/ml (3.14 cm<sup>2</sup>) comme armatures supérieurs
  - 4HA12/ml (4.52 cm<sup>2</sup>) comme armatures inférieures.
- *sens Y*
  - 2HA10/ml (1.57 cm<sup>2</sup>) comme armatures inférieures
  - 4HA10/ml (3.14 cm<sup>2</sup>) comme armatures supérieures.

#### IV.4.3.1. Vérification au cisaillement

Le tableau suivant résume les valeurs des contraintes de cisaillement :

Sens	Effort tranchant	$\tau_u$ [MPa]	$\tau_u$ [MPa]
X	28,91	0,193	2,5
Y	22,34	0,149	2,5

**Tab.IV.13.** Vérification de la dalle appuyée sur 4 côtés au cisaillement

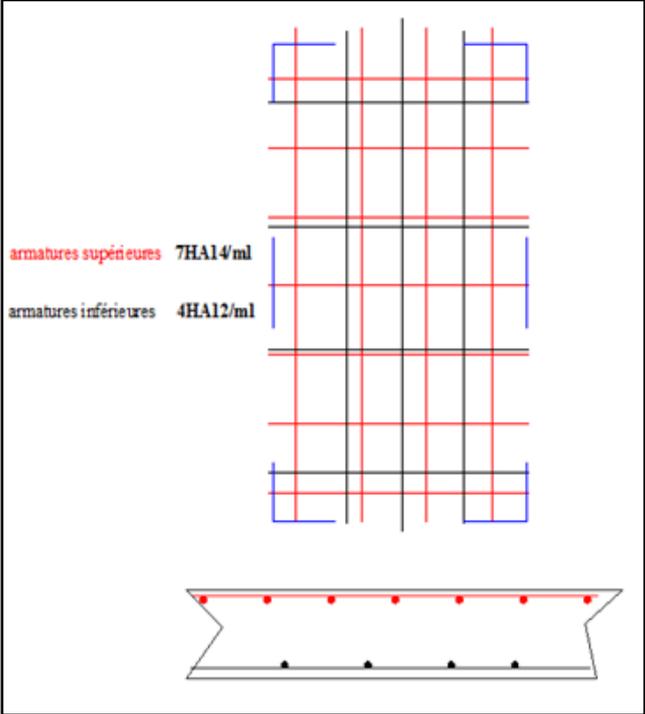
Les contraintes de cisaillement sont inférieures aux contraintes admissibles, donc le béton seul peut reprendre les efforts tranchants.

#### IV.5. Ferrailage réel

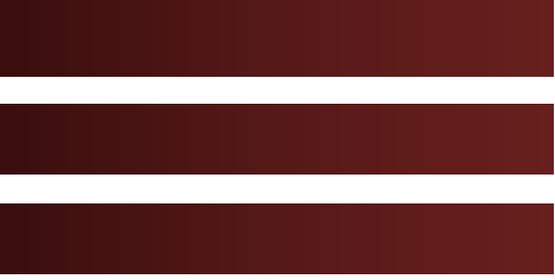
Pour des raisons techniques qui sont reliées à l'exécution en particulier (facilité de ferrailage), on adopte le même ferrailage pour tout le plancher selon les deux directions, ce qui nous donne les ferrillages suivants :

- Pour les armatures supérieures : **7HA14/ml** suivant les deux sens.
- Pour les armatures inférieures : **4HA12/ml** suivant les deux sens.

**IV.6. Schéma de ferrailage des planchers**



**Fig.IV.5.** Schéma de ferrailage du plancher



## **Chapitre V**

# **Etude dynamique**

**V.1. Introduction**

**V.2. Méthodes de calcul**

**V.3. Analyse modale**

**V.4. Analyse sismique**

**V.5. Vérification de la stabilité au renversement**

**V.6. Vérification des déplacements:**

**V.7. Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$**

---

# Etude dynamique

---

## V.1. Introduction

Malgré les progrès effectués par le génie parasismique depuis plusieurs décennies, le nombre des victimes des tremblements de terre ne cesse de croître dans le monde. De ce constat accablant, pour les ingénieurs de génie civil, l'étude du comportement des constructions sous l'action dynamique, est devenue plus que nécessaire.

Les aspects fondamentaux de la sollicitation dynamique sont la variation du chargement dans le temps, et le mode d'équilibre des efforts internes de réduction du fait que la sollicitation sismique génère des forces d'inertie résistantes au mouvement de la structure.

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

## V.2. Méthodes de calcul

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir aux mieux le comportement réel de l'ouvrage. Les règles parasismiques algériennes proposent trois méthodes de calcul des sollicitations.

- 1- la méthode statique équivalente,
- 2- Méthode dynamique qui regroupe :
  - la méthode d'analyse modale spectrale,
  - et la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

### ➤ *La méthode statique équivalente*

Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 du RPA99/version2003 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zone III. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées, les conditions complémentaires suivantes :

- **Zone I** : tous groupes
- **Zone IIa** :
  - Groupe d'usage 3.
  - Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
  - Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
  - Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- **Zone IIb et III** :
  - Groupe d'usages 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
  - Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
  - Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable (les conditions de l'article 4.1.2 des RPA ne sont pas satisfaites).

#### ➤ *Méthodes dynamiques*

- 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 au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

### **V.2.1. Présentation de la méthode modale spectrale**

Dans cette méthode on recherche pour chaque mode de vibration le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

### **V.2.2. Nombre de modes à considérer**

Le nombre de mode à considérer dans chaque direction de l'excitation sismique est donné par le RPA99 comme suit :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit au moins égale à 90% de la masse totale de la structure ;
- Ou que tous les modes retenus ont une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale ;
- Avec un minimum de modes à retenir égal à trois (3) pour chaque direction considérée.

Si les conditions citées précédemment ne sont pas vérifiées le nombre de mode à considérer est donné par la formule suivante :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0,2 \text{ Sec}$$

Avec :

- $N$  est le nombre de niveaux au-dessus du sol
- $T_K$  la période du mode  $K$ .

Comme la structure comporte 15 niveaux (R+14) Selon la première inégalité

$$K \geq 3\sqrt{N} = 3\sqrt{15} = 11,61$$

Le nombre de mode à considérer doit être au moins de 12.

### **V.2.3. Combinaison du mouvement sismique**

#### **V.2.3.1. Combinaison réponses modales**

La méthode la plus conservatrice utilisée pour estimer la valeur maximale d'un déplacement ou d'une force dans une structure est la méthode ABS (la somme des valeurs absolues des réponses modales). Cette méthode suppose que toutes les valeurs modales maximales se produisent en même temps.

Une autre approche très commune, c'est d'utiliser la méthode SRSS (la racine carrée de la somme des carrés) avec les valeurs modales maximales des déplacements ou des forces. Cette méthode suppose que toutes les valeurs modales maximales sont statiquement indépendantes.

Pour des structures en trois dimensions, où plusieurs fréquences sont identiques, cette supposition n'est pas justifiée.

Une autre méthode recommandée est la méthode CQC (combinaison quadratique complète), qui est basée sur la théorie des vibrations aléatoires. La valeur d'une force est estimée à partir des valeurs modales maximales par la formule :

$$F = \sqrt{\sum_n \sum_m \rho_{nm} f_n f_m}$$

Avec :

$f_n$ : force modale associée au mode n ;

$\rho_{mn}$  : Coefficient de corrélation des fréquences et des coefficient d'amortissement des mode n m

$$\rho_{mn} = \frac{8\zeta(1+r)r^{\frac{3}{2}}}{(1-r^2)^2 + 4\zeta^2 r(1+r)^2}$$

### V.2.3.2. Combinaisons des composantes du mouvement sismique

L'action sismique ne comporte pas une direction privilégiée et doit donc être considérée suivant deux composantes horizontales et une composante verticale. Nous avons donc trois combinaisons de réponses modales.

Les maxima des effets des trois composantes du mouvement sismique sont alors combinés linéairement en utilisant les combinaisons de Newmark :

$$E = \pm E_x \pm \lambda E_y \pm \mu E_z$$

$$E = \pm \lambda E_x \pm E_y \pm \mu E_z$$

$$E = \pm \lambda E_x \pm \mu E_y \pm E_z$$

Avec :

$E_x$ ,  $E_y$  et  $E_z$  : Déformations ou sollicitations engendrées par chacune des composantes horizontales et verticales et E l'action qui en résulte ;

$\lambda$  et  $\mu$  : Coefficients pris égaux à 0.3 dans les cas courants.

On peut également effectuer une combinaison quadratique des effets des trois directions sismiques à la place des combinaisons linéaires pondérées.

### V.3. Analyse modale

#### V.3.1. Caractéristiques de la structure relativement à l'étude dynamique

- La structure est classée en groupe d'usage 2.
- Le site est meuble, donc le sol est de catégorie S2.
- L'ouvrage se trouve dans une zone III (zone de forte sismicité).
- La structure a 48,68 m de hauteur.
- Le système structural est constitué entièrement de voiles en béton armé, donc le pourcentage d'amortissement critique  $\xi = 10\%$ .
- La composante verticale de la force sismique n'est pas considérée vu l'absence de porte à faux dépassant 1.5 m de portée comme stipulé dans le RPA99.

#### V.3.2. Modélisation de la structure

Vu la complexité de la structure étudiée, l'utilisation de l'outil informatique et des logiciels de calcul des structures devient nécessaire.

Il doit donc être effectué une analyse modale sur un modèle tridimensionnel qui consiste à calculer les effets maximaux d'un séisme sur une structure. Pour cela, on recherche les modes de vibration de la structure qui caractérisent son comportement au voisinage des fréquences dites de résonance. En effet, la réponse d'une structure est prépondérante au droit de ces fréquences de résonance.

Dans le logiciel Robot, les paramètres suivants ont été utilisés pour effectuer l'analyse modale :

- Méthode : Itération sur le sous-espace par blocs (méthode conseillée pour les structures comportant un nombre important de modes) ;
- Matrice des masses : concentrées sans rotations ;
- Paramètre :
  - Tolérance : 0.0001 écart entre deux itérations à atteindre pour passer au mode suivant ;

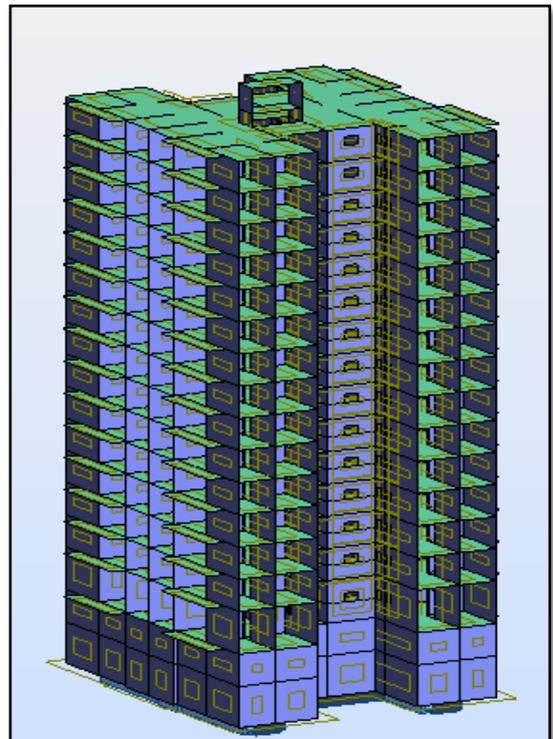


Fig.V.1. Modèle 3D de la structure

- Nombre d'itérations : 40 (à augmenter si l'itération ne converge pas) ;
- Négliger la densité : pour ne pas prendre en compte deux fois le poids propre de la structure lorsqu'il est déjà intégré dans la déclaration des masses.
- Vérification de Strum : permet de vérifier que tous les modes trouvés sont bien les premiers modes.
- Participation massique :  $W = G + \beta Q$   
avec :
  - G comme poids propre,
  - Q comme charge d'exploitation
  - $\beta$  comme coefficient de pondération égal à 0.2 (Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés selon le RPA99).

### V.3.3. Résultats et observations de l'analyse modale

Le tableau suivant présente les différents résultats obtenus de l'analyse modale (fréquences, périodes, masses cumulées, masse modale) :

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	1,08	0,93	0,04	2,48	0,04	2,48
2	1,13	0,89	2,4	58,71	2,36	56,22
3	1,62	0,62	60,62	61,31	58,22	2,6
4	4,78	0,21	60,94	77,51	0,32	16,2
5	5,17	0,19	60,95	77,63	0,01	0,11
6	7,49	0,13	78,66	78	17,71	0,37
7	7,95	0,13	78,67	78,13	0,01	0,13
8	10,78	0,09	78,83	84,16	0,16	6,03
9	12,14	0,08	78,83	84,19	0	0,03
10	16,99	0,06	85,07	84,67	6,24	0,48
11	17,67	0,06	85,73	88,01	0,66	3,35
12	20,16	0,05	85,73	88,04	0	0,02

**Tab.V.1.** Résultats de l'analyse modale

On remarque que  $T_{12} = 0.05 \text{ s} < 0.2 \text{ s}$ , donc le choix de 12 modes est justifié

Les résultats numériques résumés dans le tableau précédent, mettent clairement en évidence la translation, pour le premier et le deuxième mode, et la torsion pour le troisième mode.

### V.3.4. Vérification de la période de vibration

La valeur de la période donnée par Robot doit vérifier la condition de l'article 4.2.4 du RPA99.

Ce dernier exige que cette période ne doit pas dépasser la valeur calculée par la formule empirique appropriée de plus de 30% ;

avec :

$$T_{\text{empirique}} = \min \left\{ 0,09 \frac{hn}{\sqrt{D}}; C_T H_n^{\frac{3}{4}} \right\}$$

$$T_{\text{empirique}} = (0,86; 0,92) = 0,86$$

$$1,3T_{\text{empirique}} = 1,118$$

$$T_{\text{numérique}} = 0,93$$

$$\Rightarrow T_{\text{numérique}} < 1,3T_{\text{empirique}}$$

Donc la condition est vérifiée.

Vous Trouverez en annexe 3 les résultats Robot.

Observation des modes

**Mode 1** : mode de flexion suivant X, déplacement horizontal important suivant X.

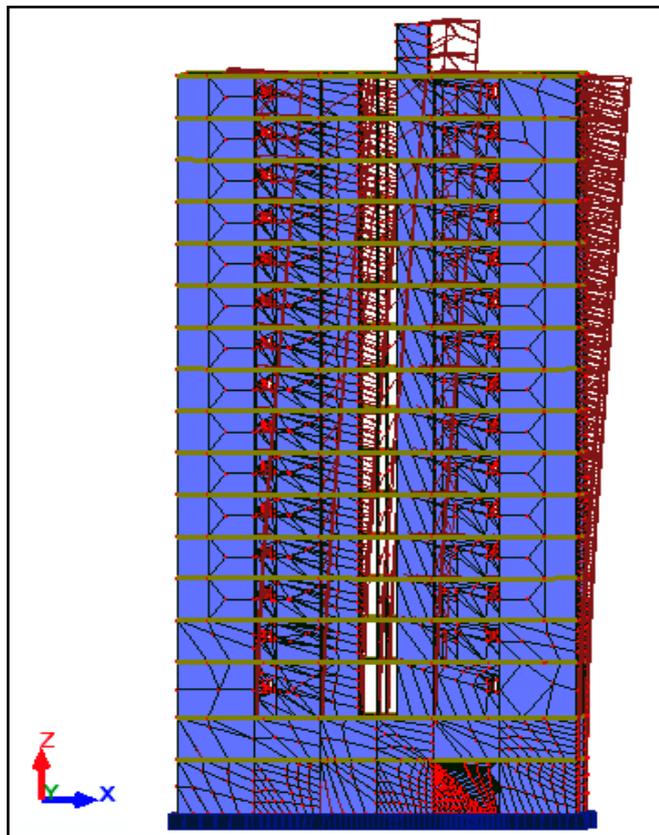
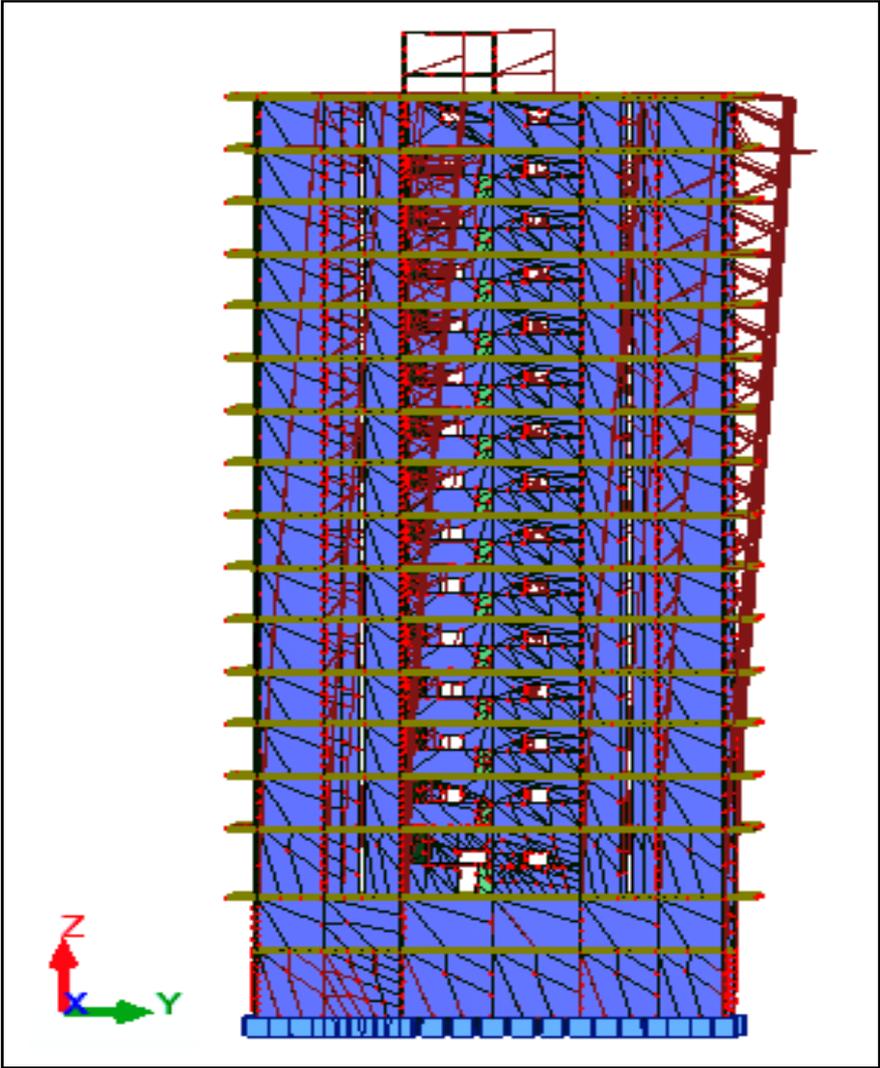


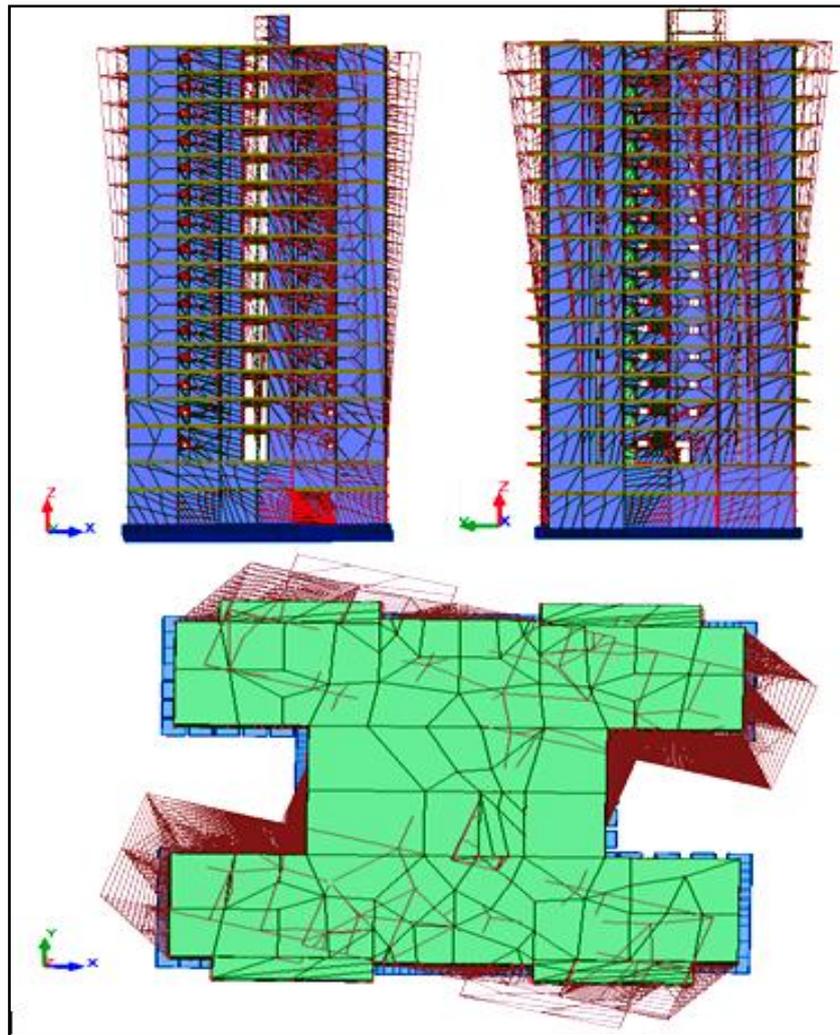
Fig.V.2. Représentation du mode 1

**Mode 2** : mode de flexion suivant Y, déplacement horizontal important suivant Y.



**Fig.V.3.** Représentation du mode 2

**Mode 3** : mode de torsion.



**Fig.V.4.** Représentation du mode 3

### V.3.5. Spectre de réponse de calcul

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse.

Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement et de la pulsation naturelle.

Donc pour des accélérogrammes donnés, si on évalue les réponses maximales en fonction de la période ( $T$ ), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

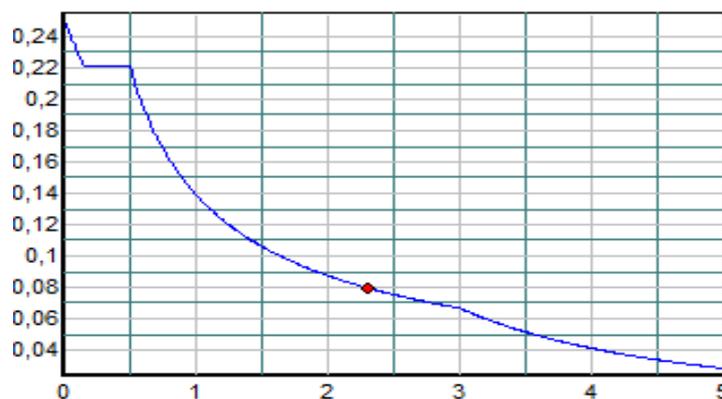
L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

D'après de RPA99, les paramètres relatifs à notre structure sont comme suit :

- Coefficient d'accélération de zone A = 0.25
- Catégorie du site S2 donc : T1 = 0.15 s et T2 = 0.40 s.
- Facteur de qualité Q = 1.20.
- Coefficient de comportement global de la structure R = 3.5.
- Pourcentage d'amortissement critique  $\xi = 10\%$ .

- Facteur de correction d'amortissement  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0,763$



**Fig.V.5.** Allure du spectre de réponse

Les différentes valeurs du spectre de réponse de calcul sont détaillées dans le tableau suivant :

T [s]	Sa/g	T [s]	Sa/g	T [s]	Sa/g
0	0,375	1,7	0,094	3,4	0,052
0,1	0,289	1,8	0,09	3,5	0,05
0,2	0,245	1,9	0,087	3,6	0,047
0,3	0,245	2	0,084	3,7	0,045
0,4	0,245	2,1	0,081	3,8	0,043
0,5	0,212	2,2	0,079	3,9	0,041
0,6	0,187	2,3	0,076	4	0,04
0,7	0,169	2,4	0,074	4,1	0,038
0,8	0,155	2,5	0,072	4,2	0,037
0,9	0,143	2,6	0,07	4,3	0,035
1	0,133	2,7	0,069	4,4	0,034
1,1	0,125	2,8	0,067	4,5	0,033
1,2	0,118	2,9	0,066	4,6	0,031
1,3	0,112	3	0,064	4,7	0,03
1,4	0,106	3,1	0,061	4,8	0,029
1,5	0,102	3,2	0,058	4,9	0,028
1,6	0,097	3,3	0,055	5	0,027

Tab.V.2. Valeurs du spectre de réponse

#### V.4. Analyse sismique

Après avoir effectué l'analyse modale, on effectue l'analyse sismique pour obtenir les efforts horizontaux appliqués à notre bâtiment

##### V.4.1. Combinaisons de charges

- 1.35G + 1.5Q
- G + Q
- G + Q + Ex
- G + Q + Ey
- 0.8G + Ex
- 0.8G + Ey

##### V.4.2. Caractéristiques géométriques

Les caractéristiques géométriques (centre de masse et centre de torsion, les excentricités théoriques et accidentelles.) de chaque niveau de la structure données par ROBOT2011 sont représentées dans le Tab. IV.3.

Etage	X <sub>G</sub> [m]	Y <sub>G</sub> [m]	X <sub>c</sub> [m]	Y <sub>c</sub> [m]	e <sub>th, x</sub> [m]	e <sub>th, y</sub> [m]	e <sub>acc, x</sub> [m]	e <sub>acc, y</sub> [m]
14 <sup>ème</sup>	16,12	13,94	16,43	13,05	0,31	0,89	1,3	1,12
13 <sup>ème</sup>	16,12	13,94	16,15	14,88	0,03	0,94	1,3	1,12

12 <sup>ème</sup>	16,12	13,94	16,15	14,88	0,03	0,94	1,3	1,12
11 <sup>ème</sup>	16,12	13,94	16,15	14,88	0,03	0,94	1,3	1,12
10 <sup>ème</sup>	16,12	13,94	16,15	14,88	0,03	0,94	1,3	1,12
9 <sup>ème</sup>	16,12	13,94	16,15	14,88	0,03	0,94	1,3	1,12
8 <sup>ème</sup>	16,12	13,94	16,15	14,88	0,03	0,94	1,3	1,12
7 <sup>ème</sup>	16,12	13,94	16,15	14,88	0,03	0,94	1,3	1,12
6 <sup>ème</sup>	16,12	13,94	16,15	14,88	0,03	0,94	1,3	1,12
5 <sup>ème</sup>	16,12	13,94	16,15	14,88	0,03	0,94	1,3	1,12
4 <sup>ème</sup>	16,12	13,94	16,15	14,88	0,03	0,94	1,3	1,12
3 <sup>ème</sup>	16,12	13,94	16,15	14,88	0,03	0,94	1,3	1,12
2 <sup>ème</sup>	16,12	13,94	16,15	14,88	0,03	0,94	1,3	1,12
1 <sup>er</sup>	16,12	13,94	16,15	14,82	0,03	0,88	1,3	1,12
RDS	16,16	13,93	16,15	13,93	0,01	0	1,3	1,12
S1	16,14	13,94	16,15	13,93	0,01	0,01	1,3	1,12
S2	16,15	13,93	16,15	13,93	0	0	1,3	1,12

Tab.V.3. Caractéristiques géométriques

#### V.4.3. Distribution de l'effort sismique sur les différents niveaux

Le tableau qui suit donne la distribution de l'effort sismique sur les différents niveaux :

Etage	Sens X		Sens Y	
	Fi [kN]	V [kN]	F [kN]	V [kN]
14 <sup>ème</sup>	1906,96	1906,96	1391,32	1391,32
13 <sup>ème</sup>	1593,62	3500,58	1168,54	2559,86
12 <sup>ème</sup>	1468,25	4968,83	1082,31	3642,17
11 <sup>ème</sup>	1341,38	6310,21	994,04	4636,21
10 <sup>ème</sup>	1213,20	7523,41	903,86	5540,07
9 <sup>ème</sup>	1084,41	8607,81	812,17	6352,24
8 <sup>ème</sup>	955,79	9563,60	719,58	7071,82
7 <sup>ème</sup>	828,49	10392,10	626,86	7698,68
6 <sup>ème</sup>	703,72	11095,82	534,98	8233,66
5 <sup>ème</sup>	582,98	11678,79	444,99	8678,65
4 <sup>ème</sup>	467,80	12146,60	358,19	9036,84
3 <sup>ème</sup>	360,07	12506,66	275,97	9312,81
2 <sup>ème</sup>	261,74	12768,41	200,05	9512,86
1 <sup>er</sup>	175,02	12943,43	132,41	9645,27
RDS	116,83	13060,26	86,20	9731,47
S1	44,70	13104,96	29,27	9760,74
S2	15,04	13120	9,26	9770

Tab.V.4. Distribution de l'effort sismique

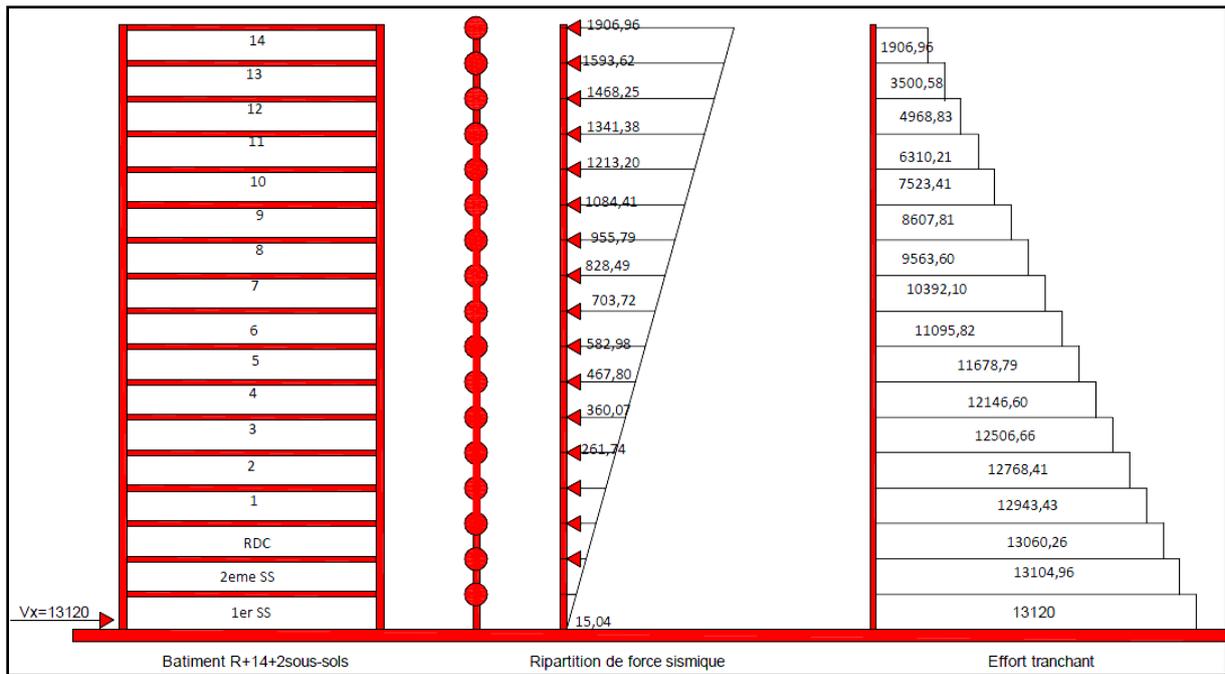


Fig.V.6. Distribution de l'effort sismique Sens X

#### V.4.4. Vérification de la résultante des forces sismiques

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par la méthode de l'analyse modale F ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente V. (RPA /version 2003 article 4-3-6) :

Si cette condition n'est pas vérifiée on doit majorer l'effort tranchant à la base dans le rapport :  $0.8V/V_t$

##### ➤ Détermination de la force sismique par la méthode statique équivalente :

La force sismique totale (V) appliquée à la base de la structure est donnée selon le RPA99/2003 par la formule suivante :

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

Avec

W : Poids total de la structure

A : Coefficient d'accélération de zone.

R : Coefficient de comportement de la structure.

Q : Facteur de qualité

D : facteur d'amplification dynamique moyen

➤ **Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen  $D$**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{2/3}(3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

➤ **Périodes caractéristiques  $T_1$  ;  $T_2$  :**

Pour un site type S2 :  $T_1 = 0.15$  s ;  $T_2 = 0.4$  s

➤ **Coefficient de correction d'amortissement  $\eta$**

Le coefficient de correction d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0,763\dots (\xi = 10\%)$$

Où  $\xi(\%)$  est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi = 10\%$  pour un contreventement avec voiles ( $\eta = 0.76$ ).

➤ **Période fondamentale ( $T$ )**

La période fondamentale de la structure est donnée par la formule suivante :

$$T = 0.09h_n / \sqrt{L}$$

Avec :

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

$h_n = 48,68$  m

$L$ : Étant la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée

D'où :

$$T = 0.09h_n / \sqrt{L} \quad \text{avec} \quad L = 25,9 \text{ m} \quad \Rightarrow T = 0,86s$$

$T_2 = 0.40 \text{ sec} \leq T = 0.86 \text{ sec} \leq 3.0 \text{ sec}$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta (T_2/T)^{2/3} \quad \Rightarrow \quad D = 1.140$$

➤ **Facteur de qualité Q**

La valeur de Q est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum Pq$  D'où Pq: est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q est satisfait ou non.

Alors  $Q = 1,20$

Finalement :

A	Q	T			D	R	W[MN]	V[MN]
		T1	T2	T				
0,25	1,2	0,14	0,4	0,85	1,140	3,5	97,0004	9,470

**Tab.V.5.** Détermination de la force sismique par la méthode statique équivalente

V [kN]	Vt [kN]		Vt/V	
	Suivant X	Suivant Y	Suivant X	Suivant Y
9470	13120	9770	1,38	1,03

**Tab.V.6.** Vérification de la résultante des forces sismiques

### V.5. Vérification de la stabilité au renversement

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement. Pour que le bâtiment soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante:

$$\frac{M_S}{M_R} > 1,50$$

Elle se traduit par la vérification dans les deux sens (longitudinal et transversal)

$M_R$  : Moment de renversement dû aux charges horizontales,  $\sum_{i=1}^N F_i h_i$

$M_s$  : Moment stabilisateur dû aux charges verticales,

➤ Suivant x  $M_{SX} = W * X_0$

➤ Suivant y  $M_{Sy} = W * Y_0$

- $(X_0, Y_0)$  Coordonnées du centre de gravité
- W : Poids du bâtiment.

- $F_i$  : Force sismique au niveau  $i$
- $h_i$  : Hauteur du niveau  $i$ .

Direction	W [MN]	G [m]	Ms [MN.m]	MR [MN.m]	Ms/MR
Suivant X	97,0004	16,14	1565,58	364,03	4,03
Suivant Y		13,93	1351,12	478,83	2,82

Tab.V.7. Vérification de la stabilité au renversement

## V.6. Vérification des déplacements:

L'une des vérifications préconisées par le RPA99, concerne les déplacements latéraux inter étages. En effet, selon l'article 5.10 du RPA99, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta}$$

$$\Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec:

$$\bar{\Delta} = 0.01h_e \quad \text{où} \quad h_e : \text{représente la hauteur de l'étage.}$$

Le déplacement horizontal à chaque niveau "K" de la structure est donné par :

$$\delta_k = R * \delta_{ek}$$

$\delta_{ek}$  Déplacement dû aux forces sismiques de l'étage  $k$ .

$R$  Coefficient de comportement de la structure ( $R = 3.5$ ).

Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "K-1" est égale à:

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Etage	$\delta_{ek}$ [cm]		$\delta_k$ [cm]		Sens X		Sens Y	
	Sens X	Sens Y	Sens X	Sens Y	$\Delta_k$ [cm]	$\bar{\Delta}$	$\Delta_k$ [cm]	$\bar{\Delta}$
14 <sup>ème</sup>	3,9218	6,3392	13,7263	22,1872	0,98525	2,94	1,48925	2,94
13 <sup>ème</sup>	3,6403	5,9137	12,74105	20,69795	1,0024	2,94	1,5274	2,94
12 <sup>ème</sup>	3,3539	5,4773	11,73865	19,17055	1,0143	2,94	1,56345	2,94
11 <sup>ème</sup>	3,0641	5,0306	10,72435	17,6071	1,0248	2,94	1,5974	2,94
10 <sup>ème</sup>	2,7713	4,5742	9,69955	16,0097	1,0297	2,94	1,624	2,94
9 <sup>ème</sup>	2,4771	4,1102	8,66985	14,3857	1,0283	2,94	1,6401	2,94
8 <sup>ème</sup>	2,1833	3,6416	7,64155	12,7456	1,0178	2,94	1,6422	2,94
7 <sup>ème</sup>	1,8925	3,1724	6,62375	11,1034	0,9975	2,94	1,6275	2,94

6 <sup>ème</sup>	1,6075	2,7074	5,62625	9,4759	0,9653	2,94	1,5939	2,94
5 <sup>ème</sup>	1,3317	2,252	4,66095	7,882	0,92085	2,94	1,53755	2,94
4 <sup>ème</sup>	1,0686	1,8127	3,7401	6,34445	0,86135	2,94	1,45635	2,94
3 <sup>ème</sup>	0,8225	1,3966	2,87875	4,8881	0,7861	2,94	1,3447	2,94
2 <sup>ème</sup>	0,5979	1,0124	2,09265	3,5434	0,69335	2,94	1,19805	2,94
1 <sup>er</sup>	0,3998	0,6701	1,3993	2,34535	0,5796	2,94	1,00555	2,94
RDS	0,2342	0,3828	0,8197	1,3398	0,54635	3,91	0,94325	3,91
S1	0,0781	0,1133	0,27335	0,39655	0,1666	3,09	0,25095	3,09
S2	0,0305	0,0416	0,10675	0,1456	0,10675	4,17	0,1456	4,17

Tab.V.8. Vérification des déplacements

On :  $\bar{\Delta} < 1 \%$  h pour tous les niveaux et pour les deux sens

Donc la justification vis-à-vis des déformations est vérifiée

### V.7. Justification vis à vis de l'effet P-Δ

L'effet P-Δ est un effet non linéaire (effet de 2ème ordre) qui se produit en chaque structure où les éléments de la structure sont soumis à des charges axiales. C'est un effet associé à l'importance de la charge axiale P et le déplacement Δ. L'effet P-Δ

Il n'est pas nécessaire de prendre en compte les effets du second ordre (effets P delta) lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K * \Delta_K}{V_K * h_K} \leq 0.10$$

- $P_K$ : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau "K".
- $V_K$ : effort tranchant d'étage au niveau "K" ( $V_K = \sum F_i$ ).
- $\Delta_K$ : déplacement relatif du niveau "K" par rapport au niveau "K-1".
- $h_K$ : hauteur de l'étage "K".

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

$$\delta_k = R * \delta_{ek}$$

$\delta_k$  Déplacement horizontal de l'étage k.

$\delta_{ek}$  Déplacement dû aux forces sismiques de l'étage k.

R Coefficient de comportement de la structure (R = 3.5).

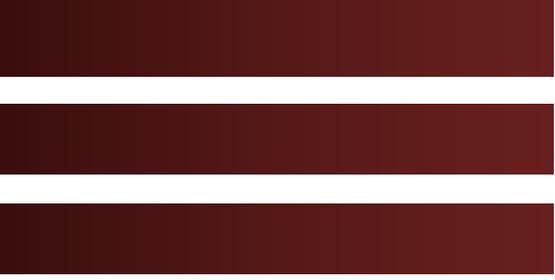
- Dans les cas où  $0,1 < \theta \leq 0,2$ , les effets du second ordre peuvent être pris en compte approximativement en majorant les effets de l'action sismique par un facteur égal à  $\frac{1}{1 - \theta_k}$
- Si  $\theta_k > 0.20$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

Le tableau qui suit nous donne les valeurs des différents paramètres de la justification de l'effet P- $\Delta$

Etage	Pk (KN)	Sens X			Sens Y		
		$\Delta_k$ [cm]	$V_k$ [MN]	$\theta_k$	$\Delta_k$ [cm]	$V_k$ [MN]	$\theta_k$
14 <sup>ème</sup>	4770	0,98525	1553,79	0,01029	1,48925	1119,73	0,02158
13 <sup>ème</sup>	10040	1,0024	3147,22	0,01088	1,5274	2275,87	0,02292
12 <sup>ème</sup>	15430	1,0143	4648,72	0,01145	1,56345	3372,88	0,02433
11 <sup>ème</sup>	20840	1,0248	6025,57	0,01206	1,5974	4385,86	0,02582
10 <sup>ème</sup>	26260	1,0297	7273,15	0,01265	1,624	5310,3	0,02732
9 <sup>ème</sup>	31690	1,0283	8390,35	0,01321	1,6401	6143,97	0,02877
8 <sup>ème</sup>	37110	1,0178	9373,22	0,01371	1,6422	6882,82	0,03012
7 <sup>ème</sup>	42530	0,9975	10225,19	0,01411	1,6275	7527,98	0,03127
6 <sup>ème</sup>	47950	0,9653	10948,85	0,01438	1,5939	8080,17	0,03217
5 <sup>ème</sup>	53370	0,92085	11548,35	0,01448	1,53755	8541,23	0,03268
4 <sup>ème</sup>	58790	0,86135	12029,42	0,01432	1,45635	8914,12	0,03267
3 <sup>ème</sup>	64210	0,7861	12399,69	0,01385	1,3447	9203,42	0,03191
2 <sup>ème</sup>	69620	0,69335	12668,35	0,01296	1,19805	9414,81	0,03013
1 <sup>er</sup>	74960	0,5796	12845,68	0,01150	1,00555	9555,07	0,02683
RDS	86750	0,54635	13075,02	0,00927	0,94325	9736,43	0,02149
S1	91560	0,1666	13106,22	0,00377	0,25095	9759,96	0,00762
S2	97000	0,10675	13120	0,00189	0,1456	9770	0,00347

**Tab.V.9.** Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$

On remarque bien que  $\theta_k < 0.1$  Donc l'effet P- $\Delta$  est négligeable pour les deux directions.



## **Chapitre VI**

# **Ferraillage des éléments structuraux**

**VI.1. Introduction**

**VI.2. Distribution de l'effort sismique sur les  
différents voiles**

**VI.3. Ferraillage des voiles**

**VI.4. Ferraillage du linteau**

---

# Ferrailage des éléments structuraux

---

## VI.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous allons étudier le ferrailage des éléments structuraux à l'aide du logiciel Robobat 2011. Le ferrailage devra être conforme aux règlements en vigueur.

Les objectifs du ferrailage sont la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

La stabilité de notre ouvrage vis-à-vis des charges et surcharges est assurée par des refonds (voiles) linéaire disposés suivent les deux sens du bâtiment.

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement CBA93 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003.

Sous l'action des forces horizontales ainsi que les forces due aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Afin d'assurer une sécurité à un risque normal, les règles adoptent des combinaisons d'actions qui varient dans le sens le plus défavorable, et dont les actions atteignent des intensités qui génèrent des efforts les plus sollicitant pour la structure. Les objectifs ainsi visés sont pour d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques.

Vue la différence de concentration des voiles entre les niveaux, on définit trois parties de calculs :

Partie I allant du 1<sup>er</sup> étage jusqu'au 14<sup>ème</sup> étage.

Partie II RDC

Partie III allant du 1<sup>er</sup> sous-sol jusqu'au 2<sup>er</sup> sous-sol

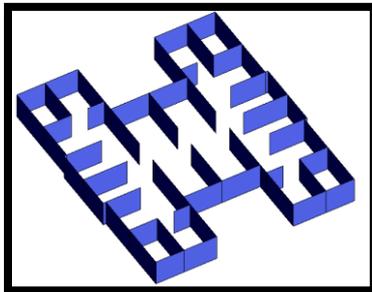


Fig.VI.1. Vue en 3D du sous-sol

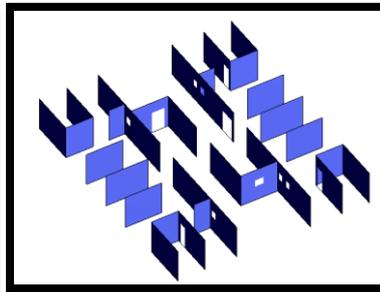


Fig.VI.2. Vue en 3D du RDC

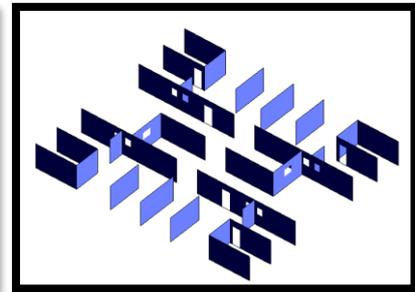


Fig.VI.3. Vue en 3D du 1<sup>er</sup> étage

## VI.2. Ferrailage des voiles

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal sont déterminés selon les combinaisons comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques.

La section des armatures longitudinales sera vérifiée pour la partie tendue puis généralisée sur toute la longueur du voile.

D'après le chargement et la disposition des voiles de notre bâtiment, on calcule le ferrailage pour les groupes de voiles suivants :

Groupe	Voiles
1	1-2-3-4
2	13-14
3	11-12
4	5
5	6
6	7
7	8
8	9
9	10
10	E-D
11	G-F
12	I-H
13	B-A
14	L-K
15	C
16	J

Tab.VI.1. Groupes de voiles

### VI.2.1. Ferrailage vertical

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
  - Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
  - Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
  - Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
  - A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.
- ✓ Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur  $d$  est déterminée à partir de

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L'}{3}\right) \quad \text{Article 7.7.4 RPA 99 (version 2003)}$$

$L'$ : est la longueur de la zone comprimée.

$h_e$ : Hauteur entre nus de planchers du trumeau considéré.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes.

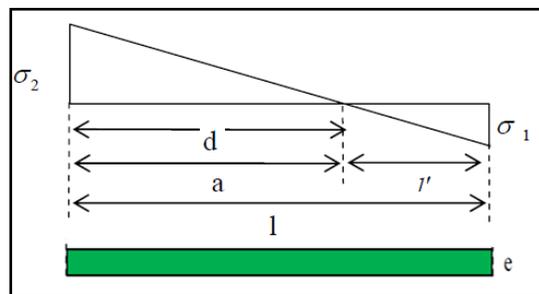
$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \cdot v}{I}$$

Avec :

$N$  : effort normal appliqué

$M$  : Moment fléchissant appliqué.

$A$  : Section transversale du voile.



**Fig.VI.4.**Schéma des contraintes développées dans un

voile.

$v$  : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

$I$  : moment d'inertie,

- **Détermination de la bande verticale  $d$**

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L'}{3}\right)$$

$$\frac{\sigma_2}{a} = \frac{\sigma_1}{L-a} \quad \Rightarrow \quad a = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L$$

Avec :

$L$  : Longueur du voile ;

$L'$  : Longueur tendue du voile

➤ **Sollicitations de la bande**

$$\sigma'_{1,2} = \frac{N'}{A'} \pm \frac{M'v'}{I'} \rightarrow \begin{cases} v' = \frac{d}{2} \\ A' = d \cdot e \\ I' = \frac{e \cdot d^3}{12} \end{cases} \quad (*)$$

Avec

✓  $\sigma'_2 = \sigma_2$

✓ Si  $d \geq a \Rightarrow$  la bande verticale  $d = a$  et  $\sigma'_1 = 0$

✓ Si  $d \leq a \Rightarrow \sigma'_1 = \frac{\sigma_2 \cdot (a-d)}{l'}$

➤ **Détermination de  $N'$  et  $M'$**

D'après (\*)  $\Rightarrow$

✓  $N' = \frac{(\sigma'_1 + \sigma'_2) \cdot A'}{2}$

✓  $M' = \frac{(\sigma'_1 - \sigma'_2) \cdot I'}{2 \cdot v'}$

➤ **Ferrailage de la bande**

✓  $e_0 = \frac{M'}{N'}$

Si  $e_0 < \frac{d}{2} - d_1 \Rightarrow$  L'effort  $N'$  est un effort normal de traction, la résultante des forces extérieures passe entre les deux nappes d'armatures, section entièrement tendue.

✓  $e_2 = \frac{d}{2} + e_0 - d_2$

✓  $e_1 = \frac{d}{2} - e_0 - d_1$

✓  $Z = e_1 + e_2$

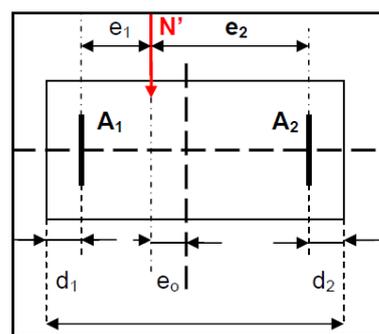
✓  $A_2 = \frac{N' \cdot e_1}{Z f_e}$

✓  $A_1 = \frac{N' \cdot e_2}{Z f_e}$

✓  $A_{v, Totale} = A_1 + A_2$

✓  $A_v / \text{face} / ml = \frac{A_{v, Totale}}{2 \cdot d}$

✓  $A_{min} = \max(0,2\%a \cdot L_t; 0,15\%a \cdot L)$



**Fig.VI.5.** Schéma de la bande de calcul

La section d'armatures longitudinales sera vérifiée pour une partie tendue, puis généralisée sur toute la longueur du voile, qui risque être tendue sous l'effet sismique.

➤ **Espacement**

En zone courante  $S_t \leq \min(1,5e; 30 \text{ cm})$

Soit  $S_t = 30$

En zone d'about  $S_{ta} = \frac{S_t}{2}$

➤ **Combinaisons de charges**

✓ **0.8G – E** : Pour le calcul à la traction.

✓ **G + Q + E** : Pour la vérification à la compression.

Les détails du ferrailage des groupes de voiles sont donnés dans le tableau suivant :

Partie	Groupe	$N_{(0.8G-E)}$ (kN)	$N_{(G+Q+E)}$ (kN)	$\sigma 1'$ (MPa)	$\sigma 2'$ (MPa)	$I'$ (m <sup>2</sup> )	$N'$ (kN)	$M'$ (kN .m)	$A_v$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$	AV/FAC/ml	Armatures	$\sigma b$ (MPa)
I	1	2508,374	6025,121	1,06	2,51	0,05	744,13	1,73	18,6	10,196	6,33	6HA12	5,97
	2	3176,371	6693,118	2,60	4,68	0,04	1579,95	71,24	39,5	12,124	14,63	10AH14	6,63
	3	1362,695	5972,649	2,44	3,32	0,02	1119,63	77,12	27,99	14,448	14,58	10AH14	5,91
	4	1368,363	11148,617	2,10	2,47	0,04	1893,34	278,93	47,33	34,5	17,15	12AH14	4,85
	5	669,295	10229,974	1,90	2,05	0,01	1621,78	169,20	40,54	35,7	25,99	9AH20	4,3
	6	1813,566	8670,295	3,24	4,33	0,02	1579,22	118,80	39,48	15,82	19,74	13AH14	7,95
	7	2416,75	9523,256	3,29	4,65	0,03	1815,53	140,59	45,39	16,268	19,07	13AH14	8,14
	8	390,81	10422,849	2,02	2,09	0,00	1608,15	93,91	40,2	34,5	51,54	17AH20	4,53
	9	4222,932	10465,013	1,49	1,94	0,05	606,08	8,54	15,15	25,168	8,56	8AH12	4,4
	10	6202,265	22185,592	9,86	22,93	0,03	6268,63	102,74	156,72	8,84	62,19	20AH20	10,06
	11	1537,394	7511,865	3,17	4,22	0,01	1348,73	89,15	33,72	13,976	19,38	13AH14	7,83
	12	527,837	6511,165	3,30	3,70	0,00	1005,55	46,58	25,14	12,3	32,23	11AH20	7,94
	13	5262,689	11477,745	3,71	5,73	0,05	2120,37	106,76	53,01	16,636	18,03	12AH14	8,32
	14	5890,315	12105,371	3,97	6,19	0,05	2240,80	103,28	56,02	16,396	19,05	13AH14	8,77
	15	1828,045	5612,87	2,45	3,82	0,02	1125,93	58,16	28,15	11,448	13,67	10AH14	6,38
	16	2047,363	5832,188	2,54	4,07	0,02	1195,21	58,64	29,88	11,244	14,09	10AH14	6,63
Partie	Groupe	$N_{(0.8G-E)}$ (kN)	$N_{(G+Q+E)}$ (kN)	$\sigma 1'$ (MPa)	$\sigma 2'$ (MPa)	$I'$ (m <sup>2</sup> )	$N'$ (kN)	$M'$ (kN .m)	$A_v$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$	AV/FAC/ml	Armatures	$\sigma b$ (MPa)
	1	2333,68	6102,44	0,99	2,33	0,05	693,34	1,75	17,33	10,204	5,89	6HA12	6,04
	2	3020,09	6788,85	1,28	3,02	0,05	895,45	2,00	22,39	10,192	7,62	7HA12	6,72
	3	1190,69	6131,00	0,52	1,21	0,05	362,45	2,01	9,06	10,328	3,51	6HA12	6,07
	4	993,19	11474,48	0,38	0,49	0,05	162,77	4,95	4,07	25,852	8,79	8HA12	4,99
	5	1595,47	11839,77	0,58	0,74	0,05	243,52	6,29	6,09	26,308	8,95	8HA12	4,98
	6	1543,88	8903,38	0,68	1,44	0,05	431,71	1,90	10,79	11,096	3,77	6HA12	8,17

II	7	146,27	7482,97	0,08	0,14	0,05	47,36	1,45	1,18	13,16	4,48	6HA12	6,4
	8	682,28	10067,40	0,27	0,35	0,05	121,13	4,83	3,03	26,74	9,10	9HA12	4,38
	9	3618,18	14852,65	1,22	1,60	0,05	495,68	6,27	12,39	25,028	8,51	8HA12	6,24
	10	11950,22	18380,62	5,01	14,68	0,04	4022,39	6,67	100,56	8,26	36,97	12AH20	12,42
	11	669,35	7132,66	0,29	0,72	0,05	217,62	1,60	5,44	9,888	3,36	6HA12	7,43
	12	348,18	6778,58	0,18	0,45	0,04	122,56	1,37	3,06	8,624	3,32	6HA12	8,27
	13	97,15	6777,78	0,05	0,08	0,05	30,39	1,39	0,76	16,384	5,57	6HA12	4,91
	14	5911,98	12592,61	2,50	4,32	0,05	1283,16	2,92	32,08	13,928	10,91	7AH14	9,13
	15	2028,41	6116,94	0,81	2,33	0,05	683,15	1,80	17,08	8,896	5,89	6HA12	6,95
	16	2028,41	6116,94	0,81	2,33	0,05	683,15	1,80	17,08	8,896	5,89	6HA12	6,95
<b>Partie</b>	<b>Groupe</b>	$N_{(0,8G-E)}$ (kN)	$N_{(G+Q+E)}$ (kN)	$\sigma 1'$ (MPa)	$\sigma 2'$ (MPa)	$I'$ (m <sup>2</sup> )	$N'$ (kN)	$M'$ (kN .m)	$A_v$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$	AV/FAC/ml	Armatures	$\sigma b$ (MPa)
III	1	424,05	3751,44	1,10	1,37	0,05	874,89	115,45	21,87	15,147	14,02	10AH14	3,71
	2	424,05	3751,44	1,10	1,37	0,04	803,47	97,37	20,09	15,147	12,88	9AH14	3,71
	3	952,95	4532,76	0,75	1,38	0,02	326,77	10,04	8,17	12,04	4,43	6HA12	4,49
	4	4322,78	7245,39	0,00	0,27	0,04	37,12	8,54	0,93	5,776	1,56	6HA12	3,15
	5	2064,14	13476,64	2,46	2,98	0,01	1116,83	84,67	27,92	35,703	10,82	7AH14	5,66
	6	2008,91	6239,03	0,37	1,46	0,02	146,40	24,40	3,66	9,928	2,68	6HA12	5,72
	7	2008,91	6239,03	0,34	1,29	0,03	153,03	30,35	3,83	10,048	2,72	6HA12	5,33
	8	4156,27	7824,78	0,07	0,42	0,00	16,42	1,07	0,41	8,74	2,36	6HA12	3,4
	9	2163,70	14730,05	2,68	3,24	0,05	2310,50	332,98	57,76	35,7	17,72	12AH14	6,19
	10	587,63	6442,13	2,43	2,90	0,03	1874,13	240,36	46,85	12,303	44,20	15AH20	7,86
	11	243,21	7342,52	3,23	3,39	0,01	4580,09	578,61	114,5	14,4	34,29	11AH20	7,65
	12	527,13	6502,64	2,55	2,97	0,00	665,84	28,23	16,65	12,3	17,34	12AH14	7,93
	13	3230,50	10480,94	3,06	4,60	0,05	2024,20	164,30	50,61	18,372	16,43	11AH14	7,6
	14	3590,71	10841,15	3,15	4,87	0,05	2069,43	156,51	51,74	18,06	16,27	11AH14	7,86

---

	15	<b>118,90</b>	<b>4147,44</b>	<b>2,06</b>	<b>2,14</b>	<b>0,02</b>	<b>4099,84</b>	<b>627,99</b>	<b>102,5</b>	<b>13,2</b>	<b>41,25</b>	<b>14AH20</b>	<b>4,71</b>
	16	<b>1059,46</b>	<b>5088,00</b>	<b>2,43</b>	<b>3,22</b>	<b>0,02</b>	<b>1268,03</b>	<b>103,46</b>	<b>31,7</b>	<b>12,864</b>	<b>20,06</b>	<b>13AH14</b>	<b>5,78</b>

Tab.VI.2. Ferrailage Vertical

### VI.2.2. Ferrailage horizontal

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% (Art 7.7.2 RPA99 version 2003)

$$\text{La contrainte de cisaillement est } \tau_u = 1,4 \frac{V_{Calcul}}{b_0 d}$$

Avec :

V : Effort tranchant à la base du voile

b<sub>0</sub> : Epaisseur du voile

d : Hauteur utile = 0.9 h

h : Hauteur totale de la section brute

$$\text{La contrainte limite est } \bar{\tau} = 0,2 f_{c28}$$

Il faut vérifier la condition suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}$

Le pourcentage minimal d'armatures est :

$$0,15\%e.h \text{ Si } \tau_u \leq 0,025f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$$

$$0,25\%e.h \text{ Si } \sigma_u \geq 0,025f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$$

Partie	Groupe	Ve	$\tau_b$ (MPa)	A <sub>h</sub> (cm <sup>2</sup> )	Armatures	Espacement (cm)
I	1	589,213	0,907	14,70	18HA12	30
	2	686,898	1,058	14,70	18HA12	30
	3	486,595	0,749	14,70	18HA12	30
	4	1847,407	1,249	14,70	18HA12	30
	5	1637,141	1,070	14,70	18HA12	30
	6	740,711	1,057	14,70	18HA12	30
	7	916,061	1,218	14,70	18HA12	30
	8	1559,136	1,054	14,70	18HA12	30
	9	1559,136	1,019	14,70	18HA12	30
	10	2219,456	4,210	14,70	18HA12	30
	11	559,48	0,907	14,70	18HA12	30
	12	358,496	0,680	14,70	18HA12	30
	13	1569,957	1,770	14,70	18HA12	30
	14	1695,361	1,911	14,70	18HA12	30
	15	425,894	0,753	14,70	18HA12	30
	16	453,838	0,802	14,70	18HA12	30

Partie	Groupe	Ve	$\tau_b$ (MPa)	$A_h$ (cm <sup>2</sup> )	Armatures	Espacement (cm)
II	1	578,768	0,891	19,55	18HA12	30
	2	679,145	1,046	19,55	18HA12	30
	3	480,364	0,740	19,55	18HA12	30
	4	1814,661	1,227	19,55	18HA12	30
	5	2049,026	1,339	19,55	18HA12	30
	6	727,933	1,039	19,55	18HA12	30
	7	515,354	0,685	19,55	18HA12	30
	8	1296,433	0,877	19,55	18HA12	30
	9	2897,688	1,894	19,55	18HA12	30
	10	1734,095	3,290	19,55	18HA12	30
	11	464,196	0,752	19,55	18HA12	30
	12	356,633	0,677	19,55	18HA12	30
	13	572,251	0,645	19,55	18HA12	30
	14	1734,095	1,955	19,55	18HA12	30
	15	464,196	0,821	19,55	18HA12	30
	16	464,196	0,821	19,55	18HA12	30
Partie	Groupe	Ve	$\tau_b$ (MPa)	$A_h$ (cm <sup>2</sup> )	Armatures	Espacement (cm)
III	1	201,512	0,310	10,89	18HA12	30
	2	201,512	0,310	10,89	18HA12	30
	3	201,512	0,310	10,89	18HA12	30
	4	201,512	0,636	18,15	18HA12	30
	5	2379,647	1,555	18,15	18HA12	30
	6	2636,698	3,763	18,15	18HA12	30
	7	253,287	0,337	10,89	18HA12	30
	8	313,248	0,612	10,89	18HA12	30
	9	2596,601	1,697	18,15	18HA12	30
	10	280,141	0,531	10,89	18HA12	30
	11	449,514	0,728	18,15	18HA12	30
	12	287,324	0,545	10,89	18HA12	30
	13	1261,38	1,422	18,15	18HA12	30
	14	1333,352	1,503	18,15	18HA12	30
	15	238,902	0,422	10,89	18HA12	30
	16	358,742	0,634	13,2	16HA12	30

Tab.VI.3. Ferrailage horizontal

### VI.2.3. Armatures transversales

Les armatures transversales perpendiculaires à la face du voile sont des épingles en nombre au moins 4 épingles au mètre carré, servant à retenir les deux nappes d'armatures verticales.

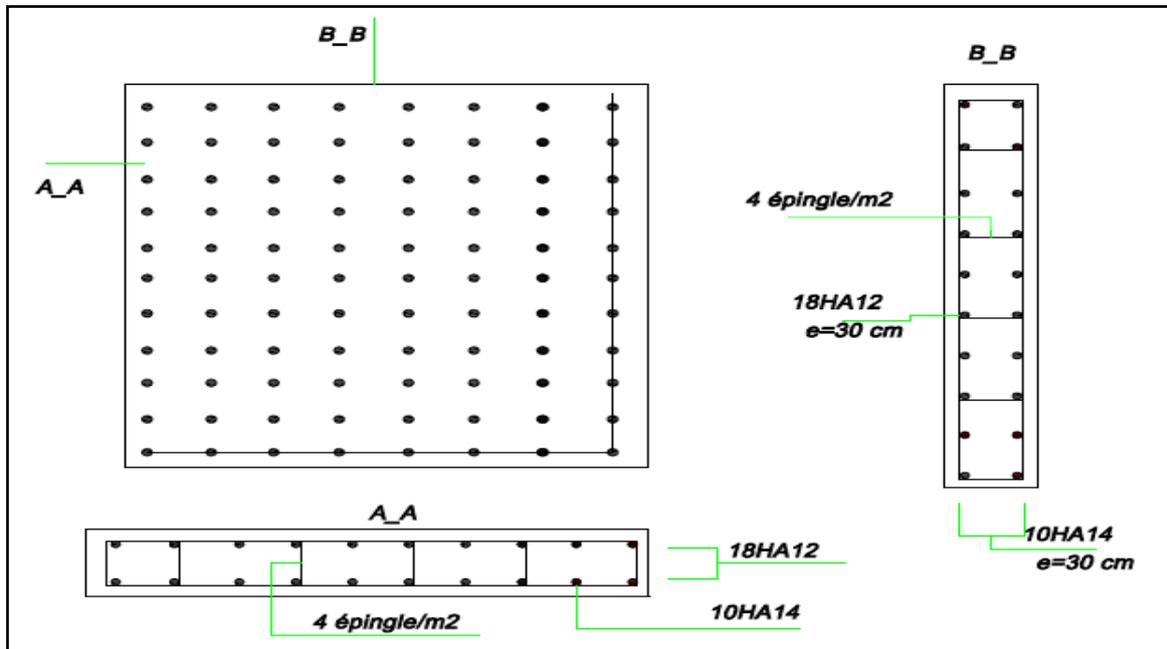


Fig.VI.6. Plan de ferrailage d'un voile du groupe 2 Partie I

### VI.3. Ferrailage du linteau

Les linteaux seront étudiés comme des poutres encastées à leurs extrémités. Les linteaux doivent être conçus de façon à éviter leur rupture fragile et ils doivent être capables de reprendre l'effort tranchant et le moment fléchissant dont les sens d'action peuvent être alternés.

Les sollicitations dans linteau seront :

$$M=301,23 \text{ KN.m}$$

$$T=532,52 \text{ KN}$$

➤ *Calcul des contraintes :*

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b.d} \quad \text{avec } \bar{V} = 1,4T$$

$$\Rightarrow \tau_b = 2,67 \text{ MPa} > 0,06f_{c28}$$

D'après (R.P.A 99) :

On dispose les ferrailages longitudinaux (supérieure et inférieure), transversaux et en zone Courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les armatures diagonales sont disposées obligatoirement.

➤ **Les armatures diagonales**

$$\tan a = \frac{h-2d'}{L}$$

$$A_d = \frac{V}{2f_e \sin a} \Rightarrow A_d = 7,53 \text{ cm}^2$$

Avec :

$d'$  = Distance d'enrobage = 5 cm

$L$  = longueur du linteau = 75 m

➤ **Armatures longitudinales**

$$(A'_l, A'_l) \geq 0,15\%b \cdot h \Rightarrow (A'_l, A'_l) = 4,65 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures transversales**

$$\tau_b > 0,025f_{c28} \Rightarrow A_t > 0,25\%b \cdot S$$

Espacement minimal,  $t = \frac{h}{4}$

$$\Rightarrow A_t = 1,93 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures de répartition**

$$A_c = 0,2\%b \cdot h \Rightarrow A_c = 6,2 \text{ cm}^2$$

Finalement

$$A_d = 7,53 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Choix 4AH12}$$

$$(A'_l, A'_l) = 4,65 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Choix 2HA14}$$

$$A_t = 1,93 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on choisit un cadre } \emptyset 10$$

$$A_c = 6,2 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Choix 4HA14}$$

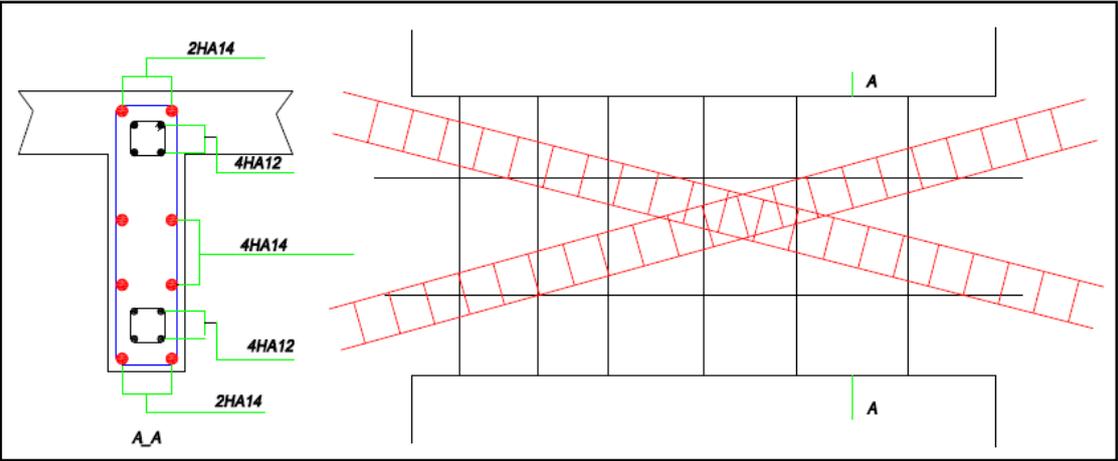
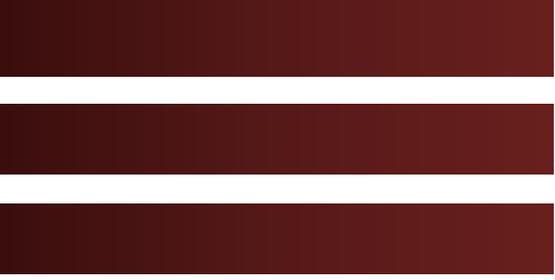


Fig.VI.7. Schéma de ferrailage du linteau



## **Chapitre VII**

# **Etude de l'infrastructure**

**VII.1. Introduction**

**VII.2. Etude du radier**

**VII.3. Etude du voile périphérique**

# Etude de L'infrastructure

---

---

## VII.1. Introduction

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par les sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain.
- Assurer la liaison avec le sol et répartir les efforts.
- Limiter les tassements différentiels jusqu'à une valeur acceptable
- Jouer un rôle d'appuis.

Plusieurs types de fondations existent, et le choix du type à adopter se fait tenant compte les conditions suivantes :

- Capacité portante du sol d'assise.
- Charges transmises de la superstructure au sol.
- Distances entre les différents points d'appuis.
- Système structural adopté.

Vu la nature du sol et la possibilité qu'il peut être inondé et tenant compte du poids important de la construction, on a opté pour un radier général pour fonder l'ouvrage.

## VII.2. Etude du radier

### VII.2.1. Combinaison du calcul

Selon l'article **10.1.4** du **RPA**, les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes :

$$G + Q \pm E \text{ et } 0,8.G \pm E$$

## VII.2.2. Pré dimensionnement du radier

### VII.2.2.1. Calcul de la surface du radier

Les efforts globaux à la base, obtenus par le calcul dynamique par le logiciel Robotbat, sont présentés dans le tableau suivant :

	N [kN]	M <sub>x</sub> [kN.m]	M <sub>y</sub> [kN.m]
<b>G+Q+E</b>	98383,510	320730,580	104725,530
<b>0,8G+E</b>	69764,950	315986,080	103764,540

**Tab.VII.1.** Efforts exercés à la base de la tour

La surface nécessaire pour le radier est estimée par la formule suivante :

$$S_{\text{necé}} \geq \frac{N}{\sigma_s} = \frac{98.383}{0.3} = 327.94 \text{ m}^2 \text{ et } S_{\text{bat}} = 473.58 \text{ m}^2$$

on voit bien que  $S_{\text{necé}} > 50\% S_{\text{batiment}}$

La surface calculée du radier est supérieure à la surface du bâtiment, la solution radier est indispensable. On adoptera un débord de 1 m ce qui nous donne la nouvelle surface du radier :  $S_{\text{rad}}=597.58 \text{ m}^2$ .

### VII.2.2.2. Calcul de l'épaisseur du radier

L'épaisseur du radier à prendre doit vérifier les trois conditions suivantes :

#### a. condition forfaitaire

La hauteur du radier est donnée par la formule empirique suivante :

$$h \geq \frac{L_{\text{max}}}{10}$$

avec  $L_{\text{max}}=5.05 \text{ m}$       donc  $h \geq 50.5 \text{ cm}$

#### b. condition de non cisaillement

La contrainte de cisaillement pour une bande de largeur  $b = 1 \text{ m}$  et une épaisseur  $d$  doit vérifier :

$$\tau_b = \frac{T_{\text{max}}}{b * d} \leq 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$T_{\text{max}} = \frac{N}{S} * \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

L'effort normal maximal revenant au radier est  $N=98.38$  MN.

La surface totale du radier est  $S_{rad}=597.58$  m<sup>2</sup> et  $L_{max}=5.05$  m.

D'où  $T_{max}=0.415$  MN ce qui nous donne  $h \geq 36$  cm.

### c. condition de la rigidité

Pour qu'un radier soit rigide il faut que :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{K * b}}$$

Avec :

$L_e$  : longueur élastique (m)

$K$  : coefficient de raideur du sol 40 MN/m<sup>3</sup> (sol moyen)

$E$  : module d'élasticité du béton :  $E = 32164.195$  MPa

$b$  : bande unitaire de 1 m

$I$  : inertie de la semelle  $I = \frac{b * h^3}{12}$

$L_{max}$  : distance maximale entre deux voiles  $L_{max}=4.85$  m

De la condition précédente on tire  $h : h \geq \sqrt[3]{\frac{48K}{E} \left(\frac{L_{max}}{\pi}\right)^2}$

D'où  $h \geq 0.69$  m.

Donc la disposition des nervures est une solution obligatoire pour rendre le radier rigide.

### d. choix de l'épaisseur du radier

Nous adopterons pour le radier :

- Hauteur de la nervure  $h_{ner}=100$  cm.
- Hauteur de la table du radier  $h_{rad}=50$  cm avec un enrobage  $d'=5$  cm.

### VII.2.3. Caractéristique géométrique du radier

#### VII.2.3.1. Centre de gravite

La surface totale du radier est  $S_{\text{radier}}=597.58 \text{ m}^2$ .

Les longueurs maximales dans les deux directions sont :

$$L_x=27.9 \text{ m} , L_y=24 \text{ m}$$

Les coordonnées du centre du gravite du radier sont :

$$X_G=13.95 \text{ m} \quad Y_G= 12 \text{ m}$$

#### VII.2.3.2. Moments d'inertie

Les moments d'inertie dans les deux directions X et Y sont :

$$I_{XX}= 32339.7259 \text{ m}^4 \quad I_{YY}=34266.4549 \text{ m}^4$$

### VII.2.4. Vérifications

#### VII.2.4.1. Vérification au poinçonnement

Le poinçonnement se manifeste là où il y a une concentration des charges. Pour vérifier le non poinçonnement du radier (dalle) le CBA et d'après l'article A5.2.4.2 propose de vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq \frac{0.045 * \mu_c * h_r * f_{c28}}{\gamma_b}$$

$N_u$  : charge de calcul à l'ELU pour le voile le plus chargée.

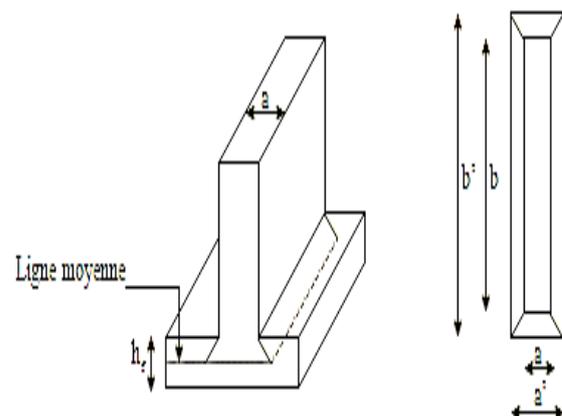
$h_r$  : épaisseur du radier  $h_r=50\text{cm}$ .

$\mu_c$  : périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

$$U_c = 2.(a' + b') .$$

$$\begin{cases} a' = a + h_r \\ b' = b + h_r \end{cases}$$

**Fig.VII.1.**Schema de transmission des charges sur le radier



Le voile le plus chargée est le voile 10 (0.2\*11.90)  $N_u=9.78$  MN.

Et donc pour 1ml on aura  $N_u=0.82$  MN/ml

$$\mu_c = 2 * (0.2 + 2 * 0.5 + 1) = 4.4 \text{ m.}$$

$$\frac{0.045 * \mu_c * h_r * f_{c28}}{\gamma_b} = 1.65 \text{ MN} > N_u$$

Donc il n'y a pas risque de poinçonnement du radier

### VII.2.4.2. Vérification aux sous pressions

Cette vérification est nécessaire pour justifier le non-soulèvement du bâtiment sous l'effet de la sous-pression hydrostatique, pour cela on doit vérifier :

$$W \geq \alpha * \gamma_w * h * S_r$$

W : Poids total du bâtiment à la base du radier ( $w_{tot}=104.469$  MN).

$\gamma_w$  : Poids spécifique de l'eau ( $\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$ ).

$\alpha$  : Coefficient de sécurité ( $\alpha = 1.5$ ).

h : Profondeur de l'infrastructure (h=6.11 m).

$S_r$  : surface du radier ( $S_{rad}=597.58 \text{ m}^2$ ).

$$\alpha * \gamma_w * h * S_r = 54.76 \text{ MN} < 104.469 \text{ MN}$$

Pas de risque de soulèvement de la structure.

### VII.2.4.3. Vérification des contraintes dans le sol

$$\sigma'_{ref} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \overline{\sigma_{sol}} = 0.3 \text{ MPa}$$

#### a. Calcul des contraintes sous G+Q+E

Suivant X :

$$I_{xx}=32339.7259 \text{ m}^4, V_x=13.95 \text{ m}, N=104.47 \text{ MN}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x + V_x}{I_{xx}} = 0.293$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x + V_x}{I_{xx}} = 0.055$$

$$\sigma'_{ref} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 0.234$$

**Suivant Y :**

$$I_{yy}=34266.4549 \text{ m}^4, V_y=12 \text{ m}, N=104.47 \text{ MN}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y + V_y}{I_{yy}} = 0.217$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y + V_y}{I_{yy}} = 0.132$$

$$\sigma'_{ref} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 0.196$$

**b. Calcul des contraintes sous 0.8G+E**

**Suivant X :**

$$I_{xx}=32339.7259 \text{ m}^4, V_x=13.95 \text{ m}, N=74.36 \text{ MN}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x + V_x}{I_{xx}} = 0.241$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x + V_x}{I_{xx}} = 0.007$$

$$\sigma'_{ref} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 0.182$$

**Suivant Y :**

$$I_{yy}=34266.4549 \text{ m}^4, V_y=12 \text{ m}, N=74.36 \text{ MN}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y + V_y}{I_{yy}} = 0.166$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y + V_y}{I_{yy}} = 0.082$$

$$\sigma'_{ref} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 0.145$$

### VII.2.5. Ferrailage du radier

Le ferrailage du radier se calcule sous les sollicitations maximales obtenues par l'application des combinaisons les plus défavorables. La charge maximale due à la réaction du sol est celle résultant de la combinaison  $Q + G + E$  :

$$q_0 = 0.293 \text{ MPa}$$

Pour le dimensionnement on assimile le radier à un plancher inversé, On va considérer la dalle pleine soumise à une charge uniformément répartie ( $q$ ) offrant la surface la plus chargée, et les calculs seront menés selon les prescriptions du BAEL.

Le panneau le plus chargé a comme dimensions :  $L_x = 3.80$  et  $L_y = 5.05$

$$\alpha = \frac{3.80}{5.05} = 0.75 > 0.4 \text{ c'est une dalle qui porte dans 2 sens.}$$

Nous avons utilisé la méthode de Pigeaud pour le calcul des moments et des efforts tranchants de dimensionnement. Les moments de flexion isostatiques maximums en travée sont donnés par les relations suivantes :

- Selon la petite portée  $x$ :  $M_{ox} = \mu_x * q * l_x^2$
- Selon la grande portée  $y$ :  $M_{oy} = \mu_y * M_{ox}$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont des coefficients donnés en fonction de  $\alpha$  et de l'état limite considéré.

Les moments en appuis et en travée sont :  $M_t = 0.85M_0$  et  $M_a = 0.5M_0$

Les efforts tranchants maximaux qui se situent au milieu des bords de la dalle sont donnés par :

$$\text{Au milieu du bord } L_x : T_{max} = \frac{q * l_x * l_y}{2 * l_y + l_x}$$

$$\text{Au milieu du bord } L_y : T_{max} = \frac{q * l_x}{3}$$

Pour tenir compte de la continuité, nous augmentons l'effort tranchant voisin de l'appui de rive de 10%.

Dans notre cas, nous avons :

<b>Lx (m)</b>	3,8	<b><math>\alpha</math></b>	<b><math>\mu_x</math></b>	0,0621	<b><math>q_0</math> [kN/m<sup>2</sup>]</b>	<b><math>M_{ox}</math> [kN.m/ml]</b>	262,74	<b><math>T_x</math> [kN/ml]</b>	404,50
<b>Ly (m)</b>	5,05	0,752	<b><math>\mu_y</math></b>	0,5105	293	<b><math>M_{oy}</math> [kN.m/ml]</b>	134,13	<b><math>T_y</math> [kN/ml]</b>	371,13

**Tab.VII.2.**Résultats de calcul par la méthode de Pigeaud

	Moment en travée *0,85 M <sub>0</sub> [kN.m]	Moment en appui *0,5 M <sub>0</sub> [kN.m]
Sens X	233,33	131,73
Sens Y	141,01	67,06

**Tab.VII.3.** Moments final à prendre en compte pour les calculs

En respectant la règle de fermeture des moments à 1,25 M<sub>0</sub> dans les 2 directions par:  $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1.25 M_0$

Avec :

M<sub>t</sub> : moment maximum en travée égale à 0.85M<sub>0</sub>.

M<sub>e</sub>; M<sub>w</sub> : moment respectivement sur l'appui gauche et l'appui droit égaux 0.5M<sub>0</sub>.

M<sub>0</sub> : Moment maximum calculé en supposant la dalle simplement appuyée sur son contour.

- Sens x-x :  $260.33 + \frac{2 \cdot 153.14}{2} \geq 1.25 \cdot 262.74 \Rightarrow 365.06 > 328.42$
- Sens y-y :  $141.01 + \frac{2 \cdot 67.06}{2} \geq 1.25 \cdot 134.13 \Rightarrow 208.07 > 167.66$

La règle de fermeture est vérifiée. La sécurité à la rupture de la dalle est assurée par une redistribution des moments entre moments sur appuis et moments en travées.

Le ferrailage est calculé pour une bande de 1 m de largeur, la hauteur étant l'épaisseur du radier. Les résultats du ferrailage calculé à l'aide de logiciel SOCOTEC sont donnés au tableau suivant :

	A <sub>s</sub> en travée [cm <sup>2</sup> /ml]	A <sub>s</sub> en appui [cm <sup>2</sup> /ml]	A <sub>s</sub> adoptée	
			En travée	En appui
sens X	14,87	9,78	8Φ16	8Φ14
sens Y	7,44	4,33	8Φ16	8Φ14

**Tab.VII.4.** Ferrailage du radier

- Condition de non fragilité :
- $A_{min} = \frac{A_s}{b \cdot h} = \frac{14.78}{1 \cdot 0.5} = 0.03 > \rho_{min} = 0.0008$
- Vérification du cisaillement

Il faudra vérifier la condition au cisaillement du béton :

$$\tau_u = \frac{1.1T_{max}}{b \cdot d} = \frac{404.5 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.45} = 0.98 \text{ MPa} \text{ et } \tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

### VII.2.6. Ferrailage des nervures

Le calcul des nervures se fait par la méthode forfaitaire comme pour une poutre continue. On utilisera pour tenir compte des moments de continuités les coefficients donnés par le BAEL.

Dans cette méthode les moments de flexion sont obtenus en vérifiant les inégalités suivantes :

- $M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \leq \max\{(1 + 0.3\alpha)M_o; 1.5M_o\}$ .
- $M_t \leq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_o$  pour une travée intermédiaire.
- $M_t \leq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_o$  pour une travée de rive.
- La valeur minimale du moment sur appui intermédiaire est  $0.5M_o^{e,w}$  pour un appui voisin de rive et  $0.4M_o^{e,w}$  pour les appuis centraux.

Avec :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} \text{ et } 0 \leq \alpha \leq 2/3$$

$$M_o = \frac{ql^2}{8} : \text{moment de la travée de comparaison (isostatique)}$$

$M_t$ : moment en travée de la poutre continue

$M_e, M_w$  moment sur appuis de droit et de gauche respectivement de la poutre continue.

$M_o^{e,w} = \max(M_o^e, M_o^w)$  et  $M_o^e, M_o^w$  les moments de la travée de comparaison à gauche et à droite respectivement.

La poutre la plus chargée est une poutre intermédiaire, constituée de six travées inégales.

La charge uniformément répartie équivalente à la charge triangulaire appliquée est donnée par ( $\alpha=0$  car  $q=0$ , il n'y a pas de charge d'exploitation appliquée directement sur le radier) :

$$q_0^M = q_0 * \frac{l_x}{3} = 0.473 \text{ MN/ml}$$



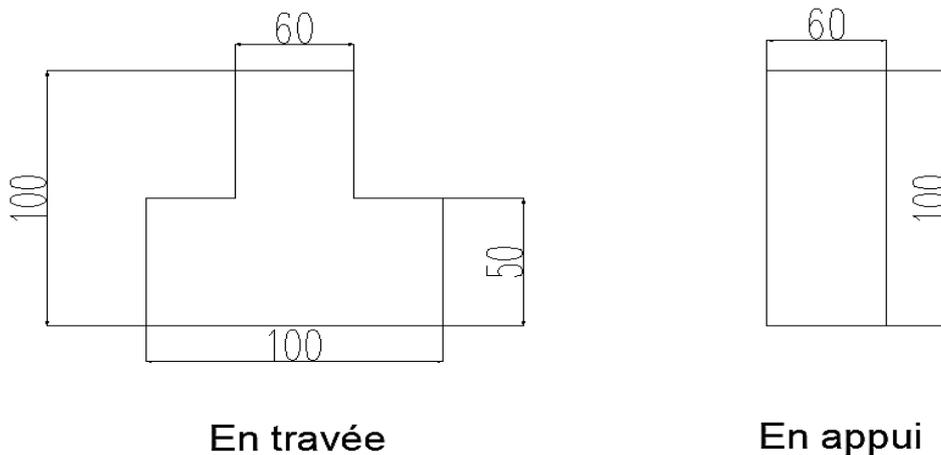
**Fig.VII.2.**Schéma de la poutre (Nervure) la plus chargée

Travée	Moment en travée isostatique [MN.,m]
BC	1.39
CD	1.11
DE	0.78
EF	0.78
FG	1.11
GH	1.39

**Tab.VII.5.** Valeurs des moments entravée de la poutre la plus chargée

Les moments maximaux obtenus sont :  $\begin{cases} M_{app} = 0.5M_{0max} = 0.7 \text{ MN.m} \\ M_{tr} = 0.8M_{0max} = 1.11 \text{ MN.m} \end{cases}$

Pour le calcul du ferrailage on considère une section en T en travée, et une section rectangulaire sur appui.



**Fig.VII.3.** Section à considérer en appui et en travée

On va considérer les moments max en appui et en travée pour le ferrailage du reste des nervures, les résultats sont données dans le tableau suivant :

La section en appuis est rectangulaire de dimensions (60x100), elle est sollicitée par un moment de flexion  $M_{app}=0.45 \text{ MN.m}$ , l'enrobage  $d'=5 \text{ cm}$ .

La section en travée une section en T sollicitée en flexion simple avec les caractéristiques suivantes:  $b_0=60\text{cm}$  ;  $h_0=50\text{cm}$  ;  $b=1 \text{ m}$  ;  $d=95 \text{ cm}$  ;  $d'=5 \text{ cm}$  et  $M_{tr}=1.11 \text{ MN.m}$ .

	En appui	En travée	As min
$A_s \text{ [cm}^2\text{]}$	22.28 8Φ20	34.91 12Φ20	6.9

**Tab.VII.6.** Résultats du ferrailage en appui et en travée de la nervure.

### VII.2.6.1. Vérification de l'effort tranchant

Par la méthode forfaitaire  $V_{\max}=1.1T_0=1.1 \times q_u^v \times L/2$

Avec :  $q_u^v=q_u \times L/4=0.355 \text{ MN.m}$

$$\bar{\tau} = \min\{0.1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{V_{\max}}{b_0 d} = \frac{0.94}{0.6 * 0.95} = 1.64 \text{ MPa}$$

$\tau_b < \bar{\tau}$  Condition vérifiée.

L'espace minimal est donnée par :  $S=\min\{20 \text{ cm}; 15\phi_1\}$

Nous utiliserons des doubles cadres T8 avec un espacement de 20 cm.

### VII.2.7. Etude du débord du radier

Le débord fonctionne comme une console soumise à une charge uniformément répartie, elle a comme dimensions : Une portée = **1m**, hauteur = **0,5 m**, une bande de largeur **1m**.

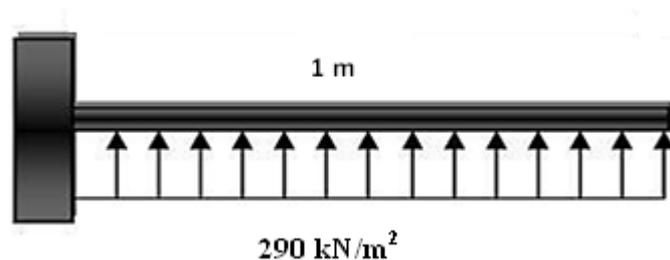


Fig.VII.4.Schema du débord du radier

Les valeurs du moment, effort tranchant et les résultats du ferrailage sont donnés dans le tableau suivant :

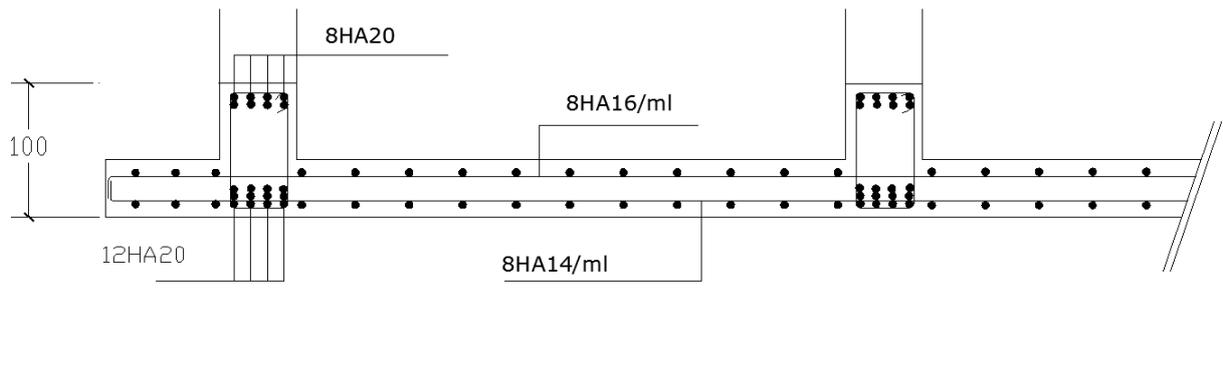
M [kN.m]	T [kN.m]	A <sub>s</sub> cm <sup>2</sup>
171.25	342.50	10.3 (6Φ14)

Tab.VII.7.Résultat de ferrailage du débord

On va vérifier la valeur de la contrainte tangentielle, cette dernière ne doit pas dépasser la valeur admissible  $\bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b * d} = \frac{384.2 \cdot 10^{-3}}{1 * 0.45} = 0.76 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa (vérifiée)}$$

Pour des raisons de la pratique et la réalisation, on adopte le même ferrailage du radier pour le débord.



**Fig.VII.5.**Schéma de ferrailage du radier

### VII.3. Etude du voile périphérique

#### VII.3.1. Pré dimensionnement

D'après RPA99/version 2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- Epaisseur  $\geq 15$  cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical)
- Un recouvrement de  $40 \phi$  pour les renforcements des angles.

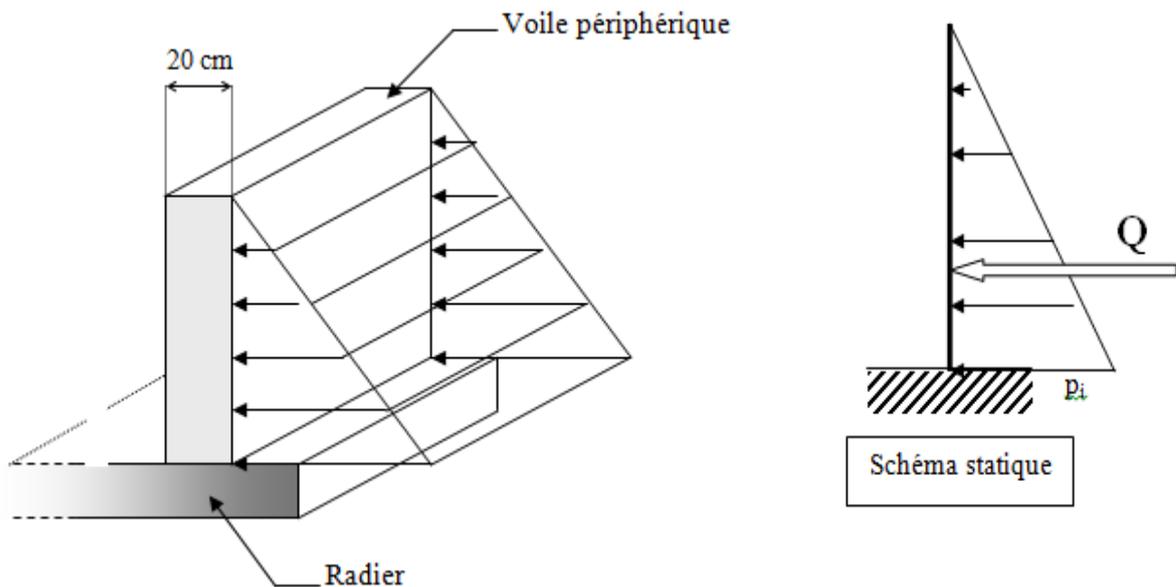
On adopte une épaisseur :  $e = 20$  cm.

La hauteur de voile périphérique  $h=6.11$  m.

#### VII.3.2. Sollicitations du calcul

On prend comme hypothèse pour le calcul : « Le voile périphérique est considéré comme un ensemble de panneaux appuyés à leurs parties supérieures et encastrés à leurs bases (le niveau de radier) ».

Les voiles sont soumis à la pression des terres. Cette pression est une charge triangulaire répartie le long de voile.



**Fig.VII.6.**Schéma statique du voile périphérique

Le voile périphérique est assimilé à une dalle sur quatre appuis soumise à la poussée des terres travaillant en flexion simple. On admet que les charges verticales sont transmises aux autres éléments porteurs.

On a

$$\rho_{remblais} = 18 \text{ KN/m}^3 \text{ et } \varphi = 23^\circ$$

$K_p$  : coefficient de poussée du sol.

$$K_p = \tan^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) ; K_p = 0.662$$

$$\sigma_h = \rho_{remblais} * K_p * h = 48.18 \text{ KN/m}^2$$

Le voile est donc soumis à une charge triangulaire qu'on assimilera en charge uniformément répartie égale à  $q = \frac{48.18}{2} = 29.09 \text{ KN/m}^2$

Le voile périphérique le plus sollicité a comme largeur  $l_y = 4.85 \text{ m}$  et comme hauteur  $l_x = 3.22 \text{ m}$ ; ceci revient à dimensionner une dalle sur 4.

On applique donc les règles du BAEL 91 pour ce type de dalles pour 1 mètre linéaire.

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.22}{4.85} = 0.66 > 0.4 \text{ La dalle travaille dans les deux sens on aura donc:}$$

- Selon la petite portée x :  $M_x = \mu_x * q * l_x^2$
- Selon la grande portée y :  $M_y = \mu_y * M_x$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont des coefficients donnés en fonction de  $\alpha$  et de l'état limite considéré.

En considérant les encastremets on aura les moments en appuis et en travée suivants :

$$M_t = 0.85M_0 \text{ et } M_a = 0.5M_0$$

ELU				ELS			
$\mu_x$		$\mu_y$		$\mu_x$		$\mu_y$	
0,0751		0,3613		0,0805		0,5235	
$M_x$		$M_y$		$M_x$		$M_y$	
25,32		9,15		20,1		10,52	
En travée[kN.m]	En appui[kN.m]						
21,53	12,66	7,78	4,57	17,09	10,05	8,95	5,26

**Tab.VII.8.** Valeurs des moments de calcul pour le voile périphérique

### VII.3.3. Calcul du ferrailage

Les résultats de calculs du ferrailage en flexion simple pour une section de 50\*100 cm donnés par Socotec sont dans le tableau suivant:

ELU				ELS			
suivant x cm <sup>2</sup>		suivant y cm <sup>2</sup>		suivant x cm <sup>2</sup>		suivant y cm <sup>2</sup>	
En travée	En appui						
3,53	2,05	1,25	0,73	7,13	4,19	3,58	2,19

**Tab.VII.9.** résultats de ferrailage du voile périphérique

D'après les règles de RPA99, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- les armatures sont constituées de deux nappes.
- le pourcentage minimum est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

$$A_{\min} = 0.1\% h. b = 0.001 \times 1 \times 0.2 = 2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On disposera donc deux nappes, dans chaque nappe on aura 5HA14 verticalement et 5HA10 horizontalement en travée et en appuis (par mètre linéaire), suivant le schéma donné ci-dessous.

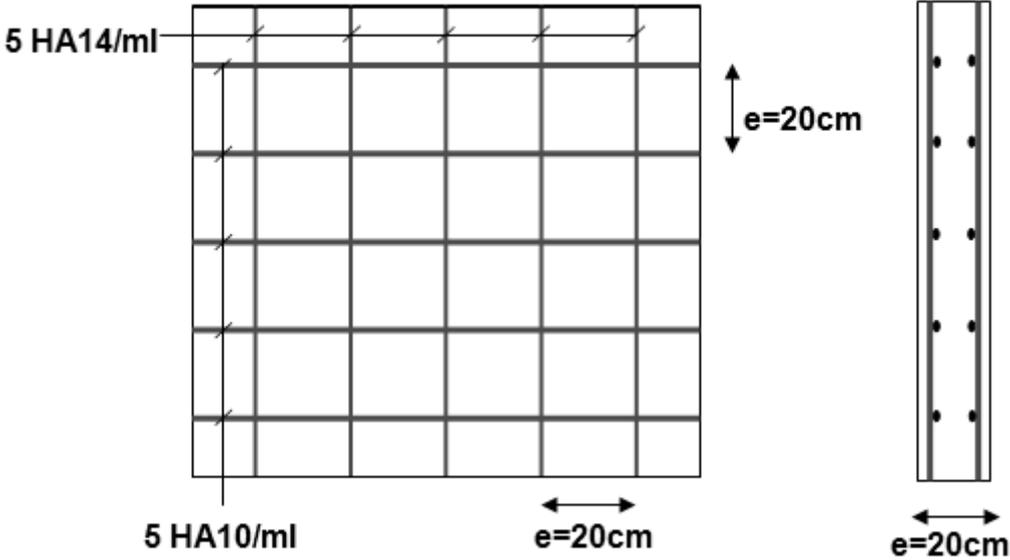
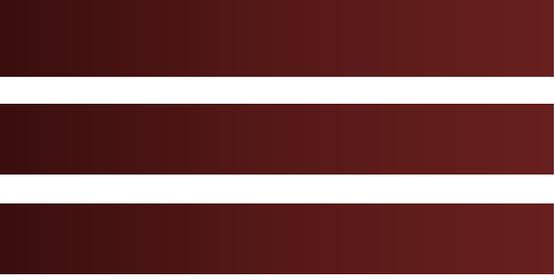


Fig.VII.7.Schéma de ferrailage du voile périphérique



## **Chapitre VIII**

### **Etude au vent**

**VIII.1.** Introduction

**VIII.2.** Principes de calcul

**VIII.3.** Etapes de calcul (suivant le RNV99)

**VIII.4.** Vérification de la stabilité d'ensemble

---

# Etude au vent

---

## VIII.1. Introduction

Le vent est un phénomène de mouvement de l'air qui se déplace d'une zone de haute pression vers une zone de basse pression. Dans le domaine du génie civil, les actions climatiques ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Il faut donc tenir compte des actions dues au vent sur les différentes parois d'une construction.

Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction supposées horizontales. Ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure. Ces forces dépendent aussi de plusieurs autres paramètres :

- La région
- Le site
- L'altitude
- Les dimensions de l'ouvrage.

Le bâtiment sera modélisé par une console encastrée dans le sol et soumise à une pression due au vent répartie sur la hauteur. Le calcul est conduit selon le Règlement Neige et Vent (R.N.V99).

## VIII.2. Principes de calcul

- Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de la construction.
- Les actions du vent sont proportionnelles au maître couple qui est la projection de la surface considérée dans le plan perpendiculaire à la direction du vent.
- Détermination de la catégorie de la construction, elle est de type I (art 1.1.3 RNV99)

## VIII.3. Etapes de calcul (suivant le RNV99).

Le RNV 99 exige un calcul pour chaque direction perpendiculaire à chaque face du bâtiment. On ne va pas tenir compte des forces dans le sens perpendiculaire à la direction du vent car la structure a une forme en plan, comparable à un rectangle (le bâtiment n'est pas sujet aux tourbillons de Karman).

### VIII.3.1. Données relative au site.

- Site plat  $C_t=1$  ; coefficient de topographie (chap1.4.3).
- Zone I :  $q_{ref}= 375 \text{ N/m}^2$  (Tab 2.3-RNV99).
- Terrain de catégorie IV ; donc :

$K_T$	$Z_0$	$Z_{min}$	$\epsilon$
0,24	1	16	0,46

Tab .I.1. Caractéristiques d'un terrain de catégorie IV.

### VIII.4. Vérification de la stabilité d'ensemble

Les RNV 99 imposent un calcul indépendant pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de la construction.

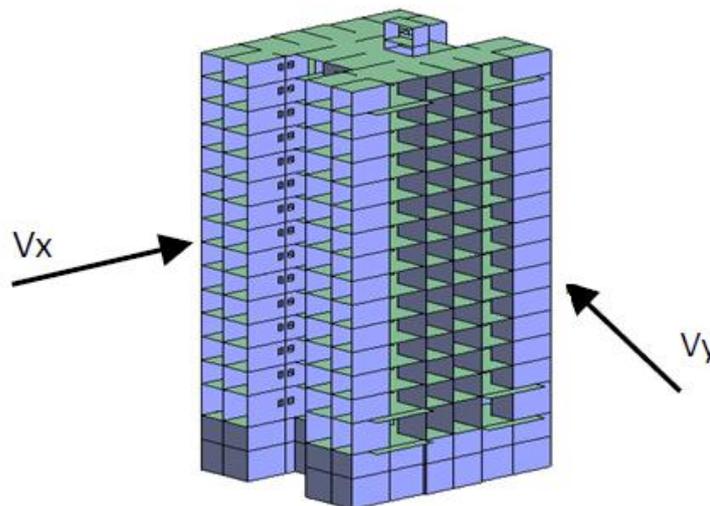


Fig. I.1. Action du vent

#### VIII.4.1. Détermination du coefficient dynamique $C_d$

Le coefficient dynamique  $C_d$  tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de structure ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

Le bâtiment étudié est en béton armé, donc on utilise l'abaque (3.1 ; P64) de RNV 99; d'où les valeurs de  $C_d$  :

➤ **Sens x**

H= 48,68 m; b=32,3 m.

Après l'interpolation : Cd =0.94

➤ **Sens y**

H= 48,68 m ; b =29,0 m

Après l'interpolation : Cd = 0.93

C<sub>d</sub> dans les deux directions est inférieur à 1,2 ; la structure est peu sensible aux excitations dynamiques.

**VIII.4.2. Détermination de la pression dynamique de vent q<sub>dyn</sub>**

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble, et pour le dimensionnement des éléments structuraux, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître-couple en éléments de surface j horizontaux selon la procédure présentée à l'article.3.1.1 des RNV99.

La procédure qui convient pour notre cas est :

- La tour est considérée comme étant constituées de n éléments de surface, de hauteur égale à la hauteur d'étage; Avec « n » étant le nombre de niveaux de la tour (n=15 niveau).
- La pression dynamique q<sub>dyn</sub> (Z j) qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par la formule suivante:

$$q_{dyn}(Z_j) = q_{ref} * C_e(Z_j)$$

- z<sub>j</sub> : la distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément j
- q<sub>ref</sub>: La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes, donnée en fonction de la zone de vent.

$$zone I \rightarrow q_{ref} = 375 N/m^2$$

C<sub>e</sub> : Coefficient d'exposition au vent, peut être calculé par la formule suivante

$$C_e(Z) = C_t(Z)^2 * C_r(Z)^2 * \left(1 + \frac{7 * K_T}{C_t(Z) * C_r(Z)}\right)$$

Avec :

- C<sub>t</sub>(z) : Coefficient de la topographie, qui prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent. Sa valeur est donnée en fonction de la nature de site.  
Site montagneux : C<sub>t</sub>(z) = 1.5
- C<sub>r</sub>(z) : Coefficient de rugosité, traduit l'influence de la rugosité et sur la vitesse moyenne du vent. Sa valeur est définie par la loi logarithmique suivante

$$\begin{cases} C_r(Z) = K_T * \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) & \text{pour } Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m} \\ C_r(Z) = K_T * \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right) & \text{pour } Z < Z_{min} \end{cases}$$

- $K_T$  : Facteur de terrain.
- $z_0$  : Paramètre de rugosité.
- $Z_{min}$  : Hauteur minimale.
- $Z$  : Hauteur considérée.
- $K_T, Z_0, Z_{min}$  paramètres donnés dans le tableau (Tab .I.1).

Les valeurs de la pression dynamique  $q_{dyn}$  pour chaque niveau sont données au tableau suivant:

Numéro d'étage	Z [m]	$C_t$	$C_r$	$C_e$	$Q_{dyn}$ [N/m <sup>2</sup> ]
RDC	1,955	1,5	0,665	2,671	1001,552
1	4,91	1,5	0,665	2,671	1001,552
2	7,85	1,5	0,665	2,671	1001,552
3	10,79	1,5	0,665	2,671	1001,552
4	13,73	1,5	0,665	2,671	1001,552
5	16,67	1,5	0,675	2,728	1022,864
6	19,61	1,5	0,714	2,948	1105,407
7	22,55	1,5	0,748	3,143	1178,448
8	25,49	1,5	0,777	3,318	1244,087
9	28,43	1,5	0,803	3,477	1303,782
10	31,37	1,5	0,827	3,623	1358,591
11	34,31	1,5	0,849	3,758	1409,304
12	37,25	1,5	0,868	3,884	1456,531
13	40,19	1,5	0,886	4,002	1500,753
14	43,13	1,5	0,903	4,113	1542,355
avec l'acrotère	48,68	1,5	0,932	4,306	1614,811

Tab I.2 : répartition de la pression dynamique

### VIII.4.3. Détermination des coefficients de pression extérieure $C_{pe}$

Ces coefficients vont être déterminés en fonction de la surface chargée, ils sont de deux types suivant la surface de référence de 1m<sup>2</sup> et de 10 m<sup>2</sup> notés  $C_{pe1}$ ,  $C_{pe10}$  [RNV 99-chap5-1]. Dans notre cas on a que des surfaces supérieures à 10 m<sup>2</sup> donc on ne va considérer que des  $C_{pe10}$ , donné comme suit :

VIII.4.3.1. Paroi verticale

Pour ce cas le RNV propose de diviser les parois comme indiqué à la figure 5.1 de ce règlement, pour notre cas on aura :

➤ Suivant la direction X-X

$d = 29$  m;

$e = \min [bx-x ; 2h] = \min [32,3 ; 2 \cdot 48,68] = 32,3$  m

donc  $d < e$ ; on est dans le cas suivant :

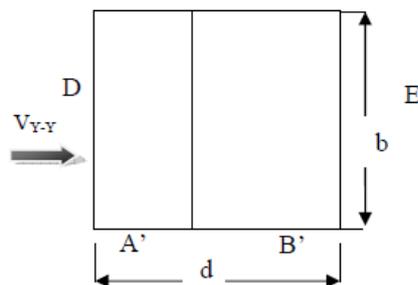


Fig. I.2. Vue en plan du bâtiment-sens X-X.

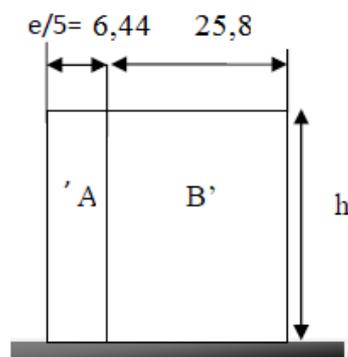


Fig. I.3. Vue en élévation du bâtiment- sens X-X.

Le tableau suivant regroupe les valeurs de  $C_{pe10}$  pour les parois verticales.

Zone	A'	B'	D	E
$C_{pe10}$	-1,0	-0,8	+0,8	-0,3

Tab I.3. Valeurs de  $C_{pe10}$  pour les parois verticales- sens X-X.

La figure suivante schématise la distribution du coefficient  $C_{pe10}$  pour les parois verticales.

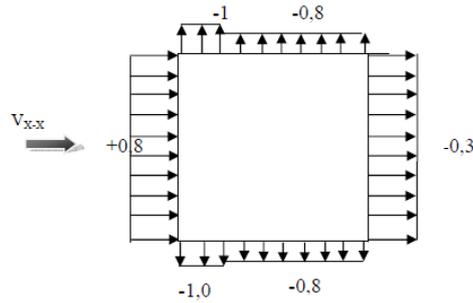


Fig. I.4. Valeurs du coefficient  $C_{pe10}$  pour les parois verticales-sens X-X.

➤ **Suivant la direction Y-Y**

$d = 32,3$  m;

$e = \min [b-y; 2h] = \min [29; 2 \cdot 48,68] = 29$  m

donc  $d > e$ ; on est dans le cas suivant : 3,3

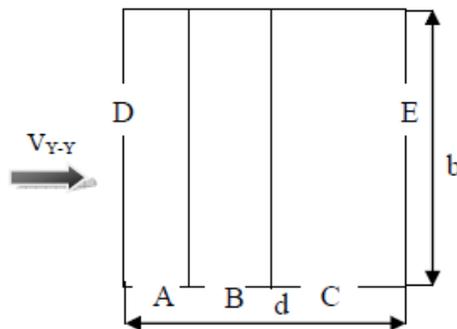


Fig. I.5. Vue en plan du bâtiment-sens Y-Y

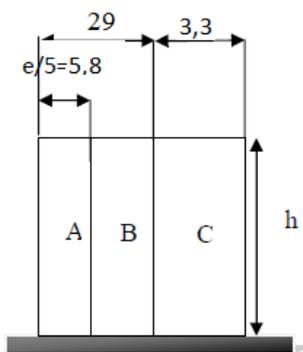


Fig. I.6. Vue en élévation du bâtiment- sens Y-Y.

Zone	A	B	C	D	E
$C_{pe10}$	-1,0	-0,8	-0,5	0,8	-0,3

Tab .I.4. Valeurs de  $C_{pe10}$  pour les parois verticales sens Y-Y.

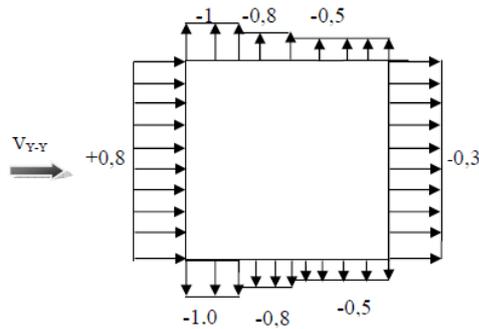


Fig. I.7. Valeurs du coefficient  $C_{pe10}$  pour les parois verticales-sens Y-Y.

**VIII.4.3.2. Parois horizontales (Toiture)**

La toiture ayant une pente inférieure à  $4^\circ$  est divisée en zones comme suit :

➤ **Suivant la direction X-X :**

$$e = \min [b_{x-x} ; 2h] = \min [32,3 ; 2 \cdot 48,68] = 32,3 \text{ m}$$

$$e / 2 = 16,15 \text{ m}$$

$$e / 4 = 8,08 \text{ m}$$

$$e / 10 = 3,23 \text{ m}$$

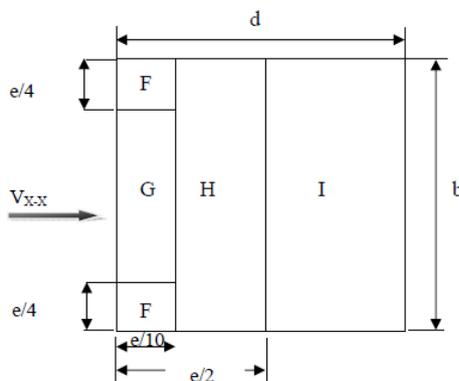


Fig. I.8. Décomposition de la toiture en zones- sens X-X.

On regroupe les valeurs de  $C_{pe10}$  dans le tableau suivant, avec  $\frac{h_{acro}}{h_{tour}} = 0,012$

Les valeurs de  $C_{pe}$  sont données conformément à l'article [RNV.5.1.1.3]

Zone	F	G	H	I
$C_{pe10}$	-1,6	-1,1	-0,7	$\pm 0,2$

Tab .I.4. Valeurs de  $C_{pe10}$  pour la paroi horizontale sens Y-Y.

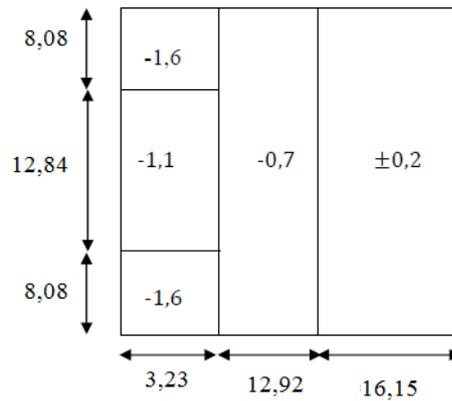


Fig. I.9. Valeurs de  $C_{pe10}$  pour la toiture -sens X-X.

➤ **Suivant la direction Y-Y**

$e = \min [b_{y-y}; 2h] = \min [29; 2 \cdot 48,68] = 29 \text{ m}$

$e / 2 = 14,5 \text{ m}$

$e / 4 = 7,25 \text{ m}$

$e / 10 = 2,9 \text{ m}$

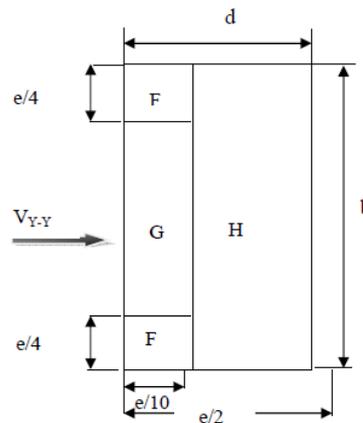


Fig. I.10. Décomposition de la toiture en zones- sens Y-Y.

On regroupe les valeurs de  $C_{pe10}$  dans le tableau suivant, avec  $\frac{h_{acro}}{h_{tour}} = 0,012$

Les valeurs de  $C_{pe}$  sont données conformément à l'article [chapitre.5.1.1.2-RNV99]

Zone	F	G	H
$C_{pe10}$	-1,6	-1,1	-0,7

Tab .I.6. Valeurs de  $C_{pe10}$  pour les parois verticales.

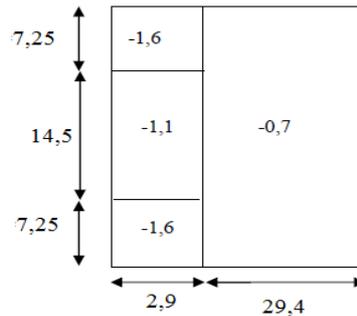


Fig. I.11. Valeurs de  $C_{pe10}$  pour la toiture-sens Y-Y.

#### VIII.4.4. Détermination des coefficients de pression intérieure $C_{pi}$

Dans le cas d'un bâtiment avec des cloisons intérieures on prend  $C_{pi} = +0,8$ .

#### VIII.4.5. Détermination des coefficients de pression nette $C_p$ .

Ce coefficient est déterminé par la formule suivante :

$$C_p = C_{pe} - C_{pi}$$

Avec  $C_{pe}$  et  $C_{pi}$  les coefficients déterminés précédemment. Les valeurs de  $C_p$  sont représentés dans le tableau suivant :

sens X-X	<b>Zone</b>	<b>A'</b>	<b>B'</b>	<b>D</b>	<b>E</b>	-----
	$C_{pe10}$	-1,0	-0,8	+0,8	-0,3	-----
	$C_{pi}$	<b>+0,8</b>	<b>+0,8</b>	<b>+0,8</b>	<b>+0,8</b>	-----
	$C_p$	-1,8	-1,6	0	-1,1	-----
sens Y-Y.	<b>Zone</b>	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C</b>	<b>D</b>	<b>E</b>
	$C_{pe10}$	-1,0	-0,8	-0,5	0,8	-0,3
	$C_{pi}$	<b>+0,8</b>	<b>+0,8</b>	<b>+0,8</b>	<b>+0,8</b>	<b>+0,8</b>
	$C_p$	-1,8	-1,6	-1,3	0	-1,1

Tab .I.7. Valeurs de  $C_p$  pour les parois verticales.

sens X-X	<b>Zone</b>	<b>F</b>	<b>G</b>	<b>H</b>	<b>I</b>
	$C_{pe10}$	-1,6	-1,1	-0,7	$\pm 0,2$
	$C_{pi}$	<b>+0,8</b>	<b>+0,8</b>	<b>+0,8</b>	<b>+0,8</b>
	$C_p$	-2,4	-1,9	-1,5	-1 -0,6
sens Y-Y.	<b>Zone</b>	<b>F</b>	<b>G</b>	<b>H</b>	-----
	$C_{pe10}$	-1,6	-1,1	-0,7	-----
	$C_{pi}$	<b>+0,8</b>	<b>+0,8</b>	<b>+0,8</b>	-----
	$C_p$	-2,4	-1,9	-1,5	-----

Tab .I.8. Valeurs de  $C_p$  pour la toiture.

## VIII.4.6. Détermination de la pression due au vent.

Comme notre bâtiment est considéré de catégorie I suivant le classement de RNV99, le calcul est fondé sur la détermination de la pression du vent sur les parois, lesquelles sont considérées rigides.

La pression due au vent qui s'exerce sur l'élément de surface J,  $q_j$  est donnée par la formule suivante :

$$q_j = W(Z_j) \times C_d$$

- $C_d$ : Coefficient dynamique de la construction.
- $W(Z_j)$ : Pression nette exercée sur l'élément de surface J calculée à la cote  $Z_j$ ; donné par la formule suivante :

$$W(Z_j) = q_{dyn} * (C_{pe} - C_{pi})$$

On donnera les valeurs de  $q_j(Z_j)$  et  $W(Z_j)$  dans le tableau suivant

Z j[m]	$Q_{dyn}$ [N/m <sup>2</sup> ]	Zone (Cp)	$W_{x-x}(Z_j)$ [N/m <sup>2</sup> ]	$W_{y-y}(Z_j)$ [N/m <sup>2</sup> ]	$q_j(x-x)$ [N/m <sup>2</sup> ]	$q_j(y-y)$ [N/m <sup>2</sup> ]
1,955	1001,552	-1,1	-1101,707	-1101,707	-1035,605	-1024,588
4,91	1001,552	-1,1	-1101,707	-1101,707	-1035,605	-1024,588
7,85	1001,552	-1,1	-1101,707	-1101,707	-1035,605	-1024,588
10,79	1001,552	-1,1	-1101,707	-1101,707	-1035,605	-1024,588
13,73	1001,552	-1,1	-1101,707	-1101,707	-1035,605	-1024,588
16,67	1022,864	-1,1	-1125,150	-1125,150	-1057,641	-1046,390
19,61	1105,407	-1,1	-1215,948	-1215,948	-1142,991	-1130,831
22,55	1178,448	-1,1	-1296,293	-1296,293	-1218,515	-1205,552
25,49	1244,087	-1,1	-1368,496	-1368,496	-1286,386	-1272,701
28,43	1303,782	-1,1	-1434,160	-1434,160	-1348,111	-1333,769
31,37	1358,591	-1,1	-1494,450	-1494,450	-1404,783	-1389,839
34,31	1409,304	-1,1	-1550,234	-1550,234	-1457,220	-1441,718
37,25	1456,531	-1,1	-1602,184	-1602,184	-1506,053	-1490,031
40,19	1500,753	-1,1	-1650,828	-1650,828	-1551,779	-1535,270
43,13	1542,355	-1,1	-1696,591	-1696,591	-1594,795	-1577,829
48,68	1614,811	-2,4	-3875,546	-3875,546	-3643,014	-3604,258
		-1,9	-3068,141	-3068,141	-2884,052	-2853,371
		-1,5	-2422,217	-2422,217	-2276,884	-2252,661
		-1	-1614,811	/	-1517,922	/

Tab .I.9. Calcul de pressions exercées sur la construction.

### VIII.4.7. Prise en compte des forces de frottement

Le RNV 99 propose de prendre en compte des forces de frottement sur les parois parallèles à la direction du vent à condition de vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{d}{b} \geq 3 \quad \text{ou} \quad \frac{d}{h} \geq 3 \quad \dots\dots\dots [*]$$

- d [m]: Dimension de la construction dans la direction parallèle au vent.
- b [m]: Dimension de la construction dans la direction perpendiculaire au vent.
- h [m] : hauteur du bâtiment.

Le tableau suivant résumera cette vérification pour chaque direction de calcul.

	Sens X-X	Sens Y-Y
d/b	1,113	0,897
d/h	0,661	0,595

**Tab .I.10.** Vérification des conditions de prise en compte des forces de frottement.

On voit bien que les conditions données par l'inégalité [\*] ne sont pas vérifiées, donc on ne va pas tenir compte de ces forces.

### VIII.4.8. Calcul de la force résultante

La force résultante va être décomposée en deux forces suivant les recommandations du RNV 99 :

- Une force globale horizontale  $F_w$ , qui correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture.
- Une force de soulèvement  $F_u$  qui est la composante verticale des forces appliquées à la toiture.
- La force de frottement sur les parois parallèles à la direction du vent, qui n'est pas prise en compte dans notre cas.

La résultante **R** est donné dans notre cas par la formule suivante :

$$R = \sum q_j * S_j$$

**q<sub>j</sub>** : La pression du vent qui s'exerce sur l'élément de surface J,

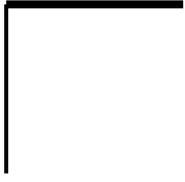
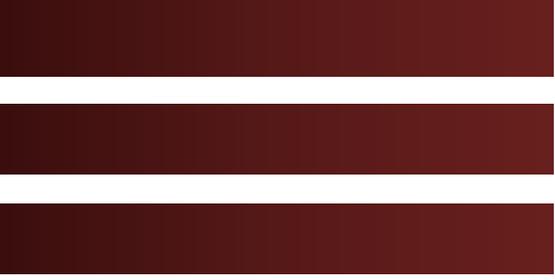
$S_j$  [m<sup>2</sup>] : c'est l'aire de l'élément de surface J. tout est résumé dans le tableau suivant :

Etag e	Zj[m]	Zone	Sx-x[m <sup>2</sup> ]	Sy-y[m <sup>2</sup> ]	qj(xx)[N/m <sup>2</sup> ]	qj(yy)[N/m <sup>2</sup> ]	Efforts horizontaux	
							Rx-x[N]	Ry-y[N]
RDC	1,955	-1,1	125,91	113,39	-1035,61	-1024,59	-130393,03	- 116178,03
1	4,91	-1,1	94,962	85,26	-1035,61	-1024,59	-98343,12	-87356,37
2	7,85	-1,1	94,962	85,26	-1035,61	-1024,59	-98343,12	-87356,37
3	10,79	-1,1	94,962	85,26	-1035,61	-1024,59	-98343,12	-87356,37
4	13,73	-1,1	94,962	85,26	-1035,61	-1024,59	-98343,12	-87356,37
5	16,67	-1,1	94,962	85,26	-1057,64	-1046,39	-100435,70	-89215,21
6	19,61	-1,1	94,962	85,26	-1142,99	-1130,83	-108540,71	-96414,65
7	22,55	-1,1	94,962	85,26	-1218,52	-1205,55	-115712,62	- 102785,36
8	25,49	-1,1	94,962	85,26	-1286,39	-1272,70	-122157,79	- 108510,49
9	28,43	-1,1	94,962	85,26	-1348,11	-1333,77	-128019,32	- 113717,14
10	31,37	-1,1	94,962	85,26	-1404,78	-1389,84	-133401,00	- 118497,67
11	34,31	-1,1	94,962	85,26	-1457,22	-1441,72	-138380,53	- 122920,88
12	37,25	-1,1	94,962	85,26	-1506,05	-1490,03	-143017,80	- 127040,04
13	40,19	-1,1	94,962	85,26	-1551,78	-1535,27	-147360,04	- 130897,12
14	43,13	-1,1	94,962	85,26	-1594,80	-1577,83	-151444,92	- 134525,70
Résultante des forces horizontales							-1812236	-1610128

**Tab .V.9.** Valeurs des forces due au vent dans les deux directions.

## CONCLUSION

Le vent fait partie des actions qu'il faut considérer quand il s'agit des constructions élevées, mais il est moins important qu'un séisme pour une construction lourde en zone de forte sismicité. Comme il est rare d'avoir la combinaison des deux actions à la fois donc on va concentrer notre étude aux sollicitations dues aux séismes qui sont plus défavorables.



## **Conclusion générale**



# Conclusion générale

---

---

Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en basant sur les documents techniques et même d'application des règlements et de certaines méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures.

Notons qu'à la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que le logiciel lui-même.

Les résultats de cette étude ne sont que d'ordre pédagogique, et ne sont que le résultat d'un modèle considéré et le modèle sous-entend des simplifications par rapport à la réalité, donc ils ne peuvent remplacer les résultats de l'étude déjà faite.

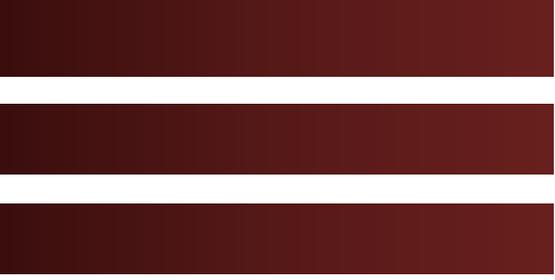
## Bibliographie

---

- [01] C.G.S., *D.T.R. C - 2.41 - Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93.*
- [02] C.G.S., *D.T.R. C - 2.2 - Charges permanentes et charges d'exploitation.*
- [03] C.G.S., *D.T.R.C - 2.48 - Règles parasismiques algériennes RPA 99 version 2003.*
- [04] C.S.T.B., *D.T.U. BAEL 91 révisé 99.*
- [05] M. R. BOUTEMEUR, *Cours béton armé et béton précontraint*, ENP, 2011.
- [06] M<sup>me</sup> BAUCHE, *Cours ouvrages et structures*, ENP, 2012.
- [07] M<sup>me</sup> CHIKH, *Cours bâtiment*, ENP, 2010.
- [08] M. BELKASMI, *Cours Mécanique des sols*, ENP, 2011.
- [09] Belazoughi, M : «Cours de béton armé tome 2 ».O.P.U.1983.
- [10] Henry, Thonier : « *Conception et calcul des structures de bâtiment tome 1-2-3-4*» Presse des ponts et chaussées.1992.
- [11] A. FUENTES, *Calcul pratique des ossatures en béton armé*, EYROLLES, 1983.
- [12] A. AOUADJ & M. DAOUDI, *Etude d'une tour*, PFE ENP, 2008.
- [13] N. CHELABI & M. ZIANE, *Etude d'un bâtiment R+9+2ES+SS*, PFE ENP, 2011.

### Logiciels :

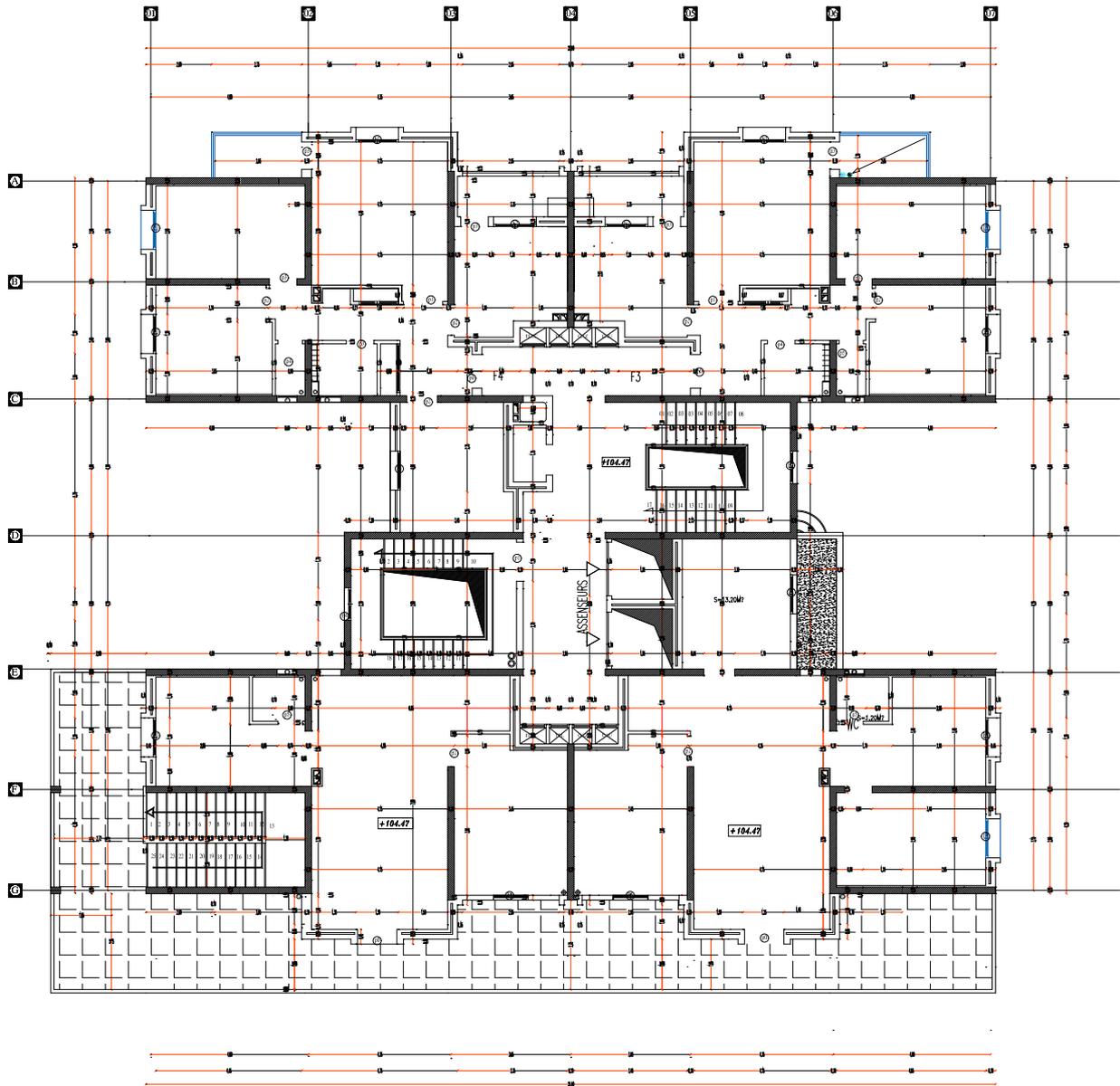
- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2011, Version 23.0.0.3128.
  - SOCOTEC, Version 1.01.026, 1998.
  - AutoCAD 2011.
  - Microsoft office Word 2010.
  - Microsoft office Excel 2010.
-



## **Annexe 1**

# **Plans du bâtiment**

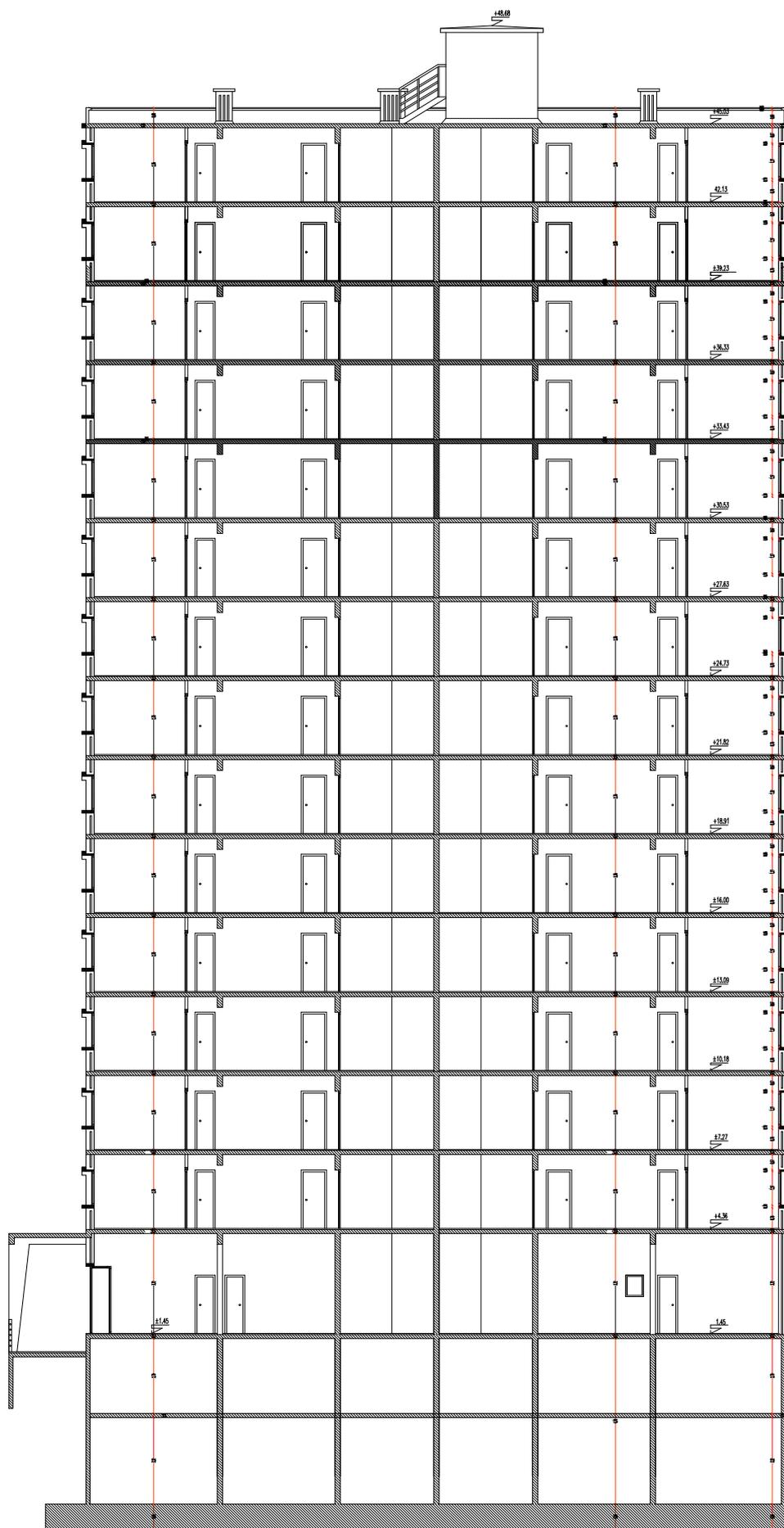




# PLAN DE 1ERE ETAGE

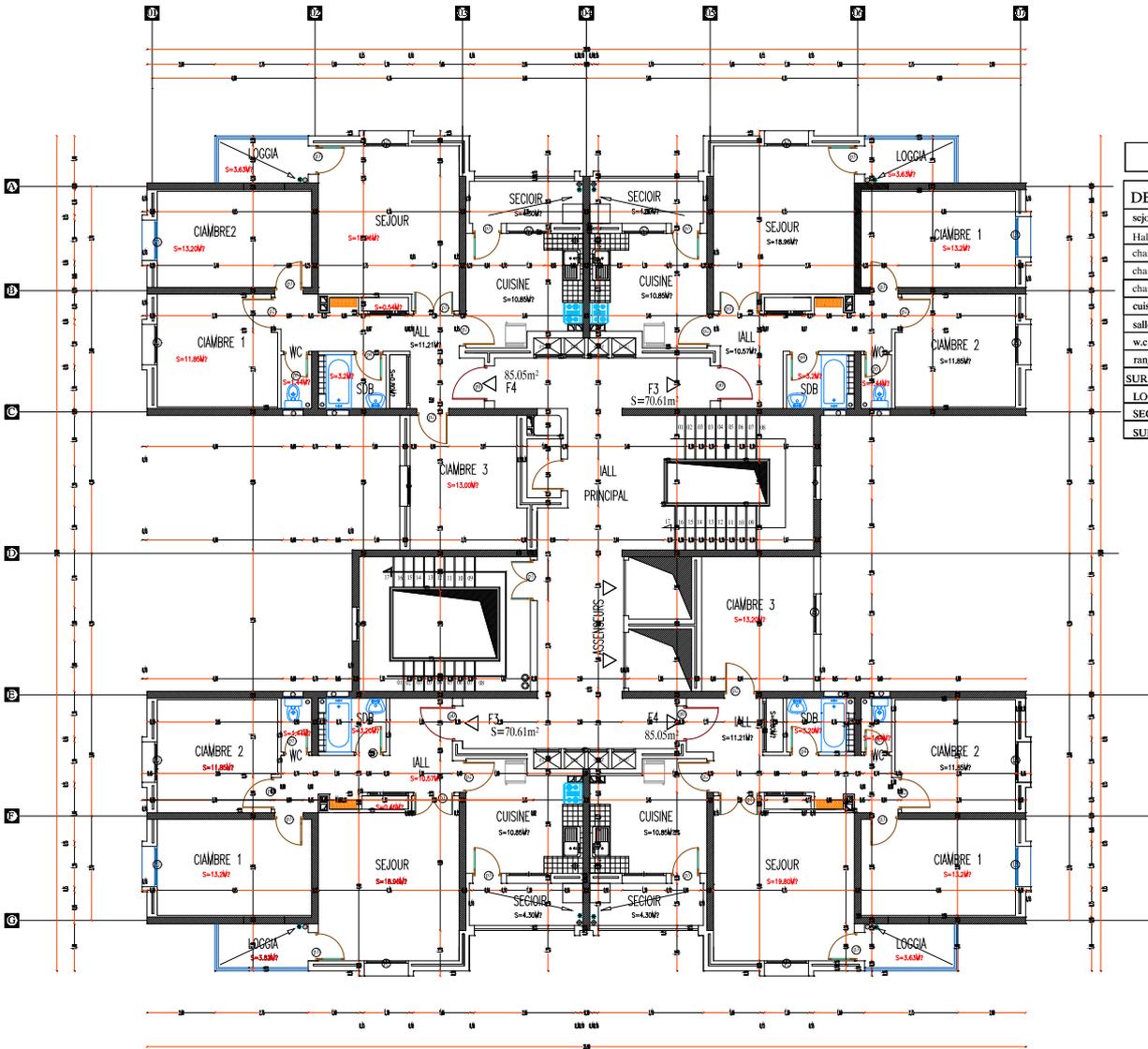
TABLEAU DES SURFACES

Designation	Surface	Nombre des cages
SERIE V01	90.15m <sup>2</sup>	04
SERIE V02	61.72m <sup>2</sup>	06
TOTAL	151.87m <sup>2</sup>	10



COUPE B B

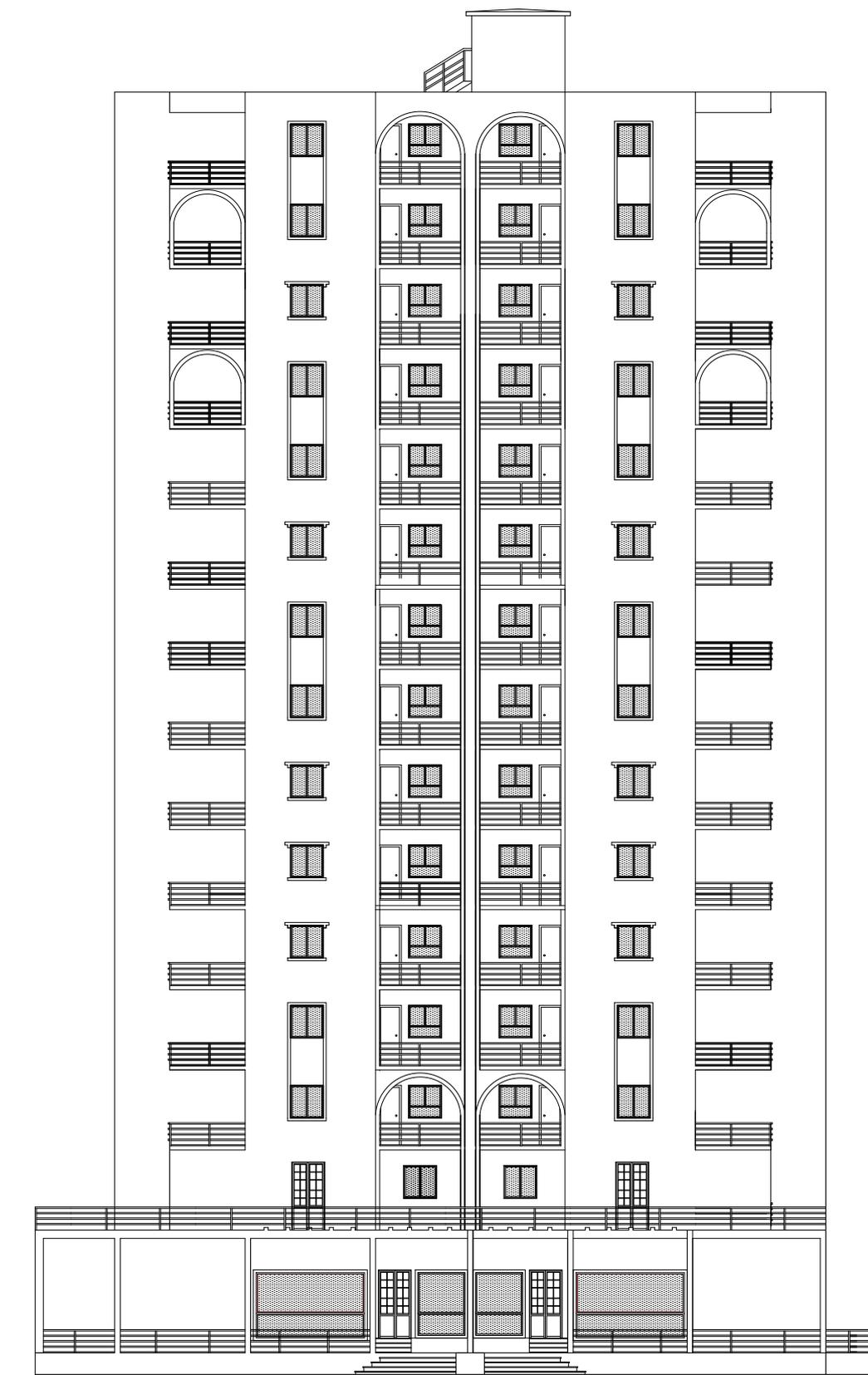




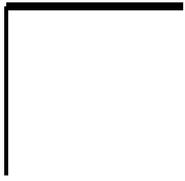
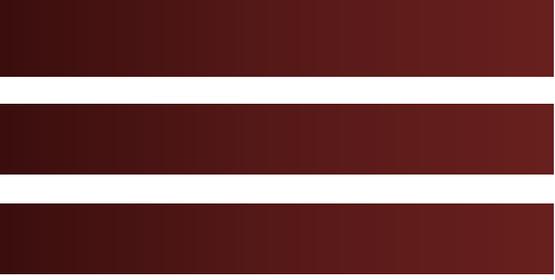
ETAGE COURANT		
DESIGNATION	F3	F4
sejour	18.96m²	18.96m²
Hall	10.57m²	11.21m²
chambre 1	13.20m²	11.85m²
chambre 2	11.85m²	13.20m²
chambre 3	-	13.00m²
cuisine	10.85m²	10.85m²
salle de bain	3.20m²	3.20m²
w.c	1.44m²	1.44m²
rangement	0.54m²	1.34m²
<b>SURFACE HABITABLE</b>	<b>70.61m²</b>	<b>85.05m²</b>
LOGGIA	3.63m²	3.63m²
SECOIR	4.30m²	4.30m²
<b>SURFACE UTILE</b>	<b>78.54m²</b>	<b>92.98m²</b>

# PLAN 2 eme au 4eme ETAGE

TOUR I R+14



FACADE 2



## **Annexe 2**

# **Descente de charges**



Voile 1,2,13,14						
Niveau	N <sub>Q</sub>	G		G <sub>i</sub>	N <sub>G</sub>	N <sub>U</sub>
sous Terrasse	6,9	Plancher	46,989	145,879	145,879	207,28665
		voile	74,23			
		cloison	13,44			
		acrotère	11,22			
sous 14 <sup>eme</sup>	17,25	Plancher	36,984	124,654	270,533	391,09455
		voile	74,23			
		cloison	13,44			
sous 13 <sup>eme</sup>	26,565	Plancher	36,984	124,654	395,187	573,34995
		voile	74,23			
		cloison	13,44			
sous 12 <sup>eme</sup>	34,845	Plancher	36,984	124,654	519,841	754,05285
		voile	74,23			
		cloison	13,44			
sous 11 <sup>eme</sup>	42,09	Plancher	36,984	124,654	644,495	933,20325
		voile	74,23			
		cloison	13,44			
sous 10 <sup>eme</sup>	48,3	Plancher	36,984	124,654	769,149	1110,80115
		voile	74,23			
		cloison	13,44			
sous 9 <sup>eme</sup>	53,475	Plancher	36,984	124,654	893,803	1286,84655
		voile	74,23			
		cloison	13,44			
sous 8 <sup>eme</sup>	58,65	Plancher	36,984	124,654	1018,457	1462,89195
		voile	74,23			
		cloison	13,44			
sous 7 <sup>eme</sup>	63,825	Plancher	36,984	124,654	1143,111	1638,93735
		voile	74,23			
		cloison	13,44			
sous 6 <sup>eme</sup>	69	Plancher	36,984	124,654	1267,765	1814,98275
		voile	74,23			
		cloison	13,44			
sous 5 <sup>eme</sup>	74,175	Plancher	36,984	124,654	1392,419	1991,02815
		voile	74,23			
		cloison	13,44			
sous 4 <sup>eme</sup>	309,35	Plancher	46,989	134,659	1527,078	2525,5803
		voile	74,23			
		cloison	13,44			
sous 3 <sup>eme</sup>	84,525	Plancher	36,984	124,654	1651,732	2356,6257
		voile	74,23			
		cloison	13,44			
sous 2 <sup>eme</sup>	89,7	Plancher	36,984	124,654	1776,386	2532,6711
		voile	74,23			

		cloison	13,44			
sous 1 <sup>er</sup>	94,875	Plancher	36,984	124,654	1901,04	2708,7165
		voile	74,23			
		cloison	13,44			
sous RDC	114,54	Plancher	36,984	129,084	2030,124	2912,4774
		voile	74,23			
		cloison	17,87			
sous 1 <sup>ss</sup>	99,084	Plancher	36,984	111,214	2141,338	3039,4323
		voile	74,23			
sous 2 <sup>ss</sup>	120,088	Plancher	36,984	111,214	2252,552	3222,277
		voile	74,23			

Voile 3,4,11,12						
Niveau	N <sub>Q</sub>	G		G <sub>i</sub>	N <sub>G</sub>	N <sub>U</sub>
sous Terrasse	13,76	Plancher	94,944	191,564	191,564	279,2514
		voile	74,23			
		cloison	13,76			
		acrotère	8,63			
sous 14 <sup>eme</sup>	34,4	Plancher	73,7536	161,7436	353,3076	528,56526
		voile	74,23			
		cloison	13,76			
sous 13 <sup>eme</sup>	52,976	Plancher	73,7536	161,7436	515,0512	774,78312
		voile	74,23			
		cloison	13,76			
sous 12 <sup>eme</sup>	69,488	Plancher	73,7536	161,7436	676,7948	1017,90498
		voile	74,23			
		cloison	13,76			
sous 11 <sup>eme</sup>	83,936	Plancher	73,7536	161,7436	838,5384	1257,93084
		voile	74,23			
		cloison	13,76			
sous 10 <sup>eme</sup>	96,32	Plancher	73,7536	161,7436	1000,282	1494,8607
		voile	74,23			
		cloison	13,76			
sous 9 <sup>eme</sup>	106,64	Plancher	73,7536	161,7436	1162,0256	1728,69456
		voile	74,23			
		cloison	13,76			
sous 8 <sup>eme</sup>	116,96	Plancher	73,7536	161,7436	1323,7692	1962,52842
		voile	74,23			
		cloison	13,76			
sous 7 <sup>eme</sup>	127,28	Plancher	73,7536	161,7436	1485,5128	2196,36228
		voile	74,23			
		cloison	13,76			
sous 6 <sup>eme</sup>	137,6	Plancher	73,7536	161,7436	1647,2564	2430,19614

		voile	74,23			
		cloison	13,76			
sous 5 <sup>eme</sup>	147,92	Plancher	73,7536	161,7436	1809	2664,03
		voile	74,23			
		cloison	13,76			
sous 4 <sup>eme</sup>	158,24	Plancher	73,7536	161,7436	1970,7436	2897,86386
		voile	74,23			
		cloison	13,76			
sous 3 <sup>eme</sup>	84,525	Plancher	73,7536	161,7436	2132,4872	3005,64522
		voile	74,23			
		cloison	13,76			
sous 2 <sup>eme</sup>	178,88	Plancher	73,7536	161,7436	2294,2308	3365,53158
		voile	74,23			
		cloison	13,76			
sous 1 <sup>er</sup>	189,2	Plancher	73,7536	161,7436	2455,9744	3599,36544
		voile	74,23			
		cloison	13,76			
sous RDC	228,416	Plancher	73,7536	161,7436	2617,718	3876,5433
		voile	74,23			
		cloison	13,76			
sous 1 ss	197,5936	Plancher	73,7536	147,9836	2765,7016	4030,08756
		voile	74,23			
sous 2 ss	241,075	Plancher	73,7536	147,9836	2913,6852	4295,087
		voile	74,23			

Voile 5						
Niveau	N <sub>Q</sub>	G		G <sub>i</sub>	N <sub>G</sub>	N <sub>U</sub>
sous Terrasse	27,42	Plancher	186,7302	399,323	399,323	580,21605
		voile	147,93			
		cloison	27,42			
		acrotère	13,51			
		escalier	23,7328			
sous 14 <sup>eme</sup>	68,55	Plancher	146,97	346,0528	745,3758	1109,08233
		voile	147,93			
		cloison	27,42			
		escalier	23,7328			
sous 13 <sup>eme</sup>	105,567	Plancher	146,97	346,0528	1091,4286	1631,77911
		voile	147,93			
		cloison	27,42			
		escalier	23,7328			
sous 12 <sup>eme</sup>	138,471	Plancher	146,97	349,74	1441,1686	2153,28411
		voile	147,93			
		cloison	27,42			

		escalier	27,42			
sous 11 <sup>eme</sup>	167,262	Plancher	146,97	346,0528	1787,2214	2663,64189
		voile	147,93			
		cloison	27,42			
		escalier	23,7328			
sous 10 <sup>eme</sup>	191,94	Plancher	146,97	346,0528	2133,2742	3167,83017
		voile	147,93			
		cloison	27,42			
		escalier	23,7328			
sous 9 <sup>eme</sup>	212,505	Plancher	146,97	346,0528	2479,327	3665,84895
		voile	147,93			
		cloison	27,42			
		escalier	23,7328			
sous 8 <sup>eme</sup>	233,07	Plancher	146,97	322,324	2801,647	4131,82845
		voile	147,93			
		cloison	27,42			
		escalier				
sous 7 <sup>eme</sup>	253,635	Plancher	146,97	346,0528	3147,6998	4629,84723
		voile	147,93			
		cloison	27,42			
		escalier	23,7328			
sous 6 <sup>eme</sup>	274,2	Plancher	146,97	346,0528	3493,7526	5127,86601
		voile	147,93			
		cloison	27,42			
		escalier	23,7328			
sous 5 <sup>eme</sup>	294,765	Plancher	146,97	346,0528	3839,8054	5625,88479
		voile	147,93			
		cloison	27,42			
		escalier	23,7328			
sous 4 <sup>eme</sup>	315,33	Plancher	146,97	346,0528	4185,8582	6123,90357
		voile	147,93			
		cloison	27,42			
		escalier	23,7328			
sous 3 <sup>eme</sup>	335,895	Plancher	146,97	346,0528	4531,911	6621,92235
		voile	147,93			
		cloison	27,42			
		escalier	23,7328			
sous 2 <sup>eme</sup>	356,46	Plancher	146,97	346,0528	4877,9638	7119,94113
		voile	147,93			
		cloison	27,42			
		escalier	23,7328			
sous 1 <sup>er</sup>	377,025	Plancher	146,97	346,0528	5224,0166	7617,95991
		voile	147,93			
		cloison	27,42			

		escalier	23,7328			
sous RDC	455,172	Plancher	146,97	346,0528	5570,0694	8202,35169
		voile	147,93			
		cloison	27,42			
		escalier	23,7328			
sous 1 ss	393,7512	Plancher	146,97	294,9	5864,9694	8508,33549
		voile	147,93			
sous 2 ss	480,398	Plancher	146,97	294,9	6159,8694	9036,421
		voile	147,93			

Voile 6						
Niveau	N <sub>Q</sub>	G		G <sub>i</sub>	N <sub>G</sub>	N <sub>U</sub>
sous Terrasse	29,63	Plancher	201,7803	392,8503	392,85003	574,792905
		voile	147,93			
		cloison	29,63			
		acrotère	13,51			
sous 14 <sup>eme</sup>	74,075	Plancher	158,81	336,37	729,2203	1087,27241
		voile	147,93			
		cloison	29,63			
sous 13 <sup>eme</sup>	114,075	Plancher	158,81	336,37	1065,5903	1596,89741
		voile	147,93			
		cloison	29,63			
sous 12 <sup>eme</sup>	149,631	Plancher	158,81	336,37	1401,9603	2100,35291
		voile	147,93			
		cloison	29,63			
sous 11 <sup>eme</sup>	180,743	Plancher	158,81	336,37	1738,3303	2597,63891
		voile	147,93			
		cloison	29,63			
sous 10 <sup>eme</sup>	207,410	Plancher	158,81	336,37	2074,7003	3088,75541
		voile	147,93			
		cloison	29,63			
sous 9 <sup>eme</sup>	229,632	Plancher	158,81	336,37	2411,0703	3573,70241
		voile	147,93			
		cloison	29,63			
sous 8 <sup>eme</sup>	251,855	Plancher	158,81	336,37	2747,4403	4058,64941
		voile	147,93			
		cloison	29,63			
sous 7 <sup>eme</sup>	274,077	Plancher	158,81	336,37	3083,8103	4543,59641
		voile	147,93			
		cloison	29,63			
sous 6 <sup>eme</sup>	296,3	Plancher	158,81	336,37	3420,1803	5028,54341
		voile	147,93			
		cloison	29,63			

sous 5 <sup>eme</sup>	318,522	Plancher	158,81	336,37	3756,5503	5513,49041
		voile	147,93			
		cloison	29,63			
		escalier				
sous 4 <sup>eme</sup>	340,745	Plancher	158,81	336,37	4092,9203	5998,43741
		voile	147,93			
		cloison	29,63			
sous 3 <sup>eme</sup>	362,967	Plancher	158,81	336,37	4429,2903	6483,38441
		voile	147,93			
		cloison	29,63			
sous 2 <sup>eme</sup>	385,190	Plancher	158,81	336,37	4765,6603	6968,33141
		voile	147,93			
		cloison	29,63			
sous 1 <sup>er</sup>	407,412	Plancher	158,81	336,37	5102,0303	7453,27841
		voile	147,93			
		cloison	29,63			
sous RDC	491,858	Plancher	158,81	336,37	5438,4003	8024,59841
		voile	147,93			
		cloison	29,63			
sous 1 ss	425,486	Plancher	158,81	306,74	5745,1403	8346,56621
		voile	147,93			
sous 2 ss	519,117	Plancher	158,81	306,74	6051,8803	8948,713
		voile	147,93			

Voile 9						
Niveau	N <sub>Q</sub>	G		G <sub>i</sub>	N <sub>G</sub>	N <sub>U</sub>
sous Terrasse	29,28	Plancher	199,3968	390,1168	390,1168	570,57768
		voile	147,93			
		cloison	29,28			
		acrotère	13,51			
sous 14 <sup>eme</sup>	73.2	Plancher	156,94	355,27	745,3868	1109,09718
		voile	169,05			
		cloison	29,28			
sous 13 <sup>eme</sup>	112,728	Plancher	156,94	355,27	1100,6568	1644,23718
		voile	169,05			
		cloison	29,28			
sous 12 <sup>eme</sup>	147,864	Plancher	156,94	355,27	1455,9268	2173,20768
		voile	169,05			
		cloison	29,28			
sous 11 <sup>eme</sup>	178,608	Plancher	156,94	355,27	1811,1968	2696,00868
		voile	169,05			
		cloison	29,28			
sous 10 <sup>eme</sup>	204.96	Plancher	156,94	355,27	2166,4668	3212,64018

		voile	169,05			
		cloison	29,28			
sous 9 <sup>eme</sup>	226,92	Plancher	156,94	355,27	2521,7368	3723,10218
		voile	169,05			
		cloison	29,28			
sous 8 <sup>eme</sup>	248,88	Plancher	156,94	355,27	2877,0068	4233,56418
		voile	169,05			
		cloison	29,28			
sous 7 <sup>eme</sup>	270,84	Plancher	156,94	355,27	3232,2768	4744,02618
		voile	169,05			
		cloison	29,28			
sous 6 <sup>eme</sup>	292,80	Plancher	156,94	355,27	3587,5468	5254,48818
		voile	169,05			
		cloison	29,28			
sous 5 <sup>eme</sup>	314,76	Plancher	156,94	355,27	3942,8168	5764,95018
		voile	169,05			
		cloison	29,28			
sous 4 <sup>eme</sup>	336,72	Plancher	156,94	355,27	4298,0868	6275,41218
		voile	169,05			
		cloison	29,28			
sous 3 <sup>eme</sup>	358,668	Plancher	156,94	355,27	4653,3568	6785,87418
		voile	169,05			
		cloison	29,28			
sous 2 <sup>eme</sup>	380,64	Plancher	156,94	355,27	5008,6268	7296,33618
		voile	169,05			
		cloison	29,28			
sous 1 <sup>er</sup>	402,60	Plancher	156,94	355,27	5363,8968	7806,79818
		voile	169,05			
		cloison	29,28			
sous RDC	416,658	Plancher	156,94	355,27	5719,1668	8403,63318
		voile	169,05			
		cloison	29,28			
sous 1 <sup>ss</sup>	420,460	Plancher	156,94	325,99	6045,1568	8751,58848
		voile	169,05			
sous 2 <sup>ss</sup>	512,985	Plancher	156,94	325,99	6371,1468	9370,525
		voile	169,05			

Voile 7						
Niveau	N <sub>Q</sub>	G		G <sub>i</sub>	N <sub>G</sub>	N <sub>U</sub>
sous Terrasse	20,76	Plancher	141,3756	297,1656	297,1656	432,31356
		voile	111,27			
		cloison	20,76			
		escalier	23,76			

sous 14 <sup>eme</sup>	51,9	Plancher	111,27	235,905	533,0706	822,47031
		voile	80,115			
		cloison	20,76			
		escalier	23,76			
sous 13 <sup>eme</sup>	104,838	Plancher	111,27	235,905	768,9756	1196,46756
		voile	80,115			
		cloison	20,76			
		escalier	23,76			
sous 12 <sup>eme</sup>	123,636	Plancher	111,27	235,905	1004,8806	1564,29531
		voile	80,115			
		cloison	20,76			
		escalier	23,76			
sous 11 <sup>eme</sup>	145,320	Plancher	111,27	235,905	1240,7856	1925,95356
		voile	80,115			
		cloison	20,76			
		escalier	23,76			
sous 10 <sup>eme</sup>	160,89	Plancher	111,27	235,905	1476,6906	2281,44231
		voile	80,115			
		cloison	20,76			
		escalier	23,76			
sous 9 <sup>eme</sup>	176,460	Plancher	111,27	235,905	1712,5956	2630,76156
		voile	80,115			
		cloison	20,76			
		escalier	23,76			
sous 8 <sup>eme</sup>	192,03	Plancher	111,27	235,905	1948,5006	2980,08081
		voile	80,115			
		cloison	20,76			
		escalier	23,76			
sous 7 <sup>eme</sup>	207,60	Plancher	111,27	235,905	2184,4056	3329,40006
		voile	80,115			
		cloison	20,76			
		escalier	23,76			
sous 6 <sup>eme</sup>	223,17	Plancher	111,27	235,905	2420,3106	3678,71931
		voile	80,115			
		cloison	20,76			
		escalier	23,76			
sous 5 <sup>eme</sup>	238,74	Plancher	111,27	235,905	2656,2156	4028,03856
		voile	80,115			
		cloison	20,76			
		escalier	23,76			
sous 4 <sup>eme</sup>	254,31	Plancher	111,27	235,905	2892,1206	4377,35781
		voile	80,115			
		cloison	20,76			
		escalier	23,76			

sous 3 <sup>eme</sup>	269,88	Plancher	111,27	235,905	3128,0256	4726,67706
		voile	80,115			
		cloison	20,76			
		escalier	23,76			
sous 2 <sup>eme</sup>	285,45	Plancher	111,27	235,905	3363,9306	5075,99631
		voile	80,115			
		cloison	20,76			
		escalier	23,76			
sous 1 <sup>er</sup>	291,564	Plancher	111,27	235,905	3599,8356	5425,31556
		voile	80,115			
		cloison	20,76			
		escalier	23,76			
sous RDC	298,854	Plancher	111,27	235,905	3835,7406	5861,00781
		voile	80,115			
		cloison	20,76			
		escalier	23,76			
sous 1 ss	301,569	Plancher	111,27	191,385	4027,1256	6027,24636
		voile	80,115			
sous 2 ss	363,715	Plancher	111,27	191,385	4218,5106	6240,561
		voile	80,115			

Voile 8						
Niveau	N <sub>Q</sub>	G		G <sub>i</sub>	N <sub>G</sub>	N <sub>U</sub>
sous Terrasse	20,76	Plancher	141,3756	280,6706	280,6706	410,04531
		voile	85,995			
		cloison	20,76			
		acrotère	3,57			
		escalier	28,97			
sous 14 <sup>eme</sup>	51,9	Plancher	111,27	246,995	527,6656	815,17356
		voile	85,995			
		cloison	20,76			
		escalier	28,97			
sous 13 <sup>eme</sup>	79,926	Plancher	111,27	246,995	774,6606	1204,14231
		voile	85,995			
		cloison	20,76			
		escalier	28,97			
sous 12 <sup>eme</sup>	104,838	Plancher	111,27	246,995	1021,6556	1586,94156
		voile	85,995			
		cloison	20,76			
		escalier	28,97			
sous 11 <sup>eme</sup>	126,636	Plancher	111,27	246,995	1268,6506	1963,57131
		voile	85,995			
		cloison	20,76			

		escalier	28,97			
sous 10 <sup>eme</sup>	145,32	Plancher	111,27	246,995	1515,6456	2334,03156
		voile	85,995			
		cloison	20,76			
		escalier	28,97			
sous 9 <sup>eme</sup>	160,89	Plancher	111,27	246,995	1762,6406	2698,32231
		voile	85,995			
		cloison	20,76			
		escalier	28,97			
sous 8 <sup>eme</sup>	176,46	Plancher	111,27	246,995	2009,6356	3062,61306
		voile	85,995			
		cloison	20,76			
		escalier	28,97			
sous 7 <sup>eme</sup>	192,03	Plancher	111,27	246,995	2256,6306	3426,90381
		voile	85,995			
		cloison	20,76			
		escalier	28,97			
sous 6 <sup>eme</sup>	207,6	Plancher	111,27	246,995	2503,6256	3791,19456
		voile	85,995			
		cloison	20,76			
		escalier	28,97			
sous 5 <sup>eme</sup>	223,17	Plancher	111,27	246,995	2750,6206	4155,48531
		voile	85,995			
		cloison	20,76			
		escalier	28,97			
sous 4 <sup>eme</sup>	238,74	Plancher	111,27	246,995	2997,6156	4519,77606
		voile	85,995			
		cloison	20,76			
		escalier	28,97			
sous 3 <sup>eme</sup>	254,31	Plancher	111,27	246,995	3244,6106	4884,06681
		voile	85,995			
		cloison	20,76			
		escalier	28,97			
sous 2 <sup>eme</sup>	269,88	Plancher	111,27	246,995	3491,6056	5248,35756
		voile	85,995			
		cloison	20,76			
		escalier	28,97			
sous 1 <sup>er</sup>	285,45	Plancher	111,27	246,995	3738,6006	5612,64831
		voile	85,995			
		cloison	20,76			
		escalier	28,97			
sous RDC	344,616	Plancher	111,27	246,995	3985,5956	6063,31206
		voile	85,995			
		cloison	20,76			

		escalier	28,97			
sous 1 ss	298,113	Plancher	111,27	197,265	4182,8606	6237,48861
		voile	85,995			
sous 2 ss	363,715	Plancher	111,27	197,265	4380,1256	6458,742
		voile	85,995			

Voile A B K L						
Niveau	N <sub>Q</sub>	G		G <sub>i</sub>	N <sub>G</sub>	N <sub>U</sub>
sous Terrasse	17,97	Plancher	122,3757	230,0607	230,0607	337,536945
		voile	85,995			
		cloison	17,97			
		acrotère	3,72			
sous 14 <sup>eme</sup>	44,925	Plancher	111,27	215,235	445,2957	703,974195
		voile	85,995			
		cloison	17,97			
sous 13 <sup>eme</sup>	69,184	Plancher	111,27	215,235	660,5307	1050,06695
		voile	85,995			
		cloison	17,97			
sous 12 <sup>eme</sup>	90,748	Plancher	111,27	215,235	875,7657	1389,9902
		voile	85,995			
		cloison	17,97			
sous 11 <sup>eme</sup>	69,617	Plancher	111,27	215,235	1091,0007	1723,74395
		voile	85,995			
		cloison	17,97			
sous 10 <sup>eme</sup>	125,79	Plancher	111,27	215,235	1306,2357	2051,3282
		voile	85,995			
		cloison	17,97			
sous 9 <sup>eme</sup>	139,267	Plancher	111,27	215,235	1521,4707	2372,74295
		voile	85,995			
		cloison	17,97			
sous 8 <sup>eme</sup>	152,745	Plancher	111,27	215,235	1736,7057	2694,1577
		voile	85,995			
		cloison	17,97			
sous 7 <sup>eme</sup>	166,222	Plancher	111,27	215,235	1951,9407	3015,57245
		voile	85,995			
		cloison	17,97			
sous 6 <sup>eme</sup>	179,7	Plancher	111,27	215,235	2167,1757	3336,9872
		voile	85,995			
		cloison	17,97			
sous 5 <sup>eme</sup>	193,177	Plancher	111,27	215,235	2382,4107	3658,40195
		voile	85,995			
		cloison	17,97			
sous 4 <sup>eme</sup>	206,655	Plancher	111,27	215,235	2597,6457	3979,8167

		voile	85,995			
		cloison	17,97			
sous 3 <sup>eme</sup>	220,132	Plancher	111,27	215,235	2812,8807	4301,23145
		voile	85,995			
		cloison	17,97			
sous 2 <sup>eme</sup>	233,610	Plancher	111,27	215,235	3028,1157	4622,6462
		voile	85,995			
		cloison	17,97			
sous 1 <sup>er</sup>	247,087	Plancher	111,27	215,235	3243,3507	4944,06095
		voile	85,995			
		cloison	17,97			
sous RDC	298,302	Plancher	111,27	215,235	3458,5857	5351,8487
		voile	85,995			
		cloison	17,97			
sous 1 ss	258,049	Plancher	111,27	197,265	3655,8507	5526,02525
		voile	85,995			
sous 2 ss	314,834	Plancher	111,27	197,265	3853,1157	5673,957
		voile	85,995			

Voile D E H I						
Niveau	N <sub>Q</sub>	G		G <sub>i</sub>	N <sub>G</sub>	N <sub>U</sub>
sous Terrasse	22,75	Plancher	154,9275	245,1725	245,1725	365,107875
		voile	60,27			
		cloison	22,75			
		acrotère	7,225			
sous 14 <sup>eme</sup>	56,875	Plancher	121,94	204,96	450,1325	710,503875
		voile	60,27			
		cloison	22,75			
sous 13 <sup>eme</sup>	87,587	Plancher	121,94	204,96	655,0925	1042,72538
		voile	60,27			
		cloison	22,75			
sous 12 <sup>eme</sup>	114,887	Plancher	121,94	204,96	860,0525	1368,77738
		voile	60,27			
		cloison	22,75			
sous 11 <sup>eme</sup>	138,775	Plancher	121,94	204,96	1065,0125	1688,65988
		voile	60,27			
		cloison	22,75			
sous 10 <sup>eme</sup>	159,25	Plancher	121,94	204,96	1269,9725	2002,37288
		voile	60,27			
		cloison	22,75			
sous 9 <sup>eme</sup>	176,312	Plancher	121,94	204,96	1474,9325	2309,91638
		voile	60,27			
		cloison	22,75			

sous 8 <sup>eme</sup>	193,375	Plancher	121,94	204,96	1679,8925	2617,45988
		voile	60,27			
		cloison	22,75			
sous 7 <sup>eme</sup>	210,437	Plancher	121,94	204,96	1884,8525	2925,00338
		voile	60,27			
		cloison	22,75			
sous 6 <sup>eme</sup>	227,5	Plancher	121,94	204,96	2089,8125	3232,54688
		voile	60,27			
		cloison	22,75			
sous 5 <sup>eme</sup>	244,562	Plancher	121,94	204,96	2294,7725	3540,09038
		voile	60,27			
		cloison	22,75			
sous 4 <sup>eme</sup>	261,625	Plancher	121,94	204,96	2499,7325	3847,63388
		voile	60,27			
		cloison	22,75			
sous 3 <sup>eme</sup>	278,687	Plancher	121,94	204,96	2704,6925	4155,17738
		voile	60,27			
		cloison	22,75			
sous 2 <sup>eme</sup>	295,75	Plancher	121,94	204,96	2909,6525	4462,72088
		voile	60,27			
		cloison	22,75			
sous 1 <sup>er</sup>	312,812	Plancher	121,94	204,96	3114,6125	4770,26438
		voile	60,27			
		cloison	22,75			
sous RDC	377,65	Plancher	121,94	204,96	3319,5725	5164,18088
		voile	60,27			
		cloison	22,75			
sous 1 ss	326,69	Plancher	121,94	182,21	3501,7825	5318,03318
		voile	60,27			
sous 2 ss	398,58	Plancher	121,94	182,21	3683,9925	5571,259
		voile	60,27			

Voile C J						
Niveau	N <sub>Q</sub>	G		G <sub>i</sub>	N <sub>G</sub>	N <sub>U</sub>
sous Terrasse	4,41	Plancher	30,0321	138,8541	138,8541	194,068035
		voile	64,68			
		cloison	4,41			
		acrotère	7,14			
		escalier	32,592			
sous 14 <sup>eme</sup>	11,025	Plancher	23,63	125,312	264,1661	459,449235
		voile	64,68			
		cloison	4,41			
		escalier	32,592			

sous 13 <sup>eme</sup>	16,978	Plancher	23,63	125,312	389,4781	684,145935
		voile	64,68			
		cloison	4,41			
		escalier	32,592			
sous 12 <sup>eme</sup>	22,270	Plancher	23,63	125,312	514,7901	902,673135
		voile	64,68			
		cloison	4,41			
		escalier	32,592			
sous 11 <sup>eme</sup>	26,901	Plancher	23,63	125,312	640,1021	1115,03084
		voile	64,68			
		cloison	4,41			
		escalier	32,592			
sous 10 <sup>eme</sup>	30,87	Plancher	23,63	125,312	765,4141	1321,21904
		voile	64,68			
		cloison	4,41			
		escalier	32,592			
sous 9 <sup>eme</sup>	34,177	Plancher	23,63	125,312	890,7261	1521,23774
		voile	64,68			
		cloison	4,41			
		escalier	32,592			
sous 8 <sup>eme</sup>	37,485	Plancher	23,63	125,312	1016,0381	1721,25644
		voile	64,68			
		cloison	4,41			
		escalier	32,592			
sous 7 <sup>eme</sup>	40,792	Plancher	23,63	125,312	1141,3501	1921,27514
		voile	64,68			
		cloison	4,41			
		escalier	32,592			
sous 6 <sup>eme</sup>	44,1	Plancher	23,63	125,312	1266,6621	2121,29384
		voile	64,68			
		cloison	4,41			
		escalier	32,592			
sous 5 <sup>eme</sup>	47,40	Plancher	23,63	125,312	1391,9741	2321,31254
		voile	64,68			
		cloison	4,41			
		escalier	32,592			
sous 4 <sup>eme</sup>	50,715	Plancher	23,63	125,312	1517,2861	2521,33124
		voile	64,68			
		cloison	4,41			
		escalier	32,592			
sous 3 <sup>eme</sup>	54,022	Plancher	23,63	125,312	1642,5981	2721,34994
		voile	64,68			
		cloison	4,41			
		escalier	32,592			

sous 2 <sup>eme</sup>	57,33	Plancher	23,63	125,312	1767,9101	2921,36864
		voile	64,68			
		cloison	4,41			
		escalier	32,592			
sous 1 <sup>er</sup>	60,637	Plancher	23,63	125,312	1893,2221	3121,38734
		voile	64,68			
		cloison	4,41			
		escalier	32,592			
sous RDC	73,206	Plancher	23,63	125,312	2018,5341	3407,77904
		voile	64,68			
		cloison	4,41			
		escalier	32,592			
sous 1 <sup>er</sup> SS	63,327	Plancher	23,63	88,31	2106,8441	3434,86634
		voile	64,68			
sous 2 <sup>eme</sup> SS	77,263	Plancher	23,63	88,31	2195,1541	3079,352
		voile	64,68			

Voile 15,18,19,22						
Niveau	N <sub>Q</sub>	G		G <sub>i</sub>	N <sub>G</sub>	N <sub>U</sub>
sous RDC	23,650	Plancher	25,353	110,395	110,395	184,509
		voile	85,043			
sous 1 <sup>er</sup> SS	28,380	Plancher	25,353	89,298	199,693	305,061
		voile	63,945			
sous 2 <sup>eme</sup> SS	33,110	Plancher	25,353	98,433	298,126	452,135
		voile	73,080			

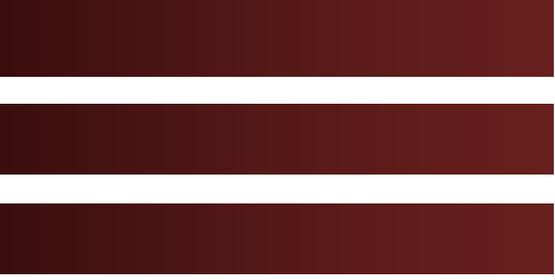
Voile 16,17,20,21						
Niveau	N <sub>Q</sub>	G		G <sub>i</sub>	N <sub>G</sub>	N <sub>U</sub>
sous RDC	16,650	Plancher	17,849	89,206	89,206	145,404
		voile	71,358			
sous 1 <sup>er</sup> SS	19,980	Plancher	17,849	71,504	160,710	241,934
		voile	53,655			
sous 2 <sup>eme</sup> SS	23,310	Plancher	17,849	79,169	239,879	358,802
		voile	61,320			

Voile M,Q,R,V						
Niveau	N <sub>Q</sub>	G		G <sub>i</sub>	N <sub>G</sub>	N <sub>U</sub>
sous RDC	12,000	Plancher	12,864	73,934	73,934	117,811
		voile	61,070			
sous 1 <sup>er</sup> SS	14,400	Plancher	12,864	58,434	132,368	196,697
		voile	45,570			
sous 2 <sup>eme</sup> SS	16,800	Plancher	12,864	64,944	197,312	291,571

		<b>voile</b>	<b>52,080</b>			
--	--	--------------	---------------	--	--	--

<b>Voile N,P,S,U</b>						
<b>Niveau</b>	<b>N<sub>Q</sub></b>	<b>G</b>		<b>G<sub>i</sub></b>	<b>N<sub>G</sub></b>	<b>N<sub>U</sub></b>
<b>sous RDC</b>	<b>16,200</b>	<b>Plancher</b>	<b>17,366</b>	<b>87,746</b>	<b>87,746</b>	<b>142,758</b>
		<b>voile</b>	<b>70,380</b>			
<b>sous 1<sup>er</sup> SS</b>	<b>19,440</b>	<b>Plancher</b>	<b>17,366</b>	<b>70,286</b>	<b>158,033</b>	<b>237,644</b>
		<b>voile</b>	<b>52,920</b>			
<b>sous 2<sup>eme</sup> SS</b>	<b>22,680</b>	<b>Plancher</b>	<b>17,366</b>	<b>77,846</b>	<b>235,879</b>	<b>352,457</b>
		<b>voile</b>	<b>60,480</b>			

<b>Voile O,T</b>						
<b>Niveau</b>	<b>N<sub>Q</sub></b>	<b>G</b>		<b>G<sub>i</sub></b>	<b>N<sub>G</sub></b>	<b>N<sub>U</sub></b>
<b>sous RDC</b>	<b>22,050</b>	<b>Plancher</b>	<b>23,638</b>	<b>101,838</b>	<b>101,838</b>	<b>170,556</b>
		<b>voile</b>	<b>78,200</b>			
<b>sous 1<sup>er</sup> SS</b>	<b>26,460</b>	<b>Plancher</b>	<b>23,638</b>	<b>82,438</b>	<b>184,275</b>	<b>281,847</b>
		<b>voile</b>	<b>58,800</b>			
<b>sous 2<sup>eme</sup> SS</b>	<b>30,870</b>	<b>Plancher</b>	<b>23,638</b>	<b>90,838</b>	<b>275,113</b>	<b>417,707</b>
		<b>voile</b>	<b>67,200</b>			



**Annexe 3**

**Résultats Robot de l'analyse modale**



Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	1,08	0,93	0,04	2,48	0,04	2,48
2	1,13	0,89	2,4	58,71	2,36	56,22
3	1,62	0,62	60,62	61,31	58,22	2,6
4	4,78	0,21	60,94	77,51	0,32	16,2
5	5,17	0,19	60,95	77,63	0,01	0,11
6	7,49	0,13	78,66	78	17,71	0,37
7	7,95	0,13	78,67	78,13	0,01	0,13
8	10,78	0,09	78,83	84,16	0,16	6,03
9	12,14	0,08	78,83	84,19	0	0,03
10	16,99	0,06	85,07	84,67	6,24	0,48
11	17,67	0,06	85,73	88,01	0,66	3,35
12	20,16	0,05	85,73	88,04	0	0,02
13	24,67	0,04	85,88	90,89	0	2,79
14	27,13	0,04	89,82	90,89	3,94	0
15	27,91	0,04	89,83	90,9	0,01	0,01
16	31,74	0,03	89,83	92,95	0	2,05
17	35,21	0,03	89,87	92,96	0,04	0,01
18	35,99	0,03	91,16	92,96	1,29	0
19	36,17	0,03	91,16	93,03	0	0,07
20	36,53	0,03	91,16	93,07	0	0,04
21	37,42	0,03	91,16	93,13	0	0,06
22	38,44	0,03	92,22	93,17	1,06	0,04
23	38,69	0,03	92,25	93,99	0,04	0,82
24	39,73	0,03	92,25	93,99	0	0
25	40,25	0,02	92,26	93,99	0	0