



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET  
POPULAIRE MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR  
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



UNIVERSITE AMAR THELIDJI LAGHOUAT  
FACULTE DE TECHNOLOGIE  
DEPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

# **MÉMOIRE DE MASTER**

Présenté par : BELLI ABDELALI

DOMAINE : Sciences et Technologies

FILIERE : Génie Civil

OPTION : Conception et Calcul des Structures

## **Thème**

**ÉTUDE COMPARATIVE ENTRE LA MÉTHODE  
STATIQUE ÉQUIVALENTES ET LA MÉTHODE  
SPECTRALE (STRUCTURE R+6 À ALGER)**

### **Jury de soutenance :**

<b>Nom et Prénom</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
M <sup>me</sup> M. Gotteicha	M.A.A	Présidente
M <sup>r</sup> A.Merah	M.C.B	Examineur
M <sup>me</sup> F. Boulaghmen	M.A.A	Reportrice

**Promotion : Juin2016**



:

رَبِّ أَوْزَعْنِي أَنْ أَشْكُرَ  
نِعْمَتَكَ الَّتِي أَنْعَمْتَ عَلَيَّ وَعَلَى وَاللَّيْلِ، وَأَنْ أَعْمَلَ صَالِحًا  
تَرْضَاهُ وَأَدْخِلْنِي بِرَحْمَتِكَ فِي عِبَادِكَ الصَّالِحِينَ ﴿19﴾  
سورة النمل

# **Table des matières**

---

## **Table des matières**

Remerciement	i
Dédicace	ii
Résumé	iii
Abstract	iii
	iii
Liste des tableaux	iv
Liste des figures	vi
Principales notations utilisées	viii
Introduction Générale .....	1

### **Chapitre I : présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux**

I.1. Introduction .....	2
I.2. Présentation du projet .....	2
I.3. Caractéristiques de la structure.....	3
I.3.1. Dimensions en élévation .....	3
I.3.2. Dimensions en plans .....	3
I.3.3. Données du site .....	3
I.3.4. Définition des éléments de l'ouvrage .....	3
I.4. caractéristique des matériaux.....	12
I.4.1. Introduction.....	12
I.4.2. Définition .....	12
I.4.3. Le Béton.....	12

### **Chapitre II : prédimensionnement et descente des charges**

II.1. Introduction .....	17
II.2. Pré dimensionnement et descente de charges .....	17
II.2.1. Pré dimensionnement.....	17

## ***Table des matières***

---

II. 2.2. Evaluation des charges .....	20
II.3. Conclusion.....	38

### **Chapitre III : Etude sismique**

Historique.....	39
Le séisme.....	39
III.1. Introduction.....	40
III.2. choix de la méthode de calcul.....	40
III.2.1. Conditions d'application de la Méthode statique équivalente.....	40
III.2.2. Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale.....	41
III.2.3. Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique.....	41
III.3. Modélisation.....	42
III.3.1. Description générale du programme Robot.....	43
III.3.2. Détermination des fréquences et modes propres.....	44
III.4. Spectre de réponse de calcul.....	46
III.4.1. Résultantes des forces sismiques de calcul.....	46
III.4.2. Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalente.....	47
III.4.3. Estimation de la période fondamentale.....	48
III.5. Distribution verticale de la force sismique.....	54
III.5.1. Sens transversale (cas son sous sol).....	55
III.5.2. Sens longitudinale (cas son sous sol).....	55
III.5.3. Sens transversale ( cas avec sous sol).....	56
III.5.4. Sens longitudinale (cas avec sous sol).....	56
III.6. Efforts tranchants et moments fléchissant.....	57
III.7. Calculer Et Vérification des déplacements.....	58
III.8. Justification de la largeur des joints sismique.....	62
III.9. Justification vis à vis de l'effet P .....	63
III.10. Disposition des voiles de contreventement.....	66

## ***Table des matières***

---

III.11. Période et facteurs de participation massique( cas son sous sol).....	68
III.12. Période et facteurs de participation massique( cas avec sous sol).....	70
III.13. Estimation de la période fondamentale.....	72
III.14. Vérification de pourcentage des efforts (dynamique/statique) .....	72
III.15. Propriétés du projet par programme robot.....	75
III.16. Conclusion.....	79

### ***Chapitre IV : Analyse et discussions des résultats***

IV.1. Introduction.....	79
IV.2. Les modes propres de vibration du bâtiment.....	79
IV.3. Contribution des modes aux efforts tranchants du bâtiment dû aux moments de torsions les charges latérales de par les réponses totales.....	83
IV.4. Analyses et Discussions.....	88
IV.5. Analyses et comparaisons des Efforts Tranchants du bâtiment obtenus par les deux méthodes.....	92
IV.7. Conclusion.....	94
<b><i>conclusion Générale</i></b> .....	95

### ***Références Bibliographiques***

## REMERCIEMENTS

*A la lumière de la fin de ma promotion, et comme les coutumes l'exigent et le devoir l'impose et d'abord, volontiers je dévoue mes sincères remerciements à ceux qui ont consacré et procurés leurs temps précieux, leur énergies et leurs moyens pour que je sois ici présent aujourd'hui et en ce moment.*

*Il ne sera jamais suffisant d'exprimer mes reconnaissances et remerciements via ces mots simplistes, alors que ça serait une empreinte morale gravée dans ma mémoire qui composera une partie de ma personnalité.*

*Il s'agit du soutien, en tout genre, de mes parents et mes frères, de mes amis et mes camarades,*

*Mon immense gratitude à Madame F. Boulaghmen, pour m'avoir confié ce travail, dont j'apprécie la qualité de ses orientations et ses comportements dignes d'un encadreur, ses bonnes intentions et sa sérénité envers moi.*

*Aussi, je souhaite vivement remercier monsieur CHNAFI ABDEL-KARIM de son précieux soutien durant ce travail.*

*A joindre mes cordiales salutations et remerciements aux membres du jury qui m'ont honoré de bien vouloir juger et corriger ce travail : M<sup>me</sup> M.Gottaïcha et Mr A.Marah .*

*Conscient, aussi, de l'effort, de l'intérêt et des encouragements qui m'ont été réservés pour la réussite de cette thèse de la part de tous les professeurs du département de Génie Civil.*

*MERCI...*

# الإهداء

## الإهداء

نهدي ثمرة جهدنا إلى:

إلى من كان يسقيني و من ذا يطعم qq و أنا على مهدي أصم أبكمُ  
من ذا يترجم صرختي و يحيلها qq معنى فيدرك ما أقول و يفهمُ  
فإذا أجن الليل مهدي من ترى qq يمسي يُهْدُ هِدُهُ و لا يتبرمُ  
من ذا يطيع أوامري و من الذي qq في ليله و نهاره أتحكمُ

### أمي

أمي و يا لفؤادها من جنة qq كم ذا نعمت بها و كم ذا أنهمُ  
qq من جسمها عضو يُزال فيعدمُ  
حتى إذا كشف الشعاع قناعه qq عن مقلتي و زال ما تتوهمُ  
qq فيها الحنان العبقري مجسمُ

### أبي

كان يبيت الليالي في الترحال qq يسعى و يشقى لأنال المراد  
من ذا يكف حاجتي و يشد أزرى qq  
ذاك وليّ وجود و ما يبالي تعبا qq يبلى و ما أتوقف عن الدراسة أبدا

إلى من حبهم يجري في عروقي و يلهج بذكراهم فؤادي إلى أخي زين الدين و أختي هجيد  
و أختي خديجة و أختي سامية و ابنها دم

إلى القلوب الطاهرة الرقيقة و النفوس الصافية جدي و جدتي رحمهما الله و أدخلهم جنانه  
إلى جدتي الغالية أطال الله في عمرها و حفظها

إلى الذين بذلوا كل جهدٍ و عطاء لكي أصل إلى هذه اللحظة أساتذتي الكرام لا سيما أساتذتي و منيرة  
دربي في مذكرتي بولغمان فردة حفظهم الله و رعاهم

وإلى جميع أعمامي و أخوالي و عماتي و خالاتي و أبناءهم و كل من يحمل لقب بلي

وإلى جميع أحبائي و أصدقائي

وإلى جميع من ذكرهم قلبي و نسيهم قلبي

وإلى جميع طلبة و أساتذة هندسة المدنية

الهدف من هذا المشروع هو دراسة ومقارنة النتائج بين أسلوب ثابت يعادل وطريقة طيفية لحساب الزلازل لمبنى السكني والتجاري ، وتقع في ولاية الجزائر و المصنفة ضمن منطقة زلزالية عالية (منطقة الثالث)، حساب التصميم الأولي من العناصر الدائمة جرى وفقا (الخرسانة المسلحة للحد من الدول) و(قاعدة زلازل الجزائر) أجري تحليل هيكل الزلزالية التي كتبها أسلوب ثابت يعادل وبرنامج حساب (Robot) من حالة الأولى بدون طباق الأرضي و الحالة الثانية بالطابق الأرضي ومن ثم مقارنة نتائج قطع أساس الجهد من خلال أسلوب ثابت تعادل يساوي 4366.28 و بواسطة الطريقة الطيفية 3655.07 في الحالة الأولى و في الحالة الثانية 5018.76 و 3661.62

\_\_\_\_\_ : القص، وهيكل، والتوزيع، والزلازل، وطيف، رمز

### Résumé

L'objectif de ce projet est d'étudier et de comparer les résultats entre la méthode statique équivalente et la méthode spectrale pour calculer l'effet de tremblement de terre pour un bâtiment à usage d'habitations et locaux commerciaux dans un environnement citadin, situé à Algérie. Sachant que cette zone est classée comme zone de sismicité élevée (zone III). Après le calcul avec un prédimensionnement des éléments porteurs conformément au (**BAEL 91** : Béton armé aux états limite) et (**RPA 99/version2003** : Règlement parasismique algérien), L'analyse sismique de la structure a été réalisée par la méthode statique équivalente selon le calcul numérique du logiciel de calcul (Robot). Le premier cas nous avons considéré la structure avec sous-sol et second cas avec sous-sol. Comparant les résultats des efforts tranchants à la base par la méthode statique équivalente égale à 4366,28 KN et par la méthode spectrale égale à 3655,07 KN. Pour le premier cas, nous avons 5018,76KN et pour le second cas, nous avons 3661,62 KN.

**Mots-clés** : Efforts tranchants, structure irrégulière, sismique, spectre de réponse, Code Parasismique Algérien

### Abstract

The objective of this project is to study and compare the results between the equivalent static method and the spectral method for calculating the earthquake effect for use in building homes and commercial buildings in an urban environment, located to Algeria. Knowing that this area is classified as high seismicity zone (zone III). After calculated with a preliminary design of structural elements according to (BAEL 91: Reinforced Concrete to limit states) and (RPA 99 / version2003: Algerian Earthquake Regulations) Seismic analysis of the structure was conducted by the equivalent static method the numerical calculation of the calculation software (Robot). The first case we consider the structure with basement and second cases with basement. Comparing the results of shear forces to the base by the equivalent static method equal to 4366.28 KN and the spectral method equal to 3655.07 KN. For the first case, we 5018,76KN and for the second case, we 3661.62 KN.

**Keywords**: Algerian paraseismic code, irregular structure, shear forces, Spectrum.



*LISTE DES TABLEAUX*

<b>Tableau II.1</b> : Charge et surcharges-plancher terrasse.....	20
<b>Tableau II.2</b> : Charge et surcharges -étage courant.....	21
<b>Tableau II.3</b> : Charges et surcharges-balcon.....	22
<b>Tableau II.4</b> : charges -murs extérieur.....	23
<b>Tableau II.5</b> : charges- cloisons.....	24
<b>Tableau II.6</b> : Evaluation des charges permanentes de palier.....	27
<b>Tableau II.7</b> : Evaluation des charges permanentes de volée.....	28
<b>Tableau II.8</b> : section des poteaux d'angles.....	35
<b>Tableau II.9</b> : Section des poteaux centraux.....	36
<b>Tableau II.10</b> : Section des poteaux rives.....	37
<b>Tableau II.11</b> : Sections des poteaux.....	38
<b>Tableau III.1</b> : Valeurs de pénalités.....	49
<b>Tableau III.2</b> : Estimation du poids total de structure 1ere cas.....	50
<b>Tableau III.3</b> : résumé des résultats 1ère cas.....	51
<b>Tableau III.4</b> : Estimation du poids total de structure 2ème cas.....	51
<b>Tableau III.5</b> : résumé des résultats 2ème cas.....	52
<b>Tableau III.6</b> : Spectre d'accélération.....	53
<b>Tableau III.7</b> : Distribution verticale de la force sismique-sens x (1ère cas).....	55
<b>Tableau III.8</b> : Distribution verticale de la force sismique-sens y (1ère cas).....	55
<b>Tableau III.9</b> : Distribution vertical de la force sismique-sens x ( 2ème cas).....	56
<b>Tableau III.10</b> : Distribution vertical de la force sismique-sens y (2ème cas).....	56
<b>Tableau III.11</b> : Effort tranchants et moments fléchissant 1ère cas.....	57
<b>Tableau III.12</b> : Effort tranchants et moments fléchissant 2ème cas.....	57
<b>Tableau III.13</b> : résultats des déplacements sens x (1ère cas).....	59

## LISTES DES TABLEAUX

---

<b>Tableau III.14</b> : Vérification des déplacements sens x (1ère cas).....	59
<b>Tableau III.15</b> : résultats des déplacements sens y (1ère cas).....	59
<b>Tableau III.16</b> : Vérification des déplacements sens y (1ère cas).....	60
<b>Tableau III.17</b> : résultats des déplacements (1ère cas).....	60
<b>Tableau III.18</b> : Vérification des déplacements sens x (2ème cas).....	61
<b>Tableau III.19</b> : résultats des déplacements sens y (2ème cas).....	61
<b>Tableau III.20</b> : Vérification des déplacements sens y (2ème cas).....	61
<b>Tableau III.21</b> : Vérification vis à vis de l'effet P -sens x 1ere cas.....	63
<b>Tableau III.22</b> : Vérification vis à vis de l'effet P -sens y 1ere cas.....	64
<b>Tableau III.23</b> : Vérification vis à vis de l'effet P -sens x 2ème cas.....	64
<b>Tableau III.24</b> : Vérification vis à vis de l'effet P -sens y 2ème cas.....	65
<b>Tableau III.25</b> : Période et facteurs de participation massique 1ère cas.....	67
<b>Tableau III.26</b> : Période et facteurs de participation massique 2ème cas.....	69
<b>Tableau IV-1</b> : Déformation du bâtiment par deux méthode mode 1 1 <sup>er</sup> cas.....	79
<b>Tableau IV-2</b> : Déformations du bâtiment par deux méthode mode 2 1 <sup>er</sup> cas.....	80
<b>Tableau IV-3</b> : Déformation du bâtiment par deux méthode mode 1 2 <sup>ème</sup> cas.....	81
<b>Tableau IV-4</b> : Déformation du bâtiment par deux méthode mode 2 2 <sup>ème</sup> cas.....	82
<b>Tableau IV-5</b> : Contribution du mode 1 aux efforts tranchants du bâtiment sens x 1 <sup>er</sup> cas....	84
( <b>Tableau IV-6</b> ): Contribution du mode 2 aux efforts tranchants du bâtiment sens y 1 <sup>er</sup> cas..	85
<b>Tableau IV-7</b> : Contribution du mode 1 aux efforts tranchants du bâtiment sens x 2 <sup>ème</sup> cas..	86
<b>Tableau IV-8</b> : Contribution du mode 2 aux efforts tranchants du bâtiment sens y 2 <sup>ème</sup> cas..	87
( <b>Tableau IV-9</b> ): des efforts tranchants du bâtiment deux méthode sens x 1 <sup>er</sup> cas.....	89
<b>Tableau IV-10</b> : des efforts tranchants du bâtiment deux méthode sens y 1 <sup>er</sup> cas.....	90
<b>Tableau IV-11</b> : des efforts tranchants du bâtiment deux méthode sens x 2 <sup>er</sup> cas.....	91
<b>Tableau IV-12</b> : des efforts tranchants du bâtiment deux méthode sens y 2 <sup>er</sup> cas.....	92



LES FIGURES

<b>Figure. I.1</b> : Plan de situation du projet.....	2
<b>Figure. I.2</b> : Plan de sous sol.....	5
<b>Figure. I.3</b> : Plan de RDC.....	6
<b>Figure. I.4</b> : Plan de 1ère étage.....	7
<b>Figure. I.5</b> : Plan de étage courant.....	8
<b>Figure. I.6</b> : Plan coupe A-A.....	9
<b>Figure. I.7</b> : Plan coupe B-B.....	10
<b>Figure. I.8</b> : Plan de façade.....	11
<b>Figure. I.9</b> : diagramme parabole rectangle des Contraintes Déformations du béton.....	15
<b>Figure. I.10.</b> Diagramme parabole rectangle des Contraintes de Déformations du béton.....	16
<b>Figure. II-1</b> : Plancher terrasse inaccessible.....	20
<b>Figure. II-2</b> : Plancher étage courant.....	21
<b>Figure. II-3</b> : balcon.....	22
<b>Figure. II-4</b> : Coupe de mur extérieur.....	23
<b>Figure. II-5</b> : coupe de Cloisons.....	24
<b>Figure. II-6</b> : cage d'ascenseur.....	25
<b>Figure. II-7</b> : type Escaliers .....	26
<b>Figure. II-8</b> : Dimensions à respecter pour les poutres.....	29
<b>Figure. II-9</b> : coupe de voile .....	30
<b>Figure. II-10</b> : type de poteaux.....	33
<b>Figure. II-11</b> : poteau d'angle.....	34
<b>Figure. II-12</b> : poteau central.....	35
<b>Figure. II-13</b> : poteau de rive.....	36
<b>Figure. III-1</b> : robot structural analysis Professional 2014.....	44
<b>Figure. III-2</b> : Disposition des voiles de contreventement par RDC + Etage courant 1ère cas.....	65
<b>Figure. III-3</b> : Disposition des voiles de contreventement par Sous Sol 2ème cas.....	66
<b>Figure. III-4</b> : Disposition des voiles de contreventement par RDC + Etage courant 2ème cas.....	66
<b>Figure. III-5</b> : Mode 1 translation 1ère cas.....	67
<b>Figure. III-6</b> : Mode 2 translation 1ère cas.....	68

## LES FIGURES

---

<b>Figure. III-7</b> : Mode 3 rotation 1ère cas .....	68
<b>Figure. III-8</b> : Mode 1 translation 2ème cas.....	69
<b>Figure. III-9</b> : Mode 2 translation 2ème cas.....	70
<b>Figure. III-10</b> : Mode 3 rotation 2ème cas.....	70
<b>Figure. IV.1</b> .Modes et périodes propres de vibration du bâtiment mode 1.1 <sup>er</sup> cas.....	80
<b>Figure. IV.2</b> .Modes et périodes propres de vibration du bâtiment mode 2 1 <sup>er</sup> cas.....	81
<b>Figure. IV.3</b> .Modes et périodes propres de vibration du bâtiment mode 1 2 <sup>ème</sup> cas.....	82
<b>Figure. IV.4</b> .Modes et périodes propres de vibration du bâtiment mode 2. 2 <sup>ème</sup> cas.....	83
<b>Figure. IV.5</b> . Contribution du mode 1 aux efforts tranchants du bâtiment sens x 1 <sup>er</sup> cas.....	84
<b>Figure. IV.6</b> . Contribution du mode 2 aux efforts tranchants du bâtiment sens y 1 <sup>er</sup> cas.....	85
<b>Figure. IV.7</b> . Contribution du mode 1 aux efforts tranchants du bâtiment sens x 2 <sup>ème</sup> cas.....	86
<b>Figure. IV.8</b> . Contribution du mode 2 aux efforts tranchants du bâtiment sens y 2 <sup>ème</sup> cas.....	87
<b>Figure. IV.9</b> . Comparaison des efforts tranchants du bâtiment 1 <sup>er</sup> cas. Sens x.....	89
<b>Figure. IV.10</b> . Comparaison des efforts tranchants du bâtiment 1 <sup>er</sup> cas. Sens y.....	90
<b>Figure. IV.11</b> . Comparaison des efforts tranchants du bâtiment 2 <sup>ème</sup> cas. Sens x.....	91
<b>Figure. IV.12</b> . Comparaison des efforts tranchants du bâtiment 2 <sup>ème</sup> cas. Sens.....	92

*Principales notations utilisées*

H : Hauteur totale de bâtiment.

L long : Longueur totale.

L trans : largeur totale.

$f_{cj}$  : Résistance à la compression.

$f_{tj}$  : Résistance à la traction.

$f_{bu}$  : Contrainte ultime du béton en compression.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton

$f_{ctd}$  : contrainte ultime de cisaillement

$\nu$  : coefficient de poisson.

**G** : charge permanente.

**Q** : charge d'exploitation.

$B_r$  : section réduite du béton.

h : hauteur.

L : longueur.

S : surface.

$T_x$  : période fondamentale dans le sens x.

$T_y$  : période fondamentale dans le sens y.

M : moment fléchissant.

W : poids total de la structure.

$h_c$  : hauteur du corps creux.

$\xi$  : pourcentage d'amortissement

S : Fréquence de vibration

$\zeta$  : Angle de déphasage

## Principales notations utilisées

---

$g$  : accélération de la pesante.

$A$  : coefficient d'accélération de zone

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement

$T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

$Q$  : facteur de qualité.

$D$  : est un facteur d'amplification dynamique moyen

$C_t$  :

$R$  : coefficient de comportement globale de la structure

$W$  : poids total de la structure

$(W_i ; W_j)$  : poids revenant aux planchers  $(i,j)$ .

$\beta$ : coefficient de pondération

$F_i$  : effort horizontale revenant au niveau  $i$ .

$h_i$  : le niveau ou d'exerce la force  $F_i$

$\Delta_K$  : Le déplacement relatif au niveau

$h_e$  : hauteur de l'étage

$\delta_K$  : déplacement horizontale à chaque niveau  $K$ .

$\delta_{K-1}$  : déplacement du aux forces sismique  $F_i$  ( y comparais l'effet de torsion).

$T$  : la période de la structure.

$W_k$  : masse de niveau  $k$ .

$F_k$  : force sismique au niveau  $k$ .

$g$  : accélération.

$d_{\min}$  : largeur minimale de joint sismique.

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k"

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau "k"

$h_k$  : hauteur de l'étage "k"

## Introduction Générale

Les séismes sont parmi les catastrophes naturelles les plus dévastateurs, ils constituent une activité géologique naturelle, ils induisent des destructions importantes et occasionnent des pertes considérables en vies humaines et d'importants dégâts matériels. Ils touchent tous les pays du méditerranée, notamment l'Algérie.

Les bâtiments dont la répartition de leurs éléments structuraux est régulière en plan offrent une meilleure résistance aux séismes, comparés à des bâtiments comportant des éléments structuraux répartis de manière irrégulière en plan. Cette faible résistance est due essentiellement à une distribution inégale et des rigidités du bâtiment suivant son plan horizontal engendrant ainsi lors d'un séisme des efforts supplémentaires dus aux effets de torsion.

Le but de notre travail est donc d'analyser la répartition des charges sismiques d'un bâtiment contreventé par des voiles en béton armé, à l'aide de la méthode statique équivalente du code parasismique algérien RPA 99 (version 2003) et par l'analyse modale spectrale établie par ce même code. Le bâtiment est implanté à Borj EL Kiffane , wilaya d'Alger , classée selon le règlement parasismique algérien (RPA99-version 2003) comme zone de sismicité élevée (zone III). Ces méthodes sont toutes deux autorisées par la réglementation parasismique pour ce type de bâtiment puis qu'il ne possède aucune irrégularité apparente selon ses plans.

Une étude comparative est menée afin de montrer les différences susceptibles d'exister entre les actions statique et dynamique en termes des efforts tranchants et d'expliquer les causes de ces différences. Dans un premier temps l'analyse modale spectrale utilisée, ensuite c'est la méthode statique équivalente. Les résultats issus des deux méthodes sont comparés et les causes des différences sont discutées.

# Chapitre I : présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

---

## I.1.Introduction:

Toute étude en génie civil de projet d'un bâtiment a pour but d'assurer la stabilité et la résistance de l'ouvrage, afin d'assurer la sécurité des usagers. Dans notre pays, on utilise souvent le béton armé comme matériau de construction, parce qu'il est disponible par sa matière première disponible, donc le moins cher par rapport aux autres matériaux et le mieux maîtrisé.

## I.2. Présentation du projet:

Notre projet consiste à étudier un tour multifonctionnelle de R+6 étage + sous-sol comportant 40 logements au sein d'un quartier d'habitation, situé à Champdetire-Borj EL-Kiffane, wilaya d'Alger. L'assiette du terrain sur laquelle est prévu ce projet est d'une superficie de 473 m<sup>2</sup>. (Figure I.1)



(Fig. I.1). Plan de situation du projet.

- Le sous-sol avec parking
- Le RDC des Boutique, cafétéria, Restaurant
- Les étages logement d'habitation

## I.3. Caractéristiques de la structure :

### I.3.1. Dimensions en élévation:

- Hauteur totale de bâtiment.....H=25,24m.
- Hauteur de RDC.....h= 4,08m
- Hauteur d'étage courant.....h=3,06m.
- Hauteur d'étage sous-sols.....h = 2,80m.

### I.3.2. Dimensions en plans :

- Longueur totale..... L long =22 m.
- largeur totale ..... L trans=21,50m.

### I.3.3. Données du site :

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par les règles parasismiques Algériennes 99/ version 2003 comme zone de sismicité élevé (Zone III).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2
- Le site est considéré comme meuble (S3).
- Contrainte admissible du sol sol = 3.00 bar.

### I.3.4. Définition des éléments de l'ouvrage :

#### **Ossature:**

- Cet ouvrage est en béton armé et pour qu'il résiste à l'effort du séisme, le RPA 99/03 exige que pour toute structures dépassant une hauteur de 17 mètres en Zone III, le type de contreventement sera un contreventement mixte (voile- portique) ou voile.

#### **Plancher:**

C'est une aire généralement plane destinée à séparer entre les niveaux, on distingue :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

#### **Escalier:**

- Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre de type « Escalier droit » qui sera réalisé en béton armé coulé sur place.

## **Chapitre I : présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux**

---

### **Maçonnerie:**

On distingue :

- Mur extérieur (double cloison).
- Mur intérieur (une cloison).

### **Balcon:**

- Dans notre structure les balcons sont représentés par différentes formes.

**Les plans architecturaux :**













### I.4. caractéristique des matériaux:

#### I.4.1. Introduction :

Dans notre étude, nous avons utilisé, le règlement du béton armé aux états limite à savoir le BAEL91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA99/2003. Le règlement BAEL91 est basé sur les états limites définies ci-dessous.

#### I.4.2. Définition :

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un des éléments (tel que la stabilité et la durabilité) est strictement satisfaite et cesserait d'être en cas de modification défavorable d'une action (majoration ou minoration selon le cas).

On distingue deux états limites:

##### **a/ état limite ultime : (ELU)**

Correspondant à la limite :

- Soit de l'équilibre statique de la construction (pas de renversement).
- Soit de la résistance de l'un des matériaux (pas de rupture).
- Soit de la stabilité de forme.

##### **b : état limite de service : (ELS)**

Définissant les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés.

- état limite de compression du béton.
- état limite d'ouverture des fissures.
- état limite de déformation.

#### I.4.3. Le Béton :

On appelle béton un matériau constitué par le mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats (sable et gravier) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant). Le matériau ainsi obtenu sera coulé et son durcissement aura les qualités suivantes:

- la résistance mécanique, essentiellement résistance à la compression simple, et pour certains usages spéciaux, la résistance à la traction.
- la résistance aux agents agressifs, eau de mer, acides, etc.,

## Chapitre I : présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

---

- les déformations instantanées et surtout différées, que l'on souhaite généralement la plus faible possible.
- la maniabilité au moment de la mise en œuvre, que peut être définie comme l'aptitude du béton à remplir parfaitement le moule qui lui est offert sans ségrégation
- l'on peut enfin rechercher certaines qualités spéciales, telles que la masse spécifique, aussi élevée que possible (béton lourd) ou aussi faible que possible (béton léger)

### a. Dosage du béton:

Dans un mètre cube de béton, on a les proportions suivantes :

- Ciment (CPS 1.2A42.5) dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$
- Sable grossier  $0 < D_g < 5 \text{ mm}$  400 L →
- Gravier  $15 < D_g < 25 \text{ mm}$  800 L →
- Eau de gâchage 175 L

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre  $2200 \text{ Kg/m}^3$  et  $2400 \text{ Kg/m}^3$

### b. Résistances mécaniques du béton:

#### b.1 Résistance à la compression $f_{cj}$ :

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique, par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté " $f_{c28}$ ") déterminée par essai sur éprouvettes cylindriques de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur.

Pour un dosage courant de  $350 \text{ Kg/m}^3$  de ciment CPA325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ( $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ).

Selon le CBA 93: Avant durcissement total à j jours tel que  $j \geq 28$  jours, la résistance à la compression est :

$$f_{cj} = 0,685 f_{c28} \log^{10} j + 1 \quad (\text{I.1})$$

et pour  $j = 28$  jours

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28}$$

#### b.2 Résistance à la traction $f_{tj}$ :

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

-Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.

-Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien).

La résistance caractéristique à « J » jours se déduit conventionnellement par la relation:

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \quad (I.2)$$

avec :

$$f_{c,j} = 40 \text{MPa}$$

pour:

$$f_{c28} = 25 \text{MPa} \quad f_{t28} \approx 1 \text{MPa}$$

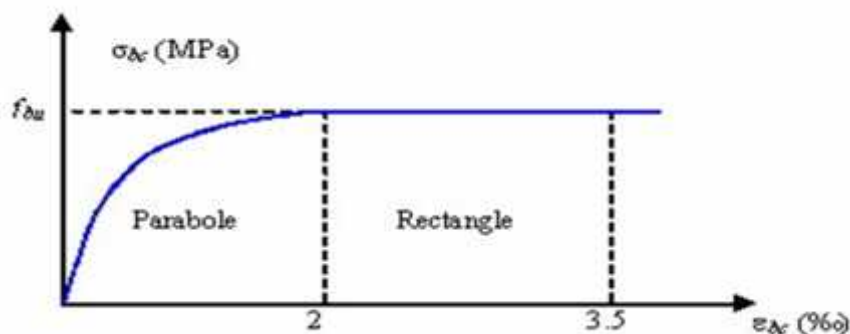
### c. Contraintes limites:

#### c.1 État limite ultime (ELU):

##### c.1.1 Contrainte ultime du béton:

Pour le calcul à l'E.L.U, on adopte le diagramme dit "parabole –rectangle" (Fig. I.7). En compression pure, le diagramme est constitué par la partie parabole du graphe ci-dessous, les déformations relatives étant limitées à 2‰.

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle.



(Fig. I.9): diagramme parabolique rectangle des Contraintes Déformations du béton.

avec:

-  $f_{bu}$  : Contrainte ultime du béton en compression :

$$f_{bu} = \frac{0,85f_{cj}}{\theta\gamma_b} \quad (I.3)$$

-  $\gamma_b$ : Coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons normales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

-  $\theta$  : 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 24h, 0.9 lorsque celle durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h

### c.1.2 Contrainte ultime de cisaillement :

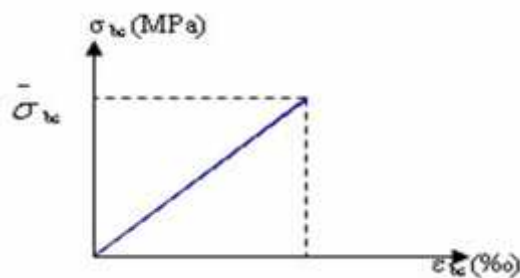
La contrainte ultime de cisaillement est limitée par :  $\leq \bar{\tau}$

$\tau = \min(0,13f_{c28} , 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$  cas normal (fissuration peu nuisible).

$\bar{\tau} = \min(0,10f_{c28} , 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$  cas où la fissuration est préjudiciable.

### d. État limite de service (ELS) :

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité.



## Chapitre I : présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

---

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

avec:

$$\begin{aligned}\bar{\sigma}_{bc} &= 0,6 f_{c28} \\ \bar{\sigma}_{bc} &= 15 \text{ MPA}\end{aligned}$$

Le module de déformation longitudinale instantanée, pour un chargement de durée d'application inférieure à 24 heures, est donné par:

$$E_{ij} = 11000^3 \bar{f}_{c_j} \quad (I.4)$$

On a pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$   $E_{ij} \rightarrow 2164,195 \text{ MPa}$

Le module de déformation longitudinal différée du béton  $E_{vj}$  est donné par les formules suivantes:

$$E_{vj} = 3700^3 \bar{f}_{c_j} \quad (I.5)$$

On a pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$   $E_{vj} \rightarrow 9818,16 \text{ MPa}$

### f. coefficient de poisson €1

On appelle coefficient de poisson le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative.

$\nu = 0,2$  dans le cas des états limitent de services.

$\nu = 0$  dans le cas des états limites ultime.

### **II.1.Introduction:**

Avant d'entamer l'évaluation de différentes charges et le calcul des éléments, l'ossature doit être pré dimensionnée on respectant certains conditions et règlements en vigueur, Cela permet d'assurer la bonne tenue de l'ensemble de la structure.

Pour le pré dimensionnement, on utilise les règles suivantes:

- Règles parasismiques Algériennes RPA 99 / VERSION 2003 ;
- Règles de Conception et de Calcul des structure en béton armé CBA93 ;
- Document Technique Réglementaire: charges permanentes et charges d'Exploitation

(DTR), la descente de charges consiste à calculer successivement pour chaque élément de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher :

**G**:charge permanente.

**Q** : charge d'exploitation.

#### **II.1.1.Les charges permanentes :**

La charge permanente correspond au poids propre des éléments porteurs, ainsi que les poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tels que : plafond, enduits, et revêtements quelconques, et les éléments de la construction soutenus ou supportés par les éléments porteurs tels que : cloisons fixes, conduits de fumée, gaines de ventilation.

#### **II.1.2. Les charges d'exploitations :**

Les charges d'exploitation sont celles qui résultent de l'usage des locaux par opposition au poids des ouvrages qui constituent ces locaux, ou à celui des équipements fixes, Elles correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes.

### **II.2.Prédimensionnement et descente de charges:**

#### **II.2.1.Prédimensionnement :**

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2, 3 ou 4 appuis (poutres, poutrelles ou murs). Ce type d'élément travail essentiellement en flexion.

L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance. Dans cette étude, on a adopté pour des planchers qui dépendent de la largeur et la charge du plancher en corps creux :

### **II.2.1.1. Résistance au feu :**

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

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

### **II.2.1.2. Isolation acoustique :**

La loi masse déterminant un bon confort acoustique exige une épaisseur ( $e$ ) selon la nature des bruits :

Contre les bruits aériens :  $p_{\text{plancher}} = 400 \text{ kg/m}^2 \quad 2500 * e = 350 \text{ kg/m}^2$

$e = 16 \text{ cm}$

Contre les bruits d'impacts :  $M_{\text{plancher}} = 350 \text{ kg/m}^2 \quad 2500 * e = 350 \text{ kg/m}^2$

$e = 14 \text{ cm}$ .

### **II.2.1.3. Résistance à la flexion :**

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

- Dalle reposant sur deux appuis :  $L_x/35 \quad e = L_x/40$

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :  $L_x/50 \quad e = L_x/40$

$L_x$  : étant la plus petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

$\rho = a/b$  ( $a, b$  : sont les dimensions du panneau le plus chargé).

$\rho = 4.05/5.00 = 0.81 > 0.4$  ; La dalle porte sur deux sens.

Dans notre cas les dalles reposant sur 4 appuis ont une portée  $L_x$  égale à 4.05 m.

On aura donc :  $(4.05/50) \text{ m} \quad e = (4.05/40) \text{ m}$

Soit : 8,1 cm  $e = 10,125 \text{ cm}$  donc : On prend  **$e = 10 \text{ cm}$**  .

Nous retenons donc comme épaisseur des dalles  $e = 16 \text{ cm}$  sous réserve de vérifier la condition de flèche.

**II.2.1.4. Conditions de flèches:**

La condition a vérifiée est la suivante :  $f_{\max} \leq L_{\max}/500$

$f_{\max}$  : La flèche maximum a le calculée pour une poutre encastree a ses extremités

le calcul RDM nous donne :  $f_{\max} = 5q L_x^4/384EI$

$$5 \times q \times L_x^4 / 384EI \leq L_x / 500 \quad \text{avec : } I = b \times e^3 / 12$$

$$\text{D'ou : } e \geq \sqrt[3]{\frac{3 \cdot (3 \cdot 10^4 \cdot q \cdot L_x^3)}{384 \cdot E \cdot b}}$$

Pour ce faire en considere une bande de la dalle de largeur  $b = 1$  m et est supposee encastree a ses deux extremités, les charges revenantes a celle-ci sont les suivantes :

$G = 725 \text{ Kg/m}^2$  —————> charge permanente.

$Q = 150 \text{ Kg/m}^2$  —————> surcharge d'exploitation .

Ceci donne :  $q = (725 + 150) \cdot 1.00 = 875 \text{ Kg/ml}$ .

$E = 30822,5 \text{ MPa} = 308225 \text{ Kg/cm}^2$  .

$$\text{D'ou: } e \geq ((3 \cdot 10^4 \times 875 \cdot 10^{-2} \times 500^3) / (384 \times 308225 \times 100))^{1/3} = 14.04 \text{ cm}$$

On prend :

$$e = 16 \text{ cm}$$

Finalement l'epaisseur a retenir doit etre :  $e = \max (e_i) = 16 \text{ cm}$

Donc :

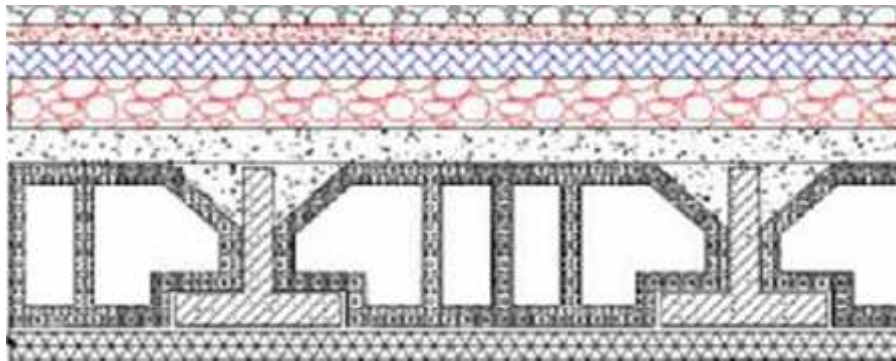
$$e = 16 \text{ cm}$$

Alors, notre dalle est d'epaisseur :  $e_p = (16+4) \text{ cm}$  (dalle a corps creux).

**II. 2.2. Evaluation des charges :**

Le but est de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur de la structure

**A. plancher terrasse inaccessible :** il est composé comme il est indiqué sur la (Fig. II-1)



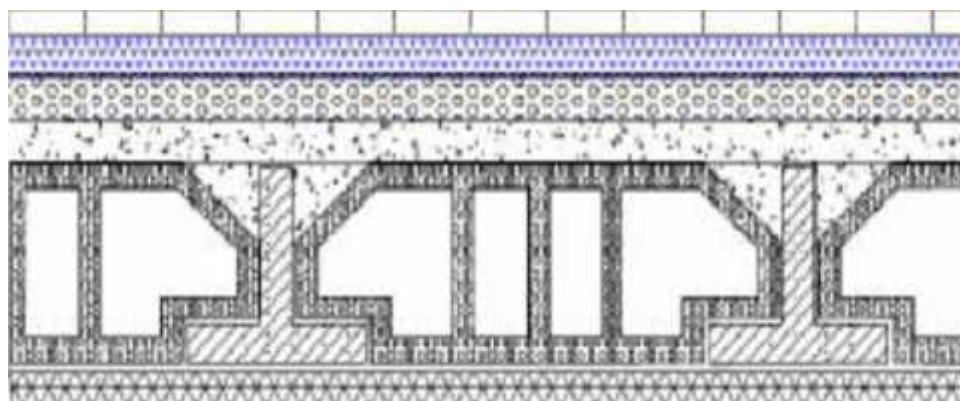
**Figure. II-1.** Plancher terrasse inaccessible.

Le tableau II.1 comme indiqué si dessous nous montre les différents poids volumique et surfacique des éléments constituant du plancher terrasse.

**Tableau II.1 :** Charge et surcharges-plancher terrasse.

N	Type de matériau	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillons de protection	4	16	0,64
2	Etanchéité multicouche	2	6	0,12
3	Forme de pente (10cm) en béton non armé	10	22	2,20
4	Isolation thermique	4	4	0.16
5	Plancher corps ceux	16+4	13,6	2,72
6	Enduit en ciment	2	18	0,36
				<b>G = 6,20 KN/m<sup>2</sup></b> <b>Q = 1,50 KN/m<sup>2</sup></b>

**B. Plancher étage courant** : il est composé comme il est indiqué sur la (Fig.II-2)



**Figure. II-2.** Plancher étage courant.

Le tableau II.2 comme indiqué si dessous nous montre les différents poids volumique et surfacique des éléments constituant les plancher étage courant.

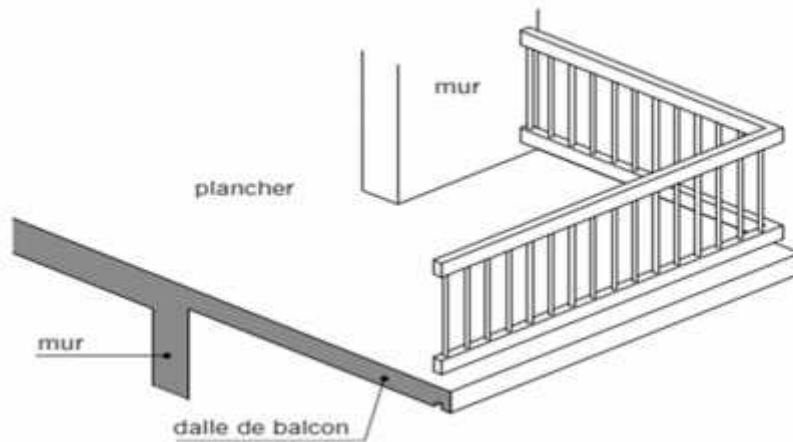
**Tableau II.2 :** Charge et surcharges -étage courant.

N	Type de matériau	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	2	22	0,44
2	Mortier de pose	3	20	0,60
3	Sable	2	18	0,36
4	Plancher coups creux	16+4	13,6	2,72
5	Enduit ciment	2	18	0,36
6	Cloisons de répartition	-	-	1,00
				<b>G = 5.48 KN/m<sup>2</sup></b> <b>Q = 1.50 KN/m<sup>2</sup></b>

**C. Plancher étage courant:**

Il est composé comme l'étage courant : **G = 5.48 KN/m<sup>2</sup>**  
 La charge d'exploitation en étage : **Q = 1.50 KN/m<sup>2</sup>**

**D. Balcons :**



**Figure. II-3.balcon.**

Pré dimensionnement :

En général, le balcon est constitué d'une dalle pleine appuis sur deux consols ; l'épaisseur est conditionnée par :

$$(L_{\max} / 15) \leq e \leq (L_{\max} / 20) + 0,07$$

Avec :  $L_{\max} = 125 \text{ cm} \longrightarrow (125/15 = 8,33 \text{ cm}) < e < (125/20) + 0,07 = 13,25 \text{ cm}$

On prend :  $e = 12 \text{ cm}$

Le tableau II.3 comme indiqué ci-dessous nous montre les différents poids volumique et surfacique des éléments constituant les balcons.

**Tableau II.3 : Charges et surcharges-balcon.**

N	Type de matériau	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	2	0,22	0,44
2	Mortier de pose	3	0,20	0,60
3	Dalle pleine	12	0,25	3
4	Garde de corps métallique	-	-	0,10
5	Enduit ciment	2	18	0,36
				<b>G = 4,5 KN/m<sup>2</sup></b> <b>Q = 3.5 KN/m<sup>2</sup></b>

**E. Acrotère :**

La surface de l'acrotère est :

$$S = (0,02*0,1)/2 + (0,08*0,1) + (0,1*0,8) = 0,089 \text{ m}^2$$

Le poids propre de l'acrotère est :

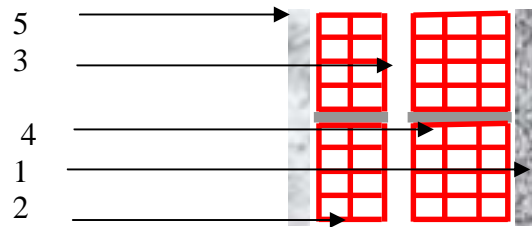
$$G = (0,089*2500) = 222,5 \text{ Kg/ml}$$

$$G = 2.225 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

**F. Murs extérieurs :**

Les murs extérieurs seront construits en double parois, par une lame d'air (5 cm)



**Figure. II-4.**Coupe de mur extérieur.

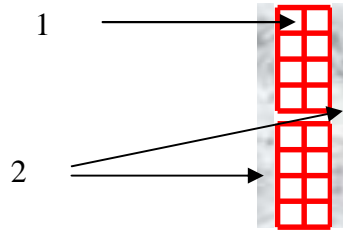
Le tableau II.4 comme indiqué si dessous nous montre les différents poids volumique et surfacique des éléments constituant les murs extérieur

**Tableau II.4 :** charges -murs extérieur

N	Type de matériau	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de ciment	2	18	0.44
2	Brique creuse	10	9	0.9
3	Lame d'air	5	–	–
4	Brique creuse	15	9	1.3
5	Enduit de plâtre	2	12	0.24
				<b>G = 2.88 KN/m<sup>2</sup></b>

**G. Cloisons :**

Les murs intérieurs (cloisons) auront 10 cm d'épaisseur



**Figure. II-5.**coupe de Cloisons.

Le tableau II.5 comme indiqué si dessous nous montre les différents poids volumique et surfacique des éléments constituant les cloisons.

**Tableau II.5 :** charges- cloisons

N	Type de matériau	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Brique creuse	10	9	0.9
2	Enduit plâtre sur deus faces	4	12	0,48
				G = 1.38 KN/m <sup>2</sup>

**H. Poutrelle :**

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux.pour le pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule empirique suivante:

$$L/25 < h_t < L/10$$

**L :** la portée de la poutrelle mesurée à des appuis

On a :

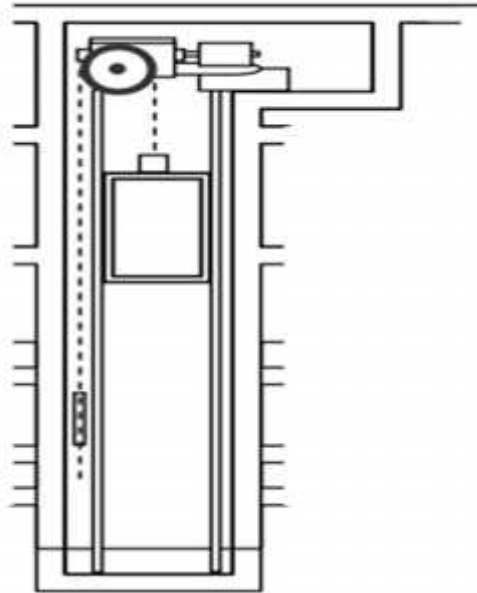
$$L = 4.05 \text{ m d'ou : } 405/25 = 16.2 \text{ cm} \quad h_t \quad 405/20 = 20.25 \text{ cm}$$

Donc on adopte une épaisseur de :  $h_t = 20 \text{ cm}$

Tel que :  $h_t = d + e$  avec :  $d = 16 \text{ cm}$  et  $e = 4 \text{ cm}$

### I. Locale d'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement par sa cabine et sa machinerie.



**Figure. II-6.**cage d'ascenseur.

- poids de la cabine vide :  $p_c = 23.5 \text{ KN}$
- charge d'exploitation (pour notre cas de six personnes) :  $P_e = 4.5 \text{ KN}$
- vitesse de l'ascenseur :  $V = 1 \text{ m/s}$

Pour évaluer la charge dynamique de l'ascenseur on va se baser sur :

Le principe de la conservation de l'énergie cinétique,  $E_c = \sum W_i$

$E_c$  = L'énergie cinétique.

$W_i$  = Le travail effectué.

Ainsi sur la loi de Newton :  $\sum F = M.a$

On va étudier le cas le plus défavorable dans une seule phase :

(L'accélération est positive et sa direction vers le bas).

$$g = 10 \text{ m/s}^2$$

$$v = 1 \text{ m/s (maximal)}$$

$$\text{On aura donc : } \frac{1}{2}M(V^2 - V_0^2) = F.H$$

$$\frac{1}{2}M(V^2 - V_0^2) = M(g+a) \dots \dots (1)$$

Avec :

V : La vitesse finale qui est égale a 1 m/s

V0 : La vitesse initiale qui est nulle.

M : La masse de cabine.

D'après Les calculs, on trouve :

Machinerie et action dynamique de l'ascenseur .....  $G = 9.17 \text{ KN/m}^2$

surcharge : .....  $Q = 1.17 \text{ KN/m}^2$

### J. Escaliers :

Les escaliers sont des éléments constituées d'une succession de gradins et permettent le passage à pied entre les différent niveaux d'un bâtiment, Ils sont composés d'un certain nombre des marches, contremarches, paliers et paillasse ; On appelle cage l'emplacement à l'intérieur au quel se situé l'escalier.

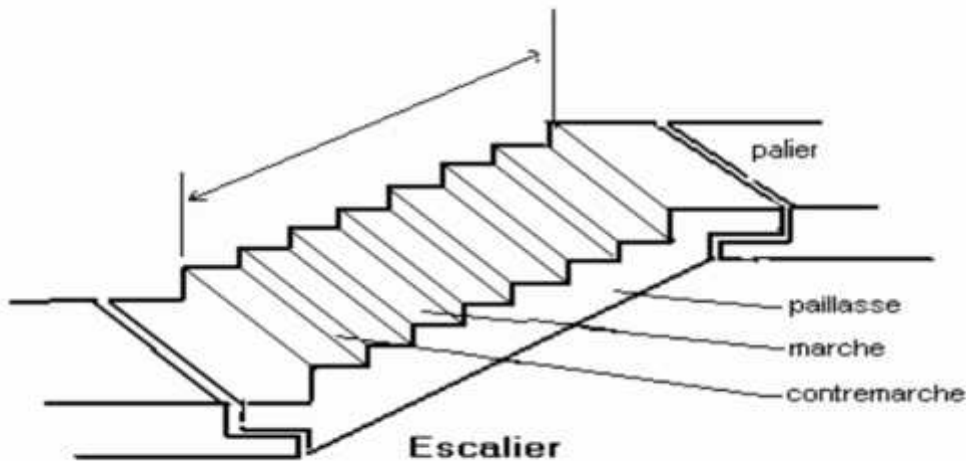


Figure. II-7. Type d'escaliers.

D'après les plans d'architecture on remarque qu'on a un seul type d'escaliers :

#### J.1. Prédimensionnement :

Les escaliers sont constitués de volées classique en béton armé reposant sur des paliers coulés sur place. Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marche (h), on utilise la formule de BLONDEL :  $59 < (g+2h) < 66$

#### J.2. Caractéristiques techniques :

On pose :  $h=17 \text{ cm}$

Giron (g) à partir de la formule de BLONDEL

On a :  $59 < 2h+g < 66 \longrightarrow 25 \text{ cm} < g < 32 \text{ cm}$

Dans le cas on a deux volées on aura :  $H = 3.06 \text{ m} / 2 = 1.53 \text{ m}$

Donc on adopté :  $h = 17 \text{ cm}$

$g = 30 \text{ cm}$

### J.3. Le nombre de contre marche et de marche :

$N_{cm} = H/2h$                       H : hauteur libre d'étage

$N_{cm} = 3.06/2*17 = 9$  contre marches.

$N_m = N_{cm} - 1 = 8$  marches.

#### La longueur de la volée :

$L_v = N_m * g = 8 * 30 = 240 \text{ cm}$

#### L'angle d'inclinaison :

$\text{tg}(\alpha) = H/L = 153/240 = 0,637$

$\alpha = \text{cotg}(0.637) = 32,51^\circ$

**L'épaisseur de la paille :** est calculée suivants la condition

$L/30 \text{ e } L/20$

$L = (l^2+H^2)^{1/2} = (240^2+153^2)^{1/2} = 284,62 \text{ cm}$

$284.6/30 \text{ e } 284.62/20$

$9.487 \text{ cm e } 14.231 \text{ cm}$

On adopte ;  $e = 14 \text{ cm}$  .....(pour les raisons de la vérification de la flèche)

### J.4. Descente de charge :

#### Palier :

Le tableau II.6 comme indiqué si dessous nous montre les différents poids volumique et surfacique des éléments constituant les paliers.

**Tableau II.6 :** Evaluation des charges permanentes de palier.

N	Type de matériau	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Marbre	2	28	0,56
2	Mortier de pose	2	20	0,4
3	Lit de sable	3	18	0,54
4	Dalle pleine	14	25	3,50
				G= 5.36 (KN/m <sup>2</sup> ) Q = 2.5 (KN/m <sup>2</sup> )

### Volée :

Le tableau II.7 comme indiqué ci-dessous nous montre les différents poids volumique et surfacique des éléments constituant les volées

**Tableau II.7 :** Evaluation des charges permanentes de volée.

N	Type de matériau	Épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>3</sup> )
1	Marbre (marche)	2	28	0,56
2	Marbre (contremarche)	(2*17)/30	28	0,32
3	Mortier de pose	2	20	0,4
4	Lit de sable	3	18	0,54
5	Poids propre de la marche	50*17	22	1,87
6	Poids propre de la paillasse	0,14/cos(32,51)	25	4,3
7	Enduit en ciment	2	20	0,36
				G = 8,40 KN/m <sup>2</sup> Q = 2.5 KN/m <sup>2</sup>

### K. Les poutres :

Selon les règles de BAEL 99, la section de la poutre est déterminée par les formules:

$$-L/15 < h_t < L/10$$

$$- 0.3h_t < b < 0.7h_t$$

Avec :

L : portée de la poutre.

$h_t$  : hauteur de la section.

b : largeur de la section.

les dimensions des poutre doivent respecter l'article 7,5,1 du RPA99/2003 suivant :

$$-b \geq 20 \text{ cm}$$

$$-h_t \geq 30 \text{ cm}$$

$$-h_t/b \leq 4$$

$$- b_{\max} = 1,5h_t + b_1$$

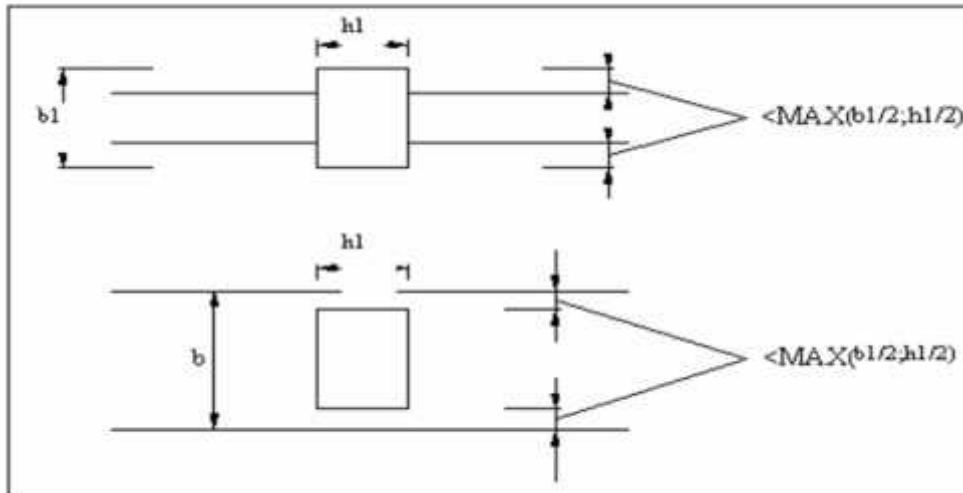


Figure. II-8. Dimensions à respecter pour les poutres.

Nous prendrons pour :

**K.1. Le sens longitudinal (X-X)**

$$L_{\max} = 5.00 \text{ m} \longrightarrow 0,33 \quad h_t = 0,5$$

On prend :  $h_t = 40 \text{ cm}$

$$12 < b < 28$$

On prend :

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

$$h_t/b = 1.33 < 4 \text{ (condition du RPA est vérifiée).}$$

Alors :

$$h_t = 40 \text{ cm}$$

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

**K.2. Le sens transversal (Y-Y)**

$$L_{\max} = 4.05 \text{ m} \longrightarrow 0,27 \quad h_t = 0.405$$

On prend :

$$h_t = 30 \text{ cm.}$$

$$9 < b < 21$$

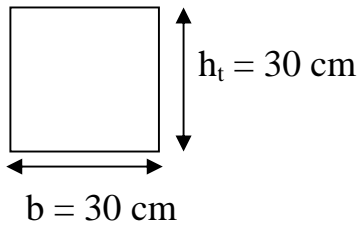
On prend :

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

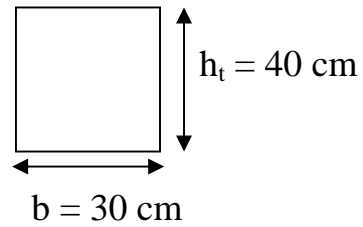
$$h_t/b = 1 < 4 \text{ (condition du RPA est vérifiée).}$$

Alors :  $h_t = 30 \text{ cm}$

$b = 30 \text{ cm}$



**Poutre transversale**



**Poutre longitudinal**

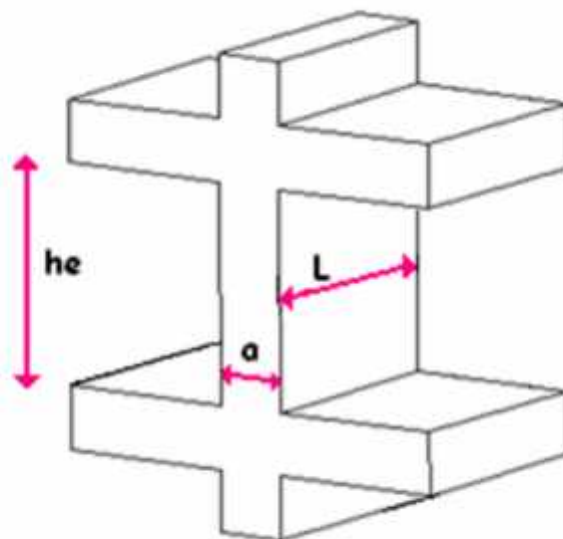
**L. Les voilées:**

On peut considérer deux types de voiles :

- Voile simple rectangulaire.

- Voile composé de plusieurs voiles simples, en forme de T U L H assemblés de façon rigide à former un ensemble rigide.

Selon l'article 7.7.1 du RPA 99/2003, seuls les éléments structuraux ayant un rapport  $L \geq 4$  sont considérés comme des voiles, avec une épaisseur minimale exigée par le même article de 15 cm.



**Figure. II-9. Coupe de voile.**

L : portée du voile

a : épaisseur du voile

La détermination de l'épaisseur doit tenir en compte des conditions de rigidité aux extrémités ainsi de l'échappé ( $h_e$ ).

sous sol :  $h_e = 2,80$  m; Donc :  $a > h_e/20 \longrightarrow a > 280/20 = 14$  cm

On prend :

$$a = 16 \text{ cm.}$$

La longueur minimale des voiles :

$$L_{\min} = 4 \cdot 16 = 64 \text{ cm}$$

RDC :  $h_e = 4,08$  m; Donc :  $a > h_e/20 \longrightarrow a > 408/20 = 20,4$  cm

On prend :

$$a = 22 \text{ cm.}$$

La longueur minimale des voiles :

$$L_{\min} = 4 \cdot 22 = 88 \text{ cm}$$

### **M . Les poteaux :**

Le calcul de la section du béton sera faite en compression centré, les règles de CBA 93 préconisent de prendre la section réduite en laissant 1 cm d'épaisseur sur tout sa périphérique en tenant compte de la ségrégation du béton,

D'après l'article B 8 4 1 du CBA 93 : l'effort normal ultime  $N_u$  agissant dans un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u \leq \frac{Br \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s}$$

D'après RPA99/version 2003 : zone (III)  $\longrightarrow A_s/Br = 0.80\%$

Et d'après les règles BAEL91 ; elles préconisent de prendre la section réduite

$$Br \geq \frac{N_u}{a \cdot 0.8\% \times \frac{f_e}{\gamma_s} + \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b}}$$

Tel que:

Br : Section réduite du poteau ( en  $\text{cm}^2$ )  $Br = (a-2)(b-2) \text{ cm}^2$

$A_s$  : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$f_{c28}$  : Résistance à la compression du béton = 25 MPa

$f_{bu}$  :  $0.85(f_{c28}/\gamma_b) = 14,17$  MPa

$f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier utilisé = 400 MPa

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité du béton = 1,5

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité de l'acier = 1,15

$\alpha$  : coefficient de correction qui dépend de l'élançement mécanique  $\lambda$  des poteaux et qui prend les valeurs suivantes :

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{pour } \lambda < 50$$

$$= 0.6 \frac{50^2}{\lambda^2} \quad \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$\lambda$  : L' élançement du poteau considéré.

On fixe l'élançement mécanique  $\lambda = 35$  pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où :  $\alpha = 0.708$

**Br** =  $0,0652 \times Nu$  ( Br en m<sup>2</sup> et Nu en MN)

### M.1. Calcul des Efforts normaux :

Les Charge permanentes due au poids propre :  $N_u$

Les charges d'exploitations : (lois de dégression

**Charge différentes :**

$$\bar{Q}_0 = Q_0$$

$$\bar{Q}_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\bar{Q}_2 = Q_0 + 0,95 Q_1 + Q_2 = Q_0 + 0,90 Q_1 + Q_2 + Q_3 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$Q_t = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \bar{Q}_i \quad \text{pour } n \leq 5$$

**Charges identiques :**

$$\bar{0} = Q_0$$

$$\bar{1} = Q_0 + Q$$

$$\bar{2} = Q_0 + 1.9Q$$

$$\bar{3} = Q_0 + 2.7Q$$

$$\bar{4} = Q_0 + 3.4Q$$

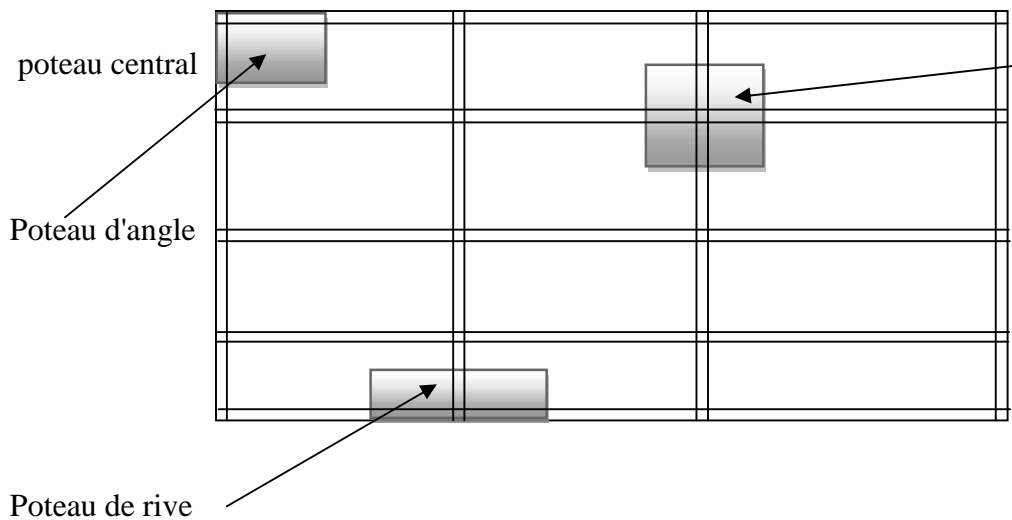
$$Q_t = Q_0 + \frac{3+n}{2} Q \text{ pour } n \leq 5$$

$$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

Pour une section carrée :  $Br = (a-0.02)^2$  ; d'ou :  $a = (Br)^{1/2} + 0.02$  (en m)

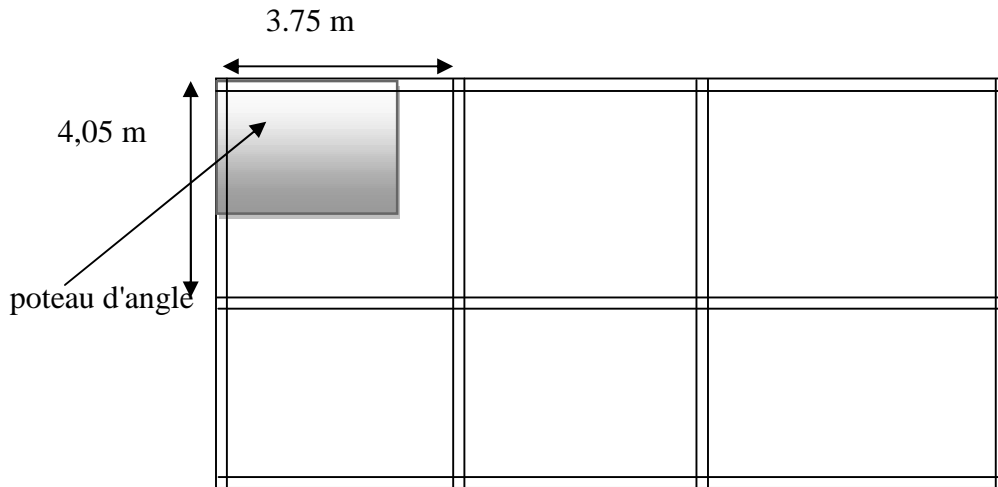
D'après le RPA 99. On prend une majoration dynamique de 1.2

Nous avons trois types des poteaux :



**Figure. II-10.**Type de poteaux.

**M.1.Poteau d'angle:**



**Figure. II-11.** poteau d'angle.

Le poteau le plus sollicité est à une surface offerte :  $S = \frac{4.05}{2} \times \frac{3.75}{2} = 3.80 \text{ m}^2$

**Calcul des charges et surcharges revenant au poteaux :**

**M.1.1. Niveau terrasse :**

- Planchers :  $6.20 \times 3.80 = 23.56 \text{ KN}$
- Poutres transversales :  $(3.75/2) \times 0.4 \times 0.3 \times 25 = 5.625 \text{ KN}$
- Poutres longitudinales :  $(4.05/2) \times 0.3 \times 0.3 \times 25 = 4.56 \text{ KN}$
- Surcharges :  $1.5 \times 3.80 = 5.7 \text{ KN}$

$$G_{\text{TERASSE}} = 33,745 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{TERASSE}} = 5.7 \text{ KN}$$

**M.1.2. Niveau étage sous sol et RDC et étage courant :**

- Planchers :  $5,48 \times 3.80 = 20,824 \text{ KN}$
- Poutres transversales :  $(3,75/2) \times 0,4 \times 0,3 \times 25 = 5,625 \text{ KN}$
- Poutres longitudinales :  $(4,05/2) \times 0,3 \times 0,3 \times 25 = 4,56 \text{ KN}$
- Surcharges :  $1,5 \times 3.80 = 5,7 \text{ KN}$

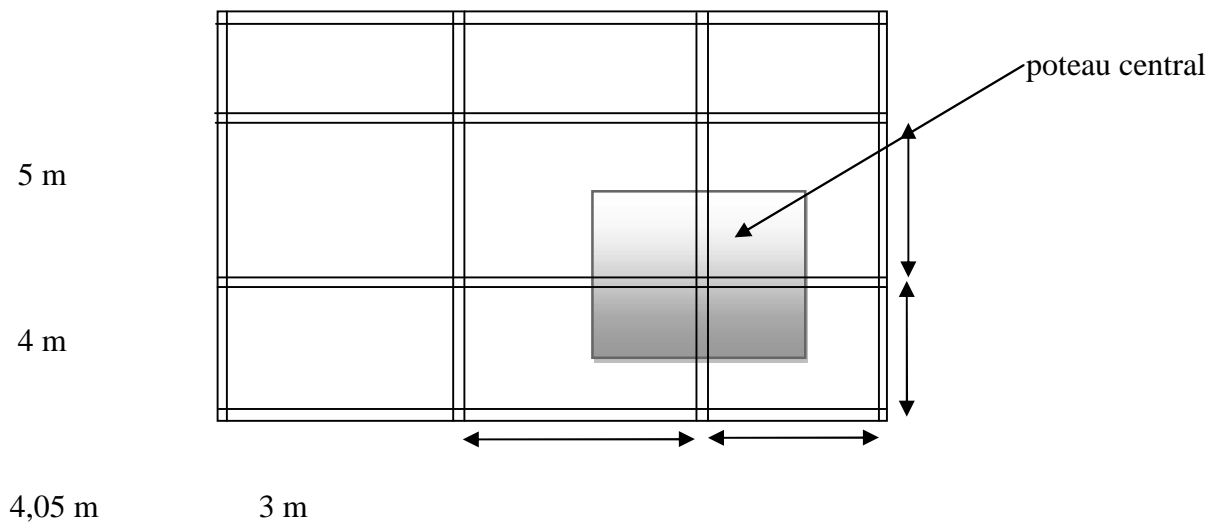
$$G_{\text{E.COURANT}} = 31,009 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{E.COURANT}} = 5.7 \text{ KN}$$

**Tableau II.8** :section des poteaux d'angles.

Niveaux	G (KN)	NG(KN)	Q(KN)	NQ(KN)	1.1NU (KN)	Br (cm <sup>2</sup> )	a(cm)= [(Br) <sup>1/2</sup> +2]*1.2	B
6	33,745	33,745	5,7	5,7	59,516	3,880	4,764	30*30
5	31.009	64,754	5,7	11,4	114,970	7,496	5,685	30*30
4	31.009	95,763	5,7	17,1	170,423	11,111	6,400	30*30
3	31.009	126,772	5,7	22,8	225,876	14,727	7,005	30*30
2	31.009	157,781	5,7	28,5	281,329	18,343	7,540	30*30
1	31.009	188,79	5,7	34,2	336,783	21,956	8,023	30*30
RDC	31.009	219,799	5,7	39,9	392,237	25,5734	8,468	30*30
S.SOL	31.009	250.808	5,7	45,6	447,690	29,189	8,883	30*30

**M.2.Poteau central :**



**Fig. II-12.** Poteau central.

Le poteau le plus sollicité est à une surface offerte :  $S = [5/2 + 4/2][4,05/2 + 3/2] = 15,863 \text{ m}^2$

**- Calcul des charges et surcharges revenant au poteau :**

**M.2.1. Niveau terrasse :**

- Planchers :  $6,20 * 15,863 = 98,351 \text{ KN}$
- Poutres transversales :  $(5/2 + 4/2) * 0,4 * 0,3 * 25 = 13,5 \text{ KN}$
- Poutre longitudinales :  $(4,05/2 + 3/2) * 0,3 * 0,3 * 25 = 7,932 \text{ KN}$
- Surcharges :  $1,5 * 15,863 = 32.804 \text{ KN}$

$G_{\text{TERASSE}} = 119,783 \text{ KN}$

$Q_{\text{TERASSE}} = 32,804 \text{ KN}$

**M.2.2. Niveau étage sous sol et RDC et étage courant :**

Planchers :  $5,48 \times 15,863 = 86,930 \text{ KN}$   
 Poutres transversales :  $(5/2 + 4/2) \times 0,4 \times 0,3 \times 25 = 13,5 \text{ KN}$   
 Poutres longitudinales :  $(4,05/2 + 3/2) \times 0,3 \times 0,3 \times 25 = 7,932 \text{ KN}$   
 Surcharges :  $1,5 \times 15,863 = 32.804 \text{ KN}$

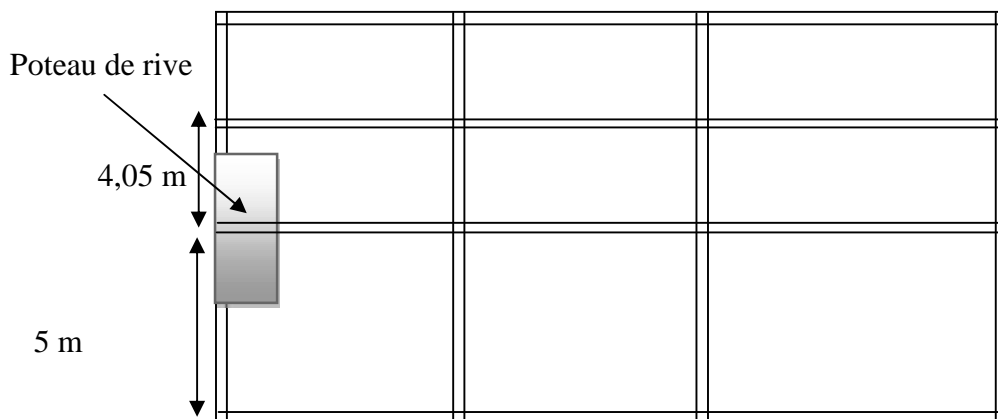
$G_{E.COURANT} = 108,362 \text{ KN}$

$Q_{E.COURANT} = 32,804 \text{ KN}$

**Tableau II.9 :** Section des poteaux centraux

Niveaux	G (KN)	NG(KN)	Q(KN)	NQ(KN)	1.1NU (KN)	Br (cm <sup>2</sup> )	A(cm)= [(Br) <sup>1/2</sup> +2]*1.2	B
6	119,783	119,783	32,804	32,804	232,004	15,127	7,067	35*35
5	108,362	228,145	32,804	65,608	447,048	29,147	8,879	35*35
4	108,362	336,507	32,804	98,412	662,093	43,168	10,284	35*35
3	108,362	444,869	32,804	131,216	877,137	57,189	11,475	35*35
2	108,362	553.231	32,804	164,02	1092,181	71,210	12,526	35*35
1	108,362	661,593	32,804	196,824	1307,225	85,231	13,4784	35*35
RDC	108,362	769,955	32,804	229,628	1522,269	99,252	14,355	35*35
S.SOL	108,362	878,317	32,804	262,432	1737,314	113,273	15,172	35*35

**M.3. Poteau de rive :**



**Fig. II-13.** Poteau de rive.

Le poteau le plus sollicité est à une surface offerte de :  $S = (5+4/2)(4.05/2) = 9,113 \text{ m}^2$

**- Calcul des charges et surcharges revenant au poteau :**

**M.3.1. Niveau terrasse :**

Planchers :  $6,20 \times 9,113 = 56,501 \text{ KN}$   
 Poutres transversales :  $(5/2 + 4/2) \times 0,4 \times 0,3 \times 25 = 13,5 \text{ KN}$   
 Poutre longitudinales :  $(4,05/2) \times 0,3 \times 0,3 \times 25 = 4,556 \text{ KN}$   
 Surcharges :  $1,5 \times 9,113 = 13,670 \text{ KN}$

$$G_{\text{TERASSE}} = 74,557 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{TERASSE}} = 13,670 \text{ KN}$$

**M.3.2. Niveau étage sous sol et RDC et étage courant :**

Planchers :  $5,48 \times 9,113 = 49,940 \text{ KN}$   
 Poutres transversales :  $(5/2 + 4/2) \times 0,4 \times 0,3 \times 25 = 13,5 \text{ KN}$   
 Poutres longitudinales :  $(4,05/2 + 3/2) \times 0,3 \times 0,3 \times 25 = 4,556 \text{ KN}$   
 Surcharges :  $1,5 \times 9,113 = 13,670 \text{ KN}$

$$G_{\text{E.COURANT}} = 67,996 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{E.COURANT}} = 13,670 \text{ KN}$$

**Tableau II.10 :** Section des poteaux rives.

Niveaux	G (KN)	NG(KN)	Q(KN)	NQ(KN)	1.1NU (KN)	Br (cm <sup>2</sup> )	a(cm)= [(Br) <sup>1/2</sup> +2]*1.2	B
6	74,557	74,557	13,670	13,670	133,273	8,69	5,937	30*30
5	67,996	142,553	13,670	27,34	256,802	16,74	7,310	30*30
4	67,996	210,549	13,670	41,01	380,332	24,79	8,375	30*30
3	67,996	278,545	13,670	54,68	503,861	32,85	9,278	30*30
2	67,996	346,541	13,670	68,35	627,391	40,91	10,075	30*30
1	67,996	414,537	13,670	82,02	750,920	48,96	10,796	30*30
RDC	67,996	482,533	13,670	95,69	874,450	57,01	11,461	30*30
S.SOL	67,996	550,529	13,670	109,36	997,980	65,07	12,080	30*30

**- Vérification de la section :**

**Par la RPA :** L'article 7.4.1 de RPA99 version 2003 exige :

pour la zone III on a :

$$\text{- Min (b}_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$$

-  $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$

-  $1/4 < b_1/h_1 < 4$

Toutes ces conditions sont vérifiées.

D'après le RPA99 les poteaux de rives et semi-rives doivent avoir des sections comparables à celles des poteaux centraux pour des raisons technique de réalisation et de rapidité d'exécution, et pour leur finalement, on adopte les sections suivantes :

**Tableau II.11** : Sections des poteaux.

Etage	Sous sol	RDC	1ere étage	2éme étage	3éme étage	4éme étage	5éme étage	6éme étage
Section (a*b)	40*40	40*40	35*35	35*35	35*35	30*30	30*30	30*30

### **Conclusion :**

Le présent chapitre a été consacré au prédimensionnement et à la définition des charges auxquelles est soumise une structure. Ces informations combinées avec la méthodologie d'analyse dynamique des structures qui sera présentée dans le chapitre suivant va nous permettre de déterminer les efforts internes dans la structure.

### **III.1. Introduction :**

Toutes les structures caractérisées par une masse et une élasticité peuvent effectuer des mouvements relatifs sous l'effet d'une action dynamique produite par des charges qui varient dans le temps ; telle qu'une secousse sismique qui impose aux constructions des accélérations particulières pouvant atteindre une fraction de la pesanteur. Dans ce cas la structure doit équilibrer non seulement les forces extérieures, mais également les forces d'inerties engendrées par ces accélérations.

### **III.2. Historique :**

Les tremblements de terre ont présentés depuis toujours un des plus graves désastres pour l'humanité. Leurs apparitions brusques et surtout imprévues, la violence des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqués la mémoire des générations. Parfois, les dommages sont comparables à un budget national annuel pour un pays, surtout si ses ressources sont limitées.

Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise économique, ou au moins une brusque diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période. L'Algérie est un pays où règne une activité sismique très importante. Il est impératif d'effectuer une analyse rigoureuse afin de s'assurer qu'en cas d'un séisme la structure ne subira pas de grandes déformations et que les déplacements resteront dans le domaine limite.

### **III.3. Le séisme :**

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Les tremblements de terre sont une menace pour l'homme principalement à travers leurs effets directs sur les ouvrages (tels que la ruine partielle ou totale) et peuvent par ailleurs provoquer des effets secondaires comme les incendies et les explosions. Comme ils sont aussi dangereux par leurs effets induits sur les sites naturels tels que les glissements de terrains et les raz-de-marée (Tsunami).

Les vibrations du sol (Horizontales et Verticales) provoquées par le passage des ondes sismiques entraînent les constructions dans leurs mouvements. Les déplacements à la base de la construction provoqués par ces dernières engendrent des forces d'inertie qui sont proportionnelles au poids de la construction. De ce fait, plus la construction est lourde et plus l'action sismique est importante.

— ~~L'une~~ des questions qui se posent est : Comment limiter les endommagements causés aux constructions par le séisme ?

Il est donc nécessaire de construire des structures résistant aux séismes en zone sismique.

L'intensité de secousses est suffisante pour causer des dégâts importants aux constructions à moins que celles-ci soient construites d'une manière adéquate pour résister à ces efforts. D'après le RPA (99), le calcul des forces sismiques peuvent être menés par trois méthodes :

- la méthode statique équivalente
- la méthode d'analyse spectrale
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour le calcul de notre construction, nous allons utiliser le logiciel de calcul de structure (robot), qui donne toutes les sollicitations agissant sur les éléments de structure.

### **III.4. Choix de la méthode de calcul :**

La simplicité et la régularité de système structurale de notre structure nous a permis d'utilisée la méthode statique équivalente des REGLES PARASISMIQUE ALGERIENNE (RPA99), étant donné que toutes les conditions (voir page 24) pour l'emploi de celle méthode sont respectées.

### **III.4.1. Conditions d'application de la Méthode statique équivalente :**

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec hauteur au plan égale à 65 m en zones I et II et à 30 m en zones III.

- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en a, les conditions complémentaires suivantes :

- Zone I : tous les groupes

- Zone II-a :

Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveau ou 23 m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveau ou 17 m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale a 3 niveau ou 10 m.

- Zone II-b et III :

Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveau ou 17 m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveau ou 10 m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveau ou 08 m.

Donc : cette bâtiment est classé dans le groupe d'usage 2, zone III.

### **III.4.2. Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale :**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tout les cas, et en particulier, dans le cas ou la méthode statique équivalente n'est pas permise.

### **III.4.3. Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique :**

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. Notre structure ne répond pas aux conditions exigées par RPA99/version2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente, Alors, que le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale.

Rappelons que le principe de la méthode d'analyse modale est de rechercher pour chaque mode de vibration. Le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. L'action sismique est simulée grâce à un spectre de réponse. Le comportement supposé élastique de la structure. Permet le calcul des modes propres.

### **III.5. Modélisation :**

Nous utiliserons les étapes suivantes dans le modélisation de notre structure :

- Détermination des propriétés des matériaux utilisés :
- Les propriétés du béton et d'acier (voir chapitre I).
- Détermination des caractéristiques géométriques des éléments utilisées : (voir chapitre II).
- Détermination les conditions aux limites :

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encasté à la base. Où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (deux translations horizontales et une rotation d'axe verticale). (RPA99/4.3.2).

- Détermination des forces sismique E :

Ils sont distribués horizontalement et verticalement sur les éléments proportionnels à leurs rigidités par l'introduction d'un spectre de réponse dans deux directions orthogonale (X et Y)

- Détermination des combinaisons des charges :

$$1) 1,35G + 1,5Q$$

$$2) G + Q$$

$$3) 0,8G + E_x$$

4)  $0,8G - E_x$

5)  $0,8G + E_y$

6)  $0,8G - E_y$

7)  $G + Q + E_x$

8)  $G + Q + E_y$

9)  $G + Q + 1,2E_x$

10)  $G + Q + 1,2E_y$

### **III.5.1. Description générale du programme Robot :**

Le logiciel Autodesk® Robot™ Structural Analysis (nommé Robot dans le fichier d'aide entier) est un progiciel CAO/DAO destiné, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot permet de créer les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

les caractéristiques principales du logiciel Robot sont les suivantes :

- Définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet (vous pouvez aussi ouvrir un fichier au format DXF et importer la géométrie d'une structure définie dans un autre logiciel CAO/DAO).
- Possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représenter à l'écran les différents types de résultats de calcul (efforts, déplacement, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes etc...).
- Possibilité de calculer (dimensionner) une structure et d'en étudier simultanément une autre architecture (multithread).
- Possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure.
- Possibilité d'affecter le type de barres lors de la définition du modèle de la structure et non pas seulement dans les modules métier.

- possibilité de composer librement les impressions (notes de calcul, captures d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers les autres logiciels).



**Figure. III-1** : Robot Structural Analysis Professional 2014.

### **III.5.2. Détermination des fréquences et modes propres :**

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment sans qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

L'équation du mouvement d'un système se déplaçant librement sans amortissement s'écrit :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{0\} \quad (1)$$

Où :

$\{\ddot{x}\}$ ,  $\{x\}$  : représentent respectivement le vecteur des accélérations et le vecteur des déplacements de la structure.

[M] : représente la matrice masse de la structure.

[K] : représente la matrice de rigidité de la structure.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté en vibrations libres non amorties (VLNA), nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres. Dans chaque mode propre de vibration, chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui peut s'écrire :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\check{S} t + \zeta) \quad (2)$$

Avec :

$\{A\}$  : vecteur des amplitudes

$\check{S}$  : Fréquence de vibration

$\zeta$  : Angle de déphasage

Les accélérations en VLNA sont alors données par :

$$\{\ddot{x}(t)\} = -\check{S}^2 \{A\} \sin(\check{S} t + \zeta) \quad (3)$$

En reportant les équations (2) et (3) dans l'équation (1), on aura :

$$[[K] - \check{S}^2 [M]] \{A\} \sin(\check{S} t + \zeta) = \{0\} \quad (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quelque soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$[[K] - \check{S}^2 [M]] \{A\} = \{0\} \quad (5)$$

Ce système d'équation est un système à (N) inconnues  $A_i$ . C'est un système d'équation homogène qui ne peut admettre de solution non nulle que si le déterminant de la matrice carrée s'annule.

$$\text{D'où : } \det[[K] - \check{S}^2 [M]] = 0 \quad (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée " Equation caractéristique ". En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (2N) en ( $\check{S}$ ).

Les N solutions ( $\check{S}_1^2, \check{S}_2^2, \dots, \check{S}_n^2$ ) sont les carrés des pulsations propres des N modes des vibrations possibles. Le 1er mode vibratoire correspond à  $\omega_1$  et est appelé mode fondamental ( $\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$ ). A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre  $\{\mathbf{A}\}_j$  ou forme modale.

**III.6. Spectre de réponse de calcul :**

Le RPA99/version 2003 impose un spectre de réponse de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

$$S_d/g = \begin{cases} 1,25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \right) 2,5y \frac{Q}{R} - 1 & 0 < T < T_1 \\ 2,5y 1,25A \frac{Q}{R} & T_1 < T < T_2 \\ 2,5y 1,25A \frac{Q}{R} \frac{T_2}{T} \frac{2}{3} & T < 3s \\ 2,5y 1,25A \frac{Q}{R} \frac{T_2}{T} \frac{2}{3} \frac{3}{5} & T > 3s \end{cases}$$

Avec :

g : accélération de la pesante.

A : coefficient d'accélération de zone

η : Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 5%)

$$y = \frac{7}{2 + \eta} \leq 0,7$$

R: Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub> : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

**III.6.1. Résultantes des forces sismiques de calcul :**

L'une des vérifications préconisée par le RPA99/version 2003 (art 4.3.6) est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismique à la base V<sub>1</sub> obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente V.

Si : V<sub>t</sub> < 0.8V, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport :  $r = \frac{0.8V}{V_t}$ .

**III.6.2. Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalente :**

D'après l'art 4.2.3 de RPA99/version 2003, la force sismique totale  $V$  qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :  $V = \frac{A.D.Q}{R} . W$

-  $A$  : coefficient d'accélération de zone est donné par le tableau (4.1) de RPA99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment. Dans notre cas, on est dans une zone de type III et un groupe d'usage 2

Nous trouverons :  $A = 0,25$

-  $D$  : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site et du facteur de amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2,5y & 0 < T < T_2 \\ 2,5y \frac{T_2}{T} & T_2 < T < 3s \\ 2,5y \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T > 3 \end{cases}$$

Avec  $T_2$  : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/version 2003. (site ferme  $S_3$ ) :  $T_1 = 0,15 \text{ sec}$  ,  $T_2 = 0,5 \text{ sec}$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$y = \frac{7}{2+\xi} \quad 0,7$$

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

$\xi$  est donnée par tableau 4.2 du RPA99 :

Nous avons une structure mixte (portique et voile) avec un remplissage dense. Donc :

$$\xi \leq 7\%$$

$$\text{D'on : } y = \frac{7}{2+7} = 0,882$$

$$y = 0,882 \quad 0,7$$

### III.6.3. Estimation de la période fondamentale :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de la formule empirique ou calculée par des méthodes analytique ou numériques. La formule empirique à utiliser est donnée par le RPA99/version 2003 est :

$$T = C_t \frac{h_N^{3/4}}{N}$$

Avec :

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

1ère cas : sans sous sol :  $h_N = 22,44 \text{ m}$

2ème cas : avec sous sol :  $h_N = 25,24 \text{ m}$

$C_t$  : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement de type de remplage et est donné par le tableau 4.6 du RPA99/version 2003.

On a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé :

D'où :  $C_t = 0,05$

Donc 1ère cas :  $T = 0,05 \times (22,44)^{3/4} = 0,515 \text{ s}$   $T = 0,515 \text{ s}$

Donc 2ème cas :  $T = 0,05 \times (25,24)^{3/4} = 0,563 \text{ s}$   $T = 0,563 \text{ s}$

Dans notre cas (structure mixte) on peut également utiliser la formule suivante :

$$T = 0,09 \frac{h_N}{\bar{d}}$$

$\bar{d}$  : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul.

- sens transversale :

$$d_y = 22 \text{ m} \quad T = 0,09 \frac{22,44}{22} = 0,431 \text{ s}$$

- sens longitudinale :

$$d_x = 22,5 \text{ m} \quad T = 0,09 \frac{22,44}{22,5} = 0,426 \text{ s}$$

D'après RPA99/version 2003, il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenue dans chaque direction.

Donc :  $T_x = 0,426 \text{ s}$  ;  $T_y = 0,431 \text{ s}$

On a :  $T_2 = 0,5 < T < 3 \text{ s}$

Donc :  $D = 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3}$

D'où :

$$- D_x = 2,5 \times 0,882 \left( \frac{0,5}{0,426} \right)^{2/3} D_x = 2,45$$

$$- D_y = 2,5 \times 0,882 \left( \frac{0,5}{0,431} \right)^{2/3} D_y = 2,43$$

R : coefficient de comportement global de la structure :

Sa valeur est donnée par le tableau 4.3 de RPA99/version 2003 en fonction du système de contreventement. Pour une structure mixte (portique et voiles) : **R = 5**

Q : est le facteur de qualité et est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments de construction.
- La régularité en plan et en élévation.
- la qualité de contrôle de la construction.

Sa valeur est déterminée par la formule :  $Q = 1 + P_q$

**Tableau III.1** : Valeurs de pénalités.

Critère q	P <sub>q</sub>
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0 (Observé)
2. Redondance en plan	0 (Observé)
3. Régularité en plan	0 (Observé)
4. Régularité en élévation	0 (N/Observé)
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05 (N/Observé)
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10 (N/Observé)

A partir tableau 4.4 de RPA99/version 2003 on trouve : **Q = 1,15**

- W : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids W<sub>i</sub> calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum W_i$$

Avec :

$$W_i = W_{Gi} + W_{Qi}$$

W<sub>Gi</sub>: du à charges permanentes et à celles des équipements fixes solidaires de la structure

W<sub>Qi</sub>= charges d'exploitation.

$\beta$ : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation de donné par le tableau 4.5 du RPA99/version 2003.

Dans notre cas. (le bâtiment à usage d'habitation). Nous avons  $S = 0,20$

Donc à chaque niveau :  $W_i = W_{Gi} + 0,2W_{Qi}$

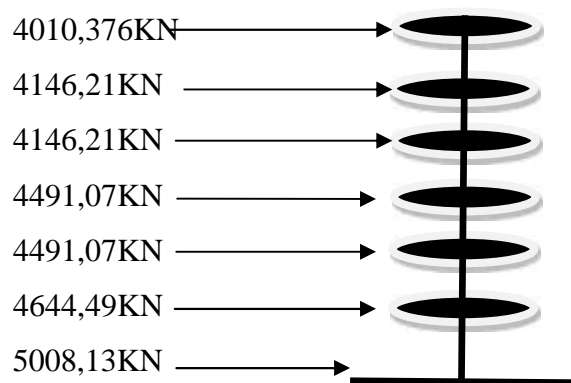
**1ère cas** : Sanssous sol.

**Tableau III.2** : Estimation du poids total de structure 1<sup>er</sup> cas.

Niveau	$W_{Gi}$ (KN)	$W_{Qi}$ (KN)	$W_i$ (KN) $= W_{Gi} + 0,2W_{Qi}$
Terrasse	3868,52	709,28	4010,376
5ème étage	4015,83	651,9	4146,21
4ème étage	4015,83	651,9	4146,21
3ème étage	4360,69	651,9	4491,07
2ème étage	4360,69	651,9	4491,07
1ère étage	4502,59	709,5	4644,49
RDC	4866,23	709,5	5008,13
Ascenseur	55,02	7,02	56,424
La somme	25179,17	4742,9	30993,98

On a :

Par conséquent, le bâtiment sera représenté par le système suivant :



$$W_l = w_l = 30993,98 \text{ KN}$$

**Résumé des résultats :**

**Tableau III.3:**résumé des résultats 1<sup>er</sup>cas.

Paramètre	A	D <sub>x</sub> ; D <sub>y</sub>	Q	R	W(KN)	T <sub>x</sub> ; T <sub>y</sub>	η
Résultats	0,25	2,45 ; 2,43	1,15	5	25375,2	0,426 ; 0,432	0,882

Donc les calculs seront donnés :

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

$$V_x = \frac{0,25 \times 2,45 \times 1,15 \times 30993,98}{5}$$

$$V_y = \frac{0,25 \times 2,43 \times 1,15 \times 30993,98}{5}$$

$$V_x = 4366,28 \text{ KN}$$

$$V_y = 4330,63 \text{ KN}$$

**2<sup>ème</sup> cas :** avec sous sol.

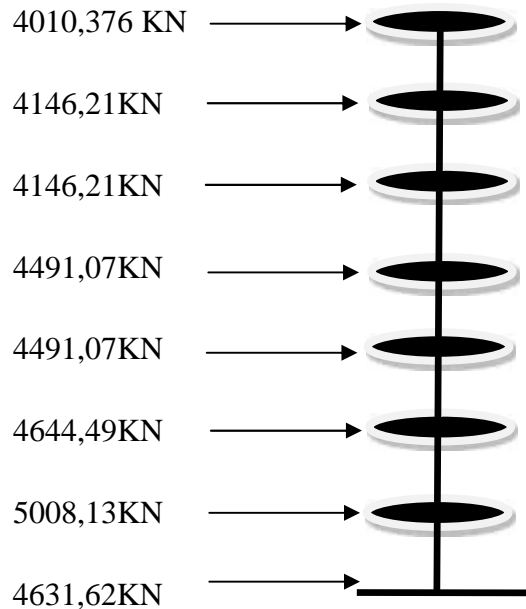
**Tableau III.4 :** Estimation du poids total de structure 2<sup>ème</sup> cas.

Niveau	$W_{Gl}$ (KN)	$W_{Ql}$ (KN)	$W_l$ (KN) = $W_{Gl} + 0,2W_{Ql}$
Terrasse	3868,52	709,28	4010,376
5 <sup>ème</sup> étage	4015,83	651,9	4146,21
4 <sup>ème</sup> étage	4015,83	651,9	4146,21
3 <sup>ème</sup> étage	4360,69	651,9	4491,07
2 <sup>ème</sup> étage	4360,69	651,9	4491,07
1 <sup>ère</sup> étage	4502,59	709,5	4644,49
RDC	4866,23	709,5	5008,13
Sous sol	4489,72	709,5	4631,62

Ascenseur	55,02	7,02	56,424
La somme	34535,12	5452,4	35625,6

On a :

Par conséquent, le bâtiment sera représenté par le système suivant :



$$W_l = w_l = 35625,6 \text{ KN}$$

**Résumé des résultats :**

**Tableau III.5:**résumé des résultats 2<sup>ème</sup> cas

Paramètre	A	D <sub>x</sub> ; D <sub>y</sub>	Q	R	W(KN)	T <sub>x</sub> ; T <sub>y</sub>	η
Résultats	0,25	2,45 ; 2,43	1,15	5	35625,6	0,426 ; 0,432	0,882

Donc les calculs seront donnés :

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

$$V_x = \frac{0,25 \times 2,45 \times 1,15 \times 35625,6}{5}$$

$$V_y = \frac{0,25 \times 2,43 \times 1,15 \times 35625,6}{5}$$

$$V_x = 5018,76 \text{ KN}$$

$$V_y = 4977,79 \text{ KN}$$

En prenant  $g = 10 \text{ m/s}^2$  les valeurs de la fonction  $S_a = f(T)$  sont données par le tableau suivant :

Donc : (site ferme  $S_3$ ) :  $T_1 = 0,15 \text{ sec}$  ,  $T_2 = 0,5 \text{ sec}$  ,

$T_2 \quad T \quad 3s$

$$T_2 = 0,5 \quad T = 0,515s \quad 3s \text{ donc : } \frac{S_a}{g} = 2,5y \quad 1,25A \quad \frac{Q}{R} \quad \frac{T_2}{T}^{2/3}$$

**Tableau III.6** : Spectres d'accélérations.

N	T (s)	$S_a/g$	$S_a \text{ (m/s}^2\text{)}$	N	T (s)	$S_a/g$	$S_a \text{ (m/s}^2\text{)}$
1	0,05	0,73561931	7,35619305	31	1,55	0,07454388	0,74543881
2	0,1	0,46341112	4,63411124	32	1,6	0,07298268	0,72982681
3	0,15	0,35364889	3,53648887	33	1,65	0,07150073	0,71500735
4	0,2	0,29193072	2,91930724	34	1,7	0,0700918	0,70091796
5	0,25	0,25157827	2,51578272	35	1,75	0,06875027	0,68750274
6	0,3	0,22278484	2,22784838	36	1,8	0,06747115	0,67471153
7	0,35	0,20102702	2,01027022	37	1,85	0,06624991	0,66249914
8	0,4	0,18390483	1,83904832	38	1,9	0,06508248	0,65082476
9	0,45	0,17001665	1,70016652	39	1,95	0,06396515	0,63965146
10	0,5	0,15848438	1,5848438	40	2	0,06289457	0,62894568
11	0,55	0,14872752	1,48727522	41	2,05	0,06186769	0,61867689
12	0,6	0,14034565	1,40345654	42	2,1	0,06088172	0,60881723
13	0,65	0,13305286	1,33052865	43	2,15	0,05993412	0,59934124
14	0,7	0,12663909	1,26639088	44	2,2	0,05902256	0,59022556
15	0,75	0,12094622	1,20946218	45	2,25	0,05814488	0,58144877

16	0,8	0,11585278	1,15852785	46	2,3	0,05729911	0,57299115
17	0,85	0,11126379	1,1126379	47	2,35	0,05648345	0,56483451
18	0,9	0,10710378	1,07103779	48	2,4	0,05569621	0,5569621
19	0,95	0,10331199	1,03311991	49	2,45	0,05493584	0,54935837
20	1	0,0998389	0,99838903	50	2,5	0,0542009	0,54200896
21	1,05	0,09664371	0,96643712	51	2,55	0,05349005	0,53490051
22	1,1	0,09369247	0,93692468	52	2,6	0,05280206	0,52802064
23	1,15	0,09095667	0,90956675	53	2,65	0,05213578	0,52135781
24	1,2	0,08841222	0,88412222	54	2,7	0,05149013	0,51490126
25	1,25	0,08603856	0,86038559	55	2,75	0,0508641	0,50864097
26	1,3	0,08381805	0,83818053	56	2,8	0,05025676	0,50256755
27	1,35	0,08173548	0,81735481	57	2,85	0,04966722	0,49667225
28	1,4	0,07977763	0,79777626	58	2,9	0,04909468	0,49094684
29	1,45	0,07793295	0,77932953	59	2,95	0,04853836	0,48538363
30	1,5	0,07619134	0,76191343	60	3	0,04799754	0,47997538

**III.7. Distribution verticale de la force sismique :**

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + F_l \text{ Chapitre 4-2-5 RPA}$$

F<sub>t</sub> : la force contenue au sommet de la structure permet de tenir compte du mode supérieur de vibration

$$F_t = \begin{cases} 0,07 TV & \text{si } T < 0,7s \\ F_t = 0 & \text{si } T \geq 0,7s \end{cases}$$

Dans notre cas :

$$\begin{matrix} F_{tx} = 0 & T_x < 0,7s \\ F_{ty} = 0 & T_y < 0,7s \end{matrix}$$

$$F_l = \frac{(V - F_t)W_l h_l}{\sum_j W_j h_j} \quad (\text{Chapitre 4-2-5 RPA})$$

$F_i$  : effort horizontale revenant au niveau  $i$ .

$h_i$  : le niveau ou d'exerce la force  $F_i$ .

$(W_i ; W_j)$  : poids revenant aux planchers  $(i,j)$ .

$h_j$  : niveau d'un plancher quelconque.

### III.7.1. Sens transversal (cas sans sous-sol) :

**Tableau III.7** : Distribution verticale de la force sismique-sens x (1<sup>er</sup> cas)

Niveau	$W_i$ (KN)	$h_i$ (m)	$W_i * h_i$	$F_t$ (KN)	V (KN)	(V- $F_t$ )	$F_i$ (KN)
RDC	5008,13	4,08	20433,17	0	4366,28	4366,28	224,74601
1	4644,49	7,14	33161,659	0	4366,28	4366,28	364,74762
2	4491,07	10,2	45808,914	0	4366,28	4366,28	503,85575
3	4491,07	13,26	59551,588	0	4366,28	4366,28	655,01248
4	4146,21	16,32	67666,147	0	4366,28	4366,28	744,26513
5	4146,21	19,38	80353,55	0	4366,28	4366,28	883,81485
Terrasse	4010,376	22,44	89992,837	0	4366,28	4366,28	989,83811
la somme			<b>396967,87</b>				

### III.7.2. Sens longitudinal (cas sans sous-sol) :

**Tableau III.8** : Distribution verticale de la force sismique-sens y (1<sup>er</sup> cas).

Niveau	$W_i$ (KN)	$h_i$ (m)	$W_i * h_i$	$F_t$ (KN)	V (KN)	(V- $F_t$ )	$F_i$ (KN)
RDC	5008,13	4,08	20433,17	0	4330,63	4330,63	222,91099
1	4644,49	7,14	33161,659	0	4330,63	4330,63	361,76951
2	4491,07	10,2	45808,914	0	4330,63	4330,63	499,74185
3	4491,07	13,26	59551,588	0	4330,63	4330,63	649,6644
4	4146,21	16,32	67666,147	0	4330,63	4330,63	738,18833
5	4146,21	19,38	80353,55	0	4330,63	4330,63	876,59864
Terrasse	4010,376	22,44	89992,837	0	4330,63	4330,63	981,75624
la somme			<b>396967,87</b>				

**III.7.3. Sens transversal ( cas avec sous-sol) :**

**Tableau III.9 :** Distribution verticale de la force sismique-sens x (2<sup>ème</sup> cas).

Niveau	W <sub>i</sub> (KN)	h <sub>i</sub> (m)	W <sub>i</sub> *h <sub>i</sub>	F <sub>t</sub> (KN)	V (KN)	(V-F <sub>t</sub> )	F <sub>i</sub> (KN)
sous sol	4631,62	2,8	12968,536	0	5018,76	5018,76	131,07331
RDC	5008,13	6,88	34455,934	0	5018,76	5018,76	348,24698
1	4644,49	9,94	46166,231	0	5018,76	5018,76	466,60324
2	4491,07	13	58383,91	0	5018,76	5018,76	590,08763
3	4491,07	16,06	72126,584	0	5018,76	5018,76	728,98518
4	4146,21	19,12	79275,535	0	5018,76	5018,76	801,2398
5	4146,21	22,18	91962,938	0	5018,76	5018,76	929,47169
Terrasse	4010,376	25,24	101221,89	0	5018,76	5018,76	1023,0522
la somme			<b>496561,56</b>				

**III.7.4. Sens longitudinal (cas avec sous-sol) :**

**Tableau III.10 :** Distribution verticale de la force sismique-sens y (2<sup>ème</sup> cas).

Niveau	W <sub>i</sub> (KN)	h <sub>i</sub> (m)	W <sub>i</sub> *h <sub>i</sub>	F <sub>t</sub> (KN)	V (KN)	(V-F <sub>t</sub> )	F <sub>i</sub> (KN)
sous sol	4631,62	2,8	12968,536	0	4977,79	4977,79	130,00331
RDC	5008,13	6,88	34455,934	0	4977,79	4977,79	345,40411
1	4644,49	9,94	46166,231	0	4977,79	4977,79	462,79418
2	4491,07	13	58383,91	0	4977,79	4977,79	585,27052
3	4491,07	16,06	72126,584	0	4977,79	4977,79	723,0342
4	4146,21	19,12	79275,535	0	4977,79	4977,79	794,69898
5	4146,21	22,18	91962,938	0	4977,79	4977,79	921,88407
Terrasse	4010,376	25,24	101221,89	0	4977,79	4977,79	1014,7006
la somme			<b>496561,56</b>				

**III.8. Efforts tranchants et moments fléchissant :**

L'effort tranchant au niveau de l'étage K :  $V_K = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$

Les moments fléchissant au niveau de l'étage K :  $M_K = V_K \times e + M_{K+1}$

1ère cas (sans sol) :

**Tableau III.11** : Efforts tranchants et moments fléchissant 1er cas.

Niveau	Sens transversale			Sens longitudinale		
	F <sub>i</sub> (KN)	V <sub>i</sub> (KN)	M <sub>i</sub> (KN.m)	F <sub>i</sub> (KN)	V <sub>i</sub> (KN)	M <sub>i</sub> (KN.m)
Terrasse	989,83811	989,83811	3028,9046	981,75624	981,75624	3004,1741
5	883,81485	1873,653	8762,2827	876,59864	1858,3549	8690,74
4	744,26513	2617,9181	16773,112	738,18833	2596,5432	16636,162
3	655,01248	3272,9306	26788,28	649,6644	3246,2076	26569,558
2	503,85575	3776,7863	38345,246	499,74185	3745,9495	38032,163
1	364,74762	4141,5339	51018,34	361,76951	4107,719	50601,783
RDC	224,74601	4366,28	68832,762	222,91099	4330,63	68270,753

2ème cas (avec sous sol) :

**Tableau III.12** : Effort tranchants et moments fléchissant 2<sup>ème</sup> cas.

Niveau	Sens transversale			Sens longitudinale		
	F <sub>i</sub> (KN)	V <sub>i</sub> (KN)	M <sub>i</sub> (KN.m)	F <sub>i</sub> (KN)	V <sub>i</sub> (KN)	M <sub>i</sub> (KN.m)
Terrasse	1023,0522	1023,0522	3130,5397	1014,7006	1014,7006	3104,98384
5	929,47169	1952,5239	9105,2628	921,88407	1936,5847	9030,93293
4	801,2398	2753,7637	17531,78	794,69898	2731,2837	17388,6609
3	728,98518	3482,7489	28188,991	723,0342	3454,3179	27958,8735
2	590,08763	4072,8365	40651,871	585,27052	4039,5884	40320,0139
1	466,60324	4539,4397	54542,557	462,79418	4502,3826	54097,3045

RDC	348,24698	4887,6867	74484,318	345,40411	4847,7867	73876,2741
Sous sol	131,07331	5018,76	88536,846	130,00331	4977,79	84230,0772

### III.9. Calculer et Vérification des déplacements :

Selon la RPA99/version 2003. Les déplacements relatifs d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage :

$$\delta_K < 0,01 \cdot h_e$$

$$\text{On a : } a_k = (F_k \times g) / W_k$$

$$\text{D'autre part : } \delta_{ek} = a_k / \omega^2$$

$$\text{D'ou : } (F_k \times g) / W_k \times T^2 / 4\pi^2$$

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

Avec :

$\delta_K$  : Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "K-1" :

$$\delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

R : Coefficient de comportement R= 5

$h_e$  : hauteur de l'étage

$\delta_K$  : déplacement horizontal à chaque niveau K.

$\delta_{K-1}$  : déplacement du aux forces sismique  $F_i$ ( y comparais l'effet de torsion).

T : la période de la structure.

$W_k$  : masse de niveau k.

$F_k$  : force sismique au niveau k.

g : accélération.

Les déplacements relatifs des nœuds de chaque niveau sont résumés dans les tableaux suivants :

**1<sup>ère</sup> cas : Selon le sens x :**

**Tableau III.13 :** Résultats des déplacements sens x (1<sup>er</sup> cas).

Niveau	W(KN)	F <sub>x</sub> (KN)	$e_k$	$\kappa$	$\kappa$
Terrasse	4010,376	989,83811	0,0165987	0,08299348	
5	4146,21	883,81485	0,01433524	0,07167618	0,01131729
4	4146,21	744,26513	0,01207178	0,06035889	0,01131729
3	4491,07	655,01248	0,00980832	0,0490416	0,01131729
2	4491,07	503,85575	0,00754486	0,03772431	0,01131729
1	4644,49	364,74762	0,0052814	0,02640701	0,01131729
RDC	5008,13	224,74601	0,00301794	0,01508972	0,01131729

**La vérification :**

**Tableau III.14 :** Vérification des déplacements sens x (1<sup>er</sup> cas).

Niveau	$h_e$ (m)	$\kappa$ (m)	$0,01 * h_e$ (m)	$\kappa < 0,01 * h_e$
Terrasse	3,06	0,01131729	0,0306	Vérif.
5	3,06	0,01131729	0,0306	Vérif.
4	3,06	0,01131729	0,0306	Vérif.
3	3,06	0,01131729	0,0306	Vérif.
2	3,06	0,01131729	0,0306	Vérif.
1	3,06	0,01131729	0,0306	Vérif.
RDC	4,08	0,01131729	0,0408	Vérif.

**Selon le sens y :**

**Tableau III.15 :** résultats des déplacements sens y (1<sup>er</sup> cas).

Niveau	W	F <sub>Y</sub>	e <sub>k</sub>	K	K
Terrasse	4010,376	981,75624	0,01646317	0,08231585	
5	4146,21	876,56864	0,01421771	0,07108853	0,01122732
4	4146,21	738,18833	0,01197321	0,05986607	0,01122246
3	4491,07	649,6644	0,00972824	0,04864118	0,01122489
2	4491,07	499,74185	0,00748326	0,03741629	0,01122489
1	4644,49	361,76951	0,00523828	0,02619141	0,01122489
RDC	5008,13	222,91099	0,0029933	0,01496652	0,01122489

La vérification :

Tableau III.16 : Vérification des déplacements sens y (1<sup>er</sup> cas)

Niveau	h <sub>e</sub> (m)	K(m)	0,01*h <sub>e</sub> (m)	K<0,01*h <sub>e</sub>
Terrasse	3,06	0,01122732	0,0306	Vérif.
5	3,06	0,01122732	0,0306	Vérif.
4	3,06	0,01122246	0,0306	Vérif.
3	3,06	0,01122489	0,0306	Vérif.
2	3,06	0,01122489	0,0306	Vérif.
1	3,06	0,01122489	0,0306	Vérif.
RDC	4,08	0,01122489	0,0408	Vérif.

2<sup>ème</sup> cas :Selon le sens x :

Tableau III.17 : Résultats des déplacements (2<sup>ème</sup> cas).

Niveau	W	F <sub>X</sub>	e <sub>k</sub>	K	K
Terrasse	3868,52	1023,0522	0,02125449	0,10627245	
5	4015,83	929,47169	0,01860196	0,09300978	0,01326268
4	4015,83	801,2398	0,01603559	0,08017795	0,01283183
3	4360,69	728,98518	0,01343573	0,06717865	0,01299931
2	4360,69	590,08763	0,01087575	0,05437873	0,01279992
1	4502,59	466,60324	0,00832881	0,04164406	0,01273467

### Chapitre III : Etude sismique

RDC	4866,23	348,24698	0,00575165	0,02875825	0,01288581
Sous sol	4489,72	131,07331	0,00234635	0,01173175	0,0170265

**Vérification :**

**Tableau III.18 :** Vérification des déplacements sens x (2<sup>ème</sup> cas).

Niveau	$h_e(m)$	$\kappa(m)$	$0,01 * h_e (m)$	$\kappa < 0,01 * h_e$
Terrasse	3,06	0,01326268	0,0306	Vérif.
5	3,06	0,01326268	0,0306	Vérif.
4	3,06	0,01283183	0,0306	Vérif.
3	3,06	0,01299931	0,0306	Vérif.
2	3,06	0,01279992	0,0306	Vérif.
1	3,06	0,01273467	0,0306	Vérif.
RDC	4,08	0,01288581	0,0408	Vérif.
Sous sol	2,80	0,0170265	0,0280	Vérif.

**Selon le sens y :**

**Tableau III.19 :** Résultats des déplacements sens y (2<sup>ème</sup> cas).

Niveau	W	F <sub>Y</sub>	$e_k$	$\kappa$	$\kappa$
Terrasse	3868,52	1014,7006	0,02108098	0,10540491	
5	4015,83	921,88407	0,0184501	0,0922505	0,0131544
4	4015,83	794,69898	0,01590469	0,07952343	0,01272708
3	4360,69	723,0342	0,01332605	0,06663024	0,01289319
2	4360,69	585,27052	0,01078696	0,05393481	0,01269543
1	4502,59	462,79418	0,00826082	0,04130411	0,01263071
RDC	4866,23	345,40411	0,0057047	0,02852349	0,01278062
Sous sol	4489,72	130,00331	0,0023272	0,01163598	0,01688751

**La vérification :**

**Tableau III.20 :** Vérification des déplacements sens y (2<sup>ème</sup> cas).

Niveau	$h_e(m)$	$\kappa(m)$	$0,01 * h_e (m)$	$\kappa < 0,01 * h_e$
Terrasse	3,06	0,0131544	0,0306	Vérif.
5	3,06	0,0131544	0,0306	Vérif.
4	3,06	0,01272708	0,0306	Vérif.
3	3,06	0,01289319	0,0306	Vérif.
2	3,06	0,01269543	0,0306	Vérif.
1	3,06	0,01263071	0,0306	Vérif.
RDC	4,08	0,01278062	0,0408	Vérif.
Sous sol	2,80	0,01688751	0,0280	Vérif.

**III.10. Justification de la largeur des joints sismiques :**

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale  $d_{min}$  satisfait la condition suivante :

$d_{min}$ : largeur minimale de joint sismique.

$$d_{min} = 15_{mm} + (U_1 + U_2)_{mm} \geq 40_{mm}$$

**1<sup>er</sup> cas :**

$$\delta_{kx \max} = 83,4 \text{ mm}$$

$$\delta_{ky \max} = 82,7 \text{ mm}$$

$$d_{min} = 15 + (83,4 + 82,7) = 181,1 \text{ mm} > 40 \text{ mm}$$

Donc la condition est vérifiée.

Donc joints sismique

$$d_{\min} = 20 \text{ cm}$$

2<sup>ème</sup> cas :

$$\delta_{kx \max} = 105 \text{ mm}$$

$$\delta_{ky \max} = 104 \text{ mm}$$

$$d_{\min} = 15 + (105+104) = 224 \text{ mm} > 40\text{mm}$$

Donc la condition est vérifiées.

Donc joints sismique :

$$d_{\min} = 24 \text{ cm}$$

### **III.11. Justification vis à vis de l'effet P :**

L'excentricité des charges verticales résultantes des déplacements relatifs des étages provoquent dans les murs et les poteaux des efforts axiaux additionnels. Ce phénomène est appelé "effet P".

D'après l'article du RPA (5.9)

Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments

Si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} < 0,10$$

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k"

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau "k"

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1"

$h_k$  : hauteur de l'étage "k"

L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule :

$$V_k = F_t + \sum_{l=k}^n F_l$$

**1<sup>er</sup> cas : Selon le sens x**

**Tableau III.21** : Vérification vis à vis de l'effet P -sens x 1<sup>er</sup> cas.

Niveau	k	V <sub>k</sub>	W	P <sub>k</sub>	h (m)		<0,1
Terrasse	0,0113173	989,83811	4010,376	4010,376	3,06	0,0149845	vérif.
5	0,0113173	1873,653	4146,21	8156,586	3,06	0,0161005	vérif.
4	0,0113173	2617,9181	4146,21	12302,796	3,06	0,0173808	vérif.
3	0,0113173	3272,9306	4491,07	16793,866	3,06	0,0189773	vérif.
2	0,0113173	3776,7863	4491,07	21284,936	3,06	0,0208435	vérif.
1	0,0113173	4141,5339	4644,49	25929,426	3,06	0,0231554	vérif.
RDC	0,0113173	4366,28	5008,13	30937,556	4,08	0,0196543	vérif.

**Selon le sens y**

**Tableau III.22** : Vérification vis à vis de l'effet P -sens y 1<sup>er</sup> cas.

Niveau	k	V <sub>k</sub>	W	P <sub>k</sub>	h (m)		<0,1
Terrasse	0,01122732	981,75624	4010,376	4010,376	3,06	0,0149877	vérif.
5	0,01122732	1858,3549	4146,21	8156,586	3,06	0,016104	vérif.
4	0,01122246	2596,5432	4146,21	12302,796	3,06	0,017377	vérif.
3	0,01122489	3246,2076	4491,07	16793,866	3,06	0,0189773	vérif.
2	0,01122489	3745,9495	4491,07	21284,936	3,06	0,0208435	vérif.
1	0,01122489	4107,719	4644,49	25929,426	3,06	0,0231554	vérif.
RDC	0,01122489	4330,63	5008,13	30937,556	4,08	0,0196543	vérif.

**2<sup>ème</sup> cas : Selon le sens x**

**Tableau III.23** : Vérification vis à vis de l'effet P -sens x 2<sup>ème</sup> cas.

Niveau	$k$	$V_k$	$W$	$P_k$	$h$ (m)		$<0,1$
Terrasse	0,0132627	1023,0522	4010,376	3073,53	3,06	0,01302116	vérif.
5	0,0132627	1952,5239	4146,21	6578,69	3,06	0,01460336	vérif.
4	0,0128318	2753,7637	4146,21	10083,85	3,06	0,0153556	vérif.
3	0,0129993	3482,7489	4491,07	13693,87	3,06	0,01670332	vérif.
2	0,0127999	4072,8365	4491,07	17303,89	3,06	0,01777185	vérif.
1	0,0127347	4539,4397	4644,49	21165,43	3,06	0,01940399	vérif.
RDC	0,0128858	4887,6867	5008,13	25318,81	4,08	0,01636031	vérif.
Sous sol	0,0170265	5018,76	4631,62	29950,43	2,8	0,03628892	vérif.

**Selon le sens y**

**Tableau III.24 :** Vérification vis à vis de l'effet P -sens y 2<sup>ème</sup> cas.

Niveau	$k$	$V_k$	$W$	$P_k$	$h$ (m)		$<0,1$
Terrasse	0,0131544	1014,7006	4010,376	3073,53	3,06	0,01302114	vérif.
5	0,0131544	1936,5847	4146,21	6578,69	3,06	0,01460335	vérif.
4	0,0127271	2731,2837	4146,21	10083,85	3,06	0,0153556	vérif.
3	0,0128932	3454,3179	4491,07	13693,87	3,06	0,01670332	vérif.
2	0,0126954	4039,5884	4491,07	17303,89	3,06	0,01777185	vérif.
1	0,0126307	4502,3826	4644,49	21165,43	3,06	0,01940399	vérif.
RDC	0,0127806	4847,7867	5008,13	25318,81	4,08	0,01636031	vérif.
Sous sol	0,0168875	4977,79	4631,62	29950,43	2,8	0,03628892	vérif.

### **III.12. Disposition des voiles de contreventement :**

Le contreventement d'un immeuble est constitué d'éléments verticaux assurant la stabilité sous l'action des sollicitations horizontales (tel que le séisme et le vent). Ces éléments, refends pleins, portiques, transmettent également les charges verticales aux fondations, Les différents effets de flexion, torsion, compression sont étudiés séparément.

1<sup>er</sup> cas :

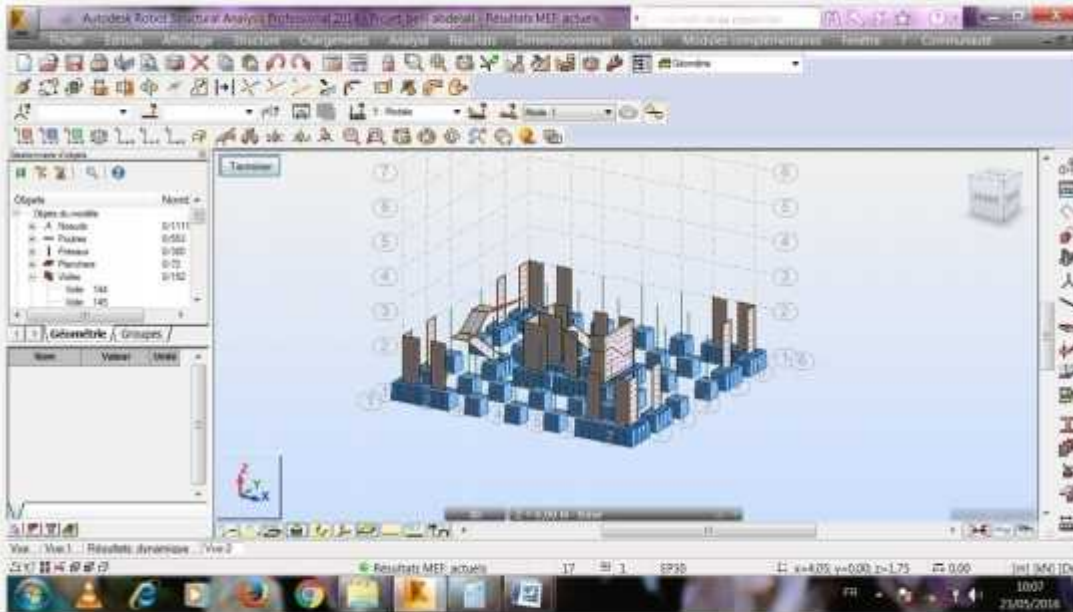


Figure. III-2 : Disposition des voiles de contreventement par RDC + Etage courant 1<sup>er</sup> cas.

2<sup>ème</sup> cas :

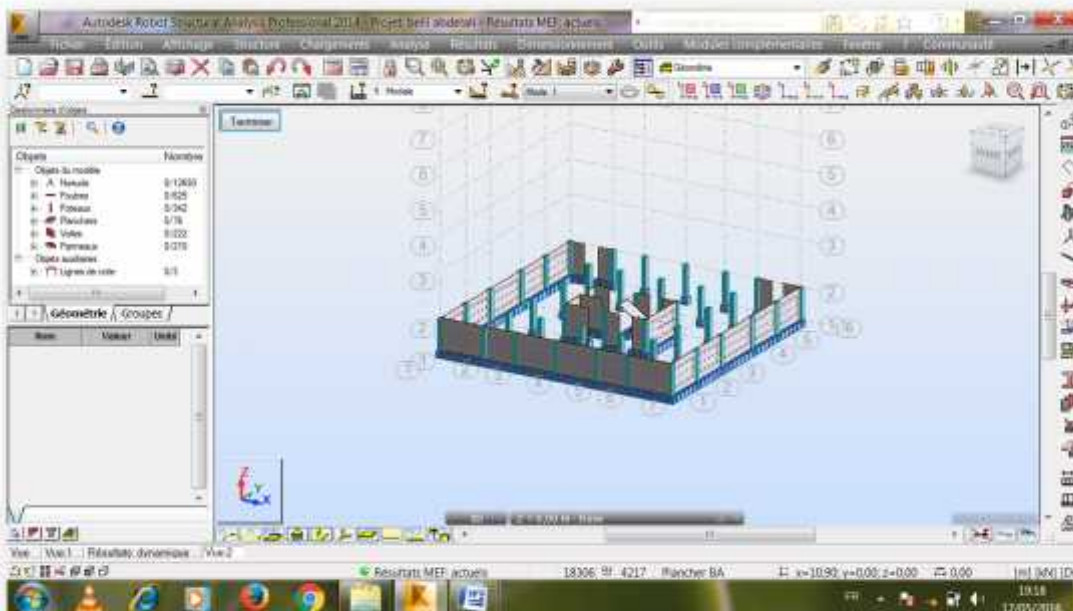


Figure. III-3 : Disposition des voiles de contreventement pour le Sous-Sol 2<sup>ème</sup> cas.

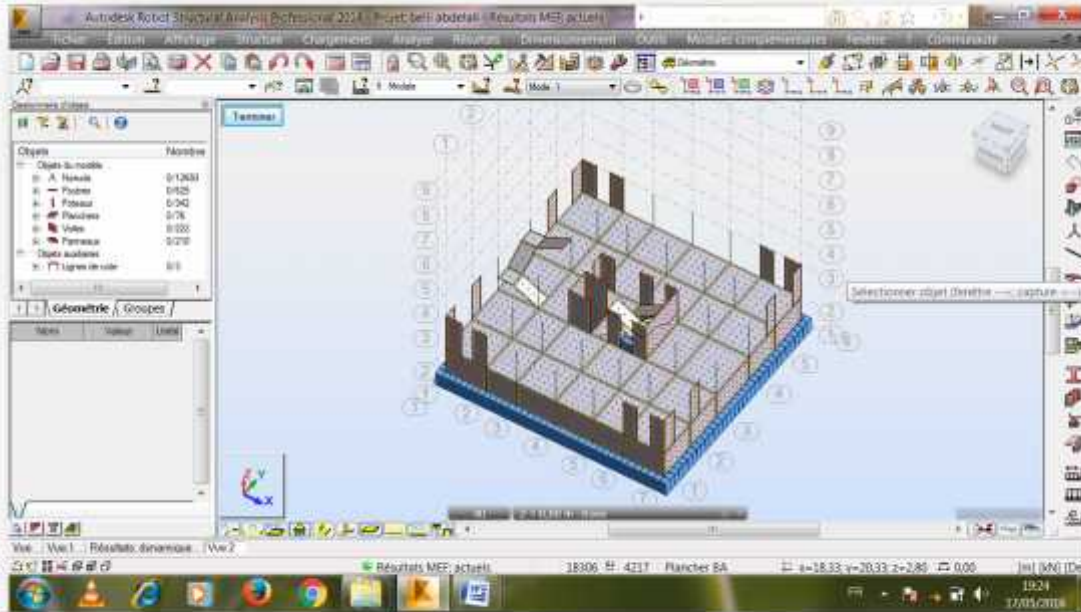


Figure. III-4 : Disposition des voiles de contreventement par RDC + Etage courant 2<sup>ème</sup> cas.

### III.13. Période et facteurs de participation massique (cas son sous sol) :

Tableau III.25 : Période et facteurs de participation massique 1<sup>er</sup> cas.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas UX [kg]	Tot.mas UY [kg]	obs
5/1	1,61	0,62	73,32	0,00	73,32	0,00	3454900,79	3454900,79	translation
5/2	1,87	0,53	73,32	76,72	0,00	76,71	3454900,79	3454900,79	translation
5/3	2,07	0,48	79,26	76,72	5,94	0,00	3454900,79	3454900,79	rotation
5/4	5,56	0,18	91,57	76,72	12,31	0,01	3454900,79	3454900,79	
5/5	6,89	0,15	91,57	92,31	0,00	15,59	3454900,79	3454900,79	
5/6	7,22	0,14	92,31	92,57	0,75	0,25	3454900,79	3454900,79	
5/7	9,96	0,10	92,32	92,57	0,00	0,00	3454900,79	3454900,79	
5/8	9,98	0,10	92,32	92,58	0,00	0,01	3454900,79	3454900,79	
5/9	10,95	0,09	92,32	92,58	0,00	0,00	3454900,79	3454900,79	
5/10	11,01	0,09	92,32	92,58	0,00	0,00	3454900,79	3454900,79	
5/11	11,18	0,09	92,32	92,58	0,00	0,00	3454900,79	3454900,79	
5/12	11,30	0,09	92,32	92,58	0,00	0,00	3454900,79	3454900,79	

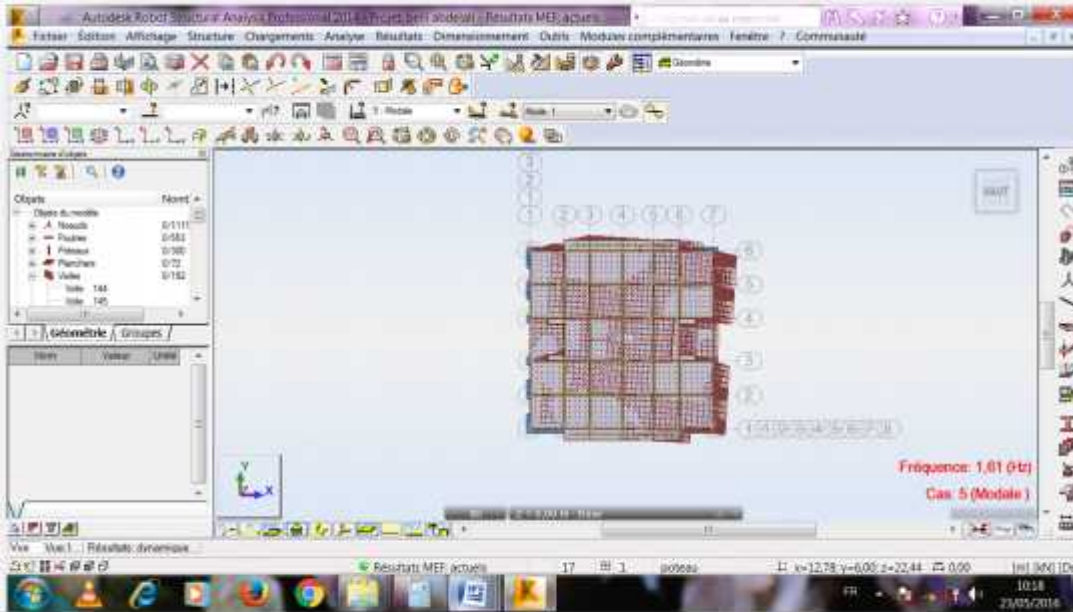


Figure. III-5 : Mode 1 translation 1<sup>er</sup> cas.

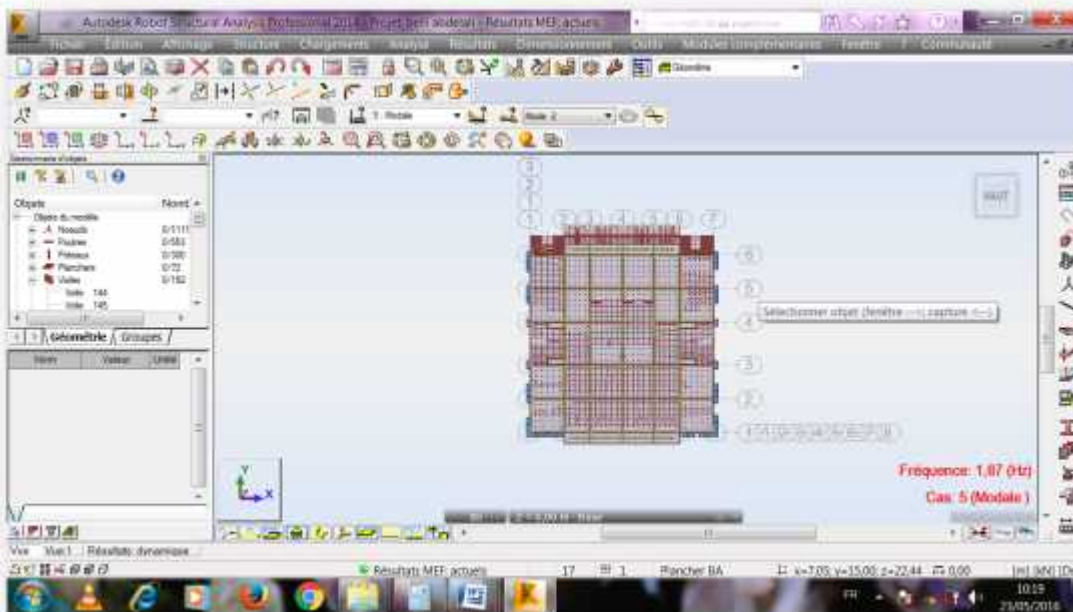


Figure. III-6 : Mode 2 translation 1<sup>er</sup> cas.

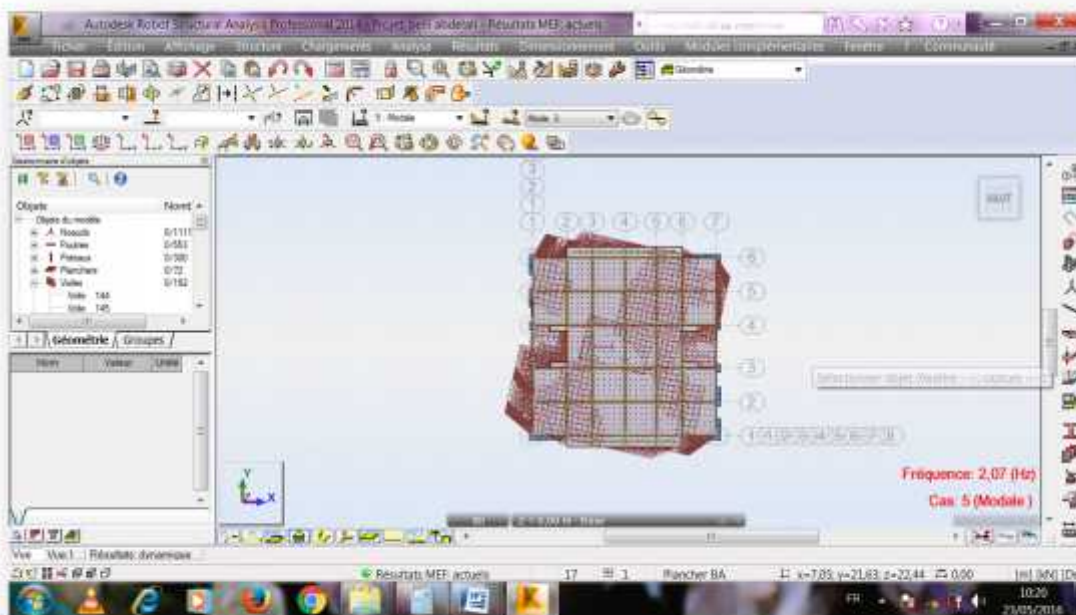


Figure. III-7 : Mode 3 rotation 1<sup>er</sup> cas.

### III.14. Période et facteurs de participation massique( cas avec sous sol)

Tableau III.26 : Période et facteurs de participation massique 2<sup>ème</sup> cas.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas UX [kg]	Tot.mas UY [kg]	obs
5/1	1,51	0,66	66,12	0,00	66,12	0,00	4138308,15	4138308,15	translation
5/2	1,77	0,56	66,12	68,03	0,00	67,97	4138308,15	4138308,15	translation
5/3	2,04	0,49	71,10	68,04	4,97	0,01	4138308,15	4138308,15	rotation
5/4	5,34	0,19	81,83	68,05	10,74	0,00	4138308,15	4138308,15	
5/5	6,92	0,14	81,84	81,07	0,01	13,09	4138308,15	4138308,15	
5/6	7,30	0,14	82,48	81,44	0,64	0,37	4138308,15	4138308,15	
5/7	9,46	0,11	82,48	81,45	0,00	0,00	4138308,15	4138308,15	
5/8	9,63	0,10	82,48	81,45	0,00	0,01	4138308,15	4138308,15	
5/9	10,53	0,09	82,48	81,45	0,00	0,00	4138308,15	4138308,15	
5/10	10,63	0,09	82,48	81,45	0,00	0,00	4138308,15	4138308,15	
5/11	10,82	0,09	82,48	81,45	0,00	0,00	4138308,15	4138308,15	
5/12	11,01	0,09	82,48	81,45	0,00	0,00	4138308,15	4138308,15	

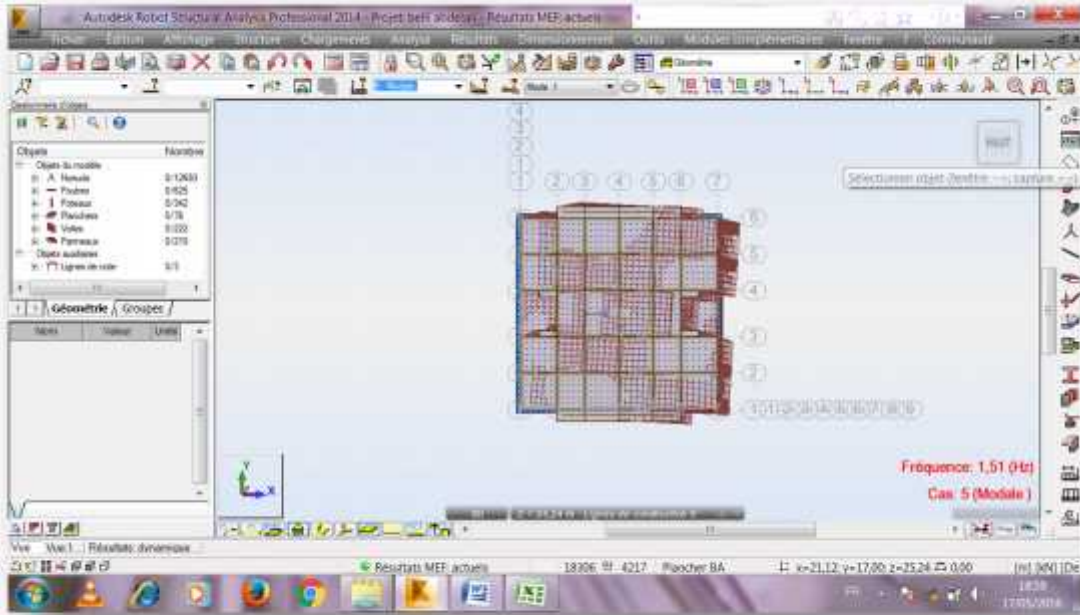


Figure. III-8 : Mode 1 translation 2<sup>ème</sup> cas.

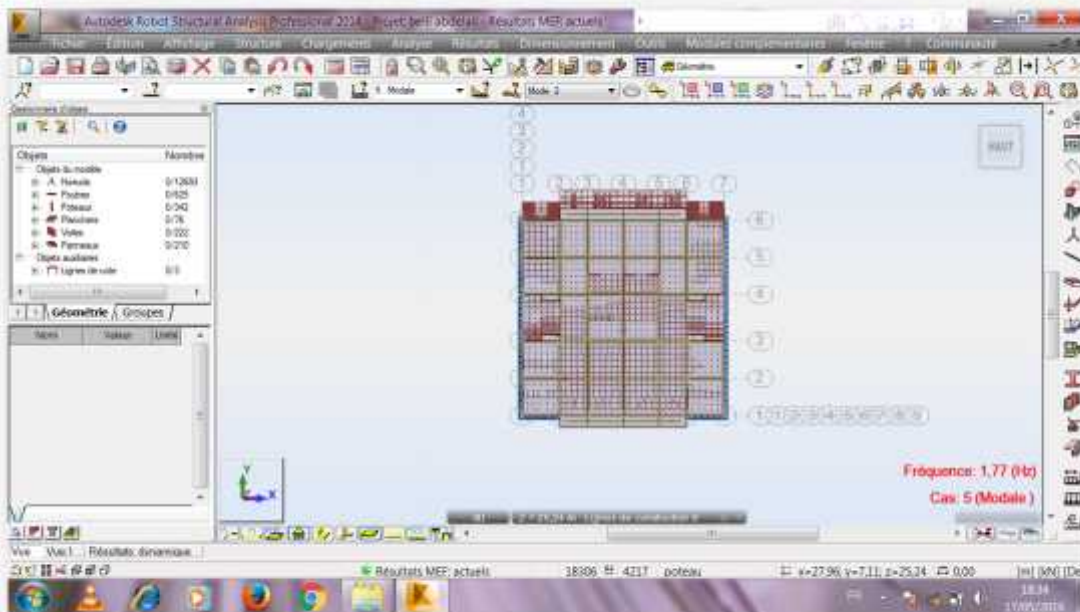


Figure. III-9 : Mode 2 translation 2<sup>ème</sup> cas.

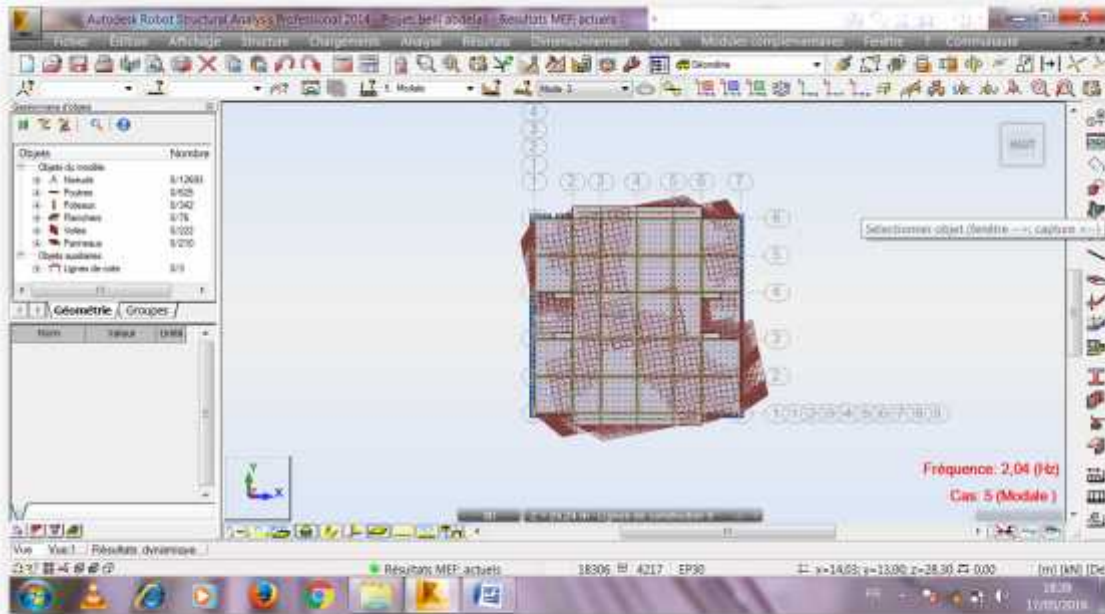


Figure. III-10 : Mode 3 rotation 2<sup>ème</sup> cas.

### III.15. Estimation de la période fondamentale :

Les périodes calculés à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles des formules empiriques au plus de 30 %.

**1<sup>er</sup> cas :**

$$T_{\text{empirique}} = 0,515 \text{ sec}$$

$$T_{\text{numérique}} = 0.62 \text{ sec}$$

$$\implies 1,3 T_{\text{empirique}} \quad T_{\text{numérique}}$$

$$\implies 1,3 \times (0,515\text{sec}) = 0,67\text{sec} > 0,62\text{sec}$$

Donc la condition est vérifiées

**2<sup>ème</sup> cas :**

$$T_{\text{empirique}} = 0,563 \text{ sec}$$

$$T_{\text{numérique}} = 0.66 \text{ sec}$$

$$\implies 1,3 T_{\text{empirique}} \quad T_{\text{numérique}}$$

$$\implies 1,3 \times 0,563 \text{sec} = 0,732 \text{sec} > 0,66 \text{sec}$$

Donc la condition est vérifiée

### **III.16. Vérification de pourcentage des efforts (dynamique/statique) :**

L'une des vérifications préconisée par le RPA99/version 2003 (art 4.3.6) est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base  $V_1$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente  $V$ .

Si :  $V_t < 0,8V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport :  $r = \frac{0,8V}{V_t}$ .

#### **1<sup>er</sup> cas :**

##### **Selon le sens x :**

- L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode statique équivalente suivent le sens X

$$V_{\text{statique}} = 4366,28 \text{ KN}$$

- L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode dynamique suivent le sens X

$$V_{\text{dynamique}} = 3655,07 \text{ KN}$$

$$\implies 0,8 V_{\text{statique}} \quad V_{\text{dynamique}}$$

$$0,8 \times 4366,28 = 3493,024 \text{ KN} < 3655,07 \text{ KN}$$

Donc condition est vérifiée

##### **Selon le sens y :**

- L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode statique équivalente suivent le sens Y

$$V_{\text{statique}} = 4330,63 \text{ KN}$$

- L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode dynamique suivent le sens Y

$$V_{\text{dynamique}} = 4047,35 \text{ KN}$$

⇒  $0,8 V_{\text{statique}} > V_{\text{dynamique}}$

$$0,8 \times 4330,63 = 3464,504 \text{ KN} < 4047,35 \text{ KN}$$

Donc Condition et vérifiées

$$\text{Donc : } r = 0,8V_s/V_D = 3464,504/4047,35 = 0,855$$

#### 2<sup>ème</sup> cas :

##### **Selon le sens x :**

- L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode statique équivalente suivent le sens X

$$V_{\text{statique}} = 5018,76 \text{ KN}$$

- L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode dynamique suivent le sens X

$$V_{\text{dynamique}} = 3661,62 \text{ KN}$$

⇒  $0,8 V_{\text{statique}} > V_{\text{dynamique}}$

$$0,8 \times 5018,76 = 4015,008 \text{ KN} > 3661,62 \text{ KN}$$

Donc condition non vérifiées

##### **Selon le sens y :**

- L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode statique équivalente suivent le sens Y

$$V_{\text{statique}} = 4977,79 \text{ KN}$$

- L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode dynamique suivent le sens Y

$$V_{\text{dynamique}} = 4130,98 \text{ KN}$$

⇒  $0,8 V_{\text{statique}} > V_{\text{dynamique}}$

$$0,8 \times 4977,79 = 3982,232 \text{ KN} < 4130,98 \text{ KN}$$

Donc condition et vérifiées

Donc la condition et vérifiée

**III.17. Propriétés du projet par programme robot:**

**Construction d'un bâtiment de 40 logements promotionnels**

Type de structure : Coque

Coordonnées du centre de gravité de la structure:

$$X = 10.823 \text{ (m)}$$

$$Y = 10.518 \text{ (m)}$$

$$Z = 10.605 \text{ (m)}$$

Moments d'inertie centraux de la structure:

$$I_x = 241797351.027 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_y = 223138458.008 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_z = 217485828.473 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$\text{Masse} = 2116885.530 \text{ (kg)}$$

Description de la structure

Nombre de nœuds:	12693
Nombre des poutres :	625
Nombre des poteaux :	324
Nombre des planchers :	76
Nombre des voiles :	222
Nombre des panneaux	210
Cas:	15
Combinaisons:	10

### Liste de cas de charges/types de calculs

**Cas 1** : G

Type d'analyse: Statique linéaire

**Cas 2** : Q

Type d'analyse: Statique linéaire

**Cas 3** : ELU

Type d'analyse: Combinaison linéaire

**Cas 4** : ELS

Type d'analyse: Combinaison linéaire

**Cas 5** : Modale

Type d'analyse: Modale

### Données:

Mode d'analyse : Modal

Type de matrices de masses : Concentrée sans rotations

Nombre de modes : 12

Limites : 0.000

Coefficient des masses participantes : 0.000

**Cas 6** : EX Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses\_X

Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:

X = 1.000

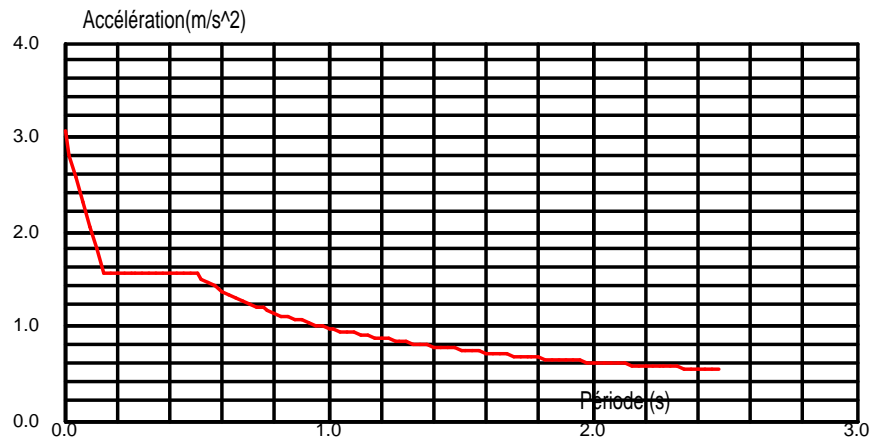


Direction de l'excitation:

X = 0.000

Y = 1.000

Z = 0.000



### Données:

Zone : III

Usage : 2

Assise : S3

Coefficient de qualité : 1.150

Coefficient de comportement : 5.000

Amortissement :  $x = 7.00 \%$

### Param tres du spectre:

Correction de l'amortissement :  $\eta = [7/(2+\xi)]^{0,5} = 0.882$

A = 0.250

T<sub>1</sub> = 0.150

T<sub>2</sub> = 0.500

**Cas 8** : 0.8G+EX

Type d'analyse: Combinaison linéaire

**Cas 9** : 0.8G-EX

Type d'analyse: Combinaison linéaire

**Cas 10** : 0.8G+EY

Type d'analyse: Combinaison linéaire

**Cas 11** : 0.8G-EY

Type d'analyse: Combinaison linéaire

**Cas 12** : G+Q+EY

Type d'analyse: Combinaison linéaire

**Cas 13** : G+Q+EX

Type d'analyse: Combinaison linéaire

**Cas 14** : G+Q+1.2EY

Type d'analyse: Combinaison linéaire

**Cas 15** : G+Q+1.2EX

Type d'analyse: Combinaison linéaire

### **Conclusion :**

Reposons sur ces résultats obtenus dans cette étude de calcul dynamique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné selon les conditions suggérée et qui peut résister aux déferents chocs extérieurs, tel que le séisme après l'obtention de ces résultats satisfaisants.

### **IV.1. Introduction :**

L'objectif principal de cette étude est d'effectuer une étude comparative entre le calcul numérique robotisé et le calcul par la méthode classique statique équivalente de calcul afin de comparer les résultats des modes propres de vibrations et déduire les points forts ainsi que les points faibles de chaque méthode.

La distribution des charges sismiques dans les structures des bâtiments comportant un système de contreventement, disposé de manière irrégulière en plan, soumises à un chargement sismique perpendiculaire au plan d'irrégularité. Les résultats issus des deux méthodes sont comparés et les causes des différences sont discutées.

### **IV.2. Les modes propres de vibration du bâtiment :**

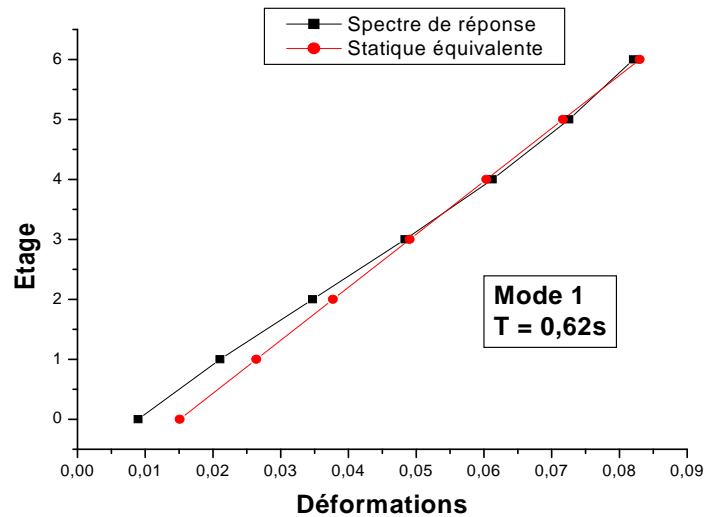
Les allures des deux premiers modes de vibration et leurs périodes correspondantes sont illustrées respectivement par la figure 1 et la figure 2 pour le 1<sup>er</sup> cas et la figure 3 et figure 4 pour le deuxième cas.

#### **1<sup>er</sup> cas :**

Tableau IV-1 comme indiqué ci-dessous nous montre les différentes déformations par étage de méthode spectre de réponse et méthode statique équivalente.

**Tableau IV.1.** Déformation du bâtiment par deux méthodes mode 1. 1<sup>er</sup> cas.

Niveau	Modale spectrale	Statique équivalente
RDC	0,00896	0,01508972
1	0,02104	0,02640701
2	0,03470	0,03772431
3	0,04835	0,0490416
4	0,06125	0,06035889
5	0,07256	0,07167618
6	0,08207	0,08299348

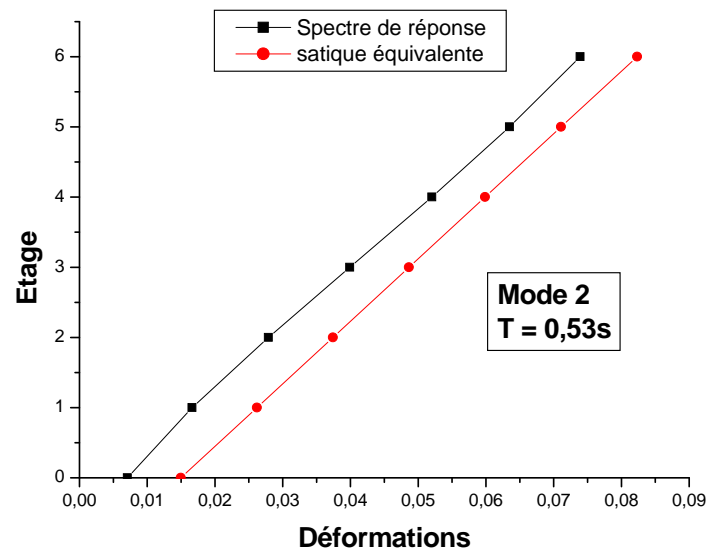


**Figure. IV.1.** Modes et périodes propres de vibration du bâtiment mode 1. 1<sup>er</sup> cas.

Tableau IV.2 comme indiqué si dessous nous montre les différentes déformations par étage de méthode spectre de réponse et méthode statique équivalente.

**Tableau IV.2.** Déformations du bâtiment par deux méthodes mode 2. 1<sup>er</sup> cas.

Niveau	Modale spectrale	Statique équivalente
RDC	0,00707	0,01496652
1	0,01661	0,02619141
2	0,02790	0,03741629
3	0,03990	0,04864118
4	0,05202	0,05986607
5	0,06348	0,07108853
6	0,07391	0,08231585



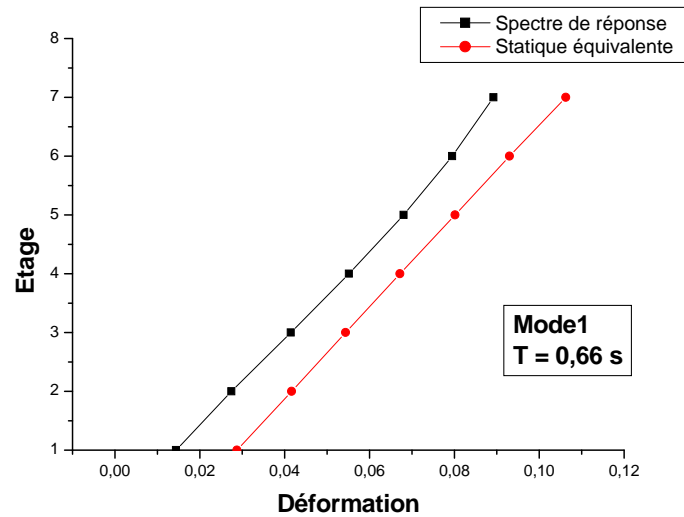
**Figure. IV.2.** Modes et périodes propres de vibration du bâtiment mode 2 1<sup>er</sup> cas.

**2<sup>ème</sup> cas:**

Tableau IV-3 comme indiqué si dessous nous montre les différentes déformations par étage de méthode spectre de réponse et méthode statique équivalente.

**Tableau IV.3.** Déformation du bâtiment par deux méthodes mode 1 2<sup>ème</sup> cas.

Niveau	Modale spectrale	Statique équivalente
Sous sol	0,00181	0,01173175
RDC	0,01440	0,02875825
1	0,02747	0,04164406
2	0,04145	0,05437873
3	0,05517	0,06717865
4	0,06806	0,08017795
5	0,07949	0,09300978
6	0,08923	0,10627245



**Figure. IV.3.** Modes et périodes propres de vibration du bâtiment mode 1 2<sup>ème</sup> cas.

Le Tableau IV-4 comme il est indiqué si dessous nous montre les différentes déformations par étage de par laméthode du spectre de réponse et la méthode statique équivalente.

**Tableau IV.4.** Déformation du bâtiment par deux méthodes mode 2 2<sup>ème</sup> cas.

Niveau	Modale spectrale	Statique équivalente
Sous sol	0,00073	0,01163598
RDC	0,01018	0,02852349
1	0,02065	0,04130411
2	0,03243	0,05393481
3	0,04470	0,06663024
4	0,05697	0,07952343
5	0,06867	0,0922505
6	0,07945	0,10540491

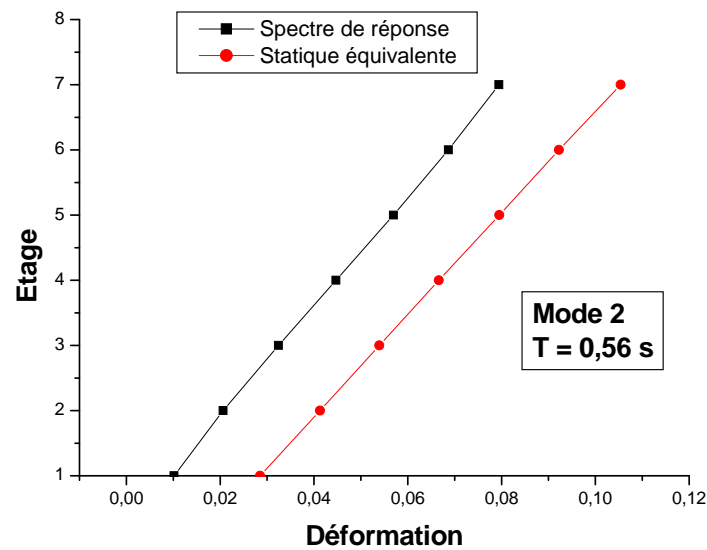


Figure. IV.4. Modes et périodes propres de vibration du bâtiment mode 2. 2<sup>ème</sup> cas.

### IV.3. Contribution des modes aux efforts tranchants du bâtiment dû aux moments de torsions les charges latérales de par les réponses totales:

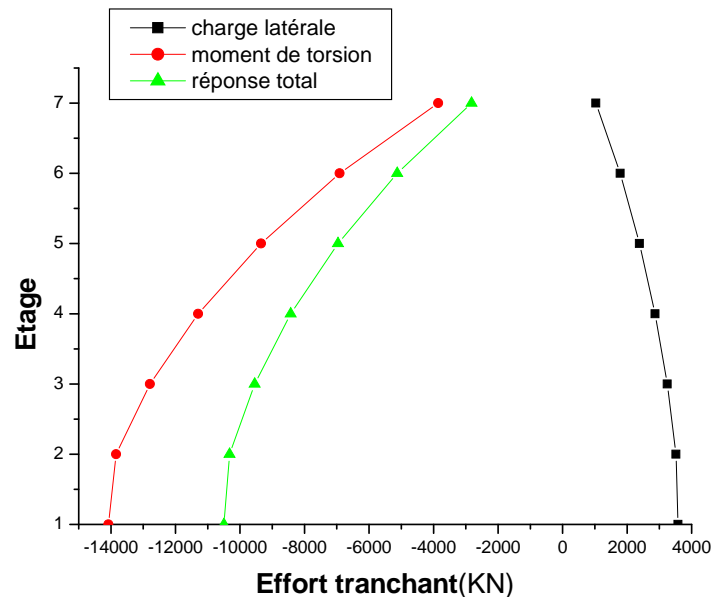
Les distributions des efforts tranchants des portiques, selon la direction OX, sont indiquées sur la figure 5 et la figure 6 pour le 1<sup>er</sup> cas et la figure 8 et la figure 9 pour le 2<sup>ème</sup> cas. Les efforts tranchants, engendrés simultanément par les forces latérales et par les moments de torsion, sont présentés séparément. Ces efforts sont ensuite combinés pour obtenir la réponse totale en termes de distribution d'efforts tranchants.

#### 1<sup>er</sup> cas : Selon le sens x :

Le Tableau IV-5 comme il est indiqué si dessous nous montre la contribution du mode 2 par étage de par la charge latérale et le moment de rotation ainsi que le résultat de la réponse total.

**Tableau IV.5.** Contribution du mode 1 aux efforts tranchants du bâtiment sens x 1<sup>er</sup> cas.

Niveau	Charge latérale	Moment de torsion	Réponse total
RDC	3576,89	-14076,74	-10499,85
1	3516,69	-13840,44	-10323,75
2	3244,83	-12790,89	-9546,06
3	2866,34	-11295,36	-8429,02
4	2384,39	-9346,63	-6962,24
5	1786,33	-6912,18	-5125,85
6	1032,33	-3855,99	-2823,66



**Figure. IV.5 .**Contribution du mode 1 aux efforts tranchants du bâtiment sens x 1<sup>er</sup> cas.

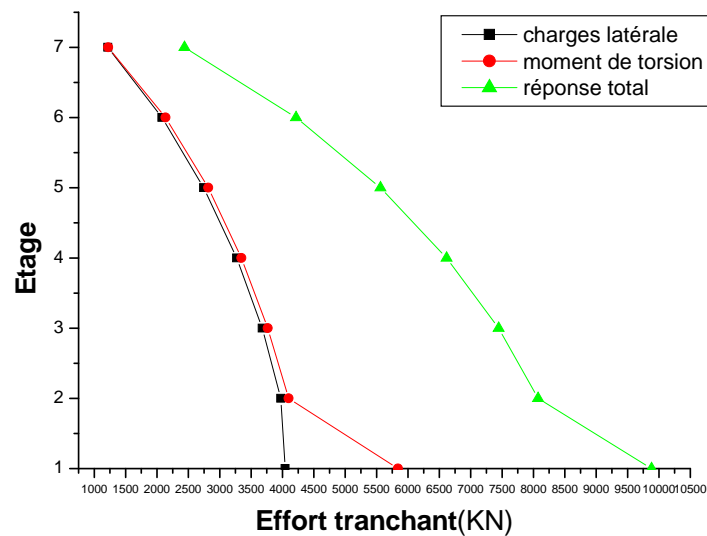
Les forces tranchants l'ont à un moment donné et sont présentées les forces latérales et moment de torsion déterminées à l'unité ensemble pour obtenir la réponse totale dans la répartition des forces tranchants.

**Selon le sens y :**

Le Tableau IV-6 comme il est indiqué si dessous nous montre la contribution du mode 2 par étage de par la charge latérale et le moment de rotation ainsi que la réponse total.

**Tableau IV.6.** Contribution du mode 2 aux efforts tranchants du bâtiment sens y 1<sup>er</sup> cas.

Niveau	Charge latérale	Moment de torsion	Réponse total
RDC	4041,84	5840,94	9882,78
1	3974,49	4098,72	8073,21
2	3678,63	3766,46	7445,09
3	3269,77	3346,32	6616,09
4	2744,31	2818,15	5562,46
5	2078,68	2137,19	4215,87
6	1216,88	1222,23	2439,11



**Figure. IV.6.** Contribution du mode 2 aux efforts tranchants du bâtiment sens y 1<sup>er</sup> cas

Les forces tranchants l'ont à un moment donné et sont présentées les forces latérales et moment de torsion déterminées à l'unité ensemble pour obtenir la réponse totale dans la répartition des forces tranchants.

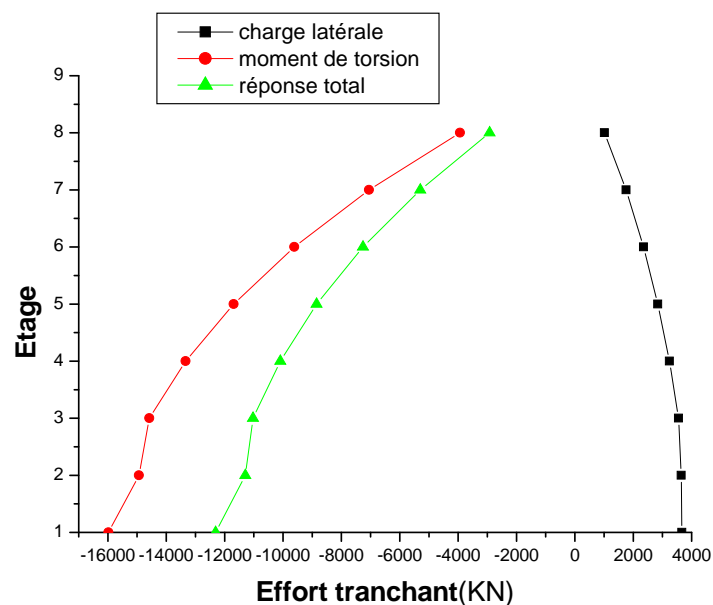
## Chapitre IV : Analyse discussion des résultats

2<sup>ème</sup> cas : Selon le sens x :

Le Tableau IV-7 comme il est indiqué si dessous nous montre la contribution du mode 2 par étage de par la charge latérale et le moment de rotation ainsi que par la réponse total.

**Tableau IV.7.** Contribution du mode 1 aux efforts tranchants du bâtiment sens x 2<sup>ème</sup> cas.

Niveau	Charges latérale	Moment de torsion	Réponse total
Sous sol	3668,43	-15980,51	-12312,08
RDC	3645,79	-14937,78	-11291,99
1	3553,62	-14581,99	-11028,37
2	3241,34	-13335,53	-10094,19
3	2842,66	-11690,54	-8847,88
4	2352,67	-9614,54	-7261,87
5	1754,93	-7052,04	-5297,11
6	1015,16	-3934,42	-2919,26



**Figure. IV.7.** Contribution du mode 1 aux efforts tranchants du bâtiment sens x 2<sup>ème</sup> cas

## Chapitre IV : Analyse discussion des résultats

---

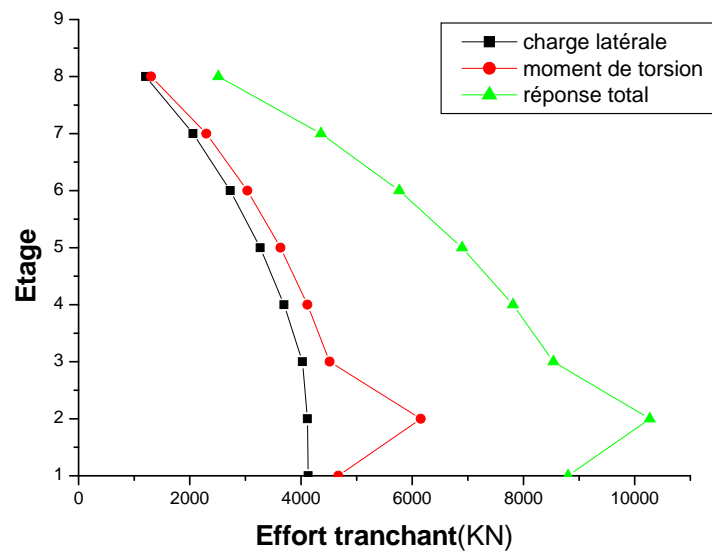
Les forces tranchants l'ont à un moment donné et sont présentées les forces latérales et moment de torsion déterminées à l'unité ensemble pour obtenir la réponse totale dans la répartition des forces tranchants.

**Selon le sens y :**

Le Tableau IV-8 comme il est indiqué si dessous nous montre la contribution du mode 2 par étage de par la charge latérale et le moment de rotation ainsi que de par la réponse total.

**Tableau IV.8.** Contribution du mode 2 aux efforts tranchants du bâtiment sens y 2<sup>ème</sup> cas.

Niveau	Charge latérale	Moment de torsion	Réponse total
Sous sol	4130,02	4671,97	8801,99
RDC	4116,19	6153,65	10269,84
1	4024,75	4514,45	8539,2
2	3695,06	4116,12	7811,18
3	3265,64	3631,72	6897,36
4	2728,84	3037,48	5766,32
5	2059,57	2298,52	4358,09
6	1208,17	1305,15	2513,32



**Figure. IV.8.** Contribution du mode 2 aux efforts tranchants du bâtiment sens y 2<sup>ème</sup> cas.

Les forces tranchants l'ont à un moment donné et sont présentées les forces latérales et moment de torsion déterminées à l'unité ensemble pour obtenir la réponse totale dans la répartition des forces tranchants.

#### **IV.4. Analyses et Discussions :**

- Il est à noter que dans le premier mode de vibration, du point de vue combinaison, les efforts tranchants dus à la rotation et à la translation s'additionnent dans les portiques la figure 6 et la figure 8, par contre, ils se retranchent dans les portiques la figure 5 et la figure 7.
- Sous l'action des forces latérales, le portique par figure 6 est sollicité par un effort tranchant à la base égale à 4041,84 KN, et par les efforts dû à la torsion à 5840,94 KN pour le 1<sup>er</sup> cas. En ce qui concerne le 2<sup>ème</sup> cas, les efforts à la base sont de la valeur de 4130,02 KN et par les efforts dû à la torsion sont de la valeur de 4671,97 KN totalisant ainsi un effort tranchant à la base de la valeur de 9882,78KN et de la valeur de 8801,99 KN.
- L'effort tranchant à la base selon le deuxième mode, dû aux forces latérales, représente 41 % de l'effort tranchant total à la base pour le 1<sup>er</sup> cas et il représente 47 % de l'effort tranchant total pour 2<sup>ème</sup> cas.

### **IV.5. Analyses et comparaisons des Efforts Tranchants du bâtiment obtenus par les deux méthodes :**

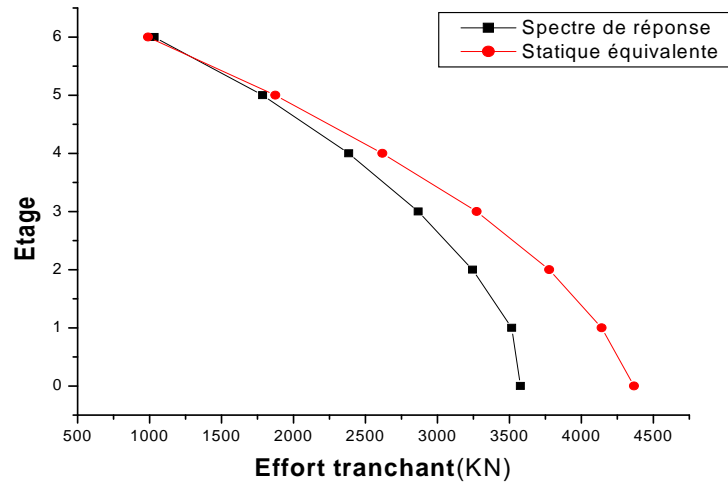
Les résultats issus de cette comparaison des efforts tranchants du bâtiment par méthode statique équivalente et méthode spectre de réponse nous a permis de faire plusieurs conclusions sur le comportement de la structure selon les méthodes de calcul et leurs fiabilités.

#### **1<sup>er</sup> cas : Selon le sens x**

Le Tableau IV.9 comme il est indiqué ci-dessous nous montre les efforts tranchants du bâtiment par étage de par la méthode du spectre de réponse et de par la méthode statique équivalente.

**Tableau IV.9.** Les efforts tranchants du bâtiment selon les deux méthodes 1<sup>er</sup> cas. Sens x.

Niveau	Modale spectrale	Statique équivalente
RDC	3576,89	4366,28
1	3516,69	4141,5339
2	3244,83	3776,7863
3	2866,34	3272,9306
4	2384,39	2617,9181
5	1786,33	1873,653
6	1032,33	989,83811



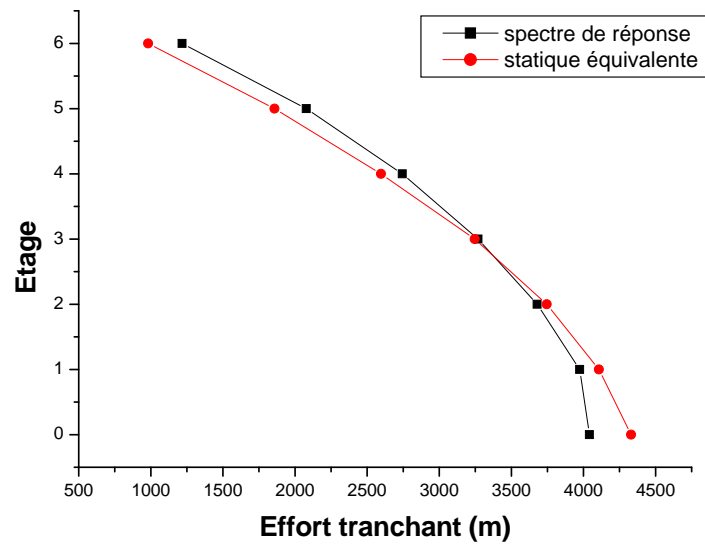
**Figure. IV.9** .Comparaison des efforts tranchants du bâtiment 1<sup>er</sup> cas. Sens x

**Selon le sens y :**

Le Tableau IV-10 comme il est indiqué si dessous nous montre des efforts tranchants du bâtiment par étage de méthode spectre de réponse et méthode statique équivalente.

**Tableau IV.10.** Efforts tranchants du bâtiment selon les deux méthodes 1<sup>er</sup> cas. Sens y

Niveau	Modale spectrale (KN)	Statique équivalente (KN)
RDC	4041,84	4330,63
1	3974,49	4107,719
2	3678,63	3745,9495
3	3269,77	3246,2076
4	2744,31	2596,5432
5	2078,68	1858,3549
6	1216,88	981,75624



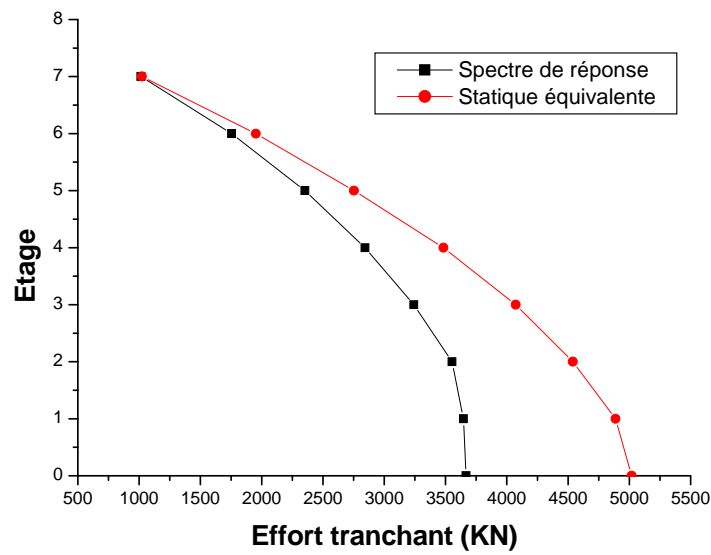
**Figure. IV.10** .Comparaison des efforts tranchants du bâtiment 1<sup>er</sup> cas. Sens y.

### 2<sup>ème</sup> cas :Selon le sens x :

Les Tableau IV.11 comme il est indiqué si dessous nous montre les efforts tranchants du bâtiment par étage selon les deux méthodes de calcul, laméthode du spectre de réponse et la méthode statique équivalente.

**Tableau IV-11:**Efforts tranchants du bâtiment selon les deux méthodes2<sup>ème</sup> cas. Sens x

Niveau	Modale spectrale	Statique équivalente
Sous sol	3668,43	5018,76
RDC	3645,79	4887,6867
1	3553,62	4539,4397
2	3241,34	4072,8365
3	2842,66	3482,7489
4	2352,67	2753,7637
5	1754,93	1952,5239
6	1015,16	1023,0522



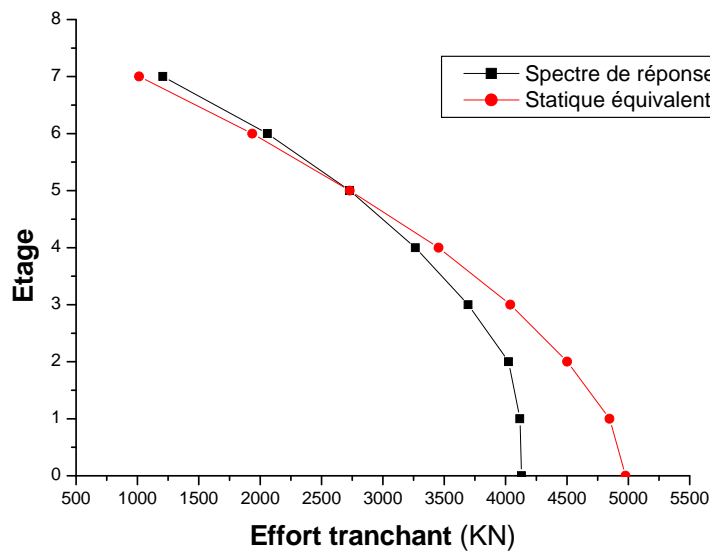
**Figure. IV.11** .Comparaison des efforts tranchants du bâtiment 2<sup>ème</sup> cas. Sens x

Selon le sens y :

Tableau IV-12 comme indiqué si dessous nous montre des efforts tranchants du bâtiment par étage de méthode spectre de réponse et méthode statique équivalente.

**Tableau IV.12.** Efforts tranchants du bâtiment deux méthode sens y 2ème cas.

Niveau	Modale spectrale	Statique équivalente
Sous sol	4130,02	4977,79
RDC	4116,19	4847,7867
1	4024,75	4502,3826
2	3695,06	4039,5884
3	3265,64	3454,3179
4	2728,84	2731,2837
5	2059,57	1936,5847
6	1208,17	1014,7006



**Figure. IV.12** .Comparaison des efforts tranchants du bâtiment 2<sup>ème</sup> cas.Sens y

### IV.6. Analyses et Discussions :

- Ainsi, le calcul mené, suivant la méthode du modale spectrale montre que la contribution des deux premiers modes de vibration à l'effort tranchant à la base du bâtiment considéré par les forces de translation est de l'ordre de 91 %.
- En conséquence, la contribution des modes supérieurs au-delà du second mode peut donc être négligée. Pour un calcul de dimensionnement, la distribution des efforts tranchants dans chaque portique peut être obtenue dans ce cas seulement par la combinaison des deux premiers modes en utilisant la méthode de la somme quadratique des réponses, c'est-à-dire qu'on considère l'indépendance des modes et qu'on tient compte de la non concomitance des réponses modales maximales.
- Les résultats issus de cette combinaison relatifs aux portiques sont présentés sur les figure (9 , 10, 11,12). A titre d'exemple, les efforts tranchants à la base du dus au mode 1 et 2 s'élèvent à 4130,02 KN et 4671,97 KN respectivement. La combinaison de ces deux efforts par la combinaison quadratique fournie à la

base du effort tranchant égal à 4130,02 KN . De ce fait, la contribution du mode 1.

- Les résultats correspondants à la distribution des efforts tranchants obtenus par la méthode statique équivalente sont présentés sur les figures (9,10,11,12) que ceux obtenus par la méthode du modale spectrale.
- Il est à noter que les distributions des efforts tranchants dans les portiques, calculées avec les deux méthodes, sont sensiblement différentes les unes des autres, bien que, l'effort tranchant total à la base du bâtiment est unique.

### **IV.7. Conclusion :**

La méthode approchée qui utilise les forces statiques équivalentes passant par les centres de rigidité des planchers possède deux inconvénients. Elle est incapable de simuler la contribution des modes supérieurs et les forces d'inertie des moments de torsion engendrées par le premier mode de vibration. Les distributions des efforts tranchants dans les portiques intérieurs sont moins sensibles à la contribution des modes supérieurs et aux forces d'inertie des moments de torsion du premier mode.

### Conclusion Général

Dans le domaine de génie civil il existe plusieurs méthodes d'analyse dynamique des structures. Parmi ces méthodes on trouve la méthode statique équivalente qui est la plus utilisée. Toutefois il existe une autre méthode dite méthode modale spectrale utilisée pour étudier les structures et qui peut servir comme outil de comparaison et de précision.

La première partie de notre travail a été consacré au prédimensionnement et à la définition des charges auxquelles est soumise notre structure. Ces informations combinées avec la méthodologie d'analyse dynamique des structures nous a permis de déterminer les efforts internes dans la structure.

Reposons sur ces résultats obtenus dans cette étude de calcul dynamique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné selon les conditions suggérées et qui peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme. Reste-t-il que les distributions des efforts tranchants dans les portiques, calculées avec les deux méthodes, sont sensiblement différentes les unes des autres, bien que, l'effort tranchant total à la base du bâtiment est unique.

La différence est plus significative au niveau des portiques de rives. La sous estimation de l'effort tranchant à la base du portique est d'environ 19%. De ce fait, il existe deux raisons pour justifier cette différence. D'une part, la méthode statique équivalente est incapable de simuler la contribution des modes supérieurs. D'autre part, elle est également incapable de simuler les effets des moments de torsion par les charges latérales issues du premier mode avec leurs points d'applications situés au centre de rigidité des planchers.

La méthode approchée qui utilise les forces statiques équivalentes passant par les centres de rigidités des planchers possède deux inconvénients. D'une part elle est incapable de simuler la contribution des modes supérieurs et des forces d'inertie des moments de torsion engendrées par le premier mode de vibration. Les distributions des efforts tranchants dans les portiques intérieurs sont moins sensibles à la contribution des modes supérieurs et aux forces d'inertie des moments de torsion du premier mode.

D'autre part, on conclut que la méthode spectrale est plus précise que la méthode statique équivalente pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente, il y a tout un travail à faire.

## Conclusion Général

---

c'est à dire vérifié les critères de régularité. par contre la méthode modale spectrale est applicable dans tous les cas.

## *Référence Bibliographiques*

---

### *Références Bibliographiques*

- Aide -mémoire des étudiants d'université de Ammar THELIDJI-LAGHOUAT:

PFE Mr : SIOUSIOU OMAR ( Etude d'un bâtiment (R+8) à usage d'habitation situé dans la nouvelle ville de Boughezoul). Promotion 2015 LAGHOUAT.

PFE Mr Ben Ahmed Baizid Mr Nouidjem Ali (ETUDE D'UN BATIMENT EN R+9+SOUS-SOL A CONTREVENTEMENT MIXTE ) promotion 2007 Ecole Nationale des Travaux Publics.

- BAEL 91 : Béton armé aux Etats Limiter 91modifié 99.

- Humar, J. L. & Kumar, P., 1998, Torsional motion of buildings during earthquake. I. Elastic response. Canadian J. Civ. Eng., 25(5), 50-62.

- Gulay, F. G. & Calim, G., 2003, A comparative study of torsionally unbalanced multi-story structures under seismic loading. Turkish J. Eng. Env. Sci., 27, 11-19.

- RPA99 (version 2003) : Règles parasismiques algériennes (Document technique réglementaire DTR -B C 2.28).

- Tso, W. K. & Smith, R.S.H., 1999, Re-evaluation of seismic torsional provisions : Asymmetric and irregular structures. Euro. Ass. Earth. Eng., Istanbul, 1, 27-43.

- Zhu, T. J. & Tso, W. K. , 1992, Design of torsionally unbalanced structural systems based on code provisions II:Strength distribution. Earthquake engineer ingand structural dynamics. 21, 629-644. Tso, W. K. & Yao, S., 1993, Seismic load distribution in building with eccentric setback. Canadian J. Civ. Eng., 21, 50-62.