

**\*\*\*République Algérienne Démocratique et Populaire\*\*\*  
**Ministère de l'Enseignement Supérieur Et De La Recherche Scientifique**  
**Université de Djilali Bounaama Khemis Miliana****



**Faculté des Sciences et de la technologie**  
**Département de la technologie**

**Mémoire de fin d'études**  
**En vue de l'obtention du Diplôme de Master**  
**Filière : Génie Civil**  
**Option : Structures**

# Thème :

**Analyse de la stabilité des structures en béton  
contreventées par différents systèmes structurels**

**Présenté par:**

- GHRICI AMEL
- CHIKHI YASMINE

**Encadré par :**

- Dr. KHOUDHJA ALI  
BENYAHIA

**PROMO 2019-2020**

# Dédicace :

*A mes chers parents, pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études,*

*A mes chères sœurs , mes oncles et mes tantes pour leurs encouragements permanents, et leur soutien moral,*

*A mes chers frères pour leur appui et leur encouragement,*

*A toute ma famille et tous mes amis pour leur soutien tout au long de mon parcours universitaire, A toutes personnes qui m'aider à poursuivre mes études*

*Que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux tant allégués, et le fruit de votre soutien infailible,*

*Merci d'être toujours là pour moi.*

*AMEL..*

# Dédicace :

*Je dédie ce modeste travail à mes très chers  
parents qui m'ont guidé durant les  
moments les plus pénibles de ce long  
chemin,*

*ma mère qui a été à mes côtés et ma  
soutenu durant toute ma vie*

*mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de  
me voir devenir*

*ce que je suis, merci mes parents.*

*À toute ma famille , À tous mes amis*

*A toutes personnes qui m'ont aidé à  
poursuivre mes études.*

·  
YASMINE...

# Remerciements

Tout d'abord nous remercions avant tout, dieu le tout puissant qui nous a donné, le courage et la volonté pour atteindre notre objectif, ensuite à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation durant tous les cycles.

Nous voulons exprimer nos vifs remerciements à notre encadreur Dr. KHOUDJA ALI BENYAHIA Qui nous a encadrés et qui nous a témoigné de sa confiance et de son aide scientifique et par son expérience et sa compétence.

Un remerciement spécial pour Mr GHRICI MOHAMED et Mr TOHARI MAHFODH pour l'aide qu'ils nous ont fourni.

Nous tenons à remercier nos familles pour les sacrifices qu'ils ont faits pour que nous terminions nos études.

Nous tenons à remercier tous nos amis pour leurs aides soutiens et leurs encouragements.

Nous espérons vivement que le travail accompli soit à la hauteur des espoirs

Merci à toutes et à tous...

## ملخص

أصبح تقييم الأداء الزلزالي أكثر أهمية مع تزايد تعقيدات المشاكل التي يجب معالجتها. أظهرت مثل هذه الهياكل المدعمة بالجدران سلوكًا زلزاليًا جيدًا ، لكن توزيع الأخيرة مهم جدًا لتحقيق تصميم مناسب يسمح بتحسين السلوك الهيكلي والاستغلال الأقصى لصلابة الهيكل.

الهدف من هذه الدراسة هو تحسين السلوك الزلزالي للهيكل من خلال تأثير موقع الأحجبة الخراسانية ، تم اقتراح العديد من المتغيرات لدراسة أفضل تصميم للأحجبة يفي بالشروط الموضحة في إصدار القواعد الجزائرية المضادة للزلازل لسنة 1999 نسخة معدلة سنة 2003 (2003RPP 99)

العمل المقدم في هذه الدراسة ، يعالج سلوك الهياكل التي تتبع المواقف المختلفة للأحجبة الخراسانية ، خمسة متغيرات ، في اجتياز الفحوصات المختلفة: السلوك الديناميكي ، الحركة بين الطوابق ، التحقق من التأثير بي- دالتا، نموذج الهيكل تتم باستخدام ETABS V9. 7. 0 (تحليل إنشائي محترف ETABS V9.7.0).

وفقًا لتحليل هذه المتغيرات، تبين أن أفضل تصميم للأحجبة الخراسانية هو وضع 70% من الجدران الأشرعة في وسط المبنى و30% في محيط الهيكل مع تناسق مثالي.

**الكلمات المفتاحية:** التصرف الأمثل لجدار القص ، السلوك الديناميكي ، الصلابة ، التحليل.

## Résumé

L'évaluation de la performance sismique devient de plus en plus indispensable avec la complexité croissante des problèmes à traiter. Tel que les structures contreventées par voiles ont montré un bon comportement sismique, mais la distribution de ces derniers est très importants pour aboutir une conception adéquate qui permet d'avoir un meilleur comportement structurel et d'une exploitation maximale de la rigidité de la structure.

L'objectif recherché dans cette étude est améliorer le comportement sismique de la structure par l'influence de la position des voiles de contreventements, plusieurs variantes ont été proposées pour étudier la meilleure disposition des voiles de contreventement qui répond aux conditions décrites par le règlement RPA 99 version 2003.

Le travail présenté dans cette étude, traite le comportement des structures suite aux différentes positions des voiles de contreventement à travers, cinq variantes, en passant par les différentes vérifications : Comportement dynamique, déplacement inter étages, vérification de l'effet P- $\Delta$  ; La modélisation de la structure a été faite avec le logiciel ETABS V9.7.0 (Extended 3D analysis of building system).

selon l'analyse de ses variantes a montré que la meilleure disposition des voiles de contreventements est celle des voiles qui sont placés 70% à la périphérie de la structure et 30% voiles central avec une parfaite symétrie.

**Mots clés:** Disposition optimale des voiles, comportement dynamique, rigidité, analyse.

# Abstract

The establishment of seismic performance gets more indispensable within completed issues. Such as Structures braced by walls have shown good seismic behavior, but the distribution of these is very important to achieve an adequate design that allows to have better structural behavior and maximum exploitation of the rigidity of the structure.

The objective sought in this study is to improve the seismic behavior of the structure by the influence of the position of the concrete walls, several variants have been proposed to study the best layout of the walls which meets the conditions described by the regulation RPP 99 version 2003.

The work presented in this study, treats the behavior of structures following the different positions of the concrete walls, five variants, in passing by the various checks : dynamic behavior, moving inter-story, verification of the effect P- $\Delta$  ; the modeling of structure is done with ETABS V9.7.0 (Extended 3D Analysis of building System).

According to analysis of this variants ,we exhibit that The best layout of the concrete walls is one was placed 70% in the periphery of the structure and 30% in the central with a perfect symmetry.

**Keywords:** optimum disposition of shear wall, dynamic behavior ,rigidity, analysis.

# Sommaire

## Introduction Générale

|   |    |
|---|----|
| Introduction générale.....                                    | 01 |
| <b>Chapitre I : Construction parasismique</b>                 |    |
| I.1 Séisme .....  | 03 |
| I.2 Quantification d'un événement sismique.....               | 04 |
| I.3 Définition du risque sismique.....                        | 04 |
| I.4 Sismicité en Algérie.....                                 | 04 |
| I.5 Conception des bâtiments pour résister au séisme.....     | 06 |
| I.6 L'action sismique et ses effets sur les équipements.....  | 07 |
| I.6.1 Effets du séisme sur une structure.....                 | 07 |
| I.6.2 Effets inertiels.....                                   | 07 |
| I.6.3 Effets de mouvements différentiels.....                 | 07 |
| I.7 Identification des modes de comportement.....             | 08 |
| I.8 Principes de conceptions parasismiques des bâtiments..... | 08 |
| I.9 Quelques erreurs à éviter dans les constructions.....     | 09 |
| Conclusion.....   | 15 |
| <b>Chapitre II : Présentation de la structure étudiée</b>     |    |
| II.1 Introduction.....  | 16 |
| II.2.1 Présentation architecturale.....                       | 16 |
| II.2.2 Présentation de l'ouvrage.....                         | 17 |
| 1. Caractéristiques géométriques.....                         | 18 |
| 2. Description technique du bâtiment.....                     | 18 |
| II.2.3 Données géotechniques du site.....                     | 19 |
| II.2.4 Etats limites "BAEL91".....                            | 19 |
| II.2.4.1 Définition.....                                      | 19 |
| II.2.5 Béton.....   | 20 |
| II.2.6 Acier de construction.....                             | 20 |
| <b>Chapitre III : Méthodes de calcul parasismique</b>         |    |
| III.1 Introduction .....                                      | 22 |
| III.2 Méthodes de calcul sismique.....                        | 22 |
| III.2.1 Méthodes statique équivalente .....                   | 22 |
| III.2.2 Méthodes modale spectrale.....                        | 23 |
| III.2.3 Méthodes d'analyse dynamique par accélérogrammes..... | 24 |
| III.3 Logiciel d'analyse "ETABS Analyse structure".....       | 24 |
| III.3.1 Présentation du programme ETABS.....                  | 25 |
| III.3.2 Modélisation de la structure.....                     | 25 |
| III.3.3 Etapes de modélisation.....                           | 25 |
| III.4 Méthodes de calcul de la structure.....                 | 25 |
| III.4.1 Pré-dimensionnement.....                              | 25 |
| III.4.2 Hypothèses de calcul.....                             | 25 |
| III.5 Caractéristique des matériaux.....                      | 26 |
| III.5.1 Béton.....  | 26 |
| III.5.2 Acier.....  | 28 |
| III.6 Contreventement.....                                    | 30 |
| III.6.1 Définition.....                                       | 30 |
| III.6.2 Choix du contreventement.....                         | 30 |
| III.7 Les combinaisons de ferrailage des portiques.....       | 31 |
| III.8 Les conditions à vérifier .....                         | 32 |
| III.8.1 Art 4.2.4.4 RPA2003.....                              | 32 |
| III.8.2 Art 4.3.6.4 RPA2003.....                              | 32 |
| III.8.3 Art 5.10 RPA2003.....                                 | 32 |
| III.8.4 Art 5.9 RPA2003.....                                  | 32 |

|   |    |
|---|----|
| <b>Chapitre IV :Pré-dimensionnement des éléments structuraux</b>              |    |
| IV.1Introduction.....   | 33 |
| IV.2Pré-dimensionnement des poutres.....                                      | 33 |
| IV.2.1 Poutres porteuses.....   | 33 |
| IV.2.2 Poutres non porteuses.....   | 33 |
| IV.2.3 Poutres palières.....  | 34 |
| IV.3 Pré-dimensionnement des poteaux.....                                     | 35 |
| IV.4 Pré-dimensionnement des voiles.....                                      | 36 |
| <b>Chapitre V : Etude de stabilité de différentes dispositions des voiles</b> |    |
| Introduction.....   | 38 |
| V.1Présentation de l'ouvrage.....   | 38 |
| V.2Critères de comparaison entre les variantes étudiées.....                  | 39 |
| V.3Présentation des variantes de disposition des voiles.....                  | 39 |
| V.3.1 Variante 1(variante architecture).....                                  | 39 |
| V.3.2Variante 2 :V2 (80%V <sub>poteaux</sub> 20%V <sub>voiles</sub> ).....    | 40 |
| V.3.3Variante : 3V3 (70%Périphérie +V 30%Centre ).....                        | 40 |
| V.3.4Variante 4 :V4 (30%Périphérie +V 70%Centre ).....                        | 41 |
| V.3.5Variante 5 :(50% V5Périphérie +V 50%Centre ).....                        | 42 |
| V.4Etude des variantes.....   | 42 |
| V.4.1 Etude de la variante 1(variante architecture).....                      | 42 |
| V.4.1.1Vérification du comportement dynamique.....                            | 43 |
| V.4.1.2Vérification de la période fondamentale de la structure.....           | 44 |
| V.4.1.3Vérification de l'effort tranchant.....                                | 44 |
| V.4.1.4Vérification des déplacements relatifs .....                           | 46 |
| V.4.1.5Vérification de l'effet P-Δ.....                                       | 47 |
| V.4.1.6Conclusion.....  | 48 |
| V.5Interprétation des résultats.....  | 48 |
| V.5.1Période fondamentale.....  | 48 |
| V.5.2Efforts tranchant.....   | 49 |
| V.5.3Déplacement inter-étages maximal (Δx).....                               | 50 |
| V.5.4Effet maximal P- Δ.....  | 51 |
| V.6Conclusion.....  | 53 |
| <b>Conclusion Générale</b>  |    |
| Conclusion générale.....  | 54 |
| Références Bibliographiques .....   | 55 |



## La liste des figures

### Chapitre I : Construction parasismique

|   |    |
|---|----|
| Figure I.1: Origine des tremblements de terre.....  | 03 |
| Figure I.2: carte des plaques lithosphériques principales [2] .....   | 05 |
| Figure I.3 : Carte de zonage sismique de l'Algérie .....  | 05 |
| Figure I.4 : Effets inertiels .....   | 08 |
| Figure I.5 : Effets de mouvements différentiels .....   | 10 |
| Figure I.6 : Effet de niveau souple .....   | 10 |
| Figure I.7 : Les colonnes antérieures se sont inclinées dans leur direction de faiblesse, tandis que les colonnes postérieures se sont rompues (Izmit, Turquie, 1999).....                                  | 12 |
| Figure I.8 :Le troisième étage de cet immeuble commercial a disparu. La partie supérieure s'est affaissée d'un étage (Kobe, Japon, 1995).....   | 11 |
| Figure I.9 : les colonnes étaient manifestement les plus résistantes. Une grande partie de la maçonnerie est tombée, mais le cadre a tenu (Erzincan, Turquie, 1992 .....                                    | 12 |
| Figure I.10: les cloisons non-porteuses ont été détruites, bien que la structure en cadre ait subi des déformations et des dégâts mineurs, et que les fenêtres soient restées intactes (Arménie, 1988)..... | 12 |
| Figure I.11 : Les fissures en croix et les ruptures par effort tranchant qui ont affecté les colonnes courtes de ce parking ont presque entraîné son effondrement (Northridge, Californie, 1994).....       | 13 |
| Figure I.12.1 : Dommages dus à l'entrechoquement de blocs contigus.....   | 14 |
| Figure I.12.2 : Dommages dans les angles rentrants dans le plan vertical dus aux oscillations Différentielles [12] .....  | 14 |
| <b>Chapitre II: Présentation de la structure étudiée</b>  |    |
| Figure II.1 : Plan d'architecture du bâtiment étudié.....   | 16 |
| Figure II.2 : Plan 2D du bâtiment .....   | 21 |
| Figure II.3 : Plan 3D du bâtiment .....   | 21 |
| <b>Chapitre III : Méthodes de calcul parasismique</b>   |    |
| Figure III.1 :diagramme contrainte déformation A'ELU [20].....  | 27 |
| Figure III.2 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS [20] .....   | 27 |
| Figure III.3.1:diagramme contrainte-déformation d'acier de calcul .....   | 28 |
| Figure III.3.2 : diagramme contrainte-déformation d'acier réel .....  | 29 |
| <b>Chapitre IV : Pré-dimensionnement des éléments structuraux</b>   |    |
| Figure IV.1 : Dimensionnements des poteaux et poutres.....  | 34 |
| Figure IV.2 : coupe de voile en élévation .....   | 36 |
| <b>Chapitre V : Etude de stabilité de différentes dispositions des voiles</b>   |    |
| Figure V.1 Plan architecture .....  | 39 |
| Figure V.2: Variante 1 (variante d'architecteur) .....  | 40 |
| Figure V.3 : Variante 2 (80%VPoteaux 20%Vvoiles) .....  | 40 |
| Figure V.4 : Variante 3 V3 (70%Périphérie +V 30%Centre ).....   | 41 |
| Figure V.5 : Variante 4 V3 (30%Périphérie +V 70%Centre ) .....  | 41 |
| Figure V.6 : Variante 5 V3 (50%Périphérie +V 50%Centre ) .....  | 42 |
| Figure V.7 : Configuration en plan de la variante 1 .....   | 42 |
| Figure V.8 : Période maximale des variantes.....  | 49 |
| Figure V.9 : Efforts tranchant à la base.....   | 50 |
| Figure V.10 : Déplacements relatifs des variantes étudiées.....   | 51 |
| Figure V.11: Effet maximal (P-Δ).....   | 52 |



## La liste des tableaux

### Chapitre III

|  |    |
|--|----|
| Tableau III.1 : Surface du logement F3 ..... | 28 |
| Tableau III.2: Surface du logement F5 .....  | 28 |

### Chapitre V

|  |    |
|--|----|
| Tableau V.1: Modes propres de la structure .....                     | 43 |
| Tableau V.2 : Effort tranchant selon l'axe x.....                    | 44 |
| Tableau V.3 : Effort tranchant selon l'axe y .....                   | 45 |
| Tableau V.4.1 : Valeurs de calcul .....                              | 45 |
| Tableau V.4.2: Déplacements inter-étages .....                       | 46 |
| Tableau V.5.1: Vérification des effets P- $\Delta$ .....             | 47 |
| Tableau V.5.2: Vérification des effets P- $\Delta$ .....             | 48 |
| Tableau V.6 : Période maximale des variantes .....                   | 49 |
| Tableau V.7 : Efforts tranchant à la base .....                      | 50 |
| Tableau V.8 : Déplacements inter-étages maximal ( $\Delta x$ ) ..... | 51 |
| Tableau V.9: Effet maximal (P- $\Delta$ ) .....                      | 52 |

## *Liste de symboles*

$f_{cj}$  : La résistance caractéristique à la compression du béton

$f_{tj}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton

$E_{ij}$  : Module de déformation longitudinale

$h$  : La hauteur du poutre

$b$  : La largeur du poutre

$G$  : Charges permanentes

$Q$  : Charges d'exploitation

$\sigma_{bc}$  : la contrainte limite de service du béton en compression.

$S_a$  : Accélération spectrale associée au mode de vibration de période  $T$  du bâtiment

$A$  : Coefficient d'accélération de la zone

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement

$\zeta$  : Le pourcentage d'amortissement critique.

$T$  : Valeur du période

$T_f$  : Valeur du période calculées à partir des formules de Rayleigh

$R$  : Coefficient de comportement de la structure

$Q$  : Facteur de qualité

$D$  : Facteur d'amplification dynamique moyen

$P_q$  : La pénalité à retenir

$M$  : Moment fléchissant

$N$  : Effort normale

$V$  : Effort tranchant

$V_{dyn}$  : La résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs

$V_{MSE}$ : la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente

$\Delta$  : déplacement relatif de chaque étage.

$\Delta_{ek\ ETABS}$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

$h_k$  : hauteur de l'étage « k ».

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

# **INTRODUCTION GENERALE**

## Introduction générale

Le rapprochement des plaques Eurasiatique et Africaine entraîne l'occurrence d'une activité sismique. La sismicité de l'Algérie du Nord est connue depuis 1365: La région tellienne est la plus active, dans cette région se produit la plus grande activité et les séismes les plus importants. La région des Hauts Plateaux est beaucoup moins active que la région Tellienne. Au niveau de l'Atlas Saharien seuls quelques événements se sont produits

La sismicité en Algérie du Nord se produit de façon permanente. Le réseau de surveillance enregistre près de 50 secousses par mois. Près de 90 % de cette activité car étant de faible magnitude et se produisant loin des centres urbains [21]

Les nombreux travaux qui se sont intéressés à l'historique de la sismicité ont permis la réalisation de plusieurs catalogues, Rothé(1955), Roussel(1967), Benhallou (1985), Mokrane et al.(1994), Benouar (1997) et Boudiaf (1996). Ces catalogues montrent que la sismicité est concentrée dans la région nord du pays c'est à dire dans la bande comprise entre la région littorale et la région de la flexure sud atlasique, et des frontières marocaines jusqu'au frontières tunisiennes.[21]

D'autres part, ces catalogues indiquent que plusieurs séismes importants se sont produits au cours de l'histoire Alger (1716), Oran (1790), Blida (1825), Tenès (1890)...[21]

Depuis les dernières corrections apportées au Règlement Parasismique Algérien (RPA 99), suite au séisme de Boumerdes (Algérie) survenu en 2003, construire des structures en portique auto-stable devient pratiquement impossible. L'unique solution est l'ajout de voiles aux portiques auto-stables. c'est-à-dire construire en structures mixtes. Seulement cet ajout de voiles pose souvent des problèmes aux ingénieurs (les structures sont, soient trop rigides, soient trop flexibles). La disposition des voiles doit être étudiée de la meilleure façon possible (optimisation)

Les bureaux d'études optent systématiquement pour des structures mixtes dès que la hauteur de l'ouvrage dépasse les limites fixées par le RPA 2003 pour l'usage des structures auto stables, faisant ainsi que ce type de construction soit de plus en plus répandu dans notre paysage urbain.

Malgré l'importance de la disposition des voiles dans les structures mixtes, **aucun article n'est relatif** à ce paramètre, dans les règles parasismiques algériennes (RPA2003), ce qui pousse les concepteurs des structures mixtes à essayer d'une manière systématique de disposer les voiles sur la périphérie du bâtiment.

L'objectif de ce travail est de proposer aux concepteurs des structures mixtes, l'aide qui permet de rechercher la disposition optimale des voiles. Ceci, à partir des plusieurs variantes de disposition des voiles de contreventement en évaluant la performance sismique de la structure. L'étude est réalisée en utilisant le logiciel ETABSV9.7.0

Le présent mémoire est composé de cinq chapitres structurés comme suit :

- Le premier chapitre est consacré à l'étude bibliographique et quelques définitions sur la conception parasismique des bâtiments et le comportement de ses bâtiments dans une zone forte sismicité, ainsi que le comportement mécanique des voiles en béton arme sous charges extrêmes.
- Le deuxième chapitre présente un résumé sur les méthodes de calcul des structures en utilisant le logiciel de calcul "ETABS V9.7.0".
- Tandis que le troisième chapitre s'intéresse à présenter les caractéristiques architecturales et de génie civil pour notre structure.
- Dans le quatrième chapitre , on a pré-dimensionné les poteaux ; les poutres (porteuses et non porteuses) et les voiles.
- Enfin dans Le cinquième chapitre, on a effectué une étude complète de la variante 1 (architecture),et on procède à une discussion des résultats obtenus par la comparaison des analyses de plusieurs variantes de dispositions de voiles dans la structure.

Comme tout travail, celui-ci est débuté par une introduction et achevé par une conclusion générale.

# **Chapitre I:**

## **Construction parasismique**

« Ce sont pas les séismes qui causent les morts, mais l'effondrement des bâtiments »[1]

### I. Introduction :

Le niveau de risque sismique dépendant de la zone d'implantation de la construction .la pris en compte dans l'ouvrage de la résistance aux séismes va varier d'une région a l'autre et même selon la commune d'implantation.

#### I.1 Séismes :

Les séismes ou Les tremblements de terre sont les catastrophes naturelles les plus dangereuses causent des dégâts considérables.Ou d'une autre façon c'est le déplacement des plaques lithosphériques à la surface de terre qui engendre des contraintes sur les roches. celles-ci alors se déformer et se déclenchant un séisme qui se traduit par des ondes sismiques, la dissipation d'énergie se produit de deux manières :

1. dissipation d'énergie sous forme de chaleur, due aux frottements des parois de la faille.
2. dissipation d'énergie sous forme de vibrations : les ondes sismiques sont générées à partir du foyer dans toutes les directions.

Les secousses sismiques peuvent rester d'une durée de quelques secondes ou des dizaines de secondes par rapport à la taille de la faille.

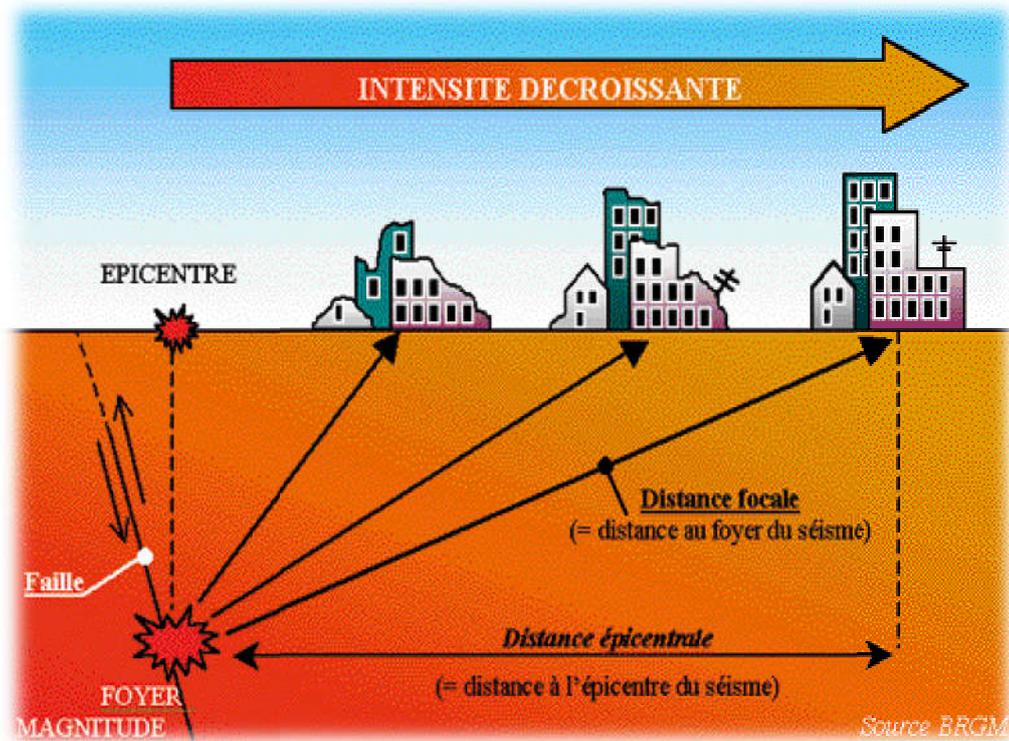


Figure I.1: Origine des tremblements de terre

### I.2 Quantification d'un événement sismique :

Les secousses sismiques sont enregistrés par des accéléromètres qui mesurent l'accélération du sol en fonction du temps. ces derniers sont appelés accélérogrammes .

L'intensité sismique permet de mesurer les effets d'un séisme, à un endroit donné, sur des objets naturels, sur des installations industrielles, l'intensité diffère de la magnitude, qui est liée à l'énergie relâchée par un séisme.

La magnitude est en sismologie la représentation logarithmique du moment sismique, qui est lui-même une mesure de l'énergie libérée par un séisme. Plus le séisme a libéré d'énergie, plus la magnitude est élevée, le séisme est défini par l'un des deux critères suivants :

#### L'intensité d'un séisme :

Il existe plusieurs échelles d'intensité, Échelle EMS 98 (European Macroseismic Scale 1998).  
Échelle de Mercalli ou de MSK (Medvedev, Sponheuer, Karnik).

#### La magnitude d'un séisme :

Il ya plusieurs échelles de magnitude, la plus connue est la magnitude de Richter, est introduite par l'Américain C.F. Richter en 1935.

### I.3 Définition du risque sismique :

C'est la probabilité d'un dommage causé par un séisme, il est en fonction de : L'aléa sismique et la Dispositions constructives prises pour diminuer le risque.

Le Risque sismique peut être évalué pour une construction, une ville, une région spécifique.

- ✓ Probabilité de perte en bien, en activités productives et en vies humaines dans un laps de temps donné.

Il augmente avec :

- La densité de population.
- Le potentiel économique.

$$\text{Risque sismique} = \text{Aléa sismique} \times \text{Vulnérabilité}$$

**L'aléa sismique** : est la probabilité d'apparition d'un séisme en un site donné.

**La vulnérabilité** : exprimée en pourcentage (%), c'est le rapport du coût des dommages attendus pour un séisme d'une intensité donnée par le coût de la construction.

### I.4 Sismicité en Algérie :

De nombreux travaux furent consacrés la tectonique des plaques lithosphériques, ils existent trois grandes plaques Américaine, Eurasiatique et Africaine, ayant chacune son mouvement



**Figure I.3 :** Carte de zonage sismique de l'Algérie

l'Algérie a subi plusieurs séismes destructeurs, parmi les plus notables, on peut citer : Alger en 3 janvier 1365 [2] [3] et 1716, Oran en 1790, Gouraya en 1891. Dans une période plus récente, Nous pouvons citer les séismes d'Orléans ville du 09/09/1954, d'El Asnam du 10/10/1980 [4], de Constantine du 27/10/1985 [5], de Tipaza du 29/10/1989 [6], de Mascara du 17/08/1994 [7], d'Alger du 04/09/1996 [8], de Ain Temouchent du 22/12/1999 [9] et de Beni-Ouartilane du 10/11/2000 [10] et de Boumerdes du 21/05/2003 [11].

Depuis les dernières corrections apportées au Règlement Parasismique Algérien (RPA 99), suite au séisme de Boumerdes (Algérie) survenu en 2003, construire des structures en portique auto-stable devient pratiquement impossible. En effet, Le RPA nous interdit de concevoir des bâtiments de ce système de plus de 14 m de hauteur en zone III et de 21 m en zone IIb [12].

### **I.5 Conception des bâtiments pour résister au séisme :**

Même si les règles à venir devraient introduire une notion nouvelle de maintien de la Fonctionnalité pour les ouvrages à risque normal les plus sensibles (hôpitaux, casernes, centres de télécommunication ...), on rappelle que l'objectif de la réglementation applicable en Algérie pour la protection parasismique des bâtiments vise essentiellement la sécurité des personnes : l'objectif principal est que le bâtiment ne doit pas s'effondrer sur ses occupants.

Dans ces conditions, les bâtiments qui suivent ces règles sont conçus de manière à pouvoir encaisser toute l'énergie amenée par le séisme, en jouant sur 2 paramètres :

- la résistance des éléments de structure,
- la ductilité de ces mêmes éléments, qui représente leur capacité à conserver leur résistance tout en étant soumis à des déformations importantes.

On accepte donc un endommagement potentiellement important de la structure (fissures, déformations irréversibles) afin de limiter le coût de la protection parasismique.

Plus la volonté de maintenir en état les fonctions de l'ouvrage est forte, moins le niveau d'acceptation d'endommagement est élevé.

Dans le cas des bâtiments réalisés avant application des règles parasismiques, les dispositions assurant la ductilité de la structure ne sont pas présentes. Ceci ne signifie pas que le bâtiment s'effondrera en cas de séisme car il possède généralement au moins la résistance équivalente aux efforts du vent, qui dans certaines zones peuvent être supérieurs aux efforts de séisme. Cependant, aucune marge n'est disponible et le caractère dynamique alterné de la sollicitation pourra entraîner une forte probabilité d'endommagement.

## I.6 L'action sismique et ses effets sur les équipements :

### I.6.1 Effet du séisme sur une structure :

Les effets d'un séisme sont transmis à la structure par les mouvements du sol. Il est possible de distinguer deux effets principaux agissant simultanément :

### I.6.2 Effets inertiels :

Les effets inertiels correspondent à la mise en mouvement de la masse  $m$  d'une structure ou d'un équipement sous l'effet de l'accélération  $\gamma(t)$  imposée par le séisme à l'ensemble des points de fixations. Les efforts résultants  $F$  sont alors proportionnels au produit de la masse de la structure ou de l'équipement et de l'accélération sismique transmise par les supports (accélération dans les trois directions de l'espace). [13]

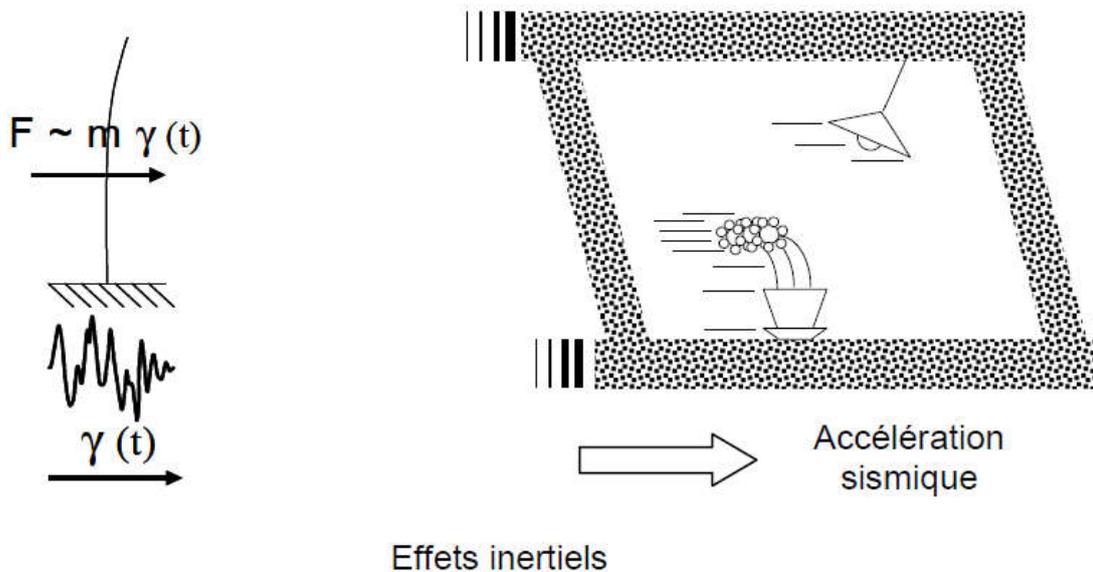


Figure I.4 : Effets inertiels

### I.6.3 Effets de mouvements différentiels :

Les effets de mouvements différentiels résultent du fait qu'une structure ou un équipement peut être sollicitée par un déplacement  $d(t)$  différent au niveau de ses appuis. Dans ces cas, les appuis ont un déplacement différent (cas d'un réseau de tuyauteries cheminant entre 2 blocs de bâtiments par exemple).

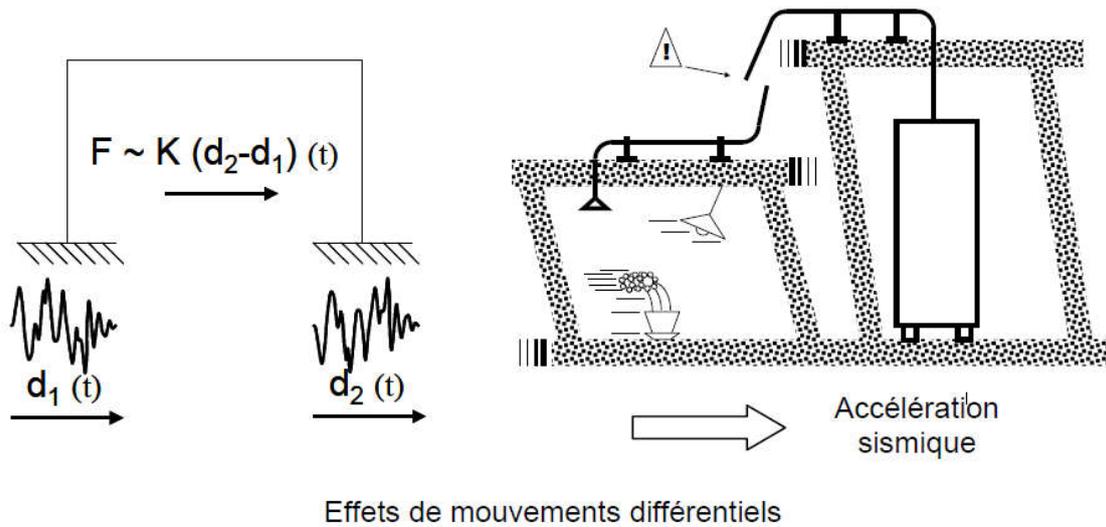


Figure I.5 : Effets de mouvements différentiels

### I.7 Identification des modes de comportement:

Les différents modes de comportement d'un équipement susceptibles d'entraîner des dommages pendant un séisme sont les suivants[13] :

- glissement.
- renversement.
- rupture d'un élément constituant l'équipement.
- rupture d'ancrage.
- déformation excessive.
- dysfonctionnement mécanique, électronique ou autre.
- interaction.

### I.8 Principes de conception parasismique des bâtiments :

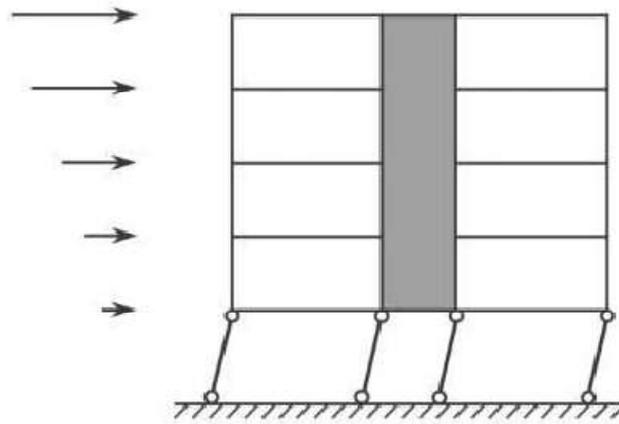
- Simplicité.
- Continuité.
- Régularité en plan.
- Régularité en élévation.
- Raideur et résistance à la torsion.
- Diaphragmes efficaces.
- Des éléments structuraux verticaux surdimensionnés.
- Créer les conditions d'un mécanisme plastique global.

- Choix rationnels relatifs aux masses.
- Largeur des contreventements.
- Largeur des fondations.
- Partition en sous structures.
- Fixation des éléments non structurels.

### I.9 Quelques erreurs à éviter dans les constructions :

- ✓ Eviter les rez-de-chaussée souple :

L'effet de niveau souple se produit généralement en rez-de-chaussée d'immeubles, Lorsqu'un niveau est significativement moins rigide que le niveau immédiatement supérieur, est appelé «niveau souple »,principalement pour deux raisons. D'une part, les rez-de-chaussée comportent souvent vastes locaux sans cloisons, une façade vitrée ou de nombreuses ouvertures. D'autrepart, leur hauteur est souvent plus grande que celle des autres niveaux .Les déformations de la construction provoquées par les séismes sont concentrées sur ce niveau (figure I.6).



Eviter les rez-de-chaussée flexibles !

Figure I.6: Effet de niveau souple.



Figure I. 7: Les colonnes antérieures se sont inclinées dans leur direction de

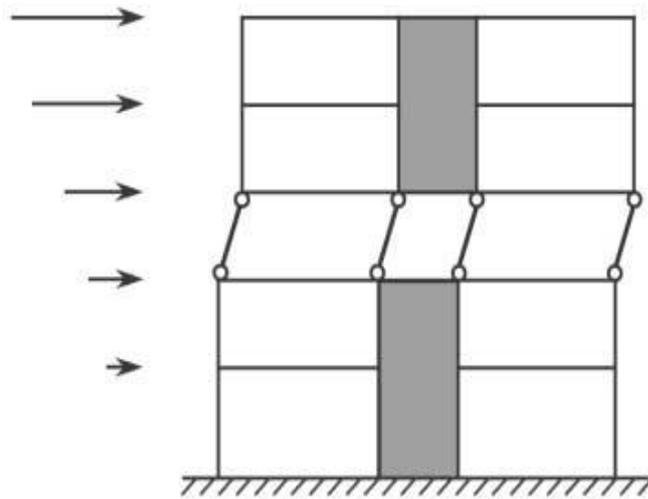
## Chapitre I : Construction parasismique

faiblesse, tandis que les colonnes postérieures se sont rompues (Izmit, Turquie, 1999)

### ✓ Eviter les étages flexibles :

La stabilité de l'ensemble de la structure va affectée dans l'absence de cloisons et de séparation et la maçonnerie extérieure dans un étage par rapport aux étages supérieurs, car elle entraîne de diminution sa rigidité relative.

Du point de vu règlement parasismique algérien RPA 99 version 2003, ces situations ne sont pas interdites mais deux articles gardes fous sont introduits afin de limiter leurs effets. Ils concernent la limitation des déplacements relatifs entre étages (article 5.10) [16] et la prise en compte de l'effet P-Delta (article 5.9) [16]



Eviter les étages supérieurs flexibles !



**Figure I. 8 :**Le troisième étage de cet immeuble commercial a disparu. La partie supérieure s'est affaissée d'un étage (Kobe, Japon, 1995).

- ✓ Eviter les remplissages partiels:

Les structures en portiques en béton armé avec remplissage entier ou partiel en maçonnerie sont largement utilisées dans les zones urbaines et rurales de l'Algérie. La maçonnerie en briques avec du mortier de ciment, est le matériau de remplissage le plus répandu, en raison de son abondance, de son faible coût



**Figure I.9 :**les colonnes étaient manifestement les plus résistantes. Une grande partie de la maçonnerie est tombée, mais le cadre a tenu (Erzincan, Turquie, 1992).

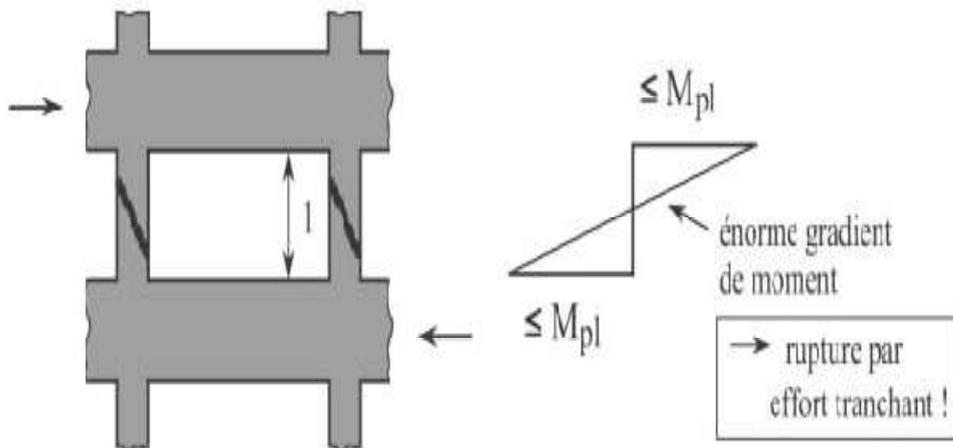
- ✓ Harmoniser la structure porteuse et les éléments non-porteurs :



**Figure I.10** : Dans ce cas, les cloisons non-porteuses ont été détruites, bien que la structure en cadre ait subi des déformations et des dégâts mineurs, et que les fenêtres soient restées intactes (Arménie, 1988).

✓ Eviter les poteaux courts :

Les poteaux courts comme ceux du vide sanitaire, ils sont beaucoup plus rigides que les autres poteaux. Ils sont donc nettement plus sollicités et peuvent être détruits par cisaillement. (figure I....) [18]



Eviter les colonnes courtes !



**Figure I.11** : Les fissures en croix et les ruptures par effort tranchant qui ont affecté les colonnes courtes de ce parking ont presque entraîné son effondrement (Northridge, Californie, 1994).

✓ Eviter Irrégularité :

l/en plan :

Séparer les bâtiments contigus par des joints :

Un joint parasismique est un espace vide de tout matériau, présent sur toute la hauteur de la superstructure des bâtiments ou parties de bâtiments qu'il sépare. La largeur du joint sismique doit être suffisante pour prévenir l'entrechoquement des blocs contigus. Cet entrechoquement peut entraîner des dommages graves allant jusqu'à l'effondrement (figure I.12) [ 15] [16 ].

D'après le RPA 99 version 2003, Article 5.8 [ 16 ] justification de la largeur des joints sismiques ; deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale ( $d_{min}$ )

$$d_{min} = 15mm + (\delta_1 + \delta_2) mm \geq 40 mm$$

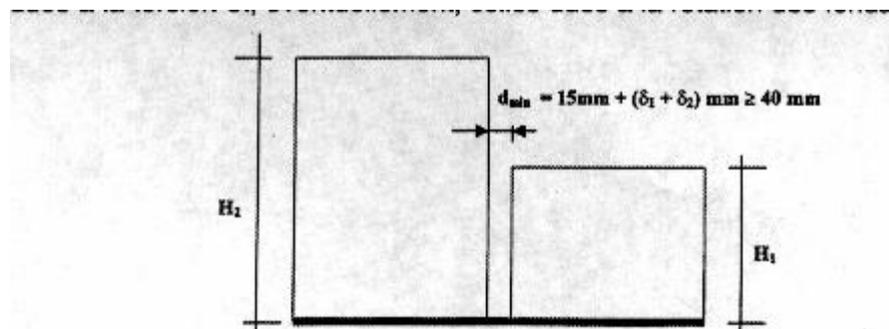


Figure I.11 : Dommages dans les angles rentrants dus aux



Figure I.12.1: Dommages dus à l'entrechoquement de blocs contigus

**2/ en élévation**

La figure I.12.2 illustre l'Effet d'un choc entre deux parties de hauteurs différentes d'un bâtiment. Les deux parties de fréquences propres différentes ne vibrent pas en même phase ; sans séparation des deux parties, le choc est presque inévitable. [12]



Figure I.12.2 : Dommages dans les angles rentrants dans le plan vertical dus aux oscillations Différentielles [12]

### **Conclusion :**

Quelques soient les règlements et les textes, ils n'atteindront pleinement leur objectifs de réduction de dégâts en cas de séismes que si le contrôle de la conception des ouvrages, de la qualité et de la mise en œuvre de matériaux, par toutes les parties concernées par l'acte de bâtir, s'exécute dans le plus grand respect des spécifications techniques. Du fait du respect strict de ces spécifications l'expérience montre que sous d'autres ciieux un séisme de magnitude 7 causes moins de dégâts

# **Chapitre II:**

## **Présentation de la structure étudiée**

### II.1 Introduction :

Sachant que l'Algérie est une région sismique active. Et Malgré tous les efforts déployés pour la réduction du risque sismique, il n'en demeure pas moins que la tâche reste importante pour réduire la vulnérabilité du bâtiment .alors La conception parasismique d'un bâtiment, , consiste à opter pour une architecture qui lui confère un bon comportement lorsqu'il est exposé à un tremblement de terre : la forme d'ensemble du bâtiment et le choix du système porteur, c'est ta dire son organisation en plan et en élévation, sa configuration et la disposition des éléments de la structure principale

### II.2.1 Présentation architecturale :

Notre bloc fait partie d'un projet réalisée de l'opération du programme de 64 logements AADL à titre de l'année 2007. Le projet est composé de 2 blocs de même forme « barre » du gabarit R+9. Chaque bloc contient 32 logements avec 3 logements F3 et une F5 par palier.

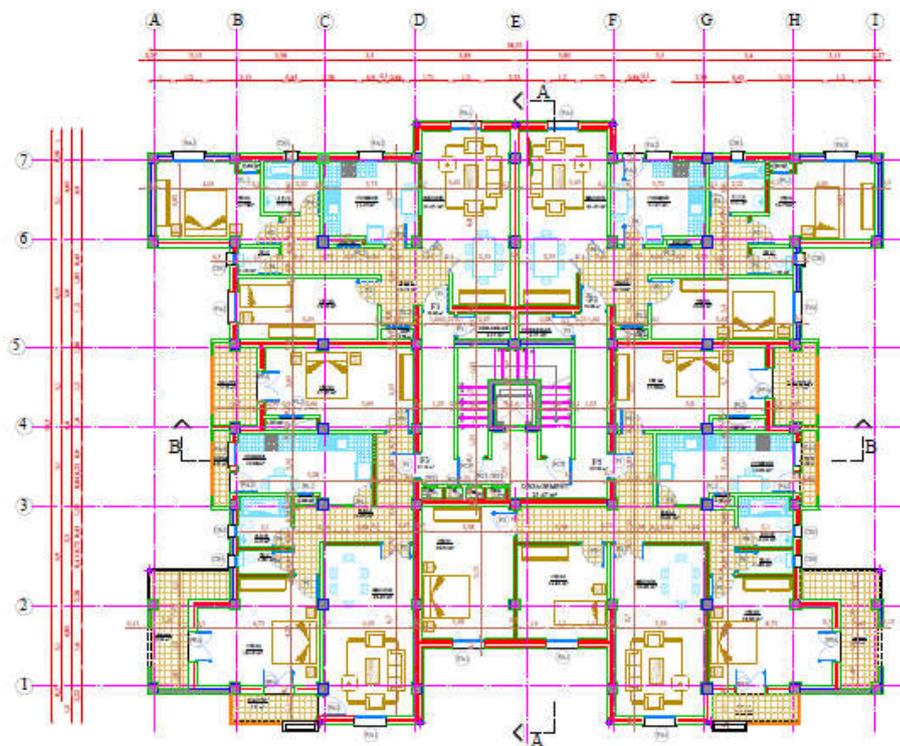


Figure II.1 : Plan d'architecture du bâtiment étudié.

## Chapitre II : Présentation de la structure étudiée

Surfaces habitables des logements :

Tableau II.1 : Surface du logement F3

| Logement F3   | surface (m <sup>2</sup> ) |
|---------------|---------------------------|
| Chambre 1     | 13,08                     |
| Chambre 2     | 12,73                     |
| Séjour        | 21,25                     |
| Hall          | 11,74                     |
| Cuisine       | 12,47                     |
| Salle de bain | 4,45                      |
| WC            | 1,76                      |
| Surface total | 75,72                     |

Tableau II.2: Surface du logement F5

| Logement F5   | surface (m <sup>2</sup> ) |
|---------------|---------------------------|
| Chambre 1     | 18,31                     |
| Chambre 2     | 12,81                     |
| Chambre 3     | 18,3                      |
| Chambre 4     | 17,39                     |
| Séjour        | 23,9                      |
| Hall          | 16,61                     |
| Cuisine       | 13,08                     |
| Salle de bain | 4,21                      |
| WC            | 1,89                      |
| balcon 1      | 6,17                      |
| balcon2       | 3,31                      |
| Terrasse      | 8,26                      |
| Loggia        | 2,68                      |
| Surface total | 124,61                    |

### II.2.2 Présentation de l'ouvrage

Le bâtiment est implanté à Achaacha wilaya de MOSTAGANEME. Cette région est classée en zone de forte sismicité (zone III) selon les règles parasismiques en vigueur en Algérie(RPA99-version 2003).

### 1-Caractéristiques géométriques :

Les dimensions du bâtiment sont :

- Longueur totale : 28,35m
- Largeur totale : 23,2m
- Hauteur totale avec acrotère : 34,16m
- Hauteur d'étage courant : 3,06m
- Hauteur de l'acrotère : 0,5m
- Hauteur du RDC : 3,06m
- Hauteur du sous-sol : 3,06m

L'immeuble comprend : un escalier à 3 volées.

### 2-Description technique du bâtiment :

- notre bâtiment est mixte constitué de :
  - Voiles en béton armé.
  - Portiques en béton armé

- **Planchers**

-Plancher corps creux et dalle pleine.

-Escaliers en béton armé.

- **maçonnerie :**

Murs de façades en double parois de briques creuses 10 cm.

Cloisons de séparation en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

- **Escalier :**

Les escaliers réalisés en dalle pleine, coulée sur place et composés de trois volées.

- **revêtement :**

- Carrelage granito pour les planchers et les escaliers de 2cm.
- Couche de plâtre de 2cm pour les murs intérieurs et de 3cm pour les plafonds.
- Couche ciment de 2cm d'épaisseur pour les murs extérieurs.

D'après le document technique RPA99 version 2003, la Wilaya de MOSTAGANEME est classée en zone de forte sismicité (zone III), d'où il y a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul des bétons armés de l'infrastructure. Le groupe d'usage est de classe 2, ce qui permet de fixer l'accélération de zone à 0.25g

Les planchers ont une épaisseur de 20cm (Corps creux+ dalle de compression), le béton est de classe C25 (résistance caractéristique :  $f_{c28} = 25$  MPA), et les aciers Fe E400 en situation accidentelle  $\sigma_s = 400$  MPa.

Les charges statiques considérées sont les charges dues au poids propre du plancher ( $G = 5.8$  KN/m<sup>2</sup>), et la surcharge d'exploitation  $Q = 1.5$  KN/m<sup>2</sup>.

Selon X on a 8 travées et selon Y 6 travées. La liaison entre les niveaux est assurée par un escalier en béton armé.

### II.2.3 Données géotechniques du site

Le terrain réservé pour la réalisation de cette promotion immobilière à MOSTAGANEME est dominé par des limons argileux parfois schisteux moyennement compacts en surface à très compacte en profondeur avec la rencontre de couches marneuses argileuses avec passage de bloc d'origine calcaire par endroit.

-D'après le rapport de sol on peut classer notre sol en classe S2 (sol ferme).

-Le taux de travail à adopter pour le calcul des fondations sera de 2 bars.

### II.2.4 Etats limites « BAEL91 »

#### II.2.4.1 Définition

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

**a) Etat limite ultime :** C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

**b) Etat limite de service :** C'est un état qui est associé à l'aptitude et à la mise en service; ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage, les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations, . . .

#### III.2.4.2 Hypothèses de calcul aux états limites

● **Etat Limite Ultime « E L U », CBA93 (Art A.4.3.2).**

- Les sections droites restent planes après déformation.

- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ en flexion, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- le diagramme contrainte déformation ; de calcul du béton utilise est le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée sinon c'est le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas.
- on peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.
- Etat Limite de Service « E L S », CBA93 (Art A.4.5).
  - Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques
- $n = E_s/E_b=15$  avec  $E_s$  ,  $E_b$  module de Young de l'acier et béton respectivement .
  - n : coefficient d'équivalence acier-béton.

### II.2.5 Béton

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants. Pour avoir une bonne résistance précise et une bonne qualité après durcissement, le dosage en ciment varie entre 300-400Kg /m<sup>3</sup> de béton mis en œuvre ; au-dessous de 300Kg/m<sup>3</sup> les règles du BAEL 91 ne sont plus applicables

Le rapport entre la masse d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est l'une des valeurs caractéristiques les plus importantes du béton frais et du béton durci. Lorsque le rapport E/C augmente le béton frais devient plus maniable, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleure que le rapport E/C est faible.

### II.2.6 Acier de construction

Les caractéristiques des armatures longitudinales et transversales en aciers de haute adhérence sont les suivantes :

- Fe E400 = 400 MPa.
- $s = 1.15$  (situations courantes).
- $s = 1.0$  (situations accidentel).

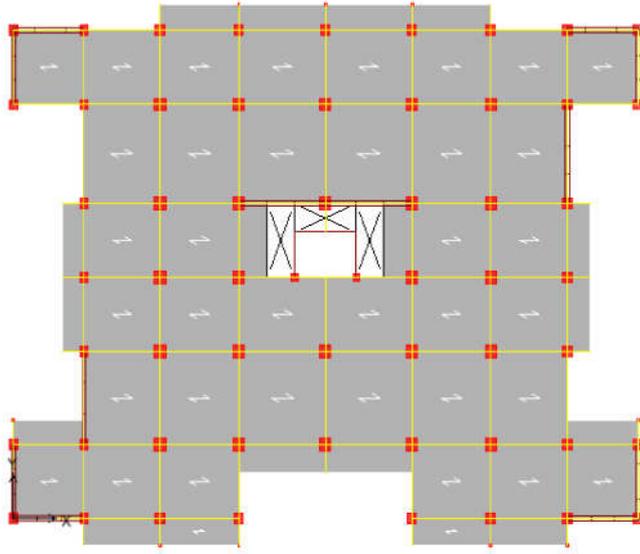


Figure II.2 : Plan 2D du bâtiment

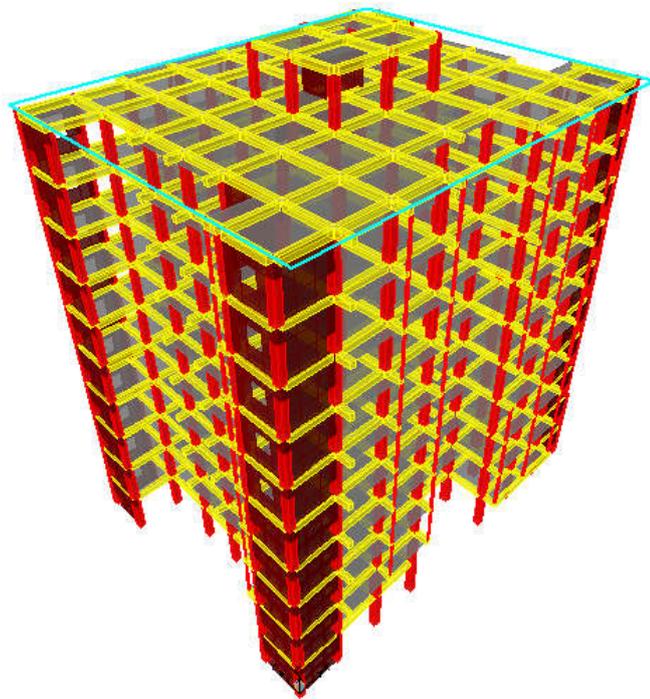


Figure II.3 : Plan 3D du bâtiment

### II.3. Conclusion :

La disposition des voiles dans les structures mixtes est essentielle pour avoir une conception adéquate et un bon comportement structurel et ce qui permet d'avoir une exploitation optimale de la rigidité de la structure.

# **Chapitre III:**

## **Méthodes de calcul parasismique**

### III.1. Introduction

En Algérie, le règlement parasismique consiste à utiliser les méthodes simplifiées (Méthode statique équivalente, analyse modale spectrale) pour étudier la réponse des structures sous séisme, ses dernières doivent tenir compte de la sismicité du site, des caractéristiques dynamiques de la construction et des conditions du sol.

### III.2 Méthodes de calcul sismique

La quasi-totalité des méthodes d'évaluation de la charge sismique est basée sur la "théorie dynamique du génie sismique", d'où l'analogie qui doit en résulter, tant pour la définition de cette charge que pour les facteurs qui la conditionnent.

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismique, ces calculs peuvent mener par trois méthodes qui sont les suivantes :

#### III.2.1 Méthode statique équivalente

C'est la méthode d'analyse la plus ancienne, la plus simple et la plus utilisée pour le dimensionnement des bâtiments réguliers faiblement élevés. Elle est basée sur l'hypothèse que le comportement structurel est dicté par le mode de vibration fondamental. La distribution horizontale des charges statiquement appliquées est proche du premier mode ce qui représente une grande simplification.

Qui est basée sur les conceptions parasismiques les plus récentes aux USA, dont le principe est de remplacer les forces dynamiques réelles développées dans la construction par des forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique, elle définit l'action sismique  $V$  ou l'effort tranchant à la base de la construction considérée par [16]:

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

- A : coefficient d'accélération de zone.
- D : facteur d'amplification dynamique moyen.
- R : coefficient de comportement global de la structure.
- Q : facteur de qualité.

➤ **Conditions d'application de la méthode statique équivalente:**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation, Une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III, [16]

## Chapitre III : Méthodes de calcul parasismique

- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en la première condition, les conditions complémentaires suivantes[16] :

|            |   |
|------------|---|
| Zone I :   | • tous groupes  |
| Zone II :  | • groupe d'usage 3<br>• groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.<br>• groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.<br>• groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m. |
| Zone III : | • groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.<br>• groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.<br>• groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.                    |

### III.2.2 Méthode modale spectrale

Cette méthode est sans doute, la méthode la plus fréquemment utilisée pour l'analyse sismique des structures, elle est caractérisée par [16]:

- La définition du mouvement sismique imposé aux supports sous la forme d'un spectre de réponse.
- L'hypothèse d'un comportement global linéaire de la structure permettant l'utilisation des modes propres. Elle comporte les étapes suivantes :
- Etablissement d'un modèle de calcul reproduisant au mieux le comportement dynamique réel de la structure.
- Calcul des modes propres et fréquences propres du modèle.
- Lecture sur le spectre de réponse des valeurs maximales des réponses des modes propres.
- Calcul des réponses de la structure par combinaison des réponses modales.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant [16] :

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

A : coefficient d'accélération de zone.

$\eta$  : facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$\xi$  : pourcentage d'amortissement critique.

R : coefficient de comportement.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

➤ **Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale :**

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

**III.2.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :**

La méthode d'analyse par accélérogrammes peut être utilisée au 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.

**III.3 Logiciel d'analyse "ETABS Analyse structure" :**

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude générale d'un ouvrage en Génie Civil dans une zone sismique (zone III dans notre cas), ou éventuellement soumis à des actions accidentelles (vent extrême, explosion...).

La résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul.

L'utilisation d'un logiciel préétablie en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « SAP2000, ETABS, ROBOT... » Avec une modélisation adéquate de la structure,

peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

Dans cette étude nous allons utiliser le logiciel ETABS V9.7.0

### III.3.1 Présentation du programme "ETABS" :

ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrage de génie civil. Ou en d'autres termes est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique.

Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé, charpente métallique ; Ainsi qu'il prend en considération l'excentricité accidentelle exigée par le RPA.

Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

### III.3.2 Modélisation de la structure :

Dans l'analyse de la structure, la modélisation est une phase importante, Les résultats obtenus de l'étude d'un modèle choisi ne peuvent être assimilés à ceux de la structure réelle que si le comportement du modèle choisi reflète d'une manière appréciable le comportement réel de la structure, c'est dans cette option que nous devons choisir le modèle le plus approprié.

### III.3.3 Etapes de modélisation :

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments « Frame » Les poutres entre deux nœuds de même niveau « i », Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux « i et i+1 », Les voiles sont représentés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds, Chaque plancher a été modélisé par un diaphragme, Les planchers sont supposés indéformables dans leurs plans, La masse de chaque niveau est répartie sur les nœuds du niveau considéré, Pour tous les éléments non modélisés, leurs masses sont calculées et réparties sur les nœuds.

## III.4. Méthode de calcul de la structure :

### III.4.1 Pré-dimensionnement :

Le pré dimensionnement des éléments structuraux (poteaux, poutres, voile et planchers) se fera selon les règles BA.E.L.91 et respectera recommandations du R.P.A.2003 [16] .

### III.4.2. Hypothèse de calcul

Le béton utilisé dans la construction doit être conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en B.A suivant les règles applicables en Algérie.

- BAEL 91
- RPA 2003
- CBA 93

### III.4. Caractéristique des matériaux

#### III.4.1 Béton

- Dosage du béton pour les éléments porteurs est à 350 kg/m<sup>3</sup>
- Résistance caractéristique :  $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$
- État limite ultime ( ELU ) :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA}; f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} = 2,1 \text{ MPA} \implies$$

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a la ruine de l'ouvrage [19] .

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

- avec  $\gamma_b$  le coefficient de sécurité Tel que :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,15 \longrightarrow \text{situation durables ou transitoires} & f_{bu} = 14,17 \text{ MPA} \\ 1,5 \longrightarrow \text{situation accidentelles} & f_{bu} = 18,48 \text{ MPA} \end{cases}$$

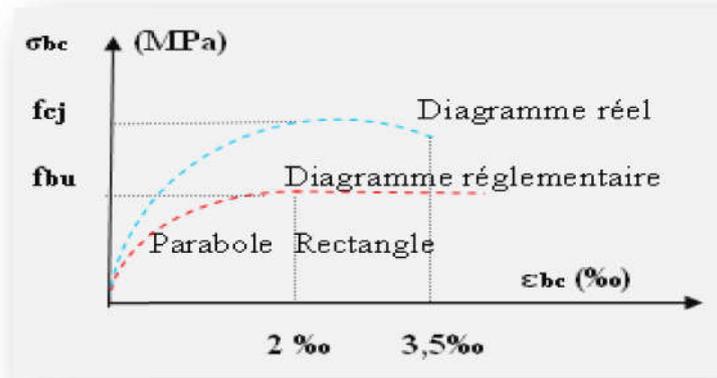


Figure III.1 : diagramme contrant déformation A'ELU [20]

$f_{bu}$  : Contrainte ultime du béton en compression  $0.85 \cdot f_{cj} \cdot \gamma_{bf} = \theta \cdot \gamma$

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

**État limite de service (ELS):**

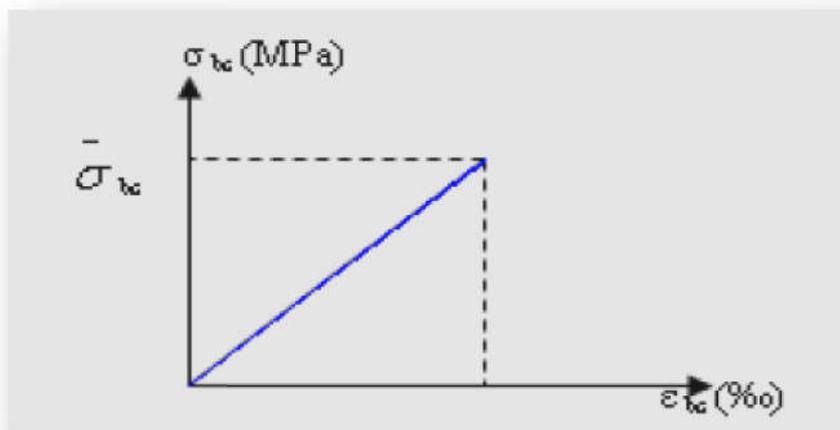


Figure III.2 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS [20]

- La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :  $\sigma_{bc} \leq -\sigma_{bc}$

Avec :  $-\sigma_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28}$ .  $-\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$ .

### III.5.2. Acier

Le deuxième matériau qui rentre dans le béton armé est l'acier. Le rôle de l'acier est principalement la reprise des efforts de traction [19].

On utilise deux types d'armatures :

- Des hautes adhérences de nuance **FeE400**
- En situation accidentelle  $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$

#### Contrainte limite

- *État limite ultime (ELU)* :

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte – déformation de la **figure III.3**.

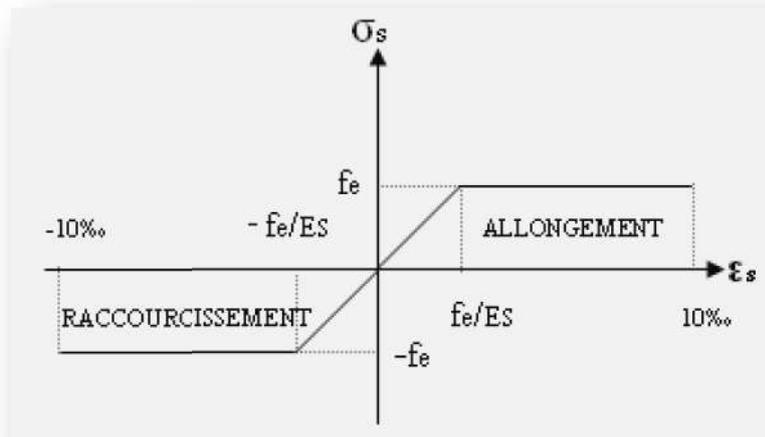


Figure III.3.1 : diagramme contrainte-déformation d'acier de calcul

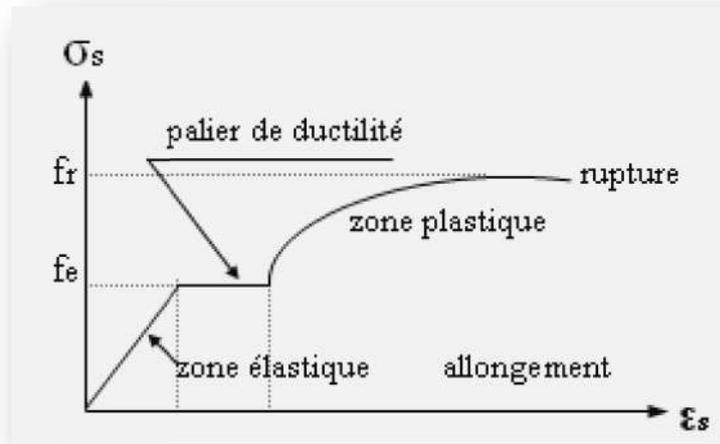


Figure III.3.2 : diagramme contrainte-déformation d'acier réel

Avec :

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité.

-  $\gamma_s = 1$  cas de situations accidentelles.

-  $\gamma_s = 1.15 R$  cas de situations durable ou transitoire.

$f_e$  : Contrainte limite élastique.  $\epsilon_s$  : Déformation (allongement) relative de l'acier  $\rightarrow \epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

$$\epsilon_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$$

$\sigma_s$  : Pour les aciers *FeE400* on a :

$$\epsilon_{es} = \frac{400}{1,15 \times 2.10^5} = 1,74\text{‰}$$

- État limite de service (ELS) :

C'est l'état où on fait des vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriés :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable:

- $\sigma_s = \left( \frac{2}{3} f_e ; 150\eta \right) \text{ (MPa)}$

- Fissuration très préjudiciable :

- $\sigma_s = \left( \frac{1}{2} f_{es}; 110\eta \right) \quad (MPa)$

$\eta$ : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1,00$  pour les aciers ronds lisse.

$\eta = 1,60$  pour les aciers à haute adhérence.

Contrainte de l'acier :

- Le coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté «  $n$  » est le rapport de :  $n = \frac{Es}{Eb} = 15$  avec :

$Es$  : Module de déformation de l'acier.

$Eb$  : Module de déformation du béton.

### III.6 Contreventement

#### III.6.1 Définition :

En génie civil, un **contreventement** est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci (par exemple : vent, séisme, choc, freinage, etc.). Il sert également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage (poutres, poteaux) relativement aux phénomènes d'instabilité (flambage ou déversement).

Afin d'assurer la stabilité globale d'un bâtiment, il est nécessaire que celui-ci soit contreventé selon au moins 3 plans verticaux non colinéaires et un plan horizontal ; on distingue donc les contreventements verticaux (destinés à transmettre les efforts horizontaux dans les fondations) des contreventements horizontaux (destinés à s'opposer aux effets de torsion dus à ces efforts).

Un contreventement peut être réalisé par des voiles (contreventements verticaux) ou des plaques (contreventements horizontaux) en béton armé, en maçonnerie, en bois ou en tôle ondulée ; ou par des treillis en bois ou en acier.

#### III.6.2 Choix du contreventement :

Le contreventement permet d'assurer une stabilité horizontale et verticale de la structure lors des secousses qui, rappelons-le, ont des composantes dans les trois directions.

Le rôle du contreventement horizontal est de transmettre les actions latérales aux éléments verticaux appelés palées de stabilité.

Pour assurer le contreventement horizontal, les planchers et toitures faisant office de diaphragme rigide ne devraient pas être affaiblis par des percements trop grands ou mal placés

pouvant nuire à leur résistance et leur rigidité. Les diaphragmes flexibles devraient être évités pour combattre le déversement des murs notamment en maçonnerie.

Le contreventement vertical par palées devrait répondre à des critères spécifiques tels que :

- **leur nombre** : au moins trois palées non parallèles et non concourantes par étage.
- **leur disposition** : elles seront situées le plus symétriquement possible par rapport au centre de gravité des planchers et de préférence aux angles avec une largeur suffisante.
- **leur distribution verticale** : être régulière ; les palées seront de préférence superposées afin de conférer aux différents niveaux, une rigidité comparable aussi bien en translation qu'en torsion.

Donc elle dépend de :

- 1 – Nature des éléments porteurs en Béton Armé
- 2 – Nature des éléments de remplissage en maçonnerie rigide
- 3 – Mode de contreventement : L'ouvrage est contreventé par des portiques auto stables dans les deux directions contreventées par des voiles.
- 4 – Mode de fondation : Fondation superficielle semelles isolées semelle filante.
- 5 – Destination de l'ouvrage : usage d'habitation, bureau...

### III.7 Les combinaisons de Ferrailage des portiques

Pour le ferrailage des éléments structuraux on procède comme suit :

#### ➤ Poutre

En travée : on considère la combinaison :  $1,35G + 1,5 Q$

Aux appuis : - supérieur : on considère la combinaison  $G + Q + E$

- inférieur : on considère la combinaison  $0,8 G - E$

#### ➤ Poteau

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

##### ▪ Selon BAEL 91 :

-E.L.U. : Situation durable :  $1,35 G + 1,5 Q$

##### ▪ Selon le R.P.A 99/V2003 : Situation accidentelle : $G+Q+E / 0.8G \square E$

#### ➤ Voile

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre Sont données ci-dessous :

**Selon le BAEL91** :  $1.35G + 1.5Q / G + Q$

**Selon le R.P.A 99/V 2003** :  $G+ Q \pm E / 0.8 G \pm E$

### ➤ Fondation

Dimensionnement :  $G+Q$

Vérification des contraintes de sol :  $G+Q \pm E$

Vérification des stabilités :  $0.8 G \pm E$

### III.8 Les condition à vérifier

#### III.8.1 Art 4.2.4.4 RPA 2003

Les valeurs de  $T$ , calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% [16].

#### III.8.2 Art 4.3.6 RPA 2003

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente VMSE pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [16].

#### III.8.3 Art 5.10 RPA 2003

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage [16].

#### III.8.4 Art 5.9 RPA 2003

Vérification si les effets (P- $\Delta$ ) sont négligeables [16].

### Conclusion :

Le calcul élastique avec coefficient de comportement est approximatif. Car il vise essentiellement à fournir un procédé de dimensionnement qui place en sécurité de façon simple, plutôt qu'à fournir une image du comportement réel

# **Chapitre IV :**

## **Pré-dimensionnement des éléments structuraux**

### IV.1 Introduction :

Le but de pré-dimensionnement est d'établir de façon assez directe des dimensions des éléments structuraux proches des dimensions finales. On fait donc des approximations, ainsi qu'il est normal en projet parasismique, En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur, notamment le RPA99 /Version 2003, BAEL 99 et CBA 93 (les règles applicables en Algérie).

### IV.2 Pré-dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux, leurs rôles sont de transmettre aux poteaux les efforts dus aux charges transmises par les planchers.

Leurs pré dimensionnement s'effectue par des formules données par les BAEL91 (modifié 99), et les sections trouvées doivent être vérifiées les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien « RPA99 Version 2003 ».

Les deux étapes principales de pré dimensionnement sont résumées ci-dessous.

#### ► Selon le BAEL 91 /modifié 99 :

- La hauteur  $h$  doit être :  $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$
- La largeur  $b$  doit être :  $0.3h \leq b \leq 0.7h$

Avec :

- $L_{max}$  : La plus grande portée de la poutre (entre nus d'appuis)
- $h$  : hauteur de la poutre.
- $b$  : largeur de la poutre.
- Soit

$L_{max} = 4.15$  m de poutre porteuse et  $L_{max} = 3.5$  m de poutre non porteuse

#### ► Selon le R.P.A 99 /Version2003 :

- La hauteur  $h$  de la poutre doit être :  **$h \geq 30$ cm**
- La largeur  $b$  de la poutre doit être :  **$h \geq 20$ cm**
- Le rapport hauteur largeur doit être :  **$\frac{h}{b} \leq 4$**

#### IV.2.1 Poutres porteuses

Vérification selon le BAEL91 modifié 99 :

$$27.66 \leq h \leq 41.5 \Rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

$$0.3 \cdot 40 \leq b \leq 0.7 \cdot 40 \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

On adopte une section de **(30\*40) cm<sup>2</sup>**.

-Vérification selon le RPA 99 /Version 2003

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ hb = 1.5 \leq 4 \end{array} \right\} \text{ Les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées.}$$

#### IV.2.2 Poutres non porteuses :

-Vérification selon le BAEL91 modifié 99 :

$$23.33 \leq h \leq 35 \Rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

$$0.3 \cdot 35 \leq b \leq 0.7 \cdot 35 \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

On adopte une section de **(30\*40) cm<sup>2</sup>**.

-Vérification selon le RPA 99 /Version 2003

$$\left. \begin{array}{l} b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \\ h = 40\text{ cm} \geq 30\text{cm} \\ h/b = 1.33 \leq 4 \end{array} \right\} \text{ Les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées.}$$

### IV.2.3 Poutres palières

La poutre palière est une poutre qui soutient le palier d'un escalier (située sous le palier de repos). Dans notre bâtiment la portée de la poutre palières  $L = 3.85$  m.

Le pré dimensionnement de cette poutre se fait de la même démarche que la poutre principale et secondaire.

Vérification selon le BAEL91 modifié 99 :

$$25.66 \leq h \leq 38.5 \Rightarrow h = 30\text{ cm}$$

$$0.3 \cdot 30 \leq b \leq 0.7 \cdot 30 \Rightarrow b = 30\text{cm}$$

On adopte une section de **(30\*30) cm<sup>2</sup>**.

-Vérification selon le RPA 99 /Version 2003

$$\left. \begin{array}{l} b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \\ h = 30\text{ cm} \geq 30\text{cm} \\ h/b = 1 \leq 4 \end{array} \right\} \text{ Les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées.}$$

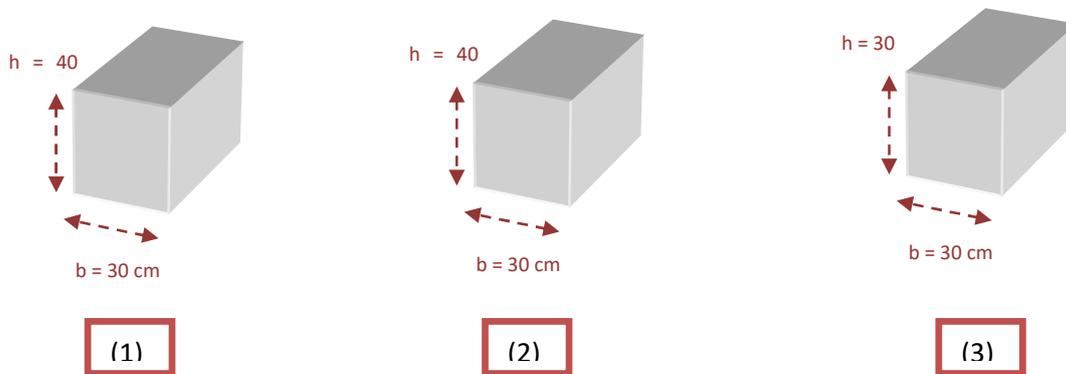


Figure IV.1 : Dimensionnements des poutres

### IV.3 Pré-dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux est fait à l'ELS en compression simple en considérant un effort  $N$  qui sera appliqué sur la section du béton du poteau le plus sollicité, cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$B \geq N / \sigma_{bc}$$

## CHAPITRE VI : Pré-dimensionnement des éléments structuraux

$\sigma_{bc}$  : la contrainte limite de service du béton en compression.

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

D'après RPA 99/2003 Art (7.4.3.1) : pour éviter ou limiter le risque sismique de rupture fragile d'un poteau en béton armé (éclatement ou écrasement du béton) sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul noté Nd, exprimé dans cette formule :

$$V = \frac{Nd}{BE \times FC28} \leq 0,30$$

Les dimensions retenues pour les poteaux de rive de notre bâtiment au niveau de chaque étage sont :

- Poteaux S/SOL, RDC, 1 étage : (45 × 45) cm<sup>2</sup>
- Poteaux 2, 3, 4 étages : (40 × 40) cm<sup>2</sup>
- Poteaux 5, 6, 7, 8, 9 étages : (40 × 40) cm<sup>2</sup>  
✓ Pour les poteaux solidaires aux voiles, les dimensions retenues sont (40×40) cm<sup>2</sup>

Les dimensions retenues pour les poteaux intérieurs de notre bâtiment au niveau de chaque étage sont :

- Poteaux S/SOL, RDC, 1 étage : (55 × 55) cm<sup>2</sup>
- Poteaux 2, 3, 4 étages : (50 × 50) cm<sup>2</sup>
- Poteaux 5, 6, 7, 8, 9 étages : (40 × 40) cm<sup>2</sup>

### Vérification des sections transversales des poteaux :

Selon l'article 7-4-1 du RPA 2003, des vérifications de la section transversale des poteaux doivent être satisfaites en zone III.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b_1 ; h_1) \geq 30\text{cm} \Rightarrow \text{Min}(40 ; 40) = 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \\ \text{Min}(b_1 ; h_1) \geq h_c / 20 \Rightarrow \text{Min}(40 ; 40) = 40\text{cm} \geq 306 / 20 = 15,3 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} \leq b_1 / h_1 \leq 4 \Rightarrow 1/4 \leq 40/40 = 1 \leq 4 \end{array} \right.$$

### IV.4 Pré-dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments en béton armé et ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales (séisme) et à reprendre une partie des charges verticales. Pour leur pré dimensionnement, nous avons utilisés les recommandations du **RPA99 version2003**. D'après l'article 7-7-1 RPA99/Version 2003« les éléments satisfaisants la condition ( $L \geq 4 e$ ) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires »et« L'épaisseur

minimale est de 15 cm ». De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique la figure suivante.

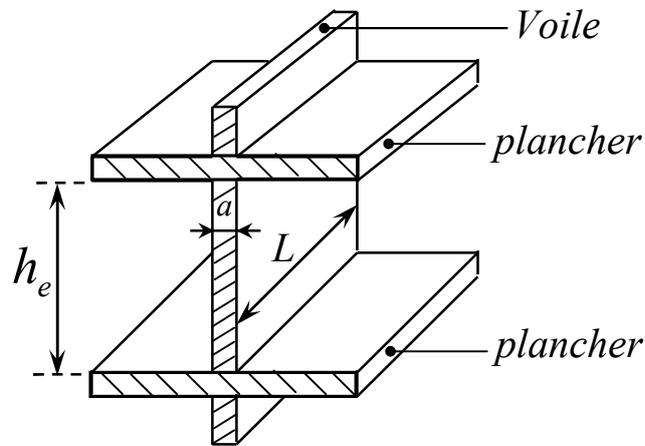


Figure IV.4 : coupe de voile en élévation.

- L : porté du voile.
- a : épaisseur du voile.

Par rapport à d'autres éléments structuraux, l'utilisation des murs voiles en autres [mémoire sofiane] :

- Augmente la rigidité de l'ouvrage.
- Diminue l'influence des phénomènes du second ordre et éloigne-la possibilité d'instabilité.
- Réduit considérablement les dommages sismiques des éléments non porteurs.
- Le comportement des structures e plus fiables que celui d'une structure ne comportant que des portiques.
- Apaise les conséquences psychologiques sur les habitants de hauts bâtiments.

$$a \geq \frac{H_{max}}{20}$$

$$h_{e_{max}} = h - h_t = 306 - 21 = 285 \text{ cm}$$

Avec :

$h_c$  : hauteur libre d'étage

$h_t$  : épaisseur du plancher

D'où  $a \geq 285/20 = 14.25 \text{ cm}$  en prend  $a = 20 \text{ cm}$

#### Vérification de la largeur : (Art 7.7.1 RPA99 version 2003) :

Les éléments satisfaisant à la Condition suivante seuls considéré comme étant des voiles.

$$L_{min} \geq 4a.$$

Dans notre cas  $L_{min} = 260 \text{ cm} > 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \Rightarrow$  (Condition vérifiée).

### Conclusion :

Les dimensions des poutres dans les deux sens et les poutres palières, ainsi que pour tous les niveaux sont :

- 1) Poutres non porteuses :  $(30 \times 40) \text{ cm}^2$
- 2) Poutres porteuses :  $(30 \times 40) \text{ cm}^2$
- 3) Poutres palières :  $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

Les dimensions des poteaux de rive de notre bâtiment au niveau de chaque étage sont :

- Poteaux S/SOL, RDC, 1 étage :  $(45 \times 45) \text{ cm}^2$
- Poteaux 2, 3, 4 étages :  $(40 \times 40) \text{ cm}^2$
- Poteaux 5, 6, 7, 8, 9 étages :  $(40 \times 40) \text{ cm}^2$ 
  - ✓ Pour les poteaux solidaires aux voiles, les dimensions retenues sont  $(40 \times 40) \text{ cm}^2$

Les dimensions retenues pour les poteaux intérieurs de notre bâtiment au niveau de chaque étage sont :

- Poteaux S/SOL, RDC, 1 étage :  $(55 \times 55) \text{ cm}^2$
- Poteaux 2, 3, 4 étages :  $(50 \times 50) \text{ cm}^2$
- Poteaux 5, 6, 7, 8, 9 étages :  $(40 \times 40) \text{ cm}^2$

# **Chapitre V :**

## **Etude de stabilité de différentes dispositions des voiles**

### Introduction :

La structure choisie pour notre étude est un bâtiment de forme simple en (R+9+s-sol) avec terrasse inaccessible. de système portique contreventé par des voiles en béton armé. Le bâtiment est à usage d'habitation de classe 2, situé à Achaacha la willaya de Mostaghanem. à une zone de forte sismicité (Zone III), et implanté sur un sol ferme de classe (S2) selon les RPA 2003.

L'objectif de ce chapitre est d'exposer une méthode qui permet de rechercher la disposition optimale des voiles en évaluant la performance sismique de la structure selon plusieurs variantes de la disposition de voiles. Pour ce faire, nous avons étudiées plusieurs dispositions de voiles , des paramètres basés sur les résultats de l'analyse de logiciel **ETABS** utilisés comme critères de comparaison pour déterminer **la disposition optimale des voiles**.

### I. Présentation de l'ouvrage :

#### 1- Caractéristiques géométriques :

Les dimensions du bâtiment sont :

- Longueur totale : 28,35m
- Largeur totale : 23,2m
- Hauteur totale avec acrotère : 34,16m
- Hauteur d'étage : 3,06m
- Hauteur de l'acrotère : 0,5m
- Hauteur du RDC : 3,06m
- Hauteur du sous-sol : 3,06m
- L'immeuble comprend : un escalier à 3 volées.

#### 2- Description technique du bâtiment :

- **structure principale** : notre bâtiment est mixte constitué de :
  - Voiles en béton armé.
  - Portiques en béton armé
- **structure secondaire** :
  - a- Planchers :
    - Plancher corps creux et dalle pleine.
    - Escaliers en béton armé.
  - b- maçonnerie :

Murs de façades en double parois de briques creuses 10 cm.

Cloisons de séparation en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

c- Escalier :

Les escaliers réalisés en dalle pleine, coulée sur place et composés de trois volées.

d- revêtement :

- Carrelage granito pour les planchers et les escaliers de 2cm.
- Couche de plâtre de 2cm pour les murs intérieurs et de 3cm pour les plafonds.
- Couche ciment de 2cm d'épaisseur pour les murs extérieurs

### V.2 Critères de comparaison entre les variantes étudiées :

Aux termes des analyses non linéaires des variantes proposées, des critères de comparaisons conformément aux RPA2003 sont définis comme suit :

- La période fondamentale défavorable.
- L'effort tranchant optimal.
- Déplacement inter-étage.
- L'effet P- $\Delta$

Pour chaque critère de comparaison, nous procéderons à une analyse comparative des résultats, la variante qui présente les meilleurs résultats, sera considérée comme la variante optimale.

### V.3 Présentation des variantes de disposition des voiles

#### V.3.1 Variante 1 : V1(variante d'architecture)

Dans cette variante ( $V_{Ar}$ ) la disposition des voiles de contreventement d'une manière symétrique en respectant toutes les contraintes imposées par le fonctionnement architectural. (Figure V.1)

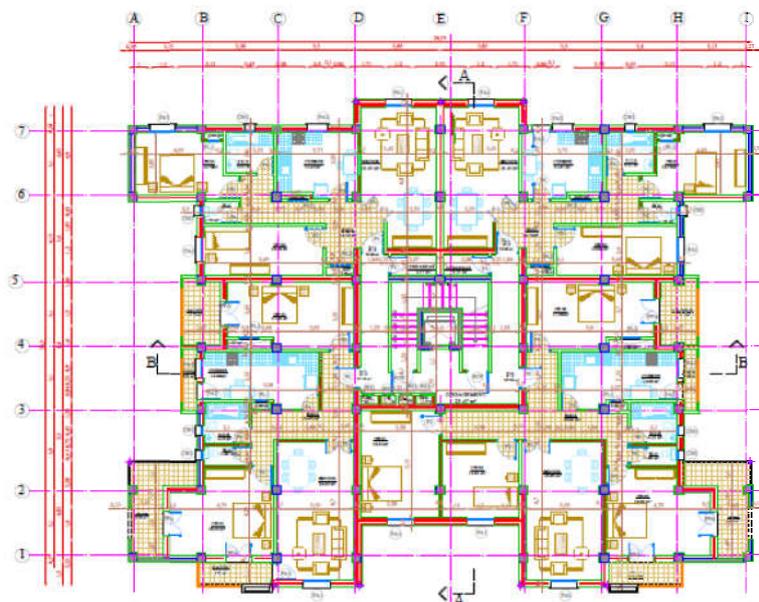


Figure V.1 Plan architecture

Cette variante constitue la variante référence et cette disposition devra être vérifiée tous les critères de stabilité conçus par RPA99/V2013 et que le volume totale d'éléments vertical de contreventement adoptée par cette variante sera maintenue dans toutes les autres variantes.

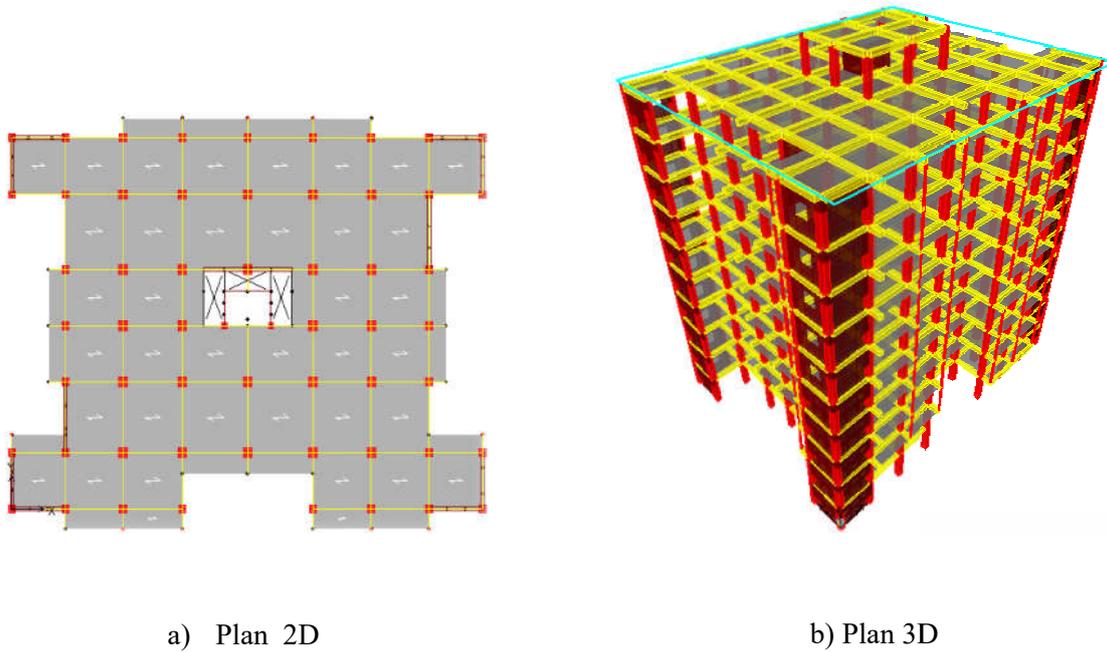


Figure V.2: Variante 1 (variante d'architecteur)

### V.3.2 Variante 2 : V2 (80% $V_{poteaux}$ 20% $V_{voiles}$ )

Dans cette variante **V2 (80%  $V_{poteaux}$  20%  $V_{voiles}$ )** les voiles sont disposés d'une manière symétrique telle que, le volume total de béton étant divisé entre 80% pour les poteaux et 20% pour les voiles (Figure V.3).

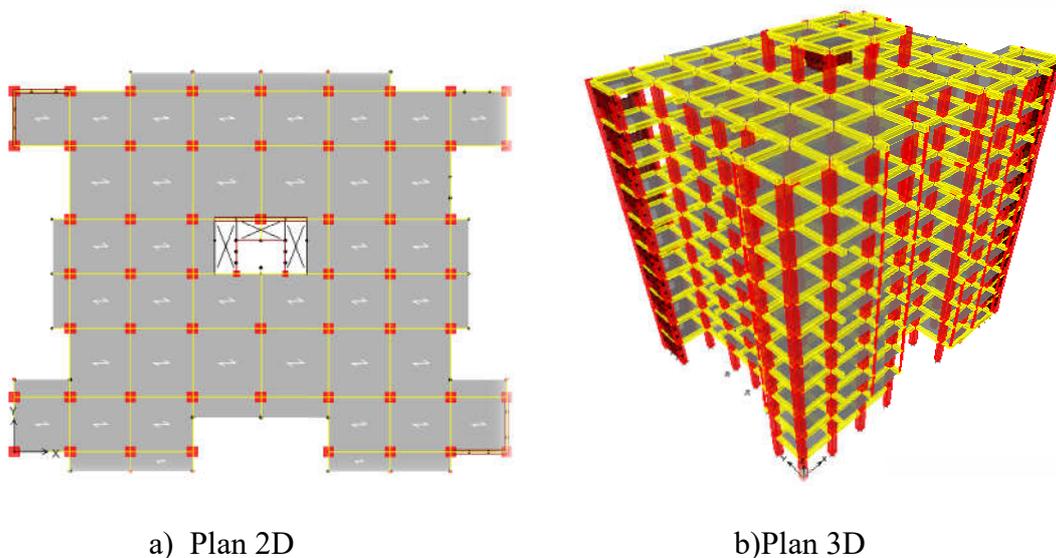
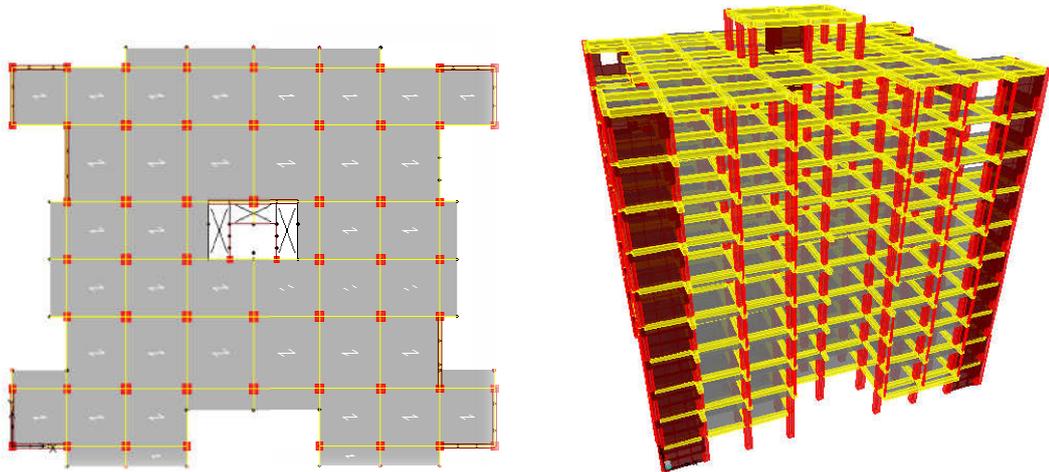


Figure V.3 : Variante 2 (80%  $V_{Poteaux}$  20%  $V_{voiles}$ )

**V.3.2 Variante 3 : V3 (70%Périphérie +V 30%Centre )**

Dans cette variante V3 (70%Périphérie +V 30%Centre ) les voiles sont disposés d'une manière symétrique telle que, le volume total de béton des voiles de contreventement étant divisé entre 70% pour les voiles Périphérique et 30% pour les voiles central (FigureV.4).



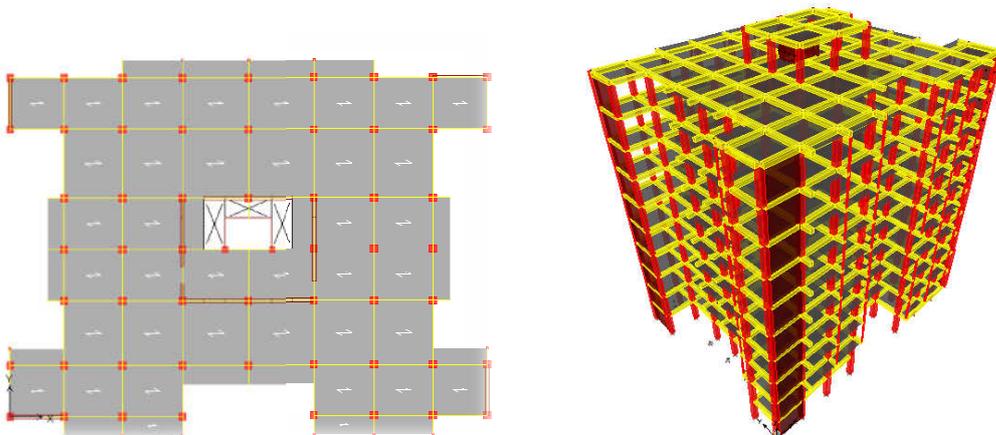
a) Plan 2D

b) Plan 3D

Figure V.4 : Variante 3 V3 (70%Périphérie +V 30%Centre )

**V.3.2 Variante 4 : V4 (30%Périphérie +V 70%Centre )**

Dans cette variante V4 (30%Périphérie +V 70%Centre ) les voiles sont disposés d'une manière symétrique telle que, le volume total de béton des voiles de contreventement étant divisé entre 30% pour les voiles Périphérique et 70% pour les voiles central (FigureV.5)



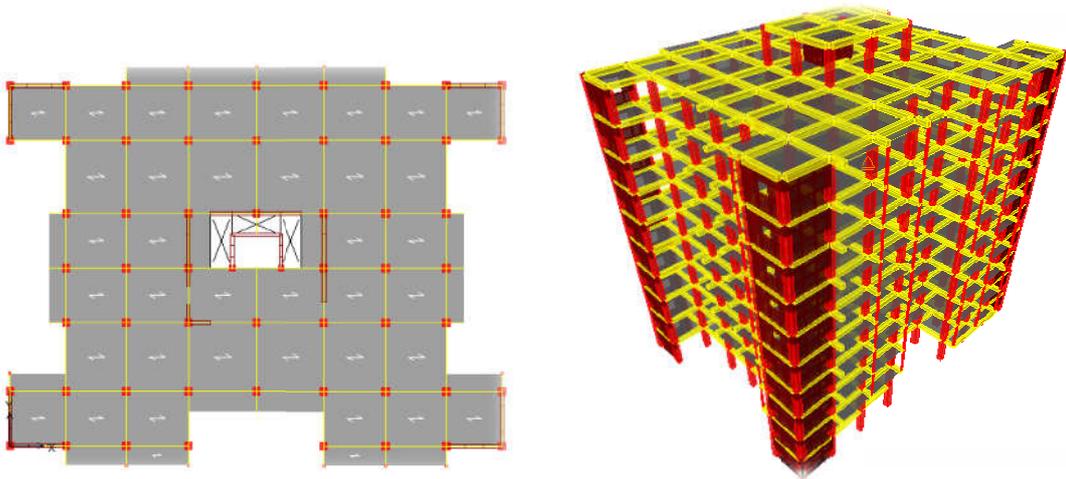
a) Plan 2D

b) Plan 3D

Figure V.5 : Variante 4 (30%Périphérie +V 70%Centre )

**V.3.2 Variante 5 : V5 (50% Périphérie +V 50 %Centre )**

Dans cette variante V5 (50%Périphérie +V 50%Centre ) les voiles sont disposés d'une manière symétrique telle que, le volume total de béton des voiles de contreventement étant divisé entre les voiles Périphérique et les voiles centralégalement (FigureV.6).



a) Plan 2D

b) Plan 3D

Figure V.6 : Variante 3 V3 (50%Périphérie +V 50%Centre )

**V.4 Etude des variantes :**

**V.4.1 Etude de la variante 1 (Variante d'architecture) :**

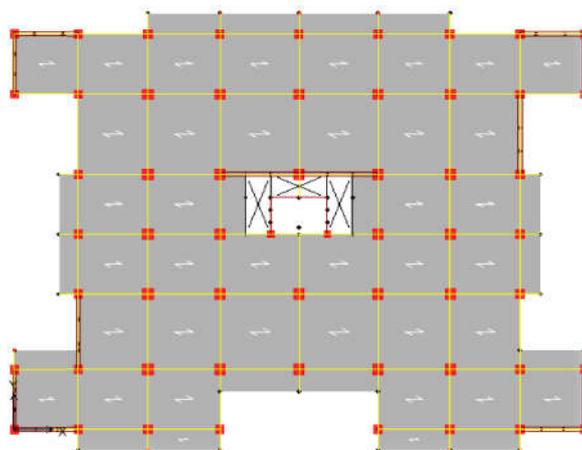


Figure V.7 : Configuration en plan de la variante 1

**V.4.1.1 Vérification du comportement dynamique**

En prise en compte des problèmes dynamiques est nécessaire pour garantir la fiabilité des structures dans des nombreuses applications. C'est le cas notamment des structures soumises aux sollicitations sismiques.

Tableau V.1: Modes propres de la structure

| Mode | Période  | UX      | UY      | SumUX   | SumUY   |
|------|----------|---------|---------|---------|---------|
| 1    | 0,827674 | 0,3607  | 58,6361 | 0,3607  | 58,6361 |
| 2    | 0,751485 | 53,7737 | 0,3692  | 54,1344 | 59,0053 |
| 3    | 0,673485 | 1,5776  | 0,0014  | 55,7119 | 59,0067 |
| 4    | 0,28143  | 0       | 19,149  | 55,712  | 78,1557 |
| 5    | 0,260228 | 19,6685 | 0,0006  | 75,3804 | 78,1563 |
| 6    | 0,213509 | 0,0768  | 0,0014  | 75,4572 | 78,1577 |
| 7    | 0,176859 | 0,0045  | 6,2813  | 75,4617 | 84,4391 |
| 8    | 0,171054 | 8,5832  | 0,0081  | 84,045  | 84,4472 |
| 9    | 0,142132 | 0,0497  | 0,0005  | 84,0946 | 84,4477 |
| 10   | 0,13729  | 0,0001  | 1,0544  | 84,0947 | 85,5021 |
| 11   | 0,135798 | 1,7217  | 0,0002  | 85,8164 | 85,5023 |
| 12   | 0,110909 | 0,0001  | 0,0001  | 85,8164 | 85,5024 |
| 13   | 0,105513 | 0,0025  | 1,8596  | 85,8189 | 87,362  |
| 14   | 0,104719 | 1,8644  | 0,0017  | 87,6834 | 87,3637 |
| 15   | 0,094953 | 0,0046  | 0,0009  | 87,688  | 87,3646 |
| 16   | 0,076489 | 0,0002  | 1,7046  | 87,6882 | 89,0692 |
| 17   | 0,075948 | 1,2628  | 0,0001  | 88,951  | 89,0692 |
| 18   | 0,06802  | 0       | 0,0015  | 88,951  | 89,0707 |
| 19   | 0,06245  | 0,0037  | 3,6967  | 88,9547 | 92,7674 |
| 20   | 0,061082 | 1,623   | 0,0015  | 90,5777 | 92,7689 |
| 21   | 0,05728  | 0,0022  | 3,5506  | 90,5799 | 96,3195 |
| 22   | 0,054877 | 6,0071  | 0,0027  | 96,5871 | 96,3222 |
| 23   | 0,054385 | 0,1885  | 0,0012  | 96,7755 | 96,3234 |
| 24   | 0,041123 | 0,0022  | 0       | 96,7777 | 96,3235 |
| 25   | 0,030855 | 0,0009  | 2,5096  | 96,7786 | 98,8331 |
| 26   | 0,029604 | 2,1764  | 0,0009  | 98,9549 | 98,834  |
| 27   | 0,021324 | 0,0011  | 0,8184  | 98,956  | 99,6524 |
| 28   | 0,021074 | 0,0001  | 0,0738  | 98,9561 | 99,7261 |
| 29   | 0,021003 | 0,7976  | 0,0012  | 99,7537 | 99,7273 |
| 30   | 0,018207 | 0       | 0       | 99,7537 | 99,7273 |

|  |                               |
|--|-------------------------------|
|  | Translation en Y              |
|  | Translation en X              |
|  | Torsion                       |
|  | Participation massique > 90 % |

D'après le **Tableau V.1**, On sait que les modes 1 et 2 sont des translations suivant les directions principales de la structure, et le mode 3 une torsion.

**V.4.1.2 Vérification de la période (Art 4.2.4 estimation de la période fondamentale de la structure. RPA99 Version 2003 p45)**

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%. [11]

$$T=0.09h_N/\sqrt{D}$$

$$D=2.5\eta$$

$$\eta=\sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} \geq 0.7 \text{ Avec : } \zeta=10\%$$

$$T_{stat}=0.67 \text{ sec} \rightarrow T_f=1.3*T = 0.87 \text{ sec}$$

$$T_f > T_{Etabs} = 0.82 \text{ sec}$$

- ✓ La période fondamentale de la structure calculer par l'ETABS plus petit que seul calculer par la méthode statique équivalent donc la condition est **vérifiée**.

**V.4.1.3 Vérification de l'effort tranchant (Art 4.3.6 RPA99 Version 2003)**

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- Efforts tranchants (analyse modale spectrale) :

**Tableau V.2** : Effort tranchant selon l'axe x

| Story   | Load | Loc    | P | VX      | VY     | T         | MX       | MY         |
|---------|------|--------|---|---------|--------|-----------|----------|------------|
| STORY11 | EX   | Top    | 0 | 193,52  | 5,78   | 1901,857  | 0        | 0          |
| STORY11 | EX   | Bottom | 0 | 193,52  | 5,78   | 1901,857  | 17,672   | 592,178    |
| STORY10 | EX   | Top    | 0 | 1375,86 | 56,49  | 13518,606 | 17,672   | 592,178    |
| STORY10 | EX   | Bottom | 0 | 1375,86 | 56,49  | 13518,606 | 190,337  | 4706,134   |
| STORY9  | EX   | Top    | 0 | 2205,72 | 98,09  | 21688,035 | 190,337  | 4706,134   |
| STORY9  | EX   | Bottom | 0 | 2205,72 | 98,09  | 21688,035 | 490,282  | 11351,853  |
| STORY8  | EX   | Top    | 0 | 2844,43 | 133,44 | 28020,255 | 490,282  | 11351,853  |
| STORY8  | EX   | Bottom | 0 | 2844,43 | 133,44 | 28020,255 | 898,136  | 19789,64   |
| STORY7  | EX   | Top    | 0 | 3352,62 | 160,38 | 33099,509 | 898,136  | 19789,64   |
| STORY7  | EX   | Bottom | 0 | 3352,62 | 160,38 | 33099,509 | 1388,057 | 29560,736  |
| STORY6  | EX   | Top    | 0 | 3744,97 | 177,84 | 37049,113 | 1388,057 | 29560,736  |
| STORY6  | EX   | Bottom | 0 | 3744,97 | 177,84 | 37049,113 | 1930,904 | 40328,858  |
| STORY5  | EX   | Top    | 0 | 4078,09 | 187,75 | 40447,885 | 1930,904 | 40328,858  |
| STORY5  | EX   | Bottom | 0 | 4078,09 | 187,75 | 40447,885 | 2503,205 | 51869,225  |
| STORY4  | EX   | Top    | 0 | 4412,34 | 195,8  | 43873,213 | 2503,205 | 51869,225  |
| STORY4  | EX   | Bottom | 0 | 4412,34 | 195,8  | 43873,213 | 3099,836 | 64276,592  |
| STORY3  | EX   | Top    | 0 | 4663,26 | 201,08 | 46461,299 | 3099,836 | 64276,592  |
| STORY3  | EX   | Bottom | 0 | 4663,26 | 201,08 | 46461,299 | 3712,827 | 77420,738  |
| STORY2  | EX   | Top    | 0 | 4886,53 | 204,1  | 48789,836 | 3712,827 | 77420,738  |
| STORY2  | EX   | Bottom | 0 | 4886,53 | 204,1  | 48789,836 | 4334,954 | 91155,942  |
| STORY1  | EX   | Top    | 0 | 5053,88 | 205,21 | 50558,393 | 4334,954 | 91155,942  |
| STORY1  | EX   | Bottom | 0 | 5053,88 | 205,21 | 50558,393 | 4960,481 | 105371,342 |

D'après le **Tableau V.2** en calculer la valeur  $V_{x\ dyn}$  a la base :

$$V_{x\ dyn} = \sqrt{V_{x2} + V_{y2}} = 5058.04\ kN$$

**Tableau V.3** : Effort tranchant selon l'axe y

| Story   | Load | Loc    | P | VX     | VY      | T         | MX         | MY       |
|---------|------|--------|---|--------|---------|-----------|------------|----------|
| STORY11 | EY   | Top    | 0 | 5,83   | 176,81  | 2466,566  | 0          | 0        |
| STORY11 | EY   | Bottom | 0 | 5,83   | 176,81  | 2466,566  | 541,042    | 17,84    |
| STORY10 | EY   | Top    | 0 | 56,24  | 1323,19 | 18494,569 | 541,042    | 17,84    |
| STORY10 | EY   | Bottom | 0 | 56,24  | 1323,19 | 18494,569 | 4513,328   | 189,643  |
| STORY9  | EY   | Top    | 0 | 97,94  | 2126,72 | 29760,988 | 4513,328   | 189,643  |
| STORY9  | EY   | Bottom | 0 | 97,94  | 2126,72 | 29760,988 | 10929,02   | 489,099  |
| STORY8  | EY   | Top    | 0 | 133,81 | 2743,74 | 38421,711 | 10929,02   | 489,099  |
| STORY8  | EY   | Bottom | 0 | 133,81 | 2743,74 | 38421,711 | 19095,765  | 898,096  |
| STORY7  | EY   | Top    | 0 | 161,36 | 3228,82 | 45204,673 | 19095,765  | 898,096  |
| STORY7  | EY   | Bottom | 0 | 161,36 | 3228,82 | 45204,673 | 28545,496  | 1391,476 |
| STORY6  | EY   | Top    | 0 | 179,18 | 3616,91 | 50607,015 | 28545,496  | 1391,476 |
| STORY6  | EY   | Bottom | 0 | 179,18 | 3616,91 | 50607,015 | 38959,009  | 1939,573 |
| STORY5  | EY   | Top    | 0 | 188,97 | 3972,46 | 55542,812 | 38959,009  | 1939,573 |
| STORY5  | EY   | Bottom | 0 | 188,97 | 3972,46 | 55542,812 | 50177,319  | 2517,419 |
| STORY4  | EY   | Top    | 0 | 196,56 | 4310,35 | 60214,391 | 50177,319  | 2517,419 |
| STORY4  | EY   | Bottom | 0 | 196,56 | 4310,35 | 60214,391 | 62286,698  | 3118,377 |
| STORY3  | EY   | Top    | 0 | 201,43 | 4562,96 | 63704,041 | 62286,698  | 3118,377 |
| STORY3  | EY   | Bottom | 0 | 201,43 | 4562,96 | 63704,041 | 75140,775  | 3734,235 |
| STORY2  | EY   | Top    | 0 | 204,18 | 4777,24 | 66669,89  | 75140,775  | 3734,235 |
| STORY2  | EY   | Bottom | 0 | 204,18 | 4777,24 | 66669,89  | 88581,497  | 4358,16  |
| STORY1  | EY   | Top    | 0 | 205,21 | 4933,84 | 68864,916 | 88581,497  | 4358,16  |
| STORY1  | EY   | Bottom | 0 | 205,21 | 4933,84 | 68864,916 | 102483,515 | 4984,948 |

D'après le **Tableau V.3** en calculer la valeur  $V_{y\ dyn}$  a la base :

$$V_{y\ dyn} = \sqrt{V_{x2} + V_{y2}} = 4938.10\ kN$$

Efforts tranchant par méthode statique équivalente qui est déjà bien détaillé dans le chapitre 2 (II.2.1.2).

Tableau V.4 .1: Valeurs de calcul

| A coefficient d'accélération de zone | R coefficient de comportement | Q facture de qualité | D facteur d'amplification dyn moy |      | W (kN)    |
|--------------------------------------|-------------------------------|----------------------|-----------------------------------|------|-----------|
|                                      |                               |                      | X                                 | Y    |           |
| 0.25                                 | 5                             | 1.15                 | X                                 | Y    | 51707.416 |
|                                      |                               |                      | 1.5                               | 1.36 |           |

$$V_{MSE} = \frac{A \cdot Q \cdot D}{R} \text{ (Art 4.1 RPA99 Version 2003)}$$

$$V_{X\ MSE} = 4459,76\ kN$$

$$V_{y\ MSE} = 4043.51\ kN$$

$$80\% V_{MSE} = 0.8 \times 4459.76 = 3567.80\ kN$$

$$V_{x \text{ dyn}} = 5058,0445 \text{ kN} > 80\% V_{MSE} = 3567,81 \text{ kN}$$

$$V_{y \text{ dyn}} = 4938,11573 > 80\% V_{MSE} = 3234,81 \text{ kN}$$

Donc l'effort tranchant calculer par l'ETABS plus grand que seul calcule par la méthode statique équivalent pour les deux directions.

#### V.4.1.4 Vérification des déplacements relatifs (Art 5.10 RPA99 Version 2003)

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent ne doivent pas dépasser 1.0 % de la hauteur de l'étage  $h_k$ .

$$1.0\% h_k = 3.06 \text{ cm.}$$

$$\Delta_k = R \cdot \Delta_{ek \text{ ETABS}}$$

$$\Delta = \Delta_k - \Delta_{k-1} \leq 1\% h_k$$

- $\Delta$  : déplacement relatif de chaque étage.
- $\Delta_{ek \text{ ETABS}}$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).
- $R$  : coefficient de comportement.
- $h_k$  : hauteur de l'étage « k ».
- $\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

Tableau V.4.2: Déplacements inter-étages

| Story   | Diaphragm | Load | UX     | UY     | $\Delta_{ek}$ | $\Delta_k$ | $\Delta$ | 1%h(K) |
|---------|-----------|------|--------|--------|---------------|------------|----------|--------|
| STORY11 | ET1       | EX   | 0,0301 | 0,0015 | 0,0305        | 0,1525     | 0,0020   | 0,0306 |
| STORY11 | ET11      | EX   | 0,0305 | 0,0016 | 0,0301        | 0,1505     | 0,0078   | 0,0306 |
| STORY10 | ET10      | EX   | 0,0285 | 0,0015 | 0,0285        | 0,1427     | 0,0125   | 0,0306 |
| STORY9  | ET09      | EX   | 0,026  | 0,0014 | 0,0260        | 0,1302     | 0,0190   | 0,0306 |
| STORY8  | ET08      | EX   | 0,0222 | 0,0012 | 0,0222        | 0,1112     | 0,0250   | 0,0306 |
| STORY7  | ET07      | EX   | 0,0172 | 0,0009 | 0,0172        | 0,0861     | 0,0295   | 0,0306 |
| STORY6  | ET06      | EX   | 0,0113 | 0,0006 | 0,0113        | 0,0566     | 0,0265   | 0,0306 |
| STORY5  | ET05      | EX   | 0,006  | 0,0004 | 0,0060        | 0,0301     | 0,0085   | 0,0306 |
| STORY4  | ET04      | EX   | 0,0043 | 0,0003 | 0,0043        | 0,0216     | 0,0075   | 0,0306 |
| STORY3  | ET03      | EX   | 0,0028 | 0,0002 | 0,0028        | 0,0140     | 0,0065   | 0,0306 |
| STORY2  | ET02      | EX   | 0,0015 | 0,0001 | 0,0015        | 0,0075     | 0,0050   | 0,0306 |
| STORY1  | ET01      | EX   | 0,0005 | 0      | 0,0005        | 0,0025     | 0,0025   | 0,0306 |

D'après les résultants des [Tableau V.5](#) les déplacements relatifs sont vérifié tel que le déplacement le plus grand des étages reste inférieur à 1% de la hauteur d'étage

$$\Delta_{k \text{ ET7}} = 0.0295 < 1\% h_k = 0.0306$$

| Story   | Diaphragm | Load | UX     | UY     | deltha (eK) | deltha (eK) | deltha  | 1%h(K) |
|---------|-----------|------|--------|--------|-------------|-------------|---------|--------|
| STORY11 | ET1       | EY   | 0,0017 | 0,0322 | 0,0349      | 0,1745      | 0,0135  | 0,0306 |
| STORY11 | ET11      | EY   | 0,0017 | 0,0349 | 0,0322      | 0,1610      | -0,0047 | 0,0306 |
| STORY10 | ET10      | EY   | 0,0016 | 0,0331 | 0,0331      | 0,1657      | 0,0145  | 0,0306 |
| STORY9  | ET09      | EY   | 0,0014 | 0,0302 | 0,0302      | 0,1512      | 0,0215  | 0,0306 |
| STORY8  | ET08      | EY   | 0,0012 | 0,0259 | 0,0259      | 0,1296      | 0,0270  | 0,0306 |
| STORY7  | ET07      | EY   | 0,0009 | 0,0205 | 0,0205      | 0,1026      | 0,0305  | 0,0306 |
| STORY6  | ET06      | EY   | 0,0006 | 0,0144 | 0,0144      | 0,0721      | 0,0290  | 0,0306 |
| STORY5  | ET05      | EY   | 0,0003 | 0,0086 | 0,0086      | 0,0430      | 0,0120  | 0,0306 |
| STORY4  | ET04      | EY   | 0,0002 | 0,0062 | 0,0062      | 0,0310      | 0,0110  | 0,0306 |
| STORY3  | ET03      | EY   | 0,0001 | 0,004  | 0,0040      | 0,0200      | 0,0095  | 0,0306 |
| STORY2  | ET02      | EY   | 0,0001 | 0,0021 | 0,0021      | 0,0105      | 0,0070  | 0,0306 |
| STORY1  | ET01      | EY   | 0      | 0,0007 | 0,0007      | 0,0035      | 0,0035  | 0,0306 |

D'après les résultants des [Tableau V.4.2](#) les déplacements relatifs sont vérifié tel que le déplacement le plus grand des étages reste inférieur à 1% de la hauteur d'étage  
 $\Delta_{kET7} = 0.0305 < 1\%h_k = 0.0306$

#### V.4.1.5 Vérification de l'effet P-Δ (Art 5.9 RPA99 Version 2003)

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

- $P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».
- $\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- $h_k$  : hauteur de l'étage « k ».

Tableau V.5.1: Vérification des effets P-Δ

| Load | UX     | UY     | deltha | P        | V       | H    | θ      |
|------|--------|--------|--------|----------|---------|------|--------|
| EX   | 0,0301 | 0,0015 | 0,0020 | 0        | 193,61  | 3,06 | 0      |
| EX   | 0,0305 | 0,0016 | 0,0078 | 502,606  | 1377,02 | 3,06 | 0,0018 |
| EX   | 0,0285 | 0,0015 | 0,0125 | 5051,928 | 2207,90 | 3,06 | 0,0020 |
| EX   | 0,026  | 0,0014 | 0,0190 | 4623,009 | 2847,56 | 3,06 | 0,0023 |
| EX   | 0,0222 | 0,0012 | 0,0250 | 4670,174 | 3356,45 | 3,06 | 0,0031 |
| EX   | 0,0172 | 0,0009 | 0,0295 | 4670,174 | 3749,19 | 3,06 | 0,0042 |
| EX   | 0,0113 | 0,0006 | 0,0265 | 4670,174 | 4082,41 | 3,06 | 0,0053 |
| EX   | 0,006  | 0,0004 | 0,0085 | 5035,384 | 4416,68 | 3,06 | 0,0032 |
| EX   | 0,0043 | 0,0003 | 0,0075 | 5416,361 | 4667,59 | 3,06 | 0,0040 |
| EX   | 0,0028 | 0,0002 | 0,0065 | 5416,744 | 4890,79 | 3,06 | 0,0051 |
| EX   | 0,0015 | 0,0001 | 0,0050 | 5496,414 | 5058,04 | 3,06 | 0,0072 |
| EX   | 0,0005 | 0      | 0,0025 | 5220,022 | 0,00    | 3,06 | 0,0000 |

Tableau V.5.2: Vérification des effets P-Δ

| Load | UX     | UY     | deltha | P        | V       | H    | Θ      |
|------|--------|--------|--------|----------|---------|------|--------|
| EY   | 0,0017 | 0,0322 | 0,0135 | 0,000    | 176,91  | 3,06 | 0,0000 |
| EY   | 0,0017 | 0,0349 | 0,0047 | 502,606  | 1324,38 | 3,06 | 0,0006 |
| EY   | 0,0016 | 0,0331 | 0,0145 | 5051,928 | 2128,97 | 3,06 | 0,0113 |
| EY   | 0,0014 | 0,0302 | 0,0215 | 4623,009 | 2747,00 | 3,06 | 0,0118 |
| EY   | 0,0012 | 0,0259 | 0,0270 | 4670,174 | 3232,85 | 3,06 | 0,0128 |
| EY   | 0,0009 | 0,0205 | 0,0305 | 4670,174 | 3621,35 | 3,06 | 0,0129 |
| EY   | 0,0006 | 0,0144 | 0,0290 | 4670,174 | 3976,95 | 3,06 | 0,0111 |
| EY   | 0,0003 | 0,0086 | 0,0120 | 5035,384 | 4314,83 | 3,06 | 0,0046 |
| EY   | 0,0002 | 0,0062 | 0,0110 | 5416,361 | 4567,40 | 3,06 | 0,0043 |
| EY   | 0,0001 | 0,004  | 0,0095 | 5416,744 | 4781,60 | 3,06 | 0,0035 |
| EY   | 0,0001 | 0,0021 | 0,0070 | 5496,414 | 4938,11 | 3,06 | 0,0026 |
| EY   | 0      | 0,0007 | 0,0035 | 5220,022 | 0,00    | 3,06 | 0,0000 |

D'après les résultants des [Tableau V.5.1](#) et [Tableau V.5.2](#) La condition est vérifiée à tous les niveaux et dans les deux sens, donc l'effet P-Δ négligeable.

#### V.4.1.6 Conclusion :

Après les vérifications des critères de stabilité des structures conçus par les RPA 2003 et en respectant toutes les contraintes d'architectures, le volume total d'éléments vertical de contreventement (sens longitudinal et sens transversal) adopté est égale à **578.60 m<sup>3</sup>**. Ce volume total sera maintenue dans toutes les variantes à étudier.

## V.5 Interprétation des résultats

Le volume totale des voiles  $V = 578.60 \text{ m}^3$  est adopté pour l'analyse et la comparaison entre les quatre variantes de disposition de voiles de contreventement

### V.5.1 Période fondamentale

La période propre de vibration des structures est la durée en seconde d'un cycle d'oscillations libres et la fréquence exprime le nombre de cycles d'oscillation par seconde.

- Le [Tableau V.7](#) montre les périodes fondamentales obtenues pour les sept variantes conformément aux RPA.

Tableau V.6 : Période maximale des variantes

| Variantes                          | Périodes (sec) |
|------------------------------------|----------------|
| V1 Ar                              | 0,827674       |
| V2(80%Vpot +20%Vvoil)              | 0,932556       |
| V3(70%Vvoil péré +30%Vvoil centre) | 0,826418       |
| V4(30%Vvoil péré +70%Vvoil centre) | 0,539353       |
| V5(50%Vvoil péré +50%Vvoil centre) | 0,805853       |
| Tf                                 | 0,87           |

La période empirique calculée selon RPA 2003 « Tf », est majorée de 30% de la période fondamentale et ensuite a été comparée à la période numérique calculée par l'ETABS

$$T=0.67 \text{ sec} \rightarrow T_f=1.3*T = 0.87 \text{ sec}$$

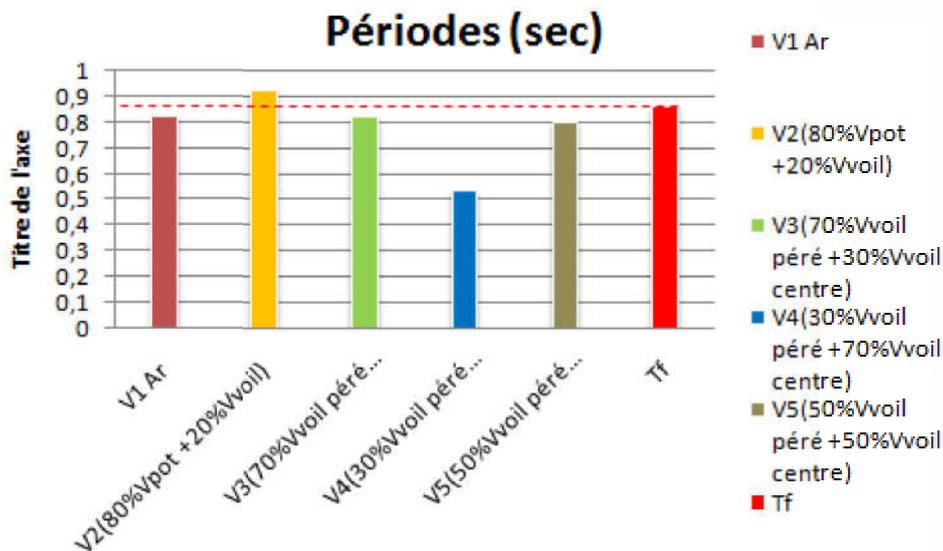


Figure V.8 : Période maximale des variantes

D'après la Figure V.8: la variantes V2 ne vérifient pas car les périodes de cette variante sont plus élevées à la période empirique calculé par RPA. Les autres variantes V1, V3, V4 et V5 sont vérifiées le critère de la période réglementaire, mais la variante V4 vérifie avec plus à l'aise.

### V.5.2 Efforts tranchant :

Le Tableau V.8 présente les efforts tranchants à la base des structures calculés pour les cinq variantes de disposition de voiles de contreventement et ceci conformément aux critères RPA.

Tableau V.7 : Efforts tranchant à la base

| Variantes                          | Effort tranchant (KN) |
|------------------------------------|-----------------------|
| V1 Ar                              | 5058,104              |
| V2(80%Vpot +20%Vvoil)              | 5763,12               |
| V3(70%Vvoil péré +30%Vvoil centre) | 5061,477              |
| V4(30%Vvoil péré +70%Vvoil centre) | 7577,36               |
| V5(50%Vvoil péré +50%Vvoil centre) | 5246,81               |
| 80%Vstat                           | 3842,104              |

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$80\% V_{MSE} = 0.8 \times 4459.76 = 3567.80 \text{ kN}$$

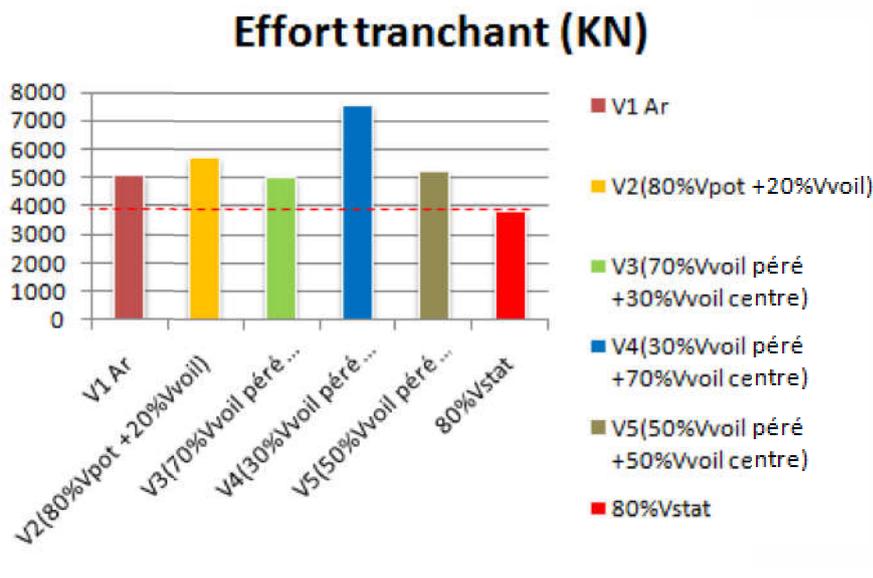


Figure V.9 : Efforts tranchant à la base

D'après la Figure V.9 : Les variantes V1, V2, V3, V4 et V5 sont vérifiées le critère de l'effort tranchant, mais la variante V4 vérifie mieux que les autres.

### V.5.3 Déplacements inter-étages maximal ( $\Delta x$ ) :

Le Tableau V.9 présente les déplacements inter-étages à la base des structures calculés pour les cinq variantes de disposition de voiles de contreventement et ceci conformément aux critères RPA.

Tableau V.8 : Déplacements inter-étages maximal ( $\Delta x$ )

| Variantes                          | $\Delta x(m)$ |
|------------------------------------|---------------|
| V1 Ar                              | 0,0295        |
| V2(80%Vpot +20%Vvoil)              | 0,016         |
| V3(70%Vvoil péré +30%Vvoil centre) | 0,02067       |
| V4(30%Vvoil péré +70%Vvoil centre) | 0,012         |
| V5(50%Vvoil péré +50%Vvoil centre) | 0,00665       |
| 1%hk                               | 0,0306        |

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10 [16], ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré - 1.0% hk = 0.01\*3.06 = 3.06cm.

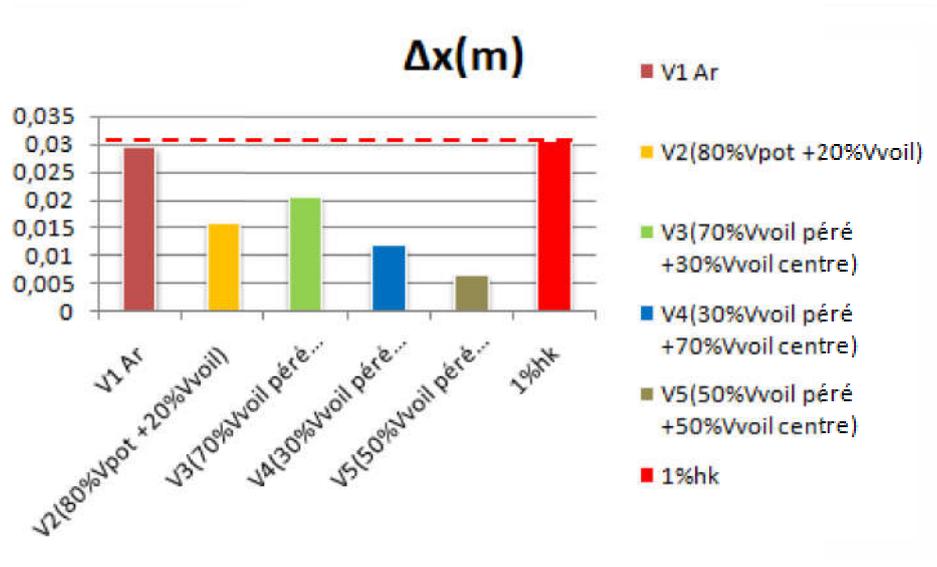


Figure V.10 : Déplacements relatifs des variantes étudiées

D'après la Figure V.10, la variante V1 montre un déplacement important, mais ils restent inférieurs au déplacement admissible exigé par RPA. Les autres variantes V2, V3, V4 et V5 sont vérifiées le critère de déplacement relatif, mais la variante V5 vérifie mieux que les autres.

#### V.5.4 Effet maximal (P- $\Delta$ ) :

Le Tableau V.10 présente l'effet maximal (P- $\Delta$ ) des structures calculés pour les cinq variantes de disposition de voiles de contreventement et ceci conformément aux critères RPA.

Tableau V.9 : Effet maximal (P-Δ)

| Variantes                          | Effet P-Δ (θk) |
|------------------------------------|----------------|
| V1 Ar                              | 0,0072         |
| V2(80%Vpot +20%Vvoil)              | 0,00937        |
| V3(70%Vvoil péré +30%Vvoil centre) | 0,1            |
| V4(30%Vvoil péré +70%Vvoil centre) | 0,0046         |
| V5(50%Vvoil péré +50%Vvoil centre) | 0,00384        |
| Valeur maximale RPA                | 0,1            |

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \cdot \Delta k / V_k \cdot h_k \leq 0.10$$

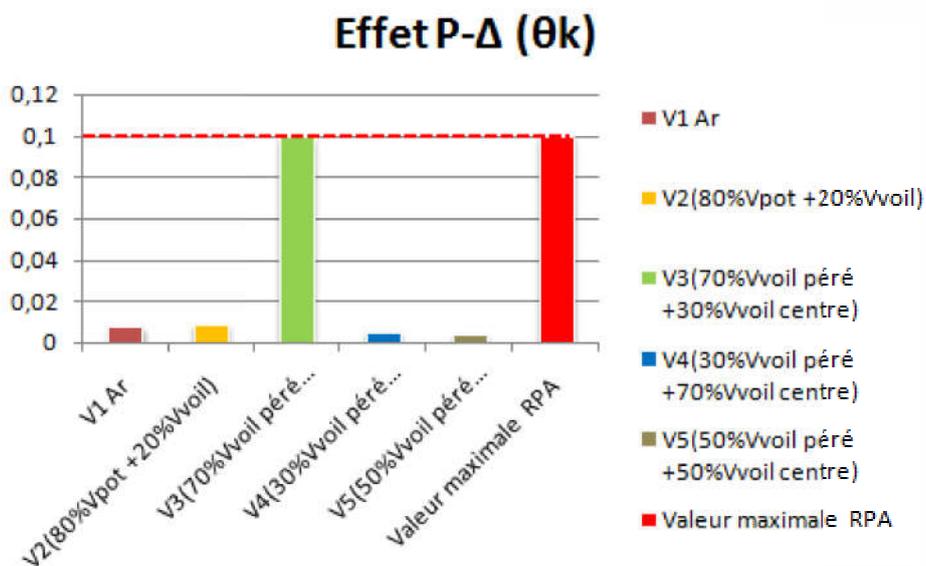


Figure V.11 : Effet maximal (P-Δ)

D'après la Figure V.11, la variante V3 montre un effet (P-Δ) maximal, mais ils restent égal au déplacement admissible exigé par RPA. Les autres variantes V1, V2, V4 et V5 sont vérifiées le critère de déplacement relatif, mais les variantes V4 et V5 vérifie mieux que les autres.

## V.6 Conclusion

L'analyse de la stabilité des structures selon les critères réglementaires RPA de cinq variantes de dispositions de voile de contreventement dans la même structure en portique nous dégage les conclusions suivantes :

1- La variante V4(30% $V_{voile\text{périphérique}}$  +70% $V_{voile\text{ centre}}$ )semble la variante la plus performante par rapport aux autres variantes vis-à-vis de tous les critères de stabilité RPA.

2- La variante V3(70% $V_{voile\text{périphérique}}$  +30% $V_{voile\text{ centre}}$ ) est apparait la plus loin au seuil de vérification des critères de stabilité RPA par rapport aux autres variantes.

3- la mauvaise disposition des voiles dans la variante V2(80% $V_{pot}$  +20% $V_{voil}$ ) car il ne vérifie pas la période exigée par RPA2003 donc ne doit pas faire cette disposition .

4- Ces résultats de la présente étude sont appliqués seulement sur les bâtiments de forme simple implantés en zones de forte sismicité .

# Conclusion générale

## Conclusion général

Le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans la conception et du calcul des structures. Afin de minimiser l'endommagement des structures, il est nécessaire d'améliorer leur comportement sismique. Parmi les méthodes, on a choisi de renforcer les structures par l'ajout des voiles.

La disposition des voiles dans les structures mixtes est essentielle pour avoir une conception adéquate et un bon comportement structurel. et ce qui permet d'avoir une exploitation optimale de la rigidité de la structure.

Cependant, dans le code parasismique algérien (**RPA99 Version2003**), **aucun article n'est relatif** à ce paramètre, ce qui pousse les concepteurs des structures mixtes à essayer d'une manière systématique de disposer les voiles sur la périphérie du bâtiment.

L'objectif de ce travail est de proposer aux concepteurs de structures mixtes, l'idée qui permet de rechercher la disposition optimale des voiles. Ceci, à partir de plusieurs variantes de la disposition des voiles de contreventement en évaluant la performance sismique de la structure.

L'interprétation des résultats de l'étude comparative menée sur les cinq variantes, nous a montré que les déplacements inter étages ainsi que la période sont plus importants pour la structure, à partir de là nous pouvons dire que dans les zones sismiques, pour les constructions de grande ou moyenne hauteur, il est préférable d'utiliser bon disposition des voiles

## Références Bibliographiques

- [1]mattieu perrault ,evaluation de la vulnérabilité sismique de batiments a partir de mesures in situ , science de la terre.universite de grenoble 2013 .
- [2]Mokrane A, Ait Messaoud A, Sebai A, Menia N, Ayadi A, Bezzeghoud M, Benhallou H, Les séismes en Algérie de 1365 à 1992, Alger, Centre de Recherche en Astronomie, Astrophysique et Géophysique, 1994, p. 277
- [3]A. Ayadi et M. Bezzeghoud, « Seismicity of Algeria from 1365 to 2013: Maximum Observed Intensity Map (MOI2014) », Seismological Research Letters, vol. 86, no 1, 1er janvier 2015, p. 236–244
- [4]«Le tremblement de terre d’El Asnam du 10 octobre 1980 : étude des républiques Algérie»Merzouk Ouyed.
- [5]Bounif A .,Bezzeghoud M ., Dorbath L ., Legrand D., Deschamps A. , Rivera L., Benhallou H.(2003)-Seismic source study of the 1989 October 29, Chenoua (Algeria) earthquake from aftershocks, broad-band and strong motion records, Annals of Geophysics(46), pp.625-646
- [6] Meghraoui M. (1991)- Blind reverse faulting system associated with the mont Chenoua Tipaza earthquake of 29 October 1989 (north central Algeria), Terra Nova, pp 84\_93.
- [7] Benouar D. (1994)-The seismicity of Algeria and the Maghreb during the twentieth century, PhD dissertation, Imperial College, London, U.K
- [8] Yelles-Chaouche A- K., Djellit H., Derder M-E-M., Abtout A., Bourouis S. (1997) - The Ain Benian Fault: A New Active Coastal Fault Revealed by the Algiers September 4th,1996 Earthquake. I.A.S.P.E.I. (Inter. Assoc. of Seismology and Physics of the Earth's Interior), Thessalonik (Greece), August, pp.18-28
- [9] Yelles-Chaouche A-K, Djellit H , Beldjoudi H, Bezzeghoud M, Buforn E((2004)- The Aim Temouchent (Algeria) earthquake of December 22nd, 1999, Pure Appl. Geophys,pp.607–621
- [10] Yelles-Chaouche A-K. (2001) -Le séisme de Beni Ouartilane du 10 novembre 2000, in Catalogue CRAAG
- [11] Yelles-Chaouche A.K. (2003)- Recent seismic activity in Northern Algeria. Fourth International Conference of Earthquake Engineering and Seismology, Iran, 7p.m
- [12] « Effet de la Disposition Des Voiles sur la Stabilité des Structures en Béton Armé»AKOUCHI SOUFYANE ,TAHI MOHAMED ABDELLATIF, mémoire de master, option structure, spécialité : génie civil, Université de Djilali Bounaama Khemis Miliana .

[13] Guide méthodologique pour la conception, l'installation et le diagnostic des équipements en zone sismique, version 2 ,avril 2011

[14] Module d'éducation à l'environnement, Revue du ministère de la formation et l'enseignement professionnel. 2003

[15] Hugo Bachmann, conception parasismiques des bâtiments; cours de génie parasismique 2007 école polytechnique fédérale de Lausanne.

[16] règles parasismique Algériens (RPA99/version 2003) , centre national de recherche appliquée en génie parasismique . en Algérie.

[17] Hugo Bachmann, seismic conceptual design of buildings .

[18]AFPS, 2003, Rapport préliminaire de la mission AFPS : Le séisme du 21Mai en Algérie.

[19]« Influence des caractéristiques mécanique des matériaux mis oeuvre sur le comportement mécanique des structures en portique en béton arme », Sahoui hamza , Mémoire de magister, option : modélisation et calcul non linéaire, spécialité : génie civil, université mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou .

[20]Règles technique de conception et de calcul des ouvrages et de construction en Béton arme suivant la méthode des états limites -BAEL 91 revise99.

[21] Centre de Recherche en Astronomie Astrophysique et GéophysiqueCRAAG