



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

UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Mémoire de master académique

En vue de l'obtention du diplôme de Master académique en
Génie civil

Option : structures

Thème :

*Incidence des contreventements sur le
comportement dynamique des bâtiments en
approche linéaire*

Présenté par : **Mr DJAFOUR Tarik**

Devant le jury suivant :

| | | | |
|---------------------------|---------------------------|-------|------------|
| Mr HANNACHI Naceur Eddine | Professeur | UMMTO | Président |
| Mr HAMIZI Mohand | Professeur | UMMTO | Rapporteur |
| Mr KAHIL Amar | Maitre de conférences (B) | UMMTO | Examineur |

Le : 08/07/2017

Remerciements

Je tiens tout d'abord à remercier le bon DIEU tout puissant qui m'a guidé et m'a donné la force et la volonté de réaliser ce modeste travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie mon promoteur Mr HAMIZI Mohand, Professeur au département de génie civil, faculté du génie de la construction, UMMTO, pour la sollicitude avec laquelle il a suivi et guidé ce travail, pour sa disponibilité et ses précieux conseils qui m'ont permis de mener à bien ce travail.

Je tiens à remercier aussi les membres du jury, Mr Hannachi Naceur Eddine et Mr. KAHIL Amar pour l'honneur qu'ils m'ont fait en acceptant de juger ce travail.

Je remercie en particulier Mr DROUCHE Mustapha enseignant au niveau de l'école de formation professionnelle 'expression' pour le temps qu'il m'a accordé, ses précieux conseils et orientations.

Mes sincères remerciements à tous les membres de ma famille pour leur soutien et leurs encouragements, plus en particulier mes parents pour leurs sacrifices tout le long de mes études, je tiens à leur dédier ce modeste travail.

Enfin, je tiens à remercier tous mes amis et camarades pour leur soutien et encouragement en particulier : Abdelhak, Fetta, Celia et Tinhinane.

Chapitre I : Introduction et problématique

| | |
|--|---|
| I.1. Introduction : | 2 |
| I.2. Problématique et objectifs de thèse : | 4 |
| I.3. Plan de travail : | 4 |

Chapitre II : Les systèmes de contreventement

| | |
|---|----|
| II.1. Introduction : | 7 |
| II.2. Définitions : | 7 |
| II.3. Les type de systèmes de contreventement : | 7 |
| II.3.1. Les contreventements en béton armé : | 8 |
| II.3.1.1 Les portiques auto-stables : | 8 |
| II.3.1.2. Les contreventements par voiles : | 8 |
| II.3.1.2.2. Classification des types de voiles : | 9 |
| II.3.1.2.3. Modes de rupture des voiles : | 10 |
| 1. Mode de rupture des voiles élancés : | 10 |
| B. Modes de rupture des voiles courts : | 13 |
| II.3.1.2.4. Les types de contreventement par voiles : | 13 |
| II.3.1.2.4.a. Structures mixtes (voiles associés à des portiques) : | 14 |
| II.3.1.2.4.b. structure uniquement à voiles (murs) porteurs : | 15 |
| II.3.1.2.4.c. Structure à Noyau central en béton armé : | 15 |
| II.3.2. Les contreventements en structures en acier : | 16 |
| II.3.2.1. Les portiques auto-stables : | 16 |
| II.3.2.2. Le contreventement par palées de stabilité (la triangulation) : | 17 |
| II.3.2.3. Quelques types de palées de stabilité : | 19 |
| II.3.3. Le contreventement par maçonnerie chaînée..... | 21 |
| II.3.3.1. Définition : | 21 |

| | |
|---|----|
| II.3.3.2. Différence entre le système poteaux-poutres et maçonnerie chaînée : | 21 |
| II.3.4 Les contreventements mixtes (Acier-Béton) : | 22 |
| II.4. Les systèmes de contreventement selon le RPA 99 vs 03: | 22 |
| II.4.1. Classification des systèmes de contreventements présents dans le RPA : | 22 |
| II.4.2. Les structures contreventées par portiques auto-stables : | 24 |
| II.4.2.1 Portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide : | 24 |
| II.4.2.2. Portiques auto-stables avec remplissage en maçonnerie rigide :..... | 25 |
| II.4.2.3. Performance sur le terrain et observations des bâtiments contreventés par ce système durant les séismes | 25 |
| II.4.3. Structures contreventées par voiles en béton armé:..... | 27 |
| II.4.3.1. Structures à voiles (murs) porteurs : | 28 |
| II.4.3.2. Structures à système de contreventement mixte | 28 |
| II.4.3.3. Structure contreventées par noyau central :..... | 29 |
| II.4.3.4 Dimensionnement des voiles de contreventement suivant le RPA : | 29 |
| II.4.3.5. Performances et observations des bâtiments contreventés par voiles durant les séismes : | 31 |
| II.5. La disposition optimale des voiles de contreventement dans la structure : | 32 |
| II.5.1. Paramètres à considérer pour une bonne disposition des voiles :..... | 32 |
| II.6 Quelques règles et précautions à prendre vis-à-vis du choix du système de contreventement : | 35 |

Chapitre III: Présentation des structures

| | |
|--|----|
| III.1. Description des structures étudiées : | 39 |
| III.1.1. Caractéristiques géométriques..... | 39 |
| III.1.2. Dimensionnement des éléments : | 41 |
| III.1.2.1. Charges appliquées : | 41 |
| III.1.2.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux : | 41 |
| III.1.2.3. Prédimensionnement des éléments : | 41 |

| | |
|---|----|
| III.2. Disposition des voiles considérée :..... | 43 |
| III.2.1. Contreventement mixte : | 43 |
| III.2.2 contreventement par voiles des structures en murs porteurs :..... | 44 |
| III.3.2. Contreventement par noyau central:..... | 45 |
| III.3. Présentation de la méthode dynamique modale spectrale :..... | 46 |
| III.3.1. Introduction : | 46 |
| III.3.1. Action du séisme (Le spectre de réponse) :..... | 46 |
| III.3.2. Etablissement d'un spectre de réponse :..... | 47 |

Chapitre IV: Résultats et discussion

| | |
|---|----|
| IV.1. Vérifications du RPA : | 50 |
| IV.1.1 Structures en contreventement en portiques auto-stables : | 50 |
| IV.1.1.1. Vérification du comportement dynamique :..... | 50 |
| IV.1.1.2. Vérification de l'article 4.3.4 du RPA 2003 : | 50 |
| IV.1.1.3. Vérification de l'article 4.3.6 du RPA 2003 : | 51 |
| IV.1.1.4. Vérification de l'article 5.10 du RPA 2003 : | 51 |
| IV.1.1.5. Vérification de l'article 5.9 du RPA 2003 : | 52 |
| IV.1.2. Structures en contreventement mixte: | 53 |
| IV.1.2.1 Vérification du comportement dynamique :..... | 53 |
| IV.1.2.2. Vérification de l'article 4.3.4 du RPA 2003 : | 53 |
| IV.1.2.3. Vérification de l'article 4.3.6 du RPA 2003 : | 54 |
| IV.1.2.4. Vérification de l'article 5.10 du RPA 2003 : | 54 |
| IV.1.2.5. Vérification de l'article 5.9 du RPA 2003 : | 55 |
| IV.1. 3. Structures en contreventement par voiles porteurs: | 56 |
| IV.1.3.1 Vérification du comportement dynamique :..... | 56 |
| IV.1. 3.2. Vérification de l'article 4.3.4 du RPA 2003 : | 56 |
| IV.1.3.3. Vérification de l'article 4.3.6 du RPA 2003 : | 57 |
| IV.1.3.4. Vérification de l'article 5.10 du RPA 2003 : | 57 |
| IV.1.3.5. Vérification de l'article 5.9 du RPA 2003 : | 58 |
| IV.1.4. Structures Contreventées par noyau central en béton armé: | 59 |

| | |
|---|----|
| IV.1.4.1 Vérification du comportement dynamique :..... | 59 |
| IV.1.4.2. Vérification de l'article 4.3.4 du RPA 2003 : | 60 |
| IV.1.4.3. Vérification de l'article 4.3.6 du RPA 2003 : | 60 |
| IV.1.4.4. Vérification de l'article 5.10 du RPA 2003 : | 60 |
| IV.1.2.5. Vérification de l'article 5.9 du RPA 2003 : | 61 |
| IV.2. Comparaison des réponses sismiques : | 62 |
| IV.2.1. Déplacement latéraux :..... | 62 |
| IV.2.1.1. Déplacements absolus : | 62 |
| IV.2.1.2. Déplacements inter-étages : | 64 |
| IV.2.2. Effort tranchant à la base :..... | 65 |
| IV.3. Discussion des résultats :..... | 66 |

Chapitre V : Conclusions

| | |
|--|----|
| V.1. Rétrospective : | 69 |
| V.2. Conclusions principales :..... | 69 |
| V.2.1- Pour les bâtiments courts :..... | 70 |
| V.2.2- Pour les bâtiments moyennement élancés :..... | 70 |
| V.3. Recommandations : | 71 |
| V.4. Perspectives : | 71 |

Liste des figures


| | |
|--|----|
| Figure I.1 : carte des failles principales [Google images] | 2 |
| Figure I.2: Faille San Andreas Californie [Google images] | 3 |
| Figure II.1 : Les ossatures en portiques [29]..... | 8 |
| Figure II.2 : Classification des types des murs de refend [28] | 10 |
| Figure II.3 : Modes de ruptures des voiles élancés par flexion [2]..... | 11 |
| Figure II.4 : Mode de rupture par flexion-effort tranchant [22] | 12 |
| Figure II.5 : Modes de rupture des voiles élancés par effort tranchant [2]..... | 12 |
| Figure II.6 : Modes de ruptures des voiles courts [22] | 13 |
| Figure II.7 : Structure mixte composé par des voiles porteurs couplés à des portiques, vue en plan [28]..... | 14 |
| Figure II.8 : Structure à noyau central [28]..... | 15 |
| Figure II.9 : Tour contreventé par noyau central en béton (tour centrale de la faculté de Jussieu) [39] | 16 |
| Figure II.10 : Rigidification des nœuds d'un portique par l'intermédiaire de gousset [20]..... | 17 |
| Figure II.11 : Contreventement par triangulation du minaret de la grande mosquée d'Alger (croix de Saint-André)..... | 17 |
| Figure II.12 : Ossatures à barres centrées [15] | 18 |
| Figure II.13 : Ossature à barres excentrées [15] | 19 |
| Figure II.14 : Contreventement par croix de saint André [4] | 19 |
| Figure II.15 : Contreventement par treillis en forme de V [4]..... | 20 |
| Figure II.16 : Contreventement par treillis en formes de K [4] | 20 |
| Figure II.17 : Conception d'un mur en maçonnerie chaînée [11]..... | 21 |
| Figure II.18 : Transmission des efforts dans les deux structures [11] | 22 |
| Figure II.19 : Structure en portiques auto-stables sans remplissage en maçonnerie rigide..... | 24 |
| Figure II.20 : Hauteur maximales prescrites par le RPA03 des bâtiments contreventés par portique | 25 |
| Figure II.21 : Dommages sur les éléments non structuraux | 26 |
| Figure II.22 : Effondrement d'un bâtiment du a des grands déplacements | 27 |
| Figure II.23 : Structures constitué de voiles porteurs uniquement [28]..... | 28 |

| | |
|---|----|
| Figure II.24 : Coupe en élévation d'un voile | 30 |
| Figure II.25 : Coupes de voiles en plan | 30 |
| Figure II.26 : Dommages subis par un voile durant le séisme tout en continuant à supporter le poids de son plancher (séisme de Kobé, Japon 1995) [25] | 31 |
| Figure II.27 : Distances minimales recommandées entre murs de contreventement parallèles [20] | 32 |
| Figure II.28 : Torsion d'ensemble [20] | 33 |
| Figure II.29 : Exemple de deux dispositions de voiles différentes [20] | 33 |
| Figure II.30 : Comparaison des efforts induits dans les deux dispositions [20] | 34 |
| Figure II.31 : Disposition en élévation des murs de contreventement [20] | 34 |
| Figure II.32 : Effet de torsion engendré par une disposition asymétrique des voiles [20] | 35 |
| Figure II.33 : Formation de rotules plastiques aux niveaux des colonnes du rez-de-chaussée (mécanisme de colonnes) [18] | 36 |
| Figure II.34 : Apparition du mécanisme de colonnes au niveau de l'étage souple [18] | 36 |
| Figure III.1 : Dimensions en plan de la structure en (R+2) | 39 |
| Figure III.2 : Dimensions en plan de la structure en (R+4) | 40 |
| Figure III.3 : Disposition des voiles de la structure en (R+2) | 43 |
| Figure III.4 : Disposition des voiles de la structure en (R+4) | 43 |
| Figure III.5 : Disposition des voiles porteurs de la structure en (R+2) | 44 |
| Figure III.6 : Disposition des voiles porteurs de la structure en (R+4) | 44 |
| Figure III.7 : Disposition du noyau en béton armé de la structure en (R+2) | 45 |
| Figure III.8 : Disposition du noyau en béton armé dans la structure en (R+4) | 45 |
| Figure III.9 : Représentation d'une série d'oscillateur à un ddl | 47 |
| Figure III.10 : Illustration graphique d'un spectre d'accélération (élastique) S_a | 48 |
| Figure IV.1 : Déplacements latéraux d'étages sens x-x (structure 1) | 62 |
| Figure IV.2 : Déplacements latéraux d'étages sens x-x (structure 1) | 63 |
| Figure IV.3 : Déplacement inter-étages de la structure 1 (sens x-x) | 64 |
| Figure IV.4 : Déplacement inter-étages de la structure 2 | 65 |
| Figure IV.5 : Efforts tranchants à la base des structures | 66 |

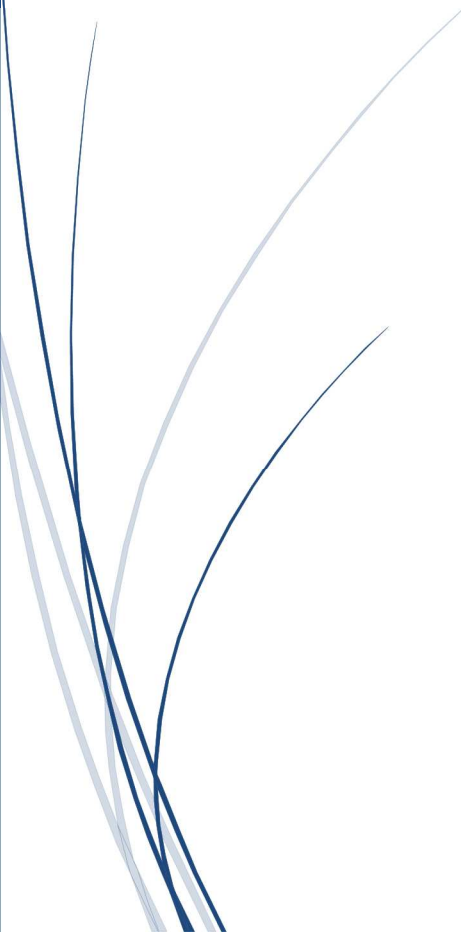
Liste des tableaux

| | |
|---|----|
| Tableau II.1 : Hauteurs maximales imposées par le RPA pour les structures contreventées par maçonnerie chaînée (Tableau 9.1 du RPA 99 vs 03)..... | 21 |
| Tableau IV.1 : Modes propres de la structure contreventée par portiques (RDC+2)..... | 50 |
| Tableau IV.2 : Modes propres de la structure contreventée par portiques (RDC+4)..... | 50 |
| Tableau IV.3 : Calcul de l'effort tranchant donné par la MSE..... | 51 |
| Tableau IV.4 : Déplacements inter-étages de la première structure (portiques) | 52 |
| Tableau IV.5 : Déplacements inter-étages de la deuxième structure (portiques) | 52 |
| Tableau IV.6 : justification de l'effet P- Δ de la première structure (portiques) | 52 |
| Tableau IV.7 : justification de l'effet P- Δ de la deuxième structure (portiques) | 52 |
| Tableau IV.8 : Modes propres de la structure avec un contreventement mixte (RDC+2)..... | 53 |
| Tableau IV.9 : Modes propres de la structure avec un contreventement mixte (RDC+4)..... | 53 |
| Tableau IV.10 : Calcul de l'effort tranchant donné par la MSE (structures mixtes)..... | 54 |
| Tableau IV.11 : Déplacements inter-étages de la première structure (structures mixtes)..... | 54 |
| Tableau IV.12 : Déplacements inter-étages de la deuxième structure (structures mixtes)..... | 55 |
| Tableau IV.13 : justification de l'effet P- Δ de la première structure (structures mixtes)..... | 55 |
| Tableau IV.14 : justification de l'effet P- Δ de la deuxième structure (structures mixtes)..... | 55 |
| Tableau IV.15 : Modes propres de la structure en voiles porteurs (RDC+2) ... | 56 |
| Tableau IV.16 : Modes propres de la structure en voiles porteurs (RDC+4) ... | 56 |
| Tableau IV.17 : Calcul de l'effort tranchant donné par la MSE (voiles porteurs) | 57 |

| | |
|---|----|
| Tableau IV.18 : Déplacements inter-étages de la première structure (voiles porteurs) | 57 |
| Tableau IV.19: Déplacements inter-étages de la deuxième structure (voiles porteurs) | 58 |
| Tableau IV.20: justification de l'effet P- Δ de la première structure (voiles porteurs) | 58 |
| Tableau IV.21 : justification de l'effet P- Δ de la deuxième structure (voiles porteurs) | 58 |
| Tableau IV.22 : Modes propres de la structure avec un noyau(RDC+2) | 59 |
| Tableau IV.23 : Modes propres de la structure avec un noyau central (RDC+4) | 59 |
| Tableau IV.24 : Calcul de l'effort tranchant donné par la MSE (structures à noyau)..... | 60 |
| Tableau IV.25 : Déplacements inter-étages de la première structure sens x-x (noyau) | 61 |
| Tableau IV.26 : Déplacements inter-étages de la première structure sens y-y (noyau) | 61 |
| Tableau IV.27 : Déplacements inter-étages de la deuxième structure (noyau central) | 61 |
| Tableau IV.28 : justification de l'effet P- Δ de la première structure (noyau) .. | 61 |
| Tableau IV.29 : justification de l'effet P- Δ de la deuxième structure (noyau central) | 62 |
| Tableau IV.30 : Déplacements absolus d'étages (structure 1)..... | 62 |
| Tableau IV.31 : Déplacements absolus d'étages (structure 2)..... | 63 |
| Tableau IV.32 : Pourcentages de réduction des déplacements latéraux | 64 |
| Tableau IV.33 : Pourcentages de réduction des déplacements inter-étages (structure 1) | 64 |
| Tableau IV.34 :: Pourcentages de réduction des déplacements inter-étages (structure 2)..... | 65 |
| Tableau IV.35 : Efforts tranchants à la base des structures | 65 |



*Chapitre I : Introduction et
problématique*



I.1. Introduction :

Il se produit de très nombreux séismes tous les jours mais la plupart ne sont pas ressentis par les humains. Environ cent mille séismes sont enregistrés chaque année sur la planète. Les plus puissants d'entre eux comptent parmi les catastrophes naturelles les plus destructrices.

Un séisme ou autrement dit tremblement de terre est une secousse du sol résultant de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches. Cette libération d'énergie se fait par rupture le long d'une faille.

Dans certaines régions, les plaques tectoniques s'affrontent, ce qui entraîne une accumulation d'énergie donc de contraintes le long des zones des failles (figure I.1). Lorsque cette accumulation devient très importante et dépasse le seuil critique, l'équilibre de contact entre les deux plaques est rompu, la faille cède générant ainsi le séisme (figure I.2). En d'autres termes, nous pouvons ainsi dire qu'un séisme est une vibration du sol, causée par une fracture brutale des roches en profondeur, créant des failles dans le sol et parfois en surface. L'activité sismique est concentrée le long de failles, en général à proximité des frontières entre ces plaques [16].

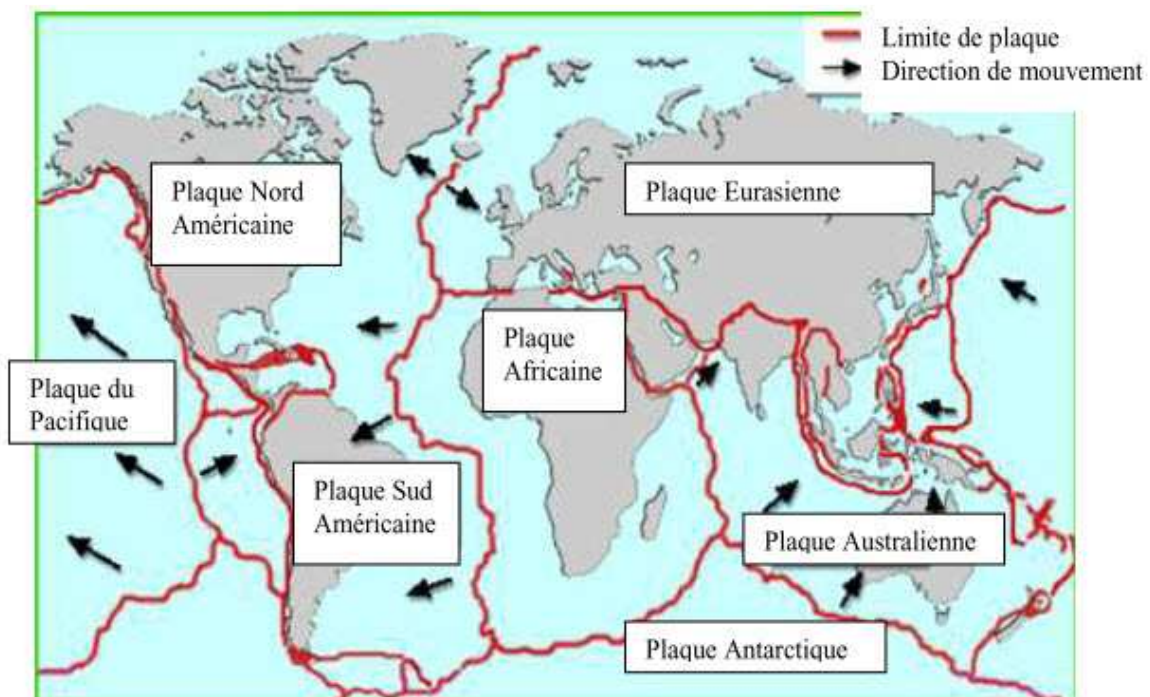


Figure I.1 : carte des failles principales [Google images]



Figure I.2: Faille San Andreas Californie [Google images]

La zone où se produit la rupture est appelée le foyer (hypocentre), en surface le point correspondant au foyer est nommé épicentre.

Les vibrations engendrées par le séisme se propagent à partir de l'épicentre dans toutes les directions sous la forme d'ondes sismiques.

Ces ondes sismiques viennent titiller les fondations des ouvrages qui vont se mettre à osciller du fait de la présence de forces d'inertie, de force d'élasticité et de force d'amortissement qui vont venir équilibrer les chargements horizontaux dus au séisme.

Un Bâtiment quel que soit son usage est, généralement, constitué

- D'un système de fondations dont le rôle est de transmettre l'ensemble des efforts verticaux et horizontaux au sol,
- D'un système porteur dans le rôle est de transmettre les charges verticales (poids propre, surcharges, charges climatiques...) aux fondations
- D'un système de contreventement dans le rôle est de transmettre les charges horizontales (séisme et vent) aux fondations
- D'éléments secondaires (escalier, balcon, acrotère...)

Chacun de ces systèmes à un rôle bien déterminé à jouer dans la transmission des efforts. Les éléments de contreventement, sous différentes typologies (portiques, voiles, maçonnerie, palées de stabilité...), ont un rôle primordial lorsqu'un séisme survient. Ce sont ces éléments de contreventement qui reprendront la quasi-totalité des chargements qui seront occasionnés par le séisme.

Le choix du système de contreventement est primordial pour assurer une bonne stabilité des structures dans les zones sismiques, le comportement de la structure est conditionné par son système de contreventement.

I.2. Problématique et objectifs de thèse :

Le secteur du bâtiment, surtout depuis ces dernières années, est devenu un facteur de croissance économique extraordinaire en vue de la croissance substantielle de la population du nord Algérien qui est une zone sismique conséquente. Il est tout fois indispensable de réaliser des structures capables de résister aux séismes et qui sont supposées tenir (éviter la rupture fragile) sans causer trop de dégâts lors de la survenue d'un séisme. Les éléments essentiels qui assureront la stabilité et reprendre les efforts induits du séisme ce sont les éléments de contreventement. Le choix de ces éléments de contreventement ne peut pas être aléatoire mais doit faire l'objet d'un choix judicieux en fonction de la réponse dynamique attendue en terme de déplacement total de la structure, des déplacements inter-étages, de la ductilité du système dissipatif et des efforts que ce soit à la base ou bien ceux revenant aux étages.

Le séisme de Boumerdes en 2003 a révélé que les constructions contreventées par portiques en béton avec remplissage en maçonnerie rigides (qui se trouve comme étant le système de contreventement le plus répandu en Algérie) sont vulnérables vis-à-vis du séisme. En effet, les structures qui ont été les plus vulnérables dans leurs comportements durant les récents séismes sont celles réalisées en portiques [14].

Ce mémoire a pour objectif la mise en valeur du comportement dynamique des systèmes de contreventement à travers leurs typologies en étudiant et en comparant leurs déplacements inter-étages ainsi que leurs efforts.

Notre travail a consisté à étudier la réponse sismique (les déplacements inter-étages ainsi que les efforts) de 2 bâtiments selon leurs systèmes de contreventement (portiques auto-stables, mixte (portiques+voiles), voiles porteurs, noyau central) en comparant leurs déplacements inter-étages ainsi que les efforts induits. A cet effet, nous avons étudié deux bâtiments (R+2) et (R+4) implantées en zones sismiques en respectant toutes les vérifications imposées par le Règlement Parasismique Algérien (R.P.A. 99 vs 2003). Les paramètres essentiels (déplacement à la tête du bâtiment, déplacements inter-étages et effort tranchant à la base) issus d'une analyse élastique (méthode modale spectrale) ont été choisis comme critères de comparaison.

I.3. Plan de travail :

Ce présent travail a été structuré comme suit :

Dans le chapitre II nous avons passé en revue les systèmes de contreventement ainsi que leurs rôles dans la stabilisation des structures face aux chargements horizontaux apporté principalement par les séismes. Les différents systèmes de contreventements utilisés en pratiques sont abordés et nous avons expliqué de plus leurs mécanismes de fonctionnement. Nous avons par la suite introduit les différents systèmes de contreventement présentés dans le RPA99 version 2003, où nous avons met l'accent sur les systèmes de contreventement réalisés en béton armé.

Le chapitre III, nous l'avons consacré à la présentation des deux bâtiments étudiés en (R+2) et (R+4). Le dimensionnement et le calcul de ces 2 bâtiments avec leurs différentes typologies de contreventement en béton armé ont menés conformément au code du béton armé aux états limites BAEL 91 et au règlement parasismique algérien RPA99 version 2003 sur la base d'une analyse modale spectrale que nous avons présentée brièvement. L'analyse a été effectuée avec le logiciel ETABS.

Le chapitre IV a été consacré aux traitements et aux comparaisons des résultats issus des analyses effectuées pour les différents systèmes de contreventement considérés.

Quant au V chapitre, il se veut comme une conclusion de cette étude et des recommandations sont suggérées



*Chapitre II : Les systèmes de
contreventement*



II.1. Introduction :

Le séisme est un chargement horizontal résultant d'un ébranlement de la terre suite à une accumulation d'énergie. Cette énergie gigantesque accumulée dans le noyau terrestre s'explique au jour d'aujourd'hui par la tectonique des plaques. Cette énergie sous forme d'ondes sismique vient s'appliquer sur les éléments de contreventement par des forces pouvant entraîner l'endommagement ou voir même l'effondrement, dans certains cas, de ces éléments de structures. Ces chargements provoquent des dégâts considérables en termes de vie humaines et matériels. Il est donc impératif de protéger ces structures de Génie Civiles en les dotant de caractéristiques de résistances adéquates vis-à-vis des chargements horizontaux.

Cette capacité des structures à résister aux charges sismiques (chargement horizontal) doit être le premier souci de l'ingénieur qui doit impérativement prévoir les dispositions nécessaires pour la résistance, la stabilité locale et générale des structures vis-à-vis de tels chargements : c'est ce que nous appelons la conception parasismique.

En d'autres termes, La conception parasismique équivaut à la conception de systèmes de contreventements qui assurera la résistance et la stabilité locale et générale de la structure.

II.2. Définitions :

En génie civil, le contreventement est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux issus d'actions extérieures (par exemple : le vent, le séisme, les chocs, etc.). Il sert également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage (poutres et colonnes) par rapport aux phénomènes d'instabilité (flambage ou déversement). [40]

D'une manière plus simple, nous définissons le système de contreventement comme étant un ensemble d'éléments d'une construction assurant la rigidité et la stabilité vis-à-vis des charges latérales (horizontales), autrement dit la stabilité des constructions vis-à-vis des charges horizontales (engendrées par le séisme et le vent). [13]

Pour assurer une bonne résistance au séisme, les structures doivent comporter deux familles de contreventement, un contreventement vertical et un contreventement horizontal.

La réponse sismique d'une structure en béton armé dépend entre autre des types de contreventements (typologie des contreventements). Ces derniers doivent répondre à certaines caractéristiques géométriques et mécaniques pour assurer la stabilité du bâtiment vis-à-vis des actions sismiques.

Ces caractéristiques sont déterminantes pour la réponse sismique du bâtiment, notamment la distribution des forces sismiques et la position du centre de rigidité.

II.3. Les type de systèmes de contreventement :

Le type de système de contreventement dépend essentiellement du système constructif et du matériau utilisé. Une structure en béton armé n'est pas contreventée de la même manière qu'une structure en acier ou en bois

II.3.1. Les contreventements en béton armé :

Les structures en béton peuvent être contreventées de plusieurs manières. Ces systèmes de contreventement dépendent de la hauteur de la structure, du sol d'assise, des caractéristiques dynamiques de la structure et des systèmes constructifs. Parmi tous ces systèmes de contreventements nous avons :

II.3.1.1 Les portiques auto-stables :

Les portiques sont des ossatures constituées d'un assemblage de poteaux et de poutres conçus pour résister aux forces de pesanteur (le poids du bâtiment et les surcharges d'exploitations) mais aussi aux forces horizontales y compris le séisme. Cette résistance implique surtout la rigidité des nœuds. Cette solution conduit en général à des sections de béton et d'armatures plus importantes, et à des dispositions de ferrailage plus complexes que celles usuellement adoptées dans les structures les plus courantes de bâtiments. [29]

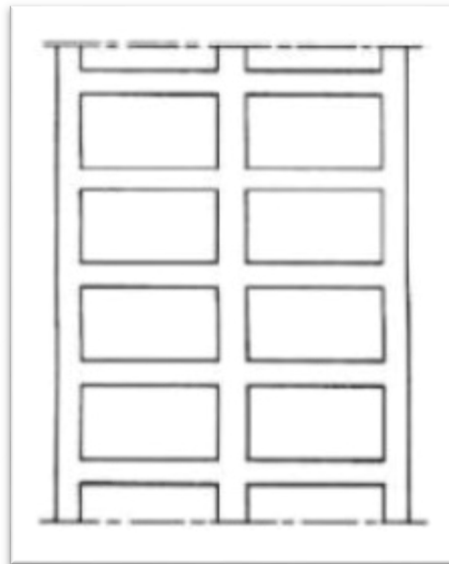


Figure II.1 : Les ossatures en portiques [29]

II.3.1.2. Les contreventements par voiles :

Ces contreventements sont adoptés lorsque le contreventement par portiques auto-stables ne peut pas être utilisé pour une raison ou une autre.

II.3.1.2.1. Définition d'un voile de contreventement :

Les voiles ou murs de contreventement sont définis comme des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur hors plan est négligeable. Dans leurs plans, ils présentent généralement une grande résistance et une grande résistance vis-à-vis des forces horizontales. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance [28].

Cette solution est actuellement très répandue dans les pays à sismicité modérée à forte. Souvent ces voiles sont disposés longitudinalement et transversalement dans les bâtiments et constituent également les éléments de transmission des charges verticales, sans être obligatoirement renforcés par des poteaux pour ce genre de charges. Ils assurent ainsi la transmission des charges de pesanteur (poids de la structure et les surcharges) ainsi que le contreventement dans la direction longitudinale et transversale du bâtiment en question. [29]

Le comportement de ce genre de structures est considéré satisfaisant vis-à-vis des charges horizontales par [2]:

1. Leurs grandes résistances et rigidités et de plus ils contrôlent les déplacements globaux et minimisent les déplacements inter-étages.
2. Ils reprennent la plus grande partie des charges horizontales.
3. Ils reprennent les charges verticales.
4. Améliorent le comportement sismique de ce genre de structures.
5. Dans le RPA 99 vs 03, l'élément porteur rigide en béton armé est destiné à transmettre les charges latérales dans les fondations.

II.3.1.2.2. Classification des types de voiles :

Nous pouvons classer les voiles de contreventement en 2 familles principales selon leur élancement géométrique. L'élancement est défini comme étant le rapport de la hauteur du voile sur sa largeur (h/l) :

- a. Voile élancé : ($h/l > 1,5$)
- b. Voiles courts : ($h/l \leq 1,5$)

Et de plus, ces voiles peuvent posséder des raidisseurs et des ouvertures que nous appelons des refends

c. Types des murs de refends :

Quatre types de refends sont utilisés (Figure II.2)

1. Voile sans raidisseur
2. Voile avec raidisseur
3. Voile avec une seule file d'ouverture
4. Voile avec plusieurs files d'ouvertures

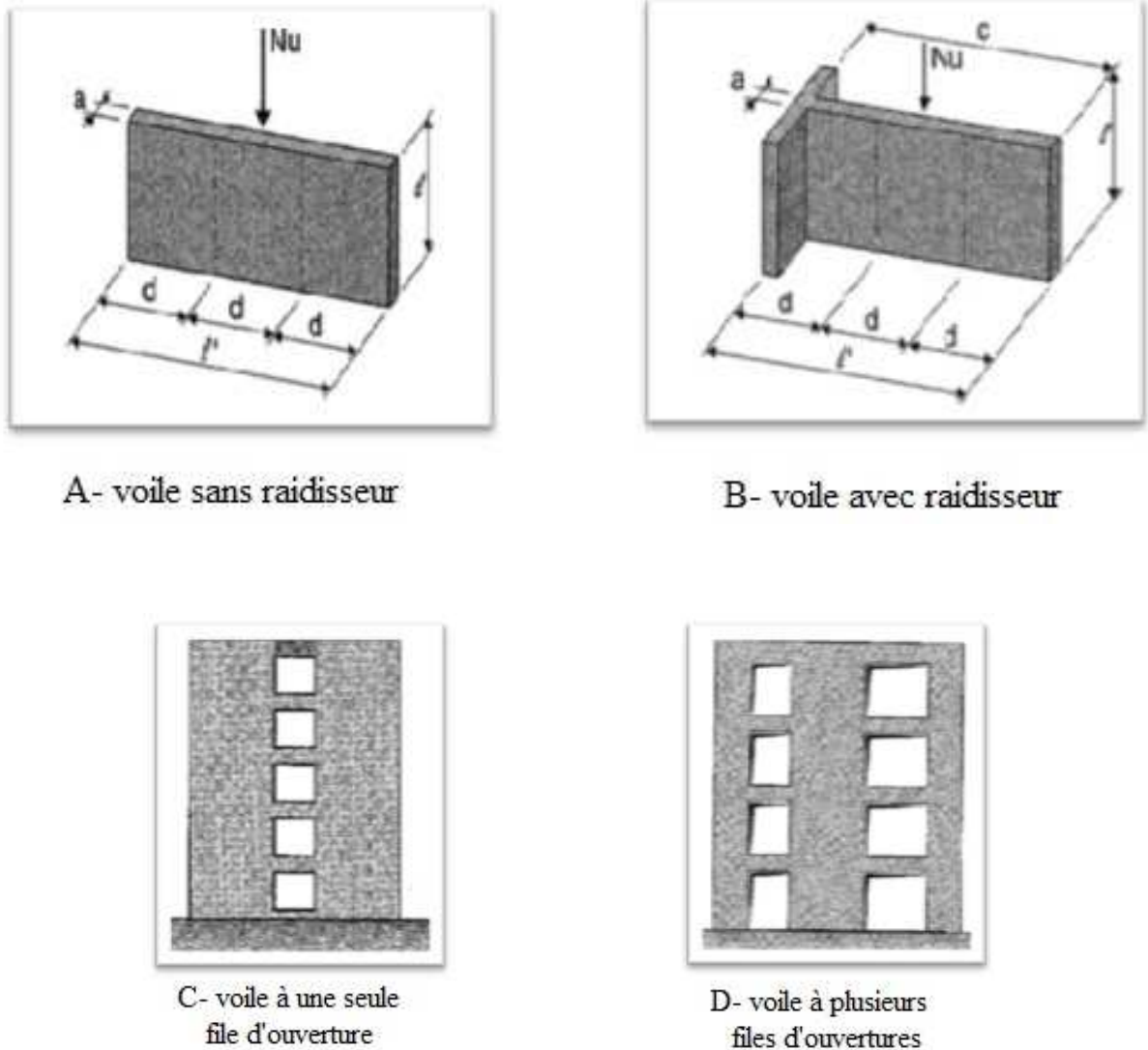


Figure II.2 : Classification des types des murs de refend [28]

II.3.1.2.3. Modes de rupture des voiles :

Les voiles peuvent rompre soit par flexion ou par écrasement selon leurs élancements et leurs modes de chargements :

1. Mode de rupture des voiles élancés :

A.1. Ruptures en flexion

Le Mode f1 : la rupture se fait par plastification des armatures verticales tendues et écrasement du béton comprimé. C'est le schéma de ruine le plus satisfaisant qui correspond à la formation d'une rotule plastique dans la partie inférieure du voile avec une importante dissipation d'énergie. On observe ce mode de ruine dans les voiles très élancés, soumis à un effort normal de compression faible et à un cisaillement modéré [2] [22] (**Figure II.3.**)

Le Mode f2 : la rupture se fait par écrasement du béton. Ce mode de ruine se rencontre pour les voiles assez fortement armé soumis à un effort normal important. Ce mode est moins ductile que le mode f1 [2] [22] (**Figure II.3**).

Le Mode f3 : la rupture est fragile et elle se manifeste par ruptures des armatures verticales tendues. C'est un mode de rupture qui se rencontre dans les voiles faiblement armés lorsque les armatures verticales sont essentiellement réparties et non concentrées aux extrémités [2] [22] (**Figure II.3**).

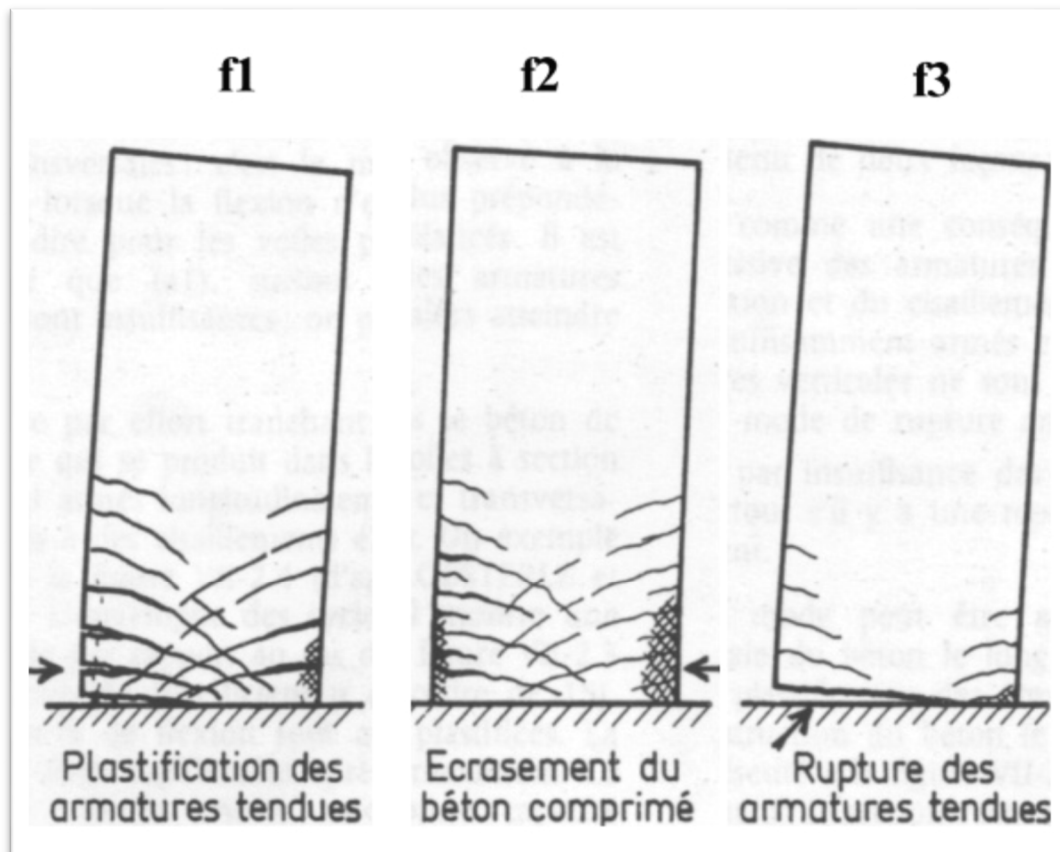


Figure II.3 : Modes de ruptures des voiles élancés par flexion [2]

A.2. Ruptures par flexion et effort tranchant

Le Mode f/t : la rupture se fait par plastification des armatures verticales de flexion et des armatures transversales. C'est ce qui se produit dans les voiles moyennement élancés où la flexion n'est plus prépondérante et où les armatures horizontales sont insuffisantes [2] [22] (**Figure II.4**).

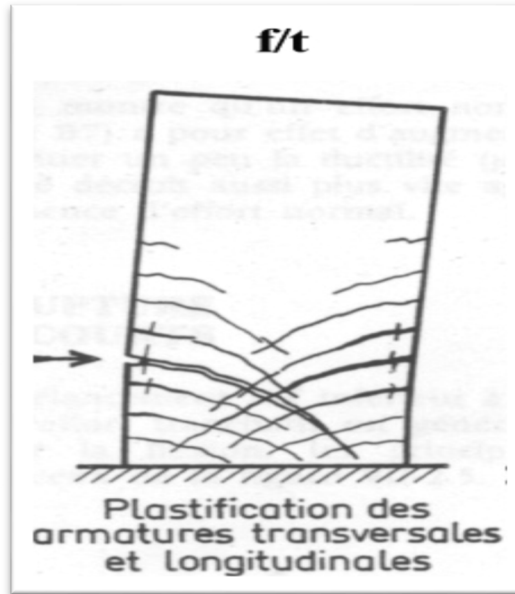


Figure II.4 : Mode de rupture par flexion-effort tranchant [22]

A.3. Ruptures par effort tranchant

Le Mode t : la rupture se fait par des bielles de compression développées dans l'âme du voile. On l'observe dans les voiles munis de raidisseurs fortement armés longitudinalement et transversalement et soumis à des cisaillements élevés [22] [2]

Le Mode g : la rupture se réalise par glissement au niveau des reprises de bétonnage. Ce mode de rupture qui est plutôt caractéristique aux voiles courts a été aussi observé dans les cas des voiles moyennement élancés. Ce type de rupture peut apparaître lorsque les armatures verticales réparties sont insuffisantes [22] [2]

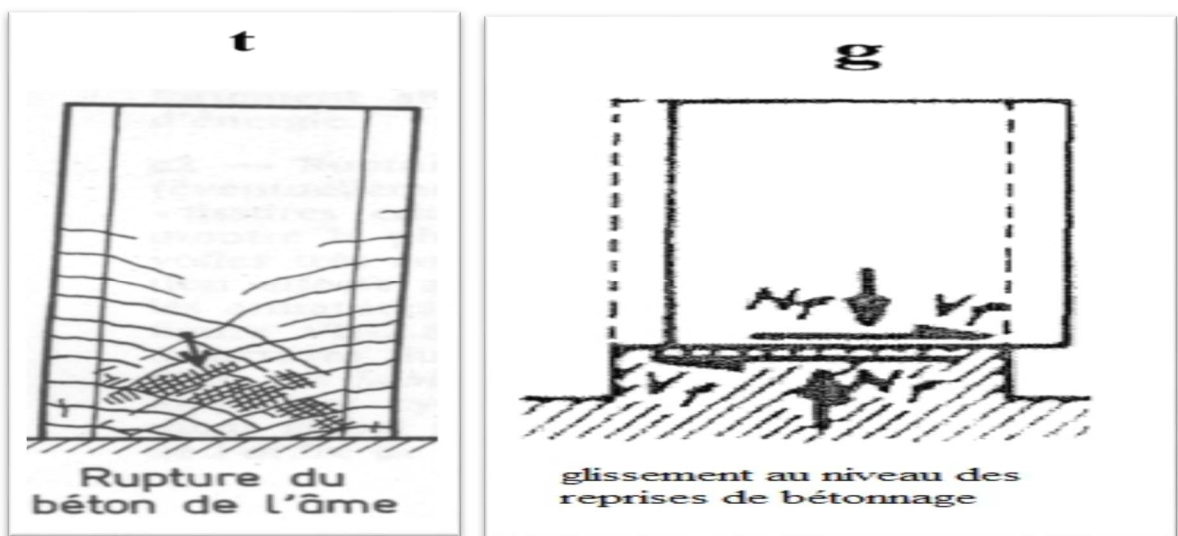


Figure II.5 : Modes de rupture des voiles élancés par effort tranchant [2]

B. Modes de rupture des voiles courts :

Dans le cas des voiles courts, l'effort tranchant est généralement prépondérant sur la flexion [22] [2], il existe trois types de modes de rupture

Le **Mode T1** : la rupture se fait par glissement à l'encastrement. Ce mode de rupture est une conséquence de la plastification progressive des armatures verticales est accompagné d'un important glissement. Cela peut être aussi obtenu lorsque les armatures verticales réparties sont insuffisantes. [22] [2] (**Figure II.6**)

Le **Mode T2** : rupture est obtenue en diagonale avec plastification ou rupture des armatures le long des fissures diagonales. Ce mode est rencontré dans les voiles moyennement armés sollicités par un faible effort normal. [22] [2] (**Figure II.6**).

Le **Mode T3** : la rupture se caractérise par l'écrasement du béton de l'âme à la base des bielles transmettant les efforts de compression. C'est un mode de ruine caractéristique des voiles fortement armés, surtout s'ils sont associés à des raidisseurs sur leurs bords. [22] [2] (**Figure II.6**).

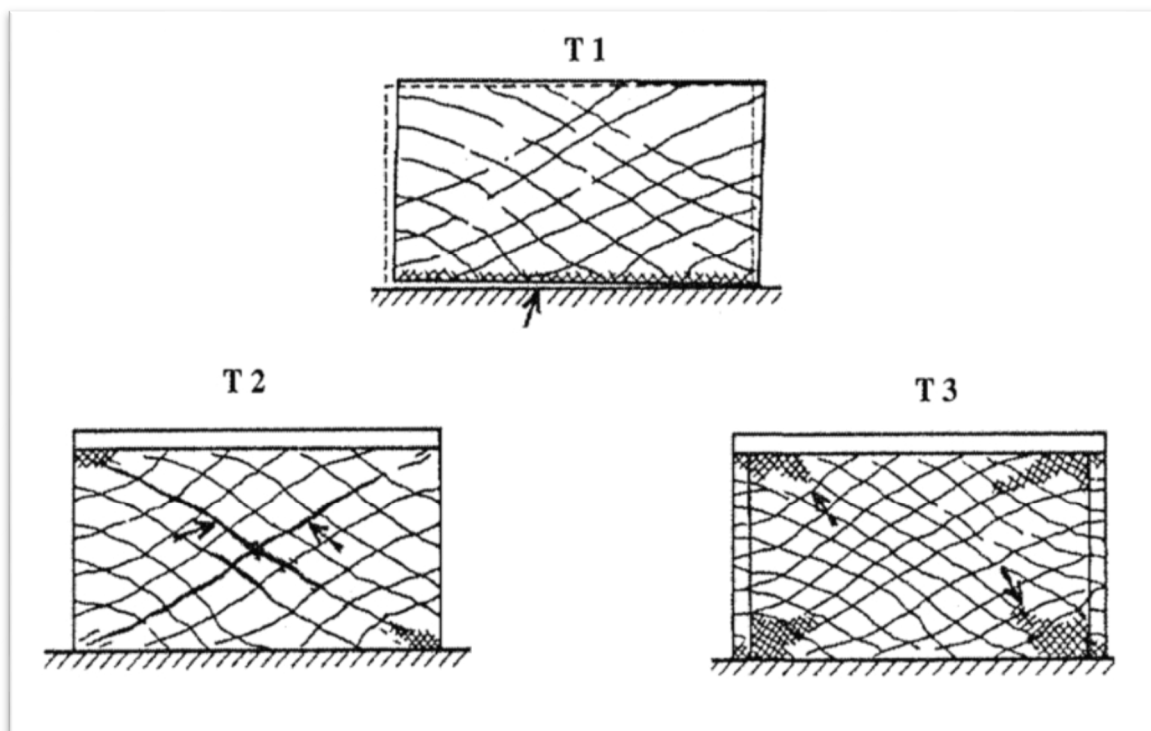


Figure II.6 : Modes de ruptures des voiles courts [22]

II.3.1.2.4. Les types de contreventement par voiles :

En plus des bâtiments contreventés entièrement par des voiles porteurs en béton armé, nous rencontrons également d'autres variétés de constructions à voiles de contreventements [2].

Nous classerons alors ces différentes structures selon 3 catégories essentielles [34] [29]

1- Structures uniquement à murs porteurs :

2- Structures mixtes composées de voiles associés à des portiques (figure dans le RPA99 vs 03 comme étant le système de contreventement 4-a et 4b)

3- Structures à noyau central (le système de contreventement 3 dans le RPA99 vs 03)

Les structures contreventées uniquement par murs (voiles) porteurs étant déjà étudié au sous – paragraphe II .3.1.2.3, nous passerons donc directement aux bâtiments contreventé par les systèmes 2 et 3.

II.3.1.2.4.a. Structures mixtes (voiles associés à des portiques) :

Ce type de structure se fait par un couplage entre des voiles de contreventement en béton armé à des portiques comme montré à la Figure II.7

Le rôle porteur vis-à-vis des charges verticales (de pesanteur) est assuré par les portiques (poteaux et poutres), en ce qui concerne la résistance aux forces horizontales dues au vent et au séisme, elle est assurée par les voiles. Comme aussi les voiles reprennent une petite partie des charges verticales (20% selon le RPA 99 vs 03).

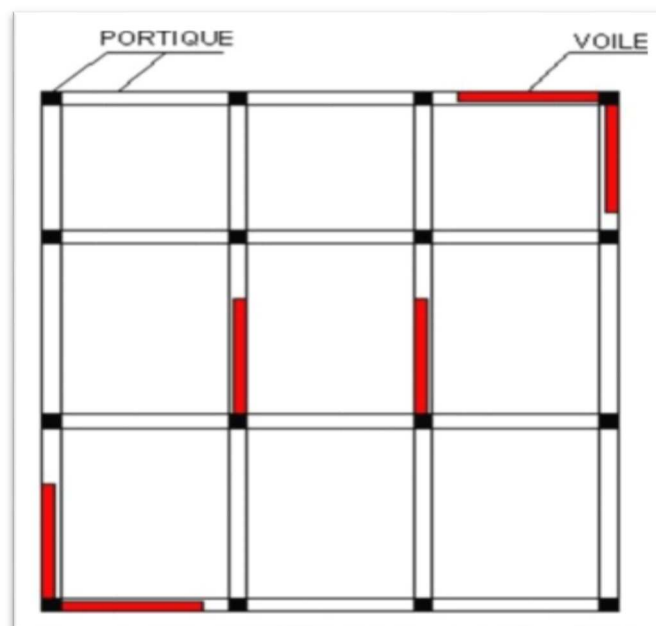


Figure II.7 : Structure mixte composé par des voiles porteurs couplés à des portiques, vue en plan [28]

Les codes parasismiques se basent sur le fait qu'une structure construite en zone sismique doit assurer deux fonctions :

1. Sous des séismes faibles mais plus fréquents, la structure doit être capable de contrôler l'endommagement des éléments non-structuraux (le coût des éléments non structuraux peut dépasser les 50% du coût total du bâtiment).
2. Pour les séismes forts ou modérés, la structure doit avoir une bonne ductilité pour pouvoir subir de grandes déformations sans, ou avec peu de perte de capacité.

Le système de contreventement mixte permet d'assurer ces deux fonctions. [37]

Les constructions en structures mixtes possèdent deux lignes de défense, lors d'un séisme. Dans un premier temps les voiles reprennent la quasi-totalité des charges latérales grâce à leur rigidité. Après la formation de grandes fissures, leurs rigidités diminuent et une grande part des charges est reportée sur les portiques dont la ductilité devait prévenir la rupture. [20]

II.3.1.2.4.b. structure uniquement à voiles (murs) porteurs :

Dans ce cas la structure est constituée uniquement de voiles porteurs associés à des poutres. Ils assurent à la fois le rôle de portance vis-à-vis des charges verticales ainsi que les charges horizontales engendrées par le séisme.

II.3.1.2.4.c. Structure à Noyau central en béton armé :

Le noyau central est une partie de structure située généralement dans la partie centrale de la structure. Il est constitué de parois verticales en voiles de béton armé, disposées suivant des plans orthogonaux. [29][23].

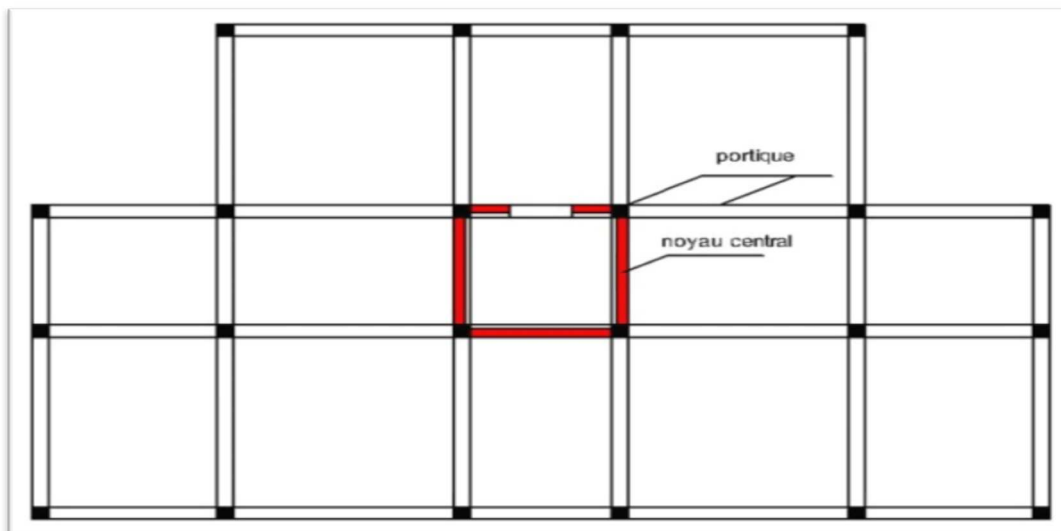


Figure II.8 : Structure à noyau central [28]

Cet ensemble trouve sa place le plus souvent dans la zone où sont rassemblés les circulations verticales (ascenseurs et escaliers de secours) et des locaux annexes ne recevant pas la lumière naturelle (salles de bains, vestiaires, archives, etc.).

En d'autres termes, le noyau central est l'élément assurant la rigidité de l'édifice, il parcourt le bâtiment sur toute sa hauteur et contient généralement les ascenseurs ainsi que les cages d'escaliers. Les efforts exercés par le vent et le séisme sont retransmis au noyau par l'intermédiaire d'éléments horizontaux positionnés aux différents étages. Les gratte-ciels constitués d'un noyau central peuvent atteindre facilement une hauteur équivalente à une cinquantaine d'étages tout en réduisant l'emprise au sol. Le doublement parfois même le triplement de la structure centrale a ensuite permis d'atteindre des hauteurs d'environ 70 étages. [39] (Figure II.9)



Figure II.9 : Tour contreventé par noyau central en béton (tour centrale de la faculté de Jussieu) [39]

II.3.2. Les contreventements en structures en acier :

Le contreventement des structures en acier peut être assuré par des portiques, par des palées de stabilité, ...

II.3.2.1. Les portiques auto-stables :

Ce système de contreventement a le même principe que celui des portiques auto-stables en béton armé. La résistance aux charges horizontales provoquées par le séisme est assurée par la flexion des poteaux et des poutres par le biais de formation de rotules plastiques dans les poutres et des fois même dans les poteaux. [15]

Les structures contreventées par portiques auto-stables en acier ont un comportement fortement flexible, ce qui peut entraîner une mise en résonance avec le sol. Il en convient donc de prévoir des contreventements supplémentaires permettant d'éviter cette mise en résonance.

Pour cela on peut avoir recours à la rigidification des nœuds dont le principe consiste à mettre en place des goussets permettant d'ajouter un surplus de rigidité au nœud en question, cela permettra de limiter les déformations latérales (Figure II.10).

On peut aussi avoir recours à des demi-triangulations permettant de rigidifier les assemblages assurant la même fonction que celle des goussets.

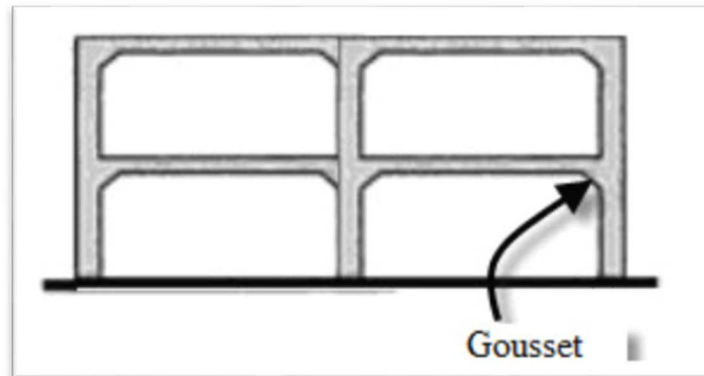


Figure II.10 : Rigidification des nœuds d'un portique par l'intermédiaire de gousset [20]

II.3.2.2. Le contreventement par palées de stabilité (la triangulation) :

Ce sont des ossatures triangulées, montées dans un plan vertical pour résister aux efforts horizontaux et les transmettre ainsi aux fondations. Elles sont également appelées Palées de stabilité.

Cette méthode est la plus répandue et la plus fréquemment utilisée en pratique, cela consiste à disposer des treillis en forme de N, K, en V et aussi en croix de Saint-André qui sont les plus efficaces. [27] (**Figure II.11**).

Le contreventement est matérialisé par des diagonales fixées à 45° qui maintiennent l'aplomb des fermes sous l'action des sollicitations horizontales (vent, séisme, etc.).

Cela rend pour le moins la disposition de la maçonnerie moins facile, ainsi que des difficultés de réalisation des ouvertures. [29] [24].



Figure II.11 : Contreventement par triangulation du minaret de la grande mosquée d'Alger (croix de Saint-André)

Nous classifions la triangulation en deux groupes :

a. Triangulation à barres centrées :

L'intersection des barres du système de contreventement (les palées de stabilité) coïncide avec le milieu des éléments porteurs et/ou la jonction poteau-poutre (les nœuds). [4]

Pour cette disposition la dissipation de l'énergie sismique se fait par plastification en traction des barres de contreventement. [15] (Figure II.12)

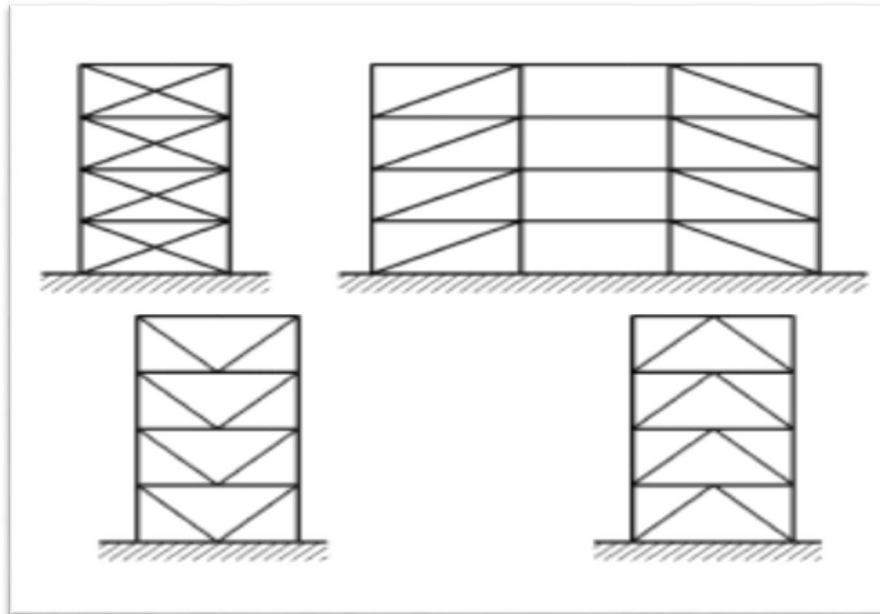


Figure II.12 : Ossatures à barres centrées [15]

b. Triangulation à barres excentrées :

Contrairement au premier cas, ici l'intersection des barres de contreventement peuvent se localiser à n'importe quel point de la poutre (Figure II.13).

Comme pour la configuration précédente la dissipation de l'énergie sismique se fait de la même manière. [15] [4]

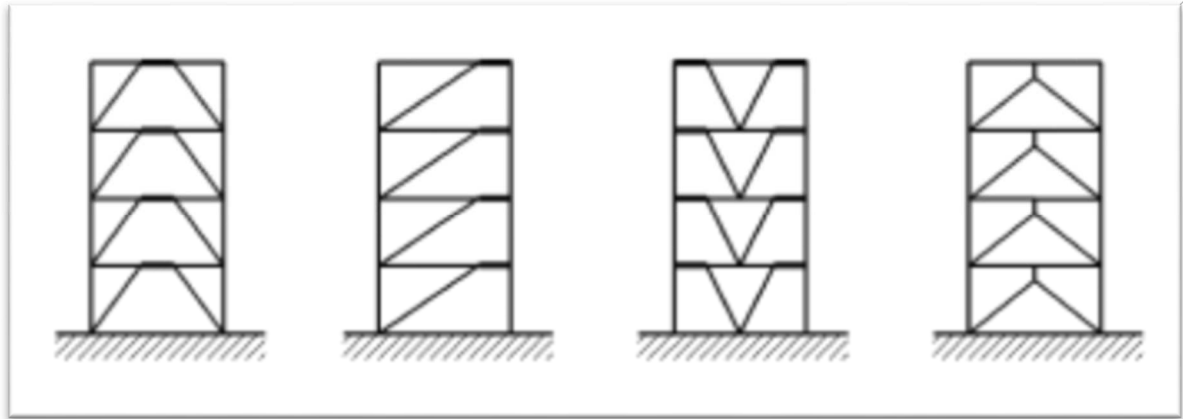


Figure II.13 : Ossature à barres excentrées [15]

II.3.2.3. Quelques types de palées de stabilité :

1. Croix de saint André en X :

La croix de saint André est une croix en forme de X (figure II.14), c'est une triangulation à quatre triangles. Dans ce type de contreventement la résistance aux charges horizontales est assurée uniquement par les diagonales tendues. [15]

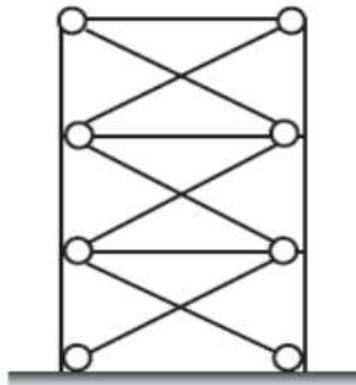


Figure II.14 : Contreventement par croix de saint André [4]

2. Treillis en V:

Le treillis est en forme de V ou en V renversé (\wedge) (Figure II.15). La résistance aux charges horizontales pour ce type de triangulation est ici assurée simultanément par les diagonales tendues et comprimées. [4]

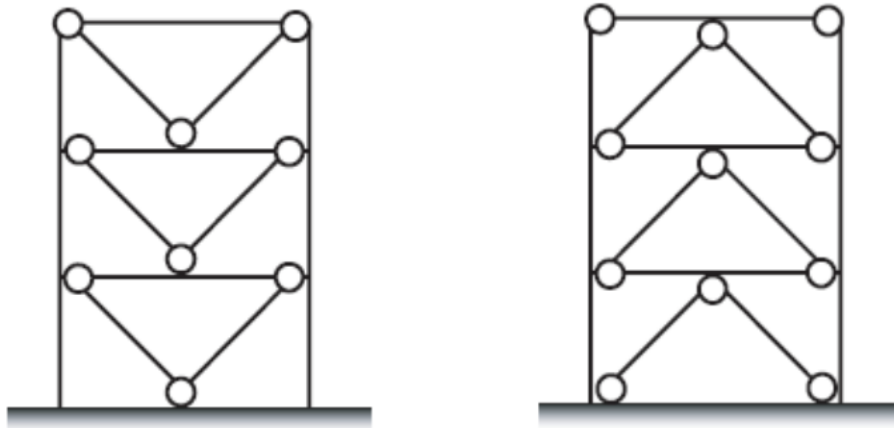


Figure II.15 : Contreventement par treillis en forme de V [4]

3. Treillis En forme de K :

Pour ce type de treillis les points d'intersections des diagonales sont situées sur l'axe des poteaux. Ce type de contreventement est à éviter en zone sismique car cela induit la formation de rotules plastiques au niveau des poteaux (Figure II.16).[15] [4]

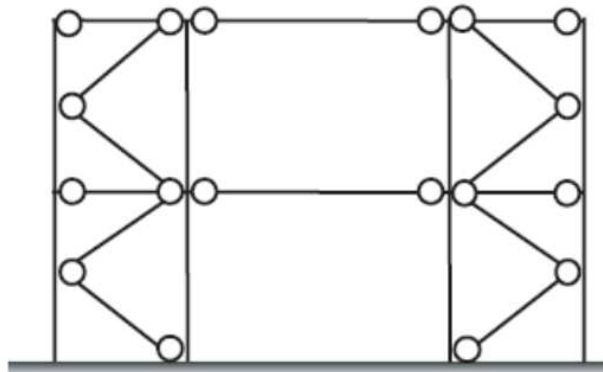


Figure II.16 : Contreventement par treillis en formes de K [4]

II.3.3. Le contreventement par maçonnerie chaînée

II.3.3.1. Définition :

La maçonnerie chaînée est un système de contreventement où les murs en maçonnerie sont construits en premier, puis les poteaux ou colonnes de chaînage sont coulé ensuite permettant ainsi de relier le tout. Ce type de construction est plus adapté aux petites constructions. [11] (**Figure II.17**).

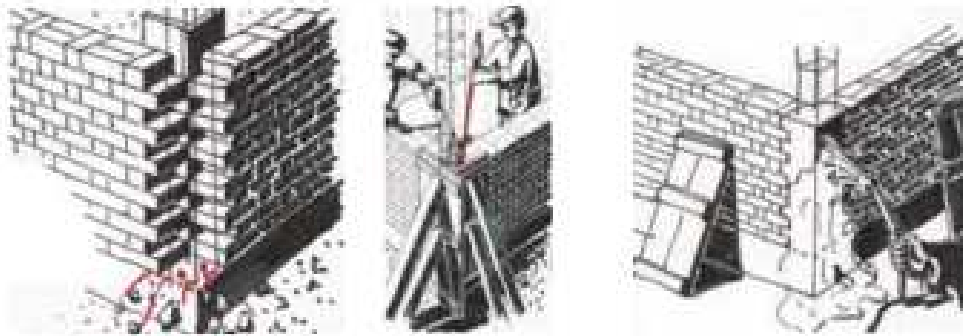


Figure II.17 : Conception d'un mur en maçonnerie chaînée [11]

En Algérie la construction en maçonnerie porteuse chaînée est l'unique système de contreventement en maçonnerie autorisé en zone sismique tout en respectant les conditions de hauteur suivantes (Tableau II.1) [34] :

| | | ZONE SISMIQUE | | |
|------------------------|----------|---------------|---------|----------|
| | | ZONE I | ZONE II | ZONE III |
| Hauteur (m) | H | 17 | 14 | 11 |
| Nombre d'étages | n | 5 | 4 | 3 |

Tableau II.1 : Hauteurs maximales imposées par le RPA pour les structures contreventées par maçonnerie chaînée (Tableau 9.1 du RPA 99 vs 03)

II.3.3.2. Différence entre le système poteaux-poutres et maçonnerie chaînée :

a. Les charges verticales (charges gravitaires) :

Pour un système classique poteaux-poutres se sont les poutres et les poteaux qui reprennent les charges dues au poids. En l'occurrence, pour les systèmes à murs en maçonnerie chaînée les murs jouent un rôle porteur, donc ce sont les murs de maçonnerie qui reprennent les charges gravitaires. [11].

b. Les charges horizontales (charges dues aux séismes) :

Sous l'action du chargement sismique (chargement horizontal) les murs en maçonnerie ne jouent pas uniquement le rôle porteur pour les charges verticales mais ils reprennent aussi les efforts dus au charges horizontales, C'est le mur entier qui résiste. Par contre dans un système poteaux-poutres les cadres en béton armé se retrouvent déformés et devront supporter des efforts important. [11] (Figure II.18).

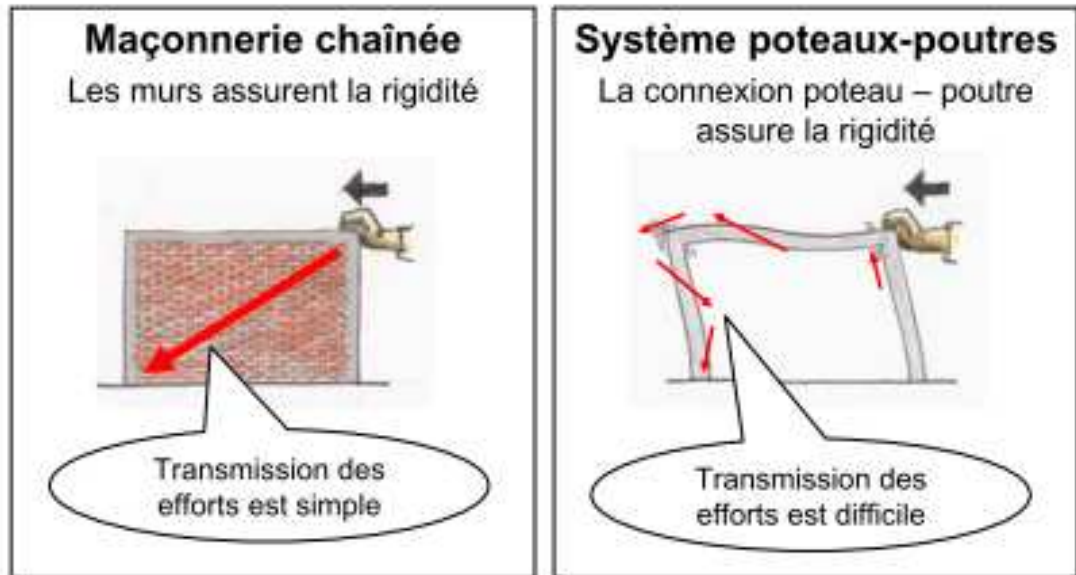


Figure II.18 : Transmission des efforts dans les deux structures [11]

II.3.4 Les contreventements mixtes (Acier-Béton) :

Dans ce cas de constructions, le système porteur est réalisé en acier (portiques en acier), le contreventement est assuré par des structures en béton armé. On peut aussi rencontrer des structures en béton armé contreventé par des structures en acier (Figure II.11). On peut citer par exemple :

- Structure en acier contreventées par voiles en béton armé.
- Structure en acier contreventé par noyau en béton armé.
- Structure en béton armé contreventées par des palées de stabilité en acier.

II.4. Les systèmes de contreventement selon le RPA 99 vs 03:

II.4.1. Classification des systèmes de contreventements présents dans le RPA :

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification un

coefficient de comportement R (**facteur de comportement R**). La classification des systèmes structuraux est faite en tenant compte de leurs fiabilités et leurs capacités de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique. Et le coefficient de comportement correspondant est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique. [34]

Dans le RPA 99 vs 03, nous retenons les systèmes de contreventements suivants :

A- Structures en béton armé :

- 1.a) Portiques autos-tables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide.
- 1.b) Portiques autos-tables en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide.
2. Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.
3. Structure à ossature en béton armé contreventée entièrement par noyau en béton armé.
- 4.a Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.
- 4.b Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé.
5. Système fonctionnant en console verticale à masse prédominantes.
6. Système à pendule inverse.

B- Structures en acier :

7. Ossature contreventée par portiques auto-stables ductiles.
8. Ossature contreventée par portiques auto-stables ordinaires.
9. Ossature contreventée par palées triangulées concentriques
 - 9.a : palées en X
 - 9.b : palées en V
10. Ossature avec contreventements mixtes :
 - 10.a : par des cadres ductiles et palées en X
 - 10.b : par des cadres ductiles et palées en V
11. Portiques fonctionnant en console verticale.

C. Structures en maçonnerie :

12. Structures en maçonnerie porteuse chaînée.

D. Autres structures :

13. Structures à ossature métallique avec contreventement par diaphragme.
14. Structure à ossature métallique avec contreventement par noyau en béton.
15. Structure à ossature métallique avec contreventement par voiles en béton armé.
16. Structure à ossature métallique avec contreventement mixte composé d'un noyau en béton armé et des palées et/ou portiques métalliques en périphérie.
17. Système comportant des transparences (étages souples).

Dans cette étude on s'intéressera, en particulier, au contreventement des structures en Béton armé.

II.4.2. Les structures contreventées par portiques auto-stables :

II.4.2.1 Portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide :

C'est une ossature constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales.

Les cloisons doivent être désolidarisés ou légères de sorte que les liaisons ne gênent pas les déformations du portique [34] (**Figure II.19**)

Les prescriptions réglementaires du RPA vis-à-vis de ce type de construction sont telle-que les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser :

- Cinq niveaux ou 17 mètres en zone I
- Quatre niveaux ou 14 mètres en zone IIa
- Trois niveaux ou 11 mètres en zone IIb et zone III

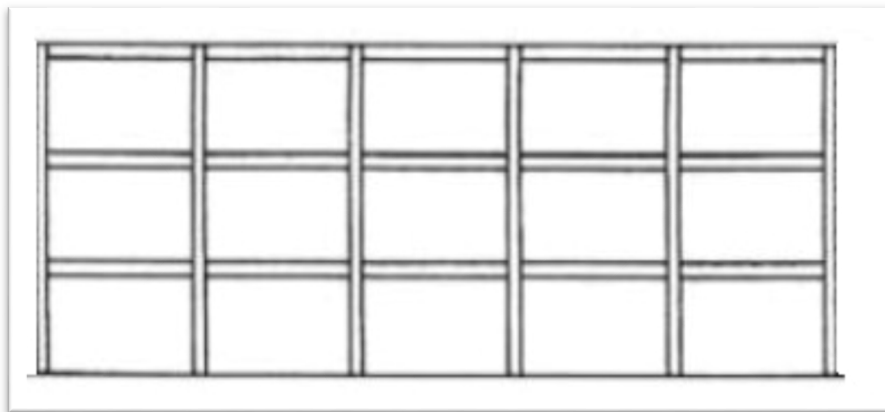


Figure II.19 : Structure en portiques auto-stables sans remplissage en maçonnerie rigide

II.4.2.2. Portiques auto-stables avec remplissage en maçonnerie rigide :

En ce qui concerne cette catégorie, les éléments de remplissage de la structure sont constitués par des murs en maçonnerie de petits éléments insérés dans le cadre poteaux-poutres dont l'épaisseur hors crépissage ne dépasse pas 10 centimètres.

Les remplissages concernés doivent être disposés en plan aussi symétriquement que possible par rapport au centre de masse de chaque étage de façon à ne pas aggraver une dissymétrie éventuelle du système de contreventement en béton armé(portique). [34]

Les bâtiments concernés par ce type de contreventement ne doivent pas dépasser :

- Cinq niveaux ou 17 mètres en zone I
- Quatre niveaux ou 14 mètres en zone II_a
- Trois niveaux ou 11 mètres en zone II_b
- Deux niveaux ou 8 mètre en zone III

Ces niveaux sont résumés à la figure II.20

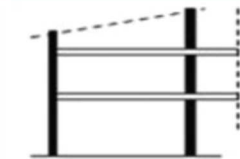
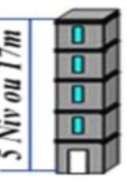
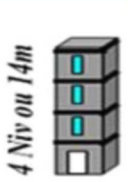


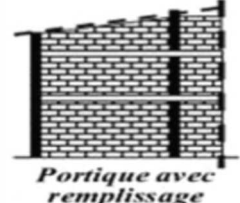
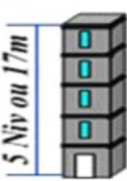
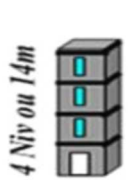
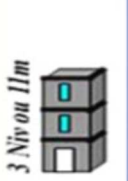

| Type CV | Zone I | Zone IIa | Zone IIb | Zone III |
|--|---|---|---|--|
|  Portique sans remplissage |  5 Niv ou 17m |  4 Niv ou 14m |  3 Niv ou 11m |  3 Niv ou 11m |
|  Portique avec remplissage |  5 Niv ou 17m |  4 Niv ou 14m |  3 Niv ou 11m |  2 Niv ou 8m |

Figure II.20 : Hauteur maximales prescrites par le RPA03 des bâtiments contreventés par portique

II.4.2.3. Performance sur le terrain et observations des bâtiments contreventés par ce système durant les séismes

Lors d'un séisme, l'intensité des forces sismiques agissant sur une structure sont conditionnées entre autre par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure.

Les bâtiments contreventés à base par des portiques sont des structures considérées comme étant relativement flexibles et sont en théorie censés avoir un bon comportement sous chargement sismique du fait qu'ils attirent généralement des forces sismiques moins intenses.

Durant les séismes dévastateurs (de fortes magnitudes) les constatations et les études menées ont montrés que ce type de structures est soumis à de grands déplacements relatifs entre deux étages consécutifs et par conséquent cela engendre des dommages sévères sur les éléments non structuraux.

En plus, nous notons la présence des efforts du deuxième ordre qui sont générés par les grandes déformations ce qui peut engendrer la ruine de la structure. [38] [22] [5].

Les nœuds subissent des efforts élevés à cause de leurs rigidités, ils constituent les zones les plus vulnérables de l'ossature. Ces zones sont sensibles aux renversements d'efforts qui réduisent d'une manière irréversible l'adhérence entre l'acier et le béton en région sismique. Leurs volumes doivent être frettés afin de prévenir le gonflement et l'éclatement du béton. L'insuffisance de frettage a souvent entraîné l'éclatement des nœuds ou la rupture en tête des poteaux, plus particulièrement en façade et notamment dans les angles [17] (voir **Figure II.21** et **Figure II.22**).



Figure II.21 : Dommages sur les éléments non structuraux



Figure II.22 : Effondrement d'un bâtiment du a des grands déplacements

Durant le séisme de Boumerdes du 21 Mai 2003, les structures contreventées par portiques auto-stables ont été les plus touché par ce séisme, cela est dû entre autres à [3] :

- Production de rotules plastiques aux nœuds poteaux-poutres
- Rupture par écrasement (due à des efforts de compressions importants)
- Cisaillement des Poteaux
- Flambement des poteaux
- Décollement du béton d'enrobage

II.4.3. Structures contreventées par voiles en béton armé:

L'utilisation des voiles en béton armé dans les zones sismiques est exigée obligatoirement par le RPA03 en raison de leur efficacité en ce qui concerne la résistance aux forces horizontales, en reprenant la plus grande partie de l'effort sismique. [28] [34]

La présence de voiles conditionne le comportement de la structure, les voiles jouent plusieurs rôles dont : [22] [32] [5]

- Augmente la rigidité de l'ouvrage
- Diminue l'influence des phénomènes du second ordre et éloigne la possibilité d'instabilité
- Diminue les dégâts des éléments non-porteurs (dont le coût de réparation est souvent plus grand que celui des éléments porteurs)
- Rend le comportement de la structure plus fiable que celui d'une structure ne comportant que des portiques.
- Apaise les conséquences psychologiques sur les habitants du haut du bâtiment dont les déplacements horizontaux sont importants (en les réduisant).

II.4.3.1. Structures à voiles (murs) porteurs :

Dans le RPA 99 vs 03, on retrouve le système de contreventement à voiles comme étant un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.

Le système est constitué de voiles uniquement ou bien des voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que les sollicitations horizontales sont reprises uniquement par les voiles. [34]

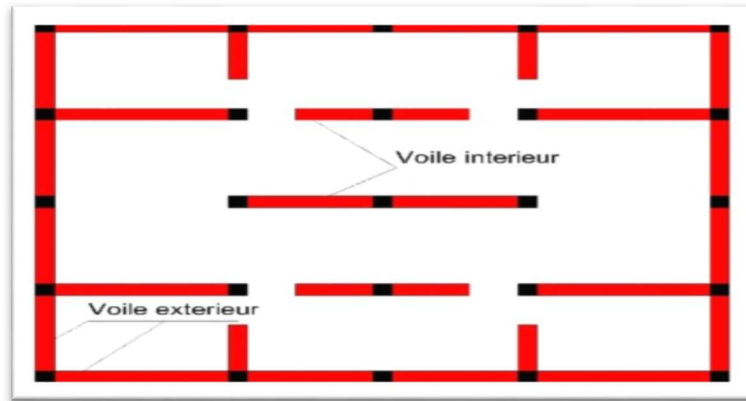


Figure II.23 : Structures constitué de voiles porteurs uniquement [28]

II.4.3.2. Structures à système de contreventement mixte

1. Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles : (système 4a)

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi les sollicitations résultant leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales au moins 25% de l'effort tranchant d'étage. [34]

2- Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé : (système 4b)

Dans ce cas, les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.

On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global.

Avec ce système de contreventement, les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 mètres au maximum. [34]

NB : on considère un bâtiment comme étant contreventés entièrement par voiles si après calcul les charges horizontales sont reprise par les voiles de contreventement à approximativement 90% suivant les deux directions principales (direction x-x et direction y-y).

▪ La différence entre le système 2 et les systèmes 4a et 4b dans le RPA03 :

Dans le RPA 99 vs 03 la différence entre les deux systèmes de contreventement se manifeste sous la forme du facteur de comportement global de la structure R qui par définition traduit principalement la ductilité de la structure.

La ductilité par définition étant la capacité d'un matériau, d'un élément ou d'une structure à se déformer dans le domaine plastique sans pour cela provoquer sa rupture.

On retrouve les valeurs de R de ces différentes structures présentes dans le RPA sous forme du Tableau 4.3 (RPA 99 v 2003) qui nous donne :

R = 3,5 pour le système 2

R = 5 pour le système 4a

R = 4 pour le système 4b

Donc la différence réside essentiellement dans la ductilité de la structure, on peut donc dire que les bâtiments contreventés par les systèmes 4a et 4b sont plus ductiles donc plus adeptes à se déformer dans le domaine plastique que les bâtiments contreventés par le système 2.

II.4.3.3. Structure contreventées par noyau central :

Le contreventement par noyau central est présent dans le RPA 99 vs 03 comme étant le système de contreventement 3 (**structure à ossature en béton armé contreventée entièrement par noyau en béton armé**).

Le bâtiment dans ce cas-là est entièrement contreventé par un noyau rigide en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal. [34]

II.4.3.4 Dimensionnement des voiles de contreventement suivant le RPA :

Le RPA 99 vs 03 impose des dispositions réglementaires de telle sorte que les dimensions minimales des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes (figure II.13) (Figure II.24) :

$$L \geq 4a$$

$$a \geq 15 \text{ cm}$$

Avec : L : est la longueur du voile et a : est l'épaisseur du voile.

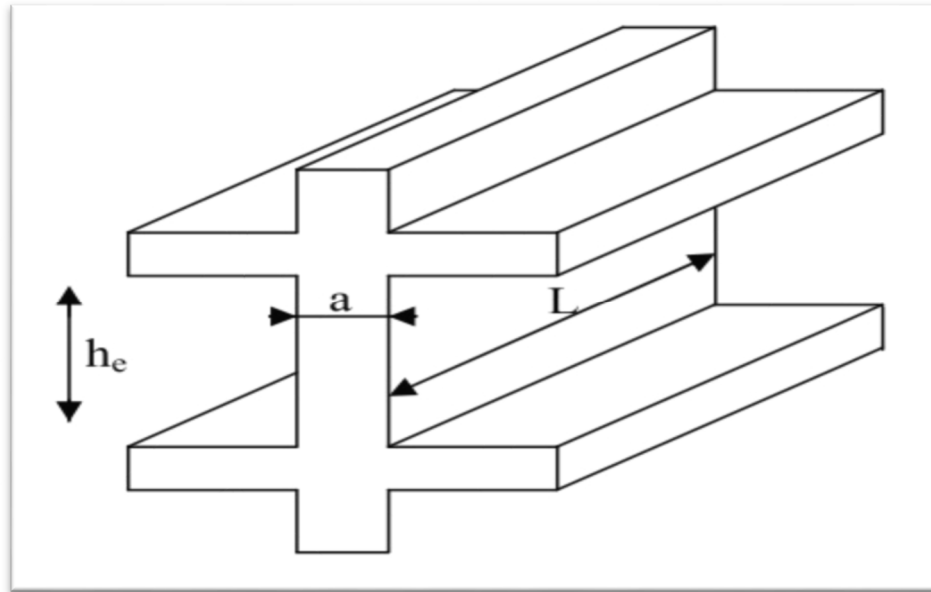


Figure II.24 : Coupe en élévation d'un voile

De plus l'épaisseur du voile 'a' est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage 'h_e' et des conditions de rigidité aux extrémités du voile (figure II.25).

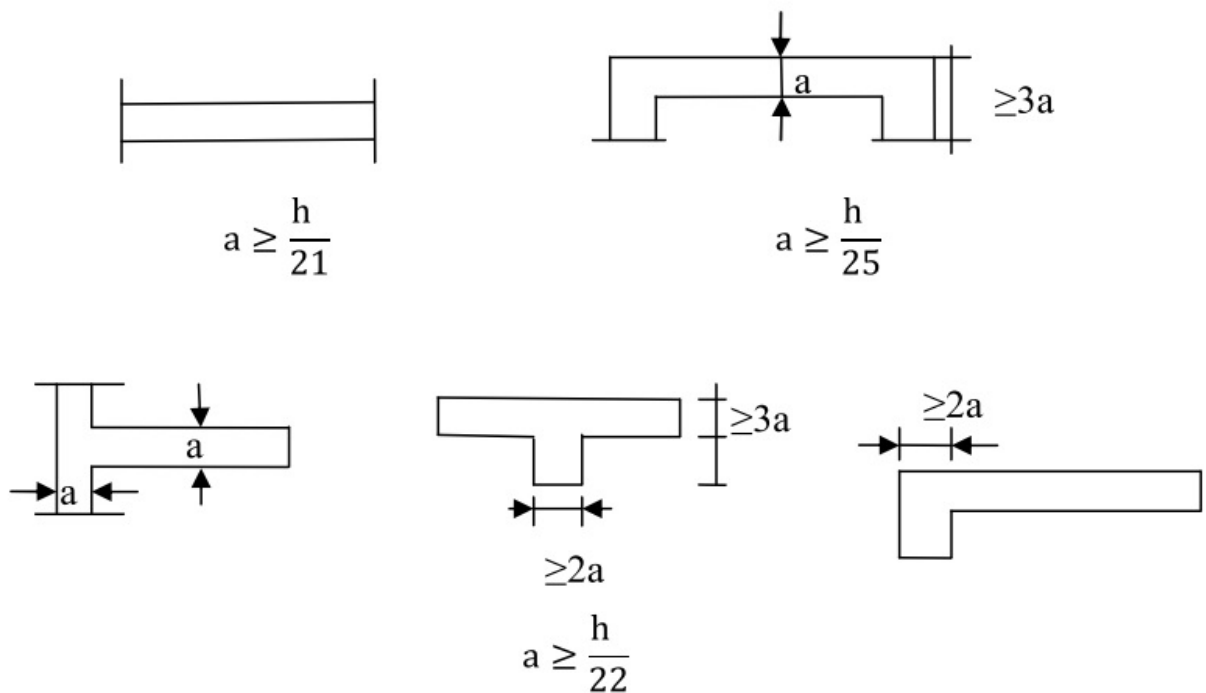


Figure II.25 : Coupes de voiles en plan

II.4.3.5. Performances et observations des bâtiments contreventés par voiles durant les séismes :

Les bâtiments réalisés en voiles en béton armé ont montré un excellent comportement sous l'action sismique, cela même durant les tremblements de terre majeurs. Cette typologie de construction ne comporte pas de zones aussi vulnérables que les nœuds des portiques, et aussi les dégâts subis par les voiles sont en général réparables. [17] [3]

La grande rigidité des voiles réduit par ailleurs les déplacements relatifs des planchers, et par conséquent les dommages causés aux éléments non structuraux sont relativement de moindre importance. [17]

Durant le séisme de Boumerdes en 2003, les structures comportant des voiles dans leur système de contreventement se sont bien comportées et n'ont subis que des dommages légers [3].

Le critère le plus satisfaisant du comportement des voiles, par constatation durant les séismes passés est qu'ils continuent à supporter le poids des planchers après avoir subis des dommages relativement importants ainsi épargnant de nombreuses vies humaines (Figure II.26).



Figure II.26 : Dommage subis par un voile durant le séisme tout en continuant à supporter le poids de son plancher (séisme de Kobé, Japon 1995) [25]

II.5. La disposition optimale des voiles de contreventement dans la structure :

Les structures contreventées par des voiles en béton armé doivent présenter un nombre suffisant; le nombre minimal de voiles prescrits par le RPA est de 3 voiles.

La disposition des voiles de contreventement dans les structures mixtes est essentielle pour garantir un bon comportement vis-à-vis des efforts horizontaux, et ainsi procurer aux bâtiments une exploitation optimale des voiles [10] [9].

Dans le code parasismique algérien, nous ne retrouvons aucun article traduisant un quelconque modèle sur lequel nous pouvons nous référer afin de garantir une disposition adéquate des voiles et ainsi garantir une utilisation maximale des voiles et éviter la torsion de la structure.

II.5.1. Paramètres à considérer pour une bonne disposition des voiles :

a. Favoriser les Grandes distances entre murs de contreventement parallèles :

Disposer les voiles sur les façades ou près des façades pour conférer un grand bras de levier au couple résistant à la torsion. Il est souhaitable que les murs parallèles les plus éloignés se trouvent au moins aux $2/3$ de la longueur de la façade perpendiculaire (Figure II.27).

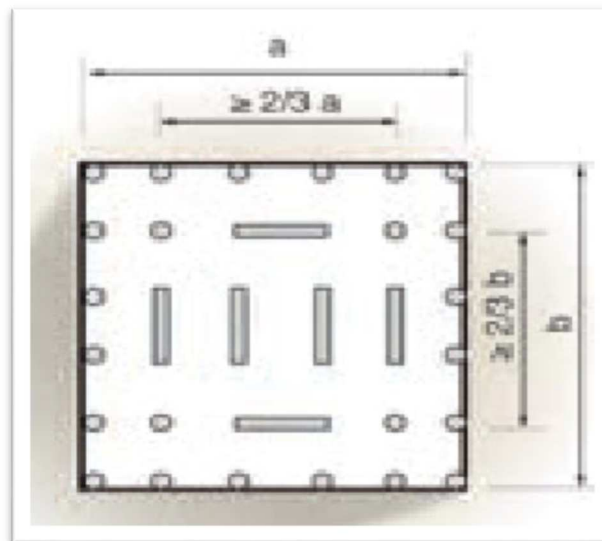


Figure II.27 : Distances minimales recommandées entre murs de contreventement parallèles [20]

La meilleure disposition consiste à placer les murs de contreventement sur les façades, car leur éloignement est dans ce cas maximal. [20] [13]

Le moment de torsion est le produit entre la force découlant du séisme par l'excentricité. Donc plus l'excentricité est importante et plus le moment de torsion augmente en conséquence.

$$M_{tx} = F_x \cdot dx$$

$$M_{ty} = F_y \cdot dy$$

Ce couple de torsion est bien montré par la figure II.28

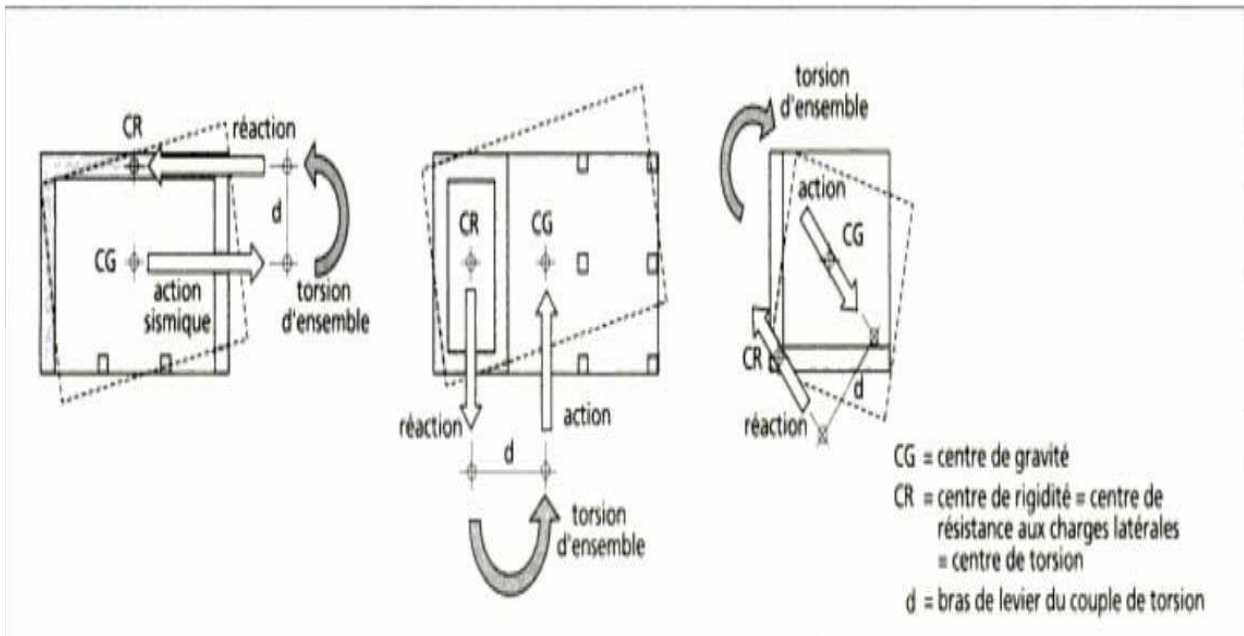


Figure II.28 : Torsion d'ensemble [20]

L'efficacité des murs de contreventement placés en façades est beaucoup plus grande que celle des murs rapprochés car le bras de levier des couples résistant d_1 et d_2 est maximum entre les deux (Figure II.29)

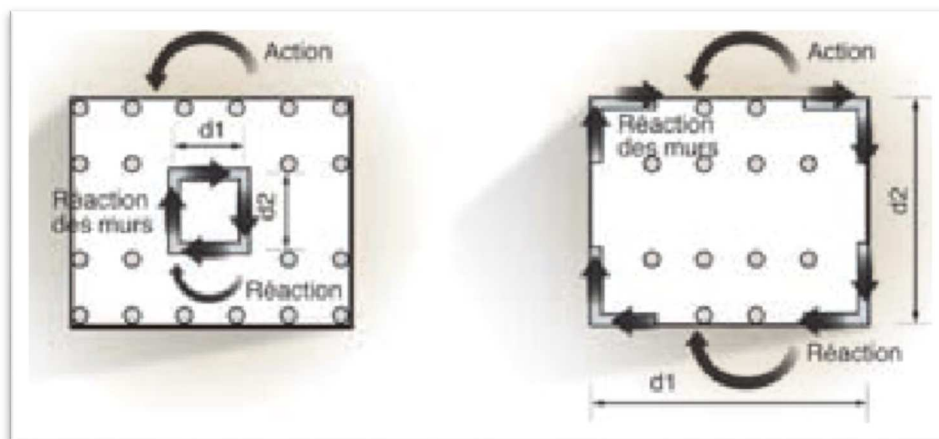


Figure II.29 : Exemple de deux dispositions de voiles différentes [20]

b. Privilégier les murs de contreventements larges :

Les murs de contreventement étroits sont peu efficaces, ils sont relativement déformables et subissent des contraintes élevées, il en convient donc des placer des murs dans plusieurs travées et de répartir ainsi la résistance aux charges horizontales sur un nombre d'éléments plus important. [20] [13] [25] (Figure II.30).

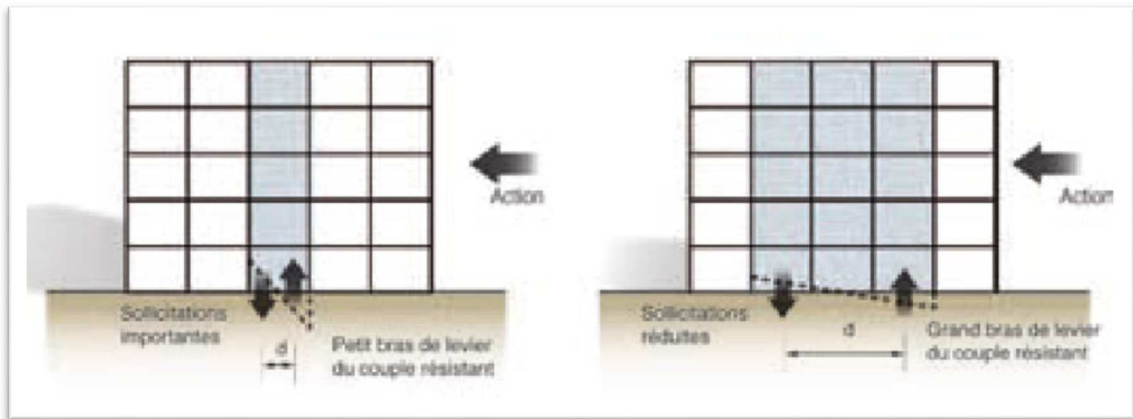


Figure II.30 : Comparaison des efforts induit dans les deux dispositions [20]

c. superposition des murs de contreventement :

Dans le cas où les murs de contreventements sont superposés, la descente de charges dans les fondations est directe et elle est favorable. Par contre la non-superposition des murs donne lieu à une descente de charges en forme de baïonnette qui sollicite les planchers par efforts horizontaux additionnels, ce qui est particulièrement préjudiciable pour la structure de la stabilité [20] [13] (Figure II.31).

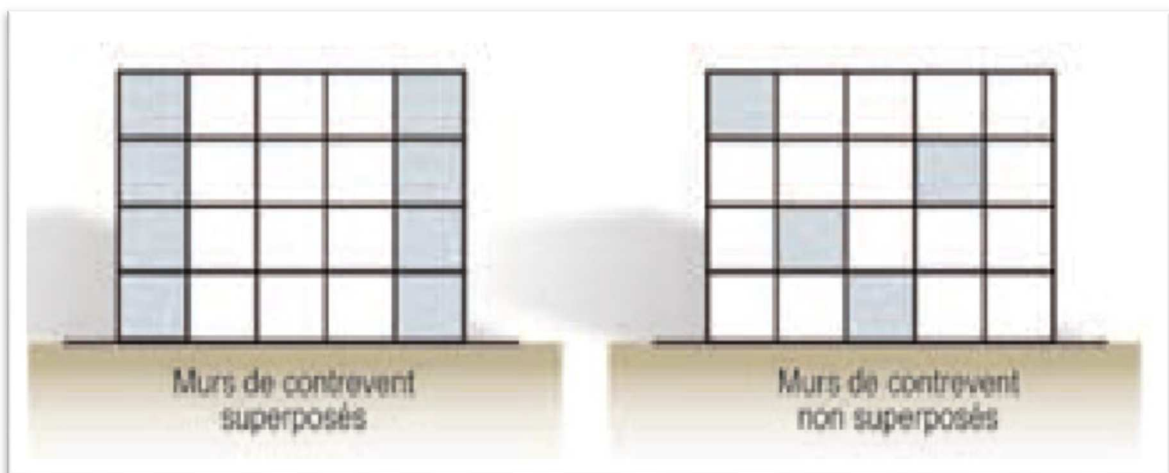


Figure II.31 : Disposition en élévation des murs de contreventement [20]

d. disposition symétrique :

Le respect de ce principe est de première importance car en cas d'une répartition asymétrique de la rigidité latérale des éléments verticaux, la construction peut être exposée à une torsion d'ensemble qui est la cause d'effondrement de nombreux immeubles lors des séismes. [25] [29]

D'une façon plus explicite, le but recherché par une disposition symétrique des voiles (murs) de contreventement est de faire coïncider à chaque niveau, le centre de gravité du niveau avec son centre de rigidité (appelé aussi centre de torsion), car la résultante des charges sismique passe par le premier (la résultante de l'effort sismique est directement appliquée au niveau du centre de gravité du niveau) et la réaction résultante par le second. [20] [13]

Dans le cas où les deux centres sont décalés, l'action et la réaction le sont aussi systématiquement, les deux forces ainsi forment un couple qui soumet l'ouvrage à la torsion [21] (Figure II.32).

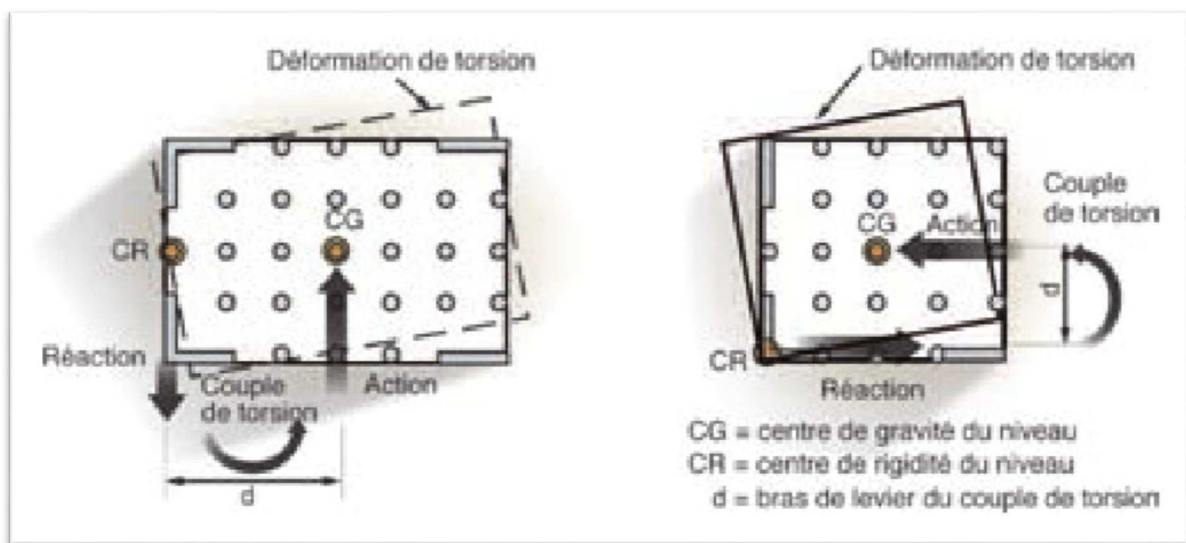


Figure II.32 : Effet de torsion engendré par une disposition asymétrique des voiles [20]

Dans le règlement RPA99 version 2003, l'article 4.2.7 stipule que pour chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales à une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs [34] :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau, cette excentricité devant être prise en compte de part et d'autre du centre de torsion.
- Excentricité théorique résultant des plans et des calculs.

II.6 Quelques règles et précautions à prendre vis-à-vis du choix du système de contreventement :

Pour garantir une bonne performance de la structure, nous devons respecter un certain nombre de critères, entre autres:

1- Eviter les rez-de-chaussée flexibles et les étages souples :

L'effondrement d'un bâtiment soumis à un tremblement de terre est souvent imputable au fait que si les étages supérieurs sont bien contreventés, le rez-de-chaussée ne comprend que des colonnes porteuses. De ce fait il en résulte un niveau mou qui se trouve flexible dans le plan horizontal.

Les rotules plastiques apparaissent aux extrémités des colonnes et déclenchent un mécanisme de ruine appelé mécanisme de colonne (mécanisme d'étage) [18] (Figure II.33)

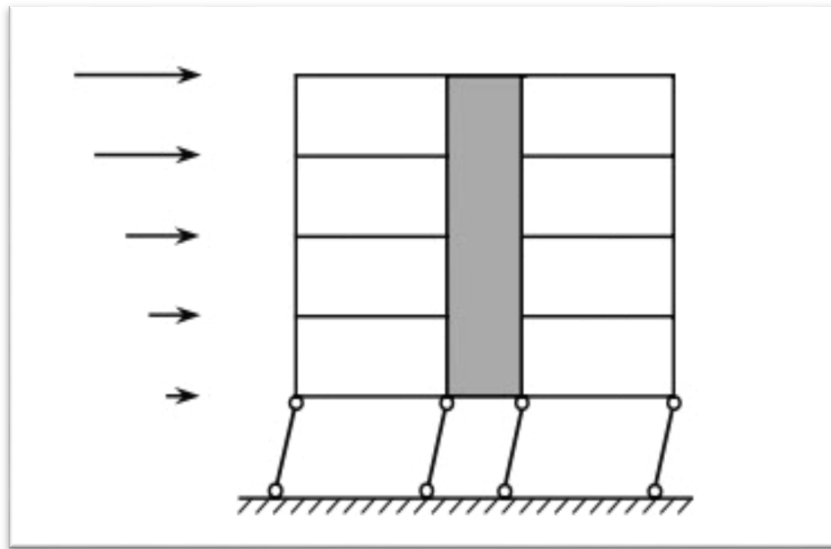


Figure II.33 : Formation de rotules plastiques aux niveaux des colonnes du rez-de-chaussée (mécanisme de colonnes) [18]

De la même manière lorsqu'un étage supérieur est souple, la stabilisation horizontale est affaiblie ou voir même absente et cela donne un étage flexible et par conséquent un mécanisme de colonnes dangereux. [31] (Figure II.34).

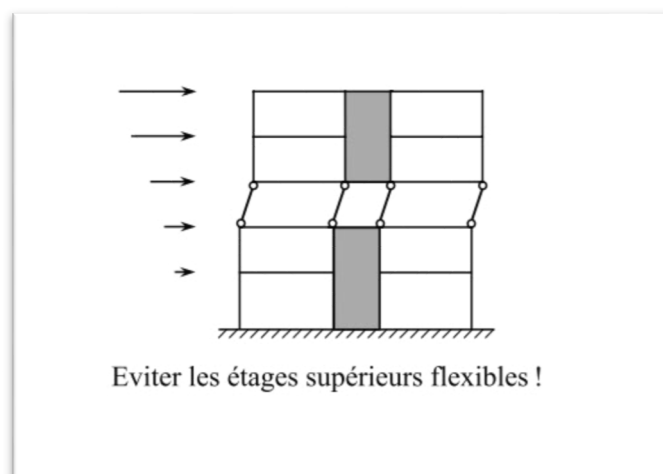


Figure II.34 : Apparition du mécanisme de colonnes au niveau de l'étage souple [18]

2- Eviter les contreventements dissymétriques :

L'effondrement des bâtiments sous les séismes est souvent dû à la dissymétrie de leur contreventement, cela provoque une torsion d'ensemble comme dans le cas d'une disposition dissymétriques des voiles de contreventement. [18].

3- Continuité du système de contreventement sur la hauteur du bâtiment :

Nous devons éviter toute discontinuité dans le système de stabilisation, en d'autre terme éviter les contreventements décalés.

Dans le cas d'un contreventement décalé, les moments de flexion et les efforts tranchants induits par cette disposition ne peuvent pas être transmis d'une manier effectives, car le décalage perturbe la transmission des efforts réduisant ainsi la ductilité des contreventements. [18] (Figure II.35)

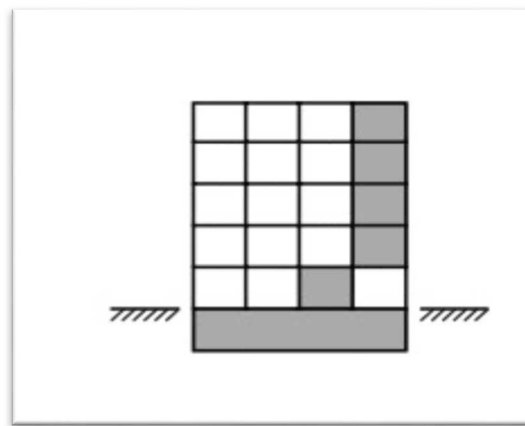




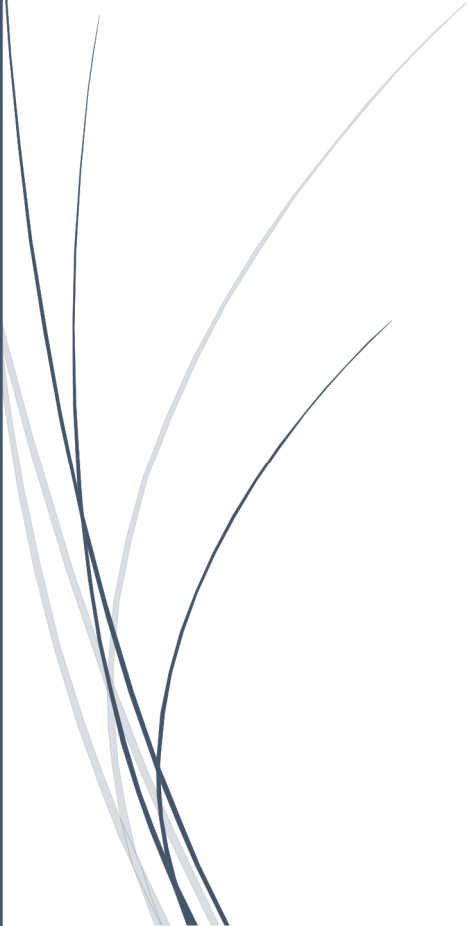
Figure II.35 : Discontinuité dans le système de contreventement du bâtiment [31]

4- Les sauts de rigidité et de résistance :

Les sauts de rigidité et de résistance du contreventement principal sur la hauteur de la structure porteuse peuvent entrainer un comportement dynamique irrégulier et engendrer des problèmes lors de la transmission des efforts. [31] [25].



*Chapitre III: Présentation des
structures*



III.1. Description des structures étudiées :

III.1.1. Caractéristiques géométriques

Bâtiment 1

La première structure étudiée est un bâtiment en (R+2) à usage d'habitation. Le bâtiment est implanté sur un sol ferme de classe (S2), à Boumerdes classée comme une zone à forte sismicité (Zone III).

Le bâtiment comporte :

- Un rez de chaussée.
- Des étages à usage d'habitation.

Les dimensions du Bâtiment sont (figure III.1) :

- **Dimensions en élévation :**
 - Hauteur totale du bâtiment : $H = 9,18 \text{ m}$
 - Hauteur d'étage courant : $h_e = 3,06 \text{ m}$
 - Hauteur du rez de chaussée : $h_r = 3,06 \text{ m}$
- **Dimensions en plan :**
 - Longueur totale du bâtiment : $L = 19,70 \text{ m}$
 - Largeur totale du bâtiment : $l = 11,00 \text{ m}$

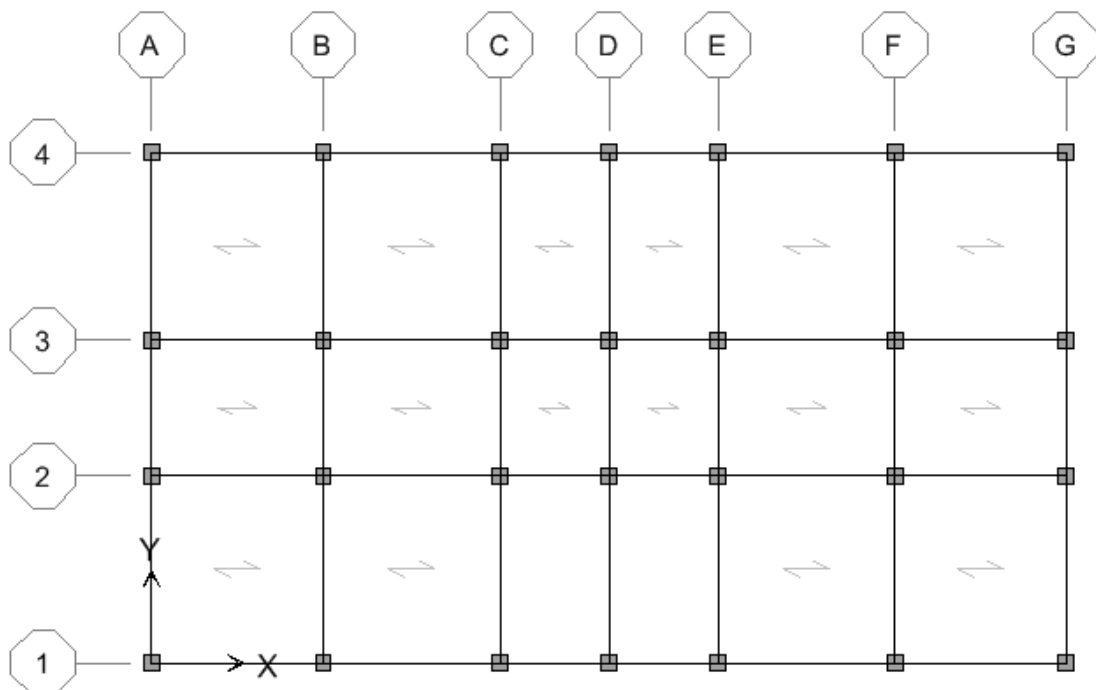


Figure III.1 : Dimensions en plan de la structure en (R+2)

Bâtiment 2 :

La deuxième structure étudiée est un bâtiment en (R+4) à usage d'habitation, le bâtiment est implanté sur un sol ferme de classe (S2), à Tizi-ouzou classée comme étant une zone à moyenne sismicité (Zone II_a).

Le bâtiment comporte :

- Un rez de chaussée à usage d'habitation.
- 3 étages à usage d'habitation.

Les dimensions du bâtiment sont (figure III.3) :

- **Dimensions en élévation :**
 - Hauteur totale du bâtiment : $H = 15,00$ m
 - Hauteur d'étage courant : $h_e = 3,00$ m
 - Hauteur du rez de chaussée : $h_r = 3,00$ m
- **Dimensions en plan :**
 - Longueur totale du bâtiment : $L = 20,00$ m
 - Largeur totale du bâtiment : $l = 12,00$ m

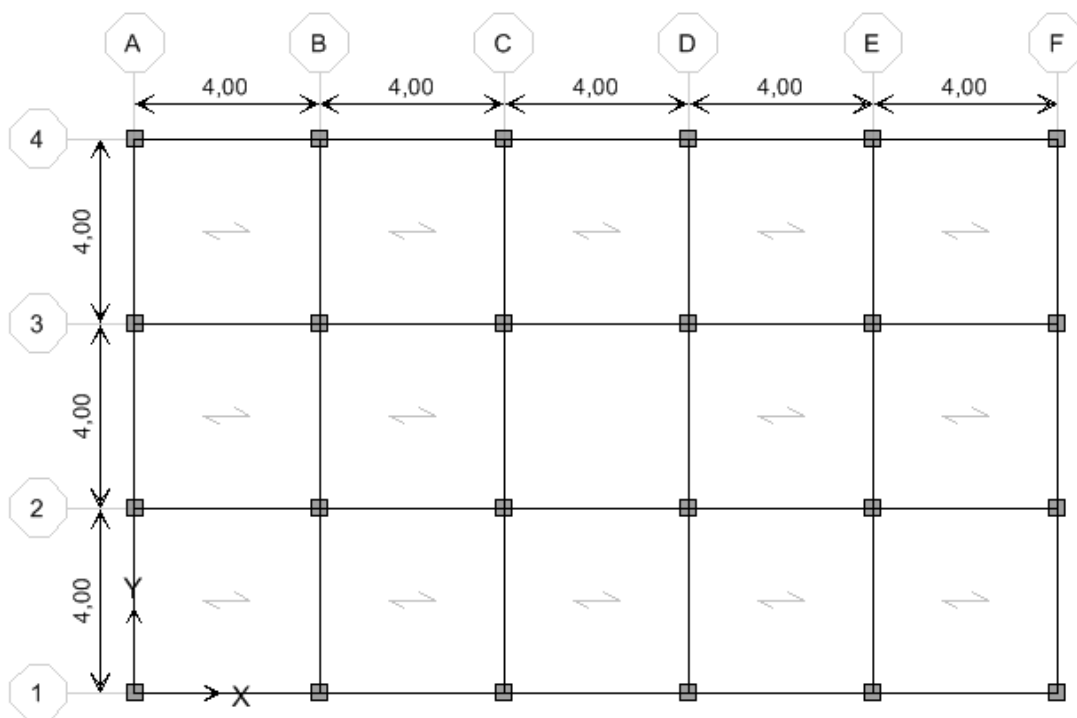


Figure III.2 : Dimensions en plan de la structure en (R+4)

III.1.2. Dimensionnement des éléments :

III.1.2.1. Charges appliquées :

Bâtiment 1 :

- **Charges permanentes (G) :**
 - Planchers d'étage courant : $G_1 = 5,06 \text{ KN/m}^2$
 - Plancher de l'étage terrasse : $G_2 = 5,91 \text{ KN/m}^2$
- **Surcharges d'exploitation (Q) :**
 - Planchers d'étage courant : $Q_1 = 1,5 \text{ KN/m}^2$
 - Plancher de l'étage terrasse : $Q_2 = 1 \text{ KN/m}^2$

Bâtiment 2 :

- **Charges permanentes (G) :**
 - Planchers d'étage courant : $G_1 = 5,08 \text{ KN/m}^2$
 - Plancher de l'étage terrasse : $G_2 = 5,8 \text{ KN/m}^2$
- **Surcharges d'exploitation (Q) :**
 - Planchers d'étage courant : $Q_1 = 1,5 \text{ KN/m}^2$
 - Plancher de l'étage terrasse : $Q_2 = 1 \text{ KN/m}^2$

III.1.2.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

On utilisera les mêmes matériaux pour les deux bâtiments :

- **Le béton :**

La résistance caractéristique à la compression à 28 jours du béton utilisé est $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

Le module de déformation longitudinal du béton à 28 jours est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}}$$

- **Les aciers :**

Les aciers utilisés pour le ferrailage des éléments de l'ouvrage sont des aciers de haute adhérence (HA) de nuance **feE400**, de limite d'élasticité **fe = 400 Mpa**

III.1.2.3. Prédimensionnement des éléments :

Les structures sont dimensionnées et vérifiées selon le code du béton aux états limites (**BAEL 91 version 99**) et le règlement paraséismique algérien (**RPA99 version 2003**).

a. Les poutres : (RPA99 v 2003 article 7.5.1)

Les poutres sont dimensionnées selon les formules suivantes :

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

Avec : h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

- **Poutres principales : (transversales)**

Les poutres principales sont les poutres porteuses (les poutres transversales), elles sont prédimensionnées selon les formules précédentes.

Bâtiment 1 :

$$360/15 \leq h \leq 360/10 \Rightarrow 24 \leq h \leq 36, \text{ soit } h = 35 \text{ cm}$$

$$0,4 h \leq b \leq 0,7 h \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

Bâtiment 2 :

$$400/15 \leq h \leq 400/10 \Rightarrow 26,66 \leq h \leq 40, \text{ soit } h = 35 \text{ cm}$$

$$0,4 h \leq b \leq 0,7 h \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

- **Poutres secondaires : (longitudinales)**

Bâtiment 1

- $340/15 \leq h \leq 340/10 \Rightarrow h = 30 \text{ cm}$

- $0,4 h \leq b \leq 0,7 h \Rightarrow b = 25 \text{ cm}$

Bâtiment 2

- $400/15 \leq h \leq 400/10 \Rightarrow h = 35 \text{ cm}$

- $0,4 h \leq b \leq 0,7 h \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$

b. Les poteaux :

Les poteaux sont prédimensionnés à l'état limite de service en compression simple tout en considérant un effort N qui sera appliqué sur la section du béton (on suppose que seul le béton reprend l'effort normal N). L'effort N est calculé par descente de charges.

La section transversale est donnée par la relation suivante :

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

σ_{bc} : Contrainte limite de service du béton en compression, $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Bâtiment 1

- Poteaux d'étage courant : $30 \times 30 \text{ cm}^2$
- Poteaux du RDC : $35 \times 35 \text{ cm}^2$

Bâtiment 2 :

- Poteaux d'étage courant : $35 \times 35 \text{ cm}^2$
- Poteaux du RDC : $35 \times 35 \text{ cm}^2$

III.2. Disposition des voiles considérée :

III.2.1. Contreventement mixte :

Les voiles de contreventement sont disposés en façades d'une manière symétrique dans les deux directions (figures III.3 et III.4).

On utilisera des voiles en béton armé d'épaisseur égale à **15 cm**.

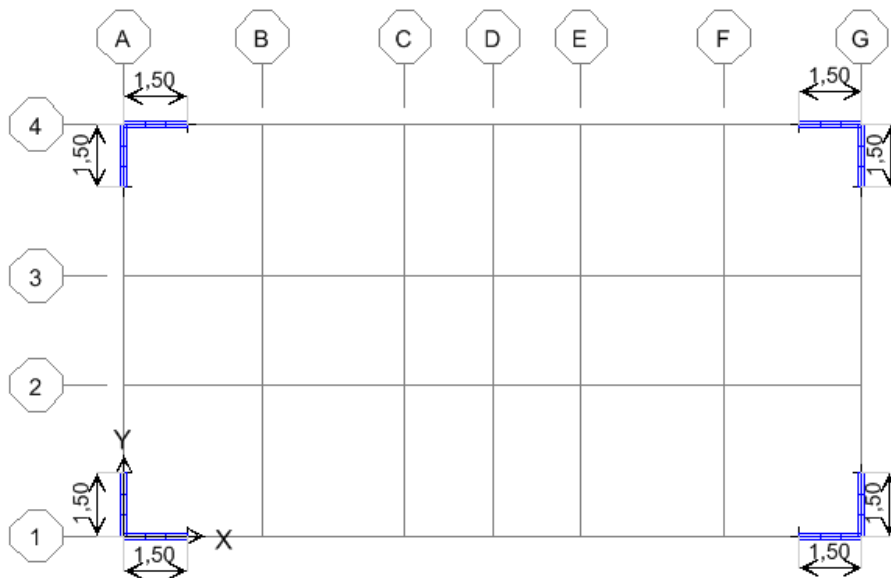


Figure III.3 : Disposition des voiles de la structure en (R+2)

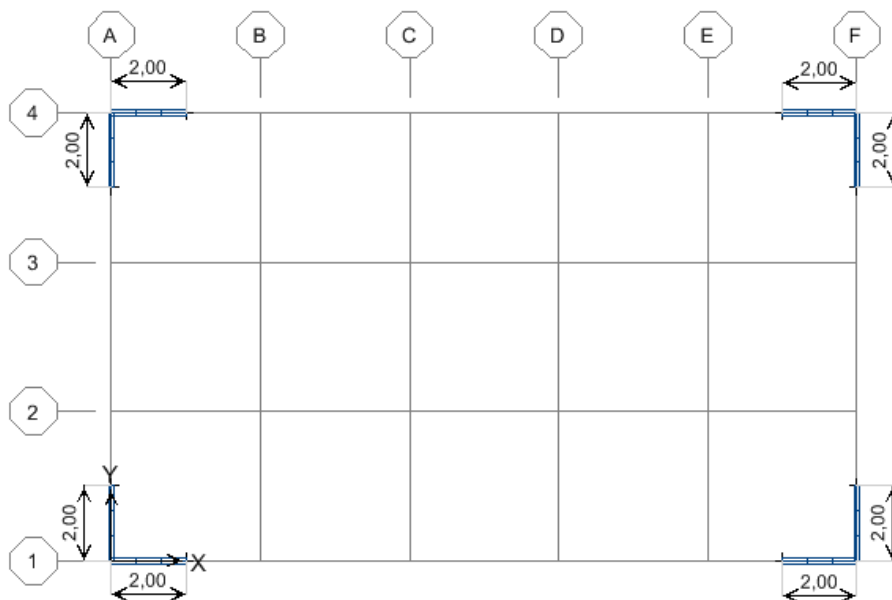


Figure III.4 : Disposition des voiles de la structure en (R+4)

III.2.2 contreventement par voiles des structures en murs porteurs :

Les structures contreventées uniquement par des voiles en murs porteurs, les dispositions adoptées sont présentées par les figures III.5 et III.6

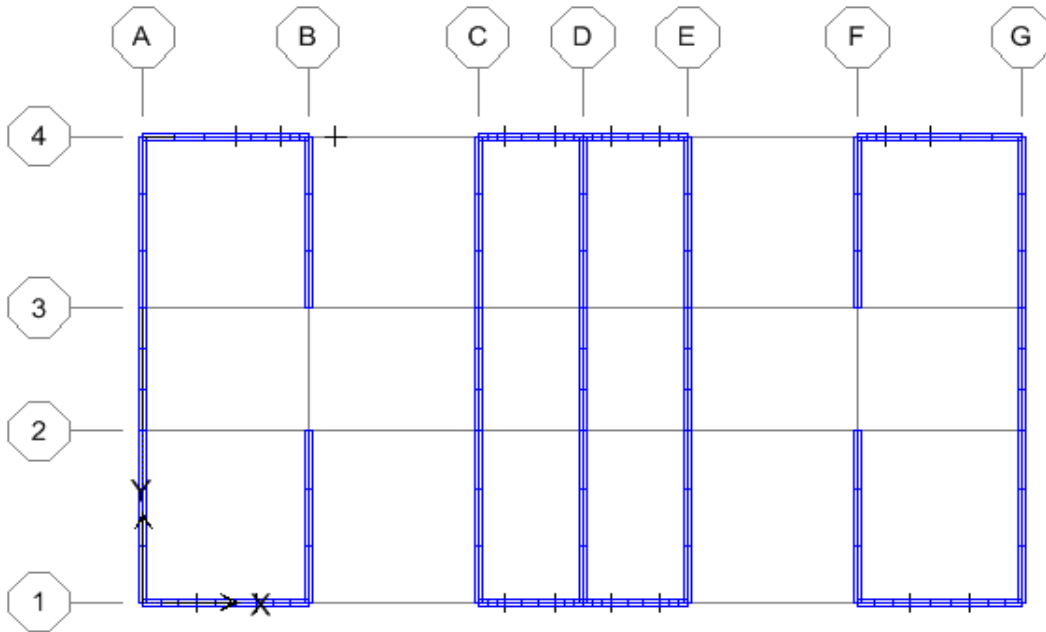


Figure III.5 : Disposition des voiles porteurs de la structure en (R+2)

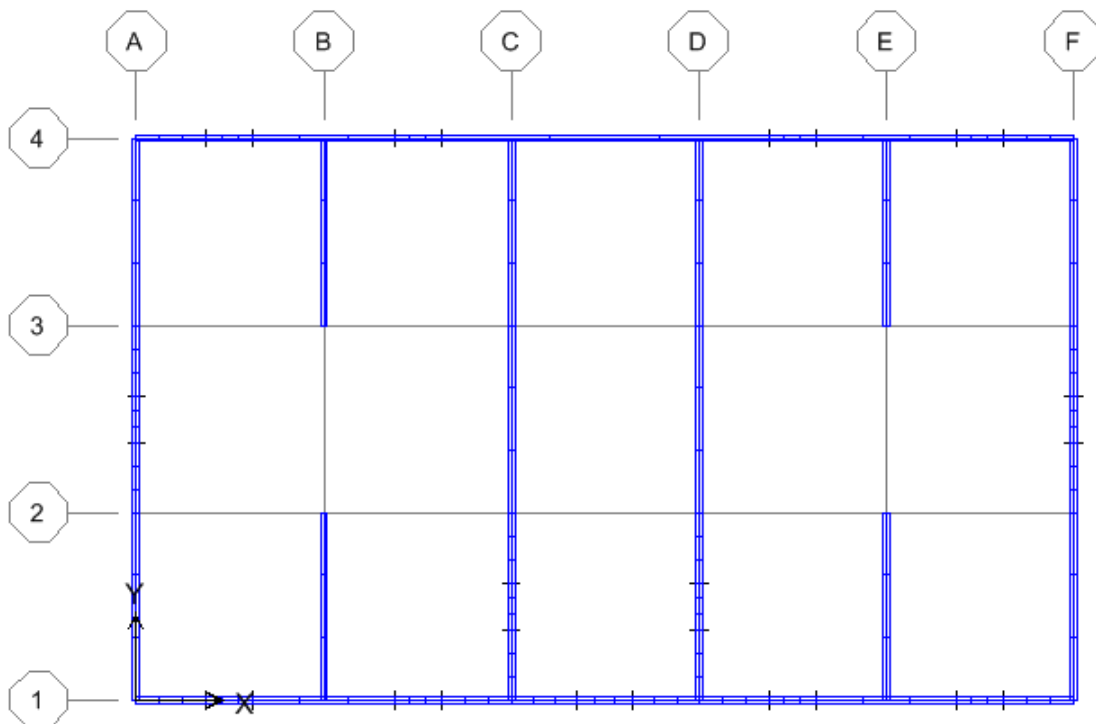


Figure III.6 : Disposition des voiles porteurs de la structure en (R+4)

III.3.2. Contreventement par noyau central:

Les structures contreventées par un noyau central, leurs dispositions sont présentées par les figures III.7 et III.8

Le noyau en béton armé sera disposé dans la cage d'escaliers des deux bâtiment (figures III. Et III.)

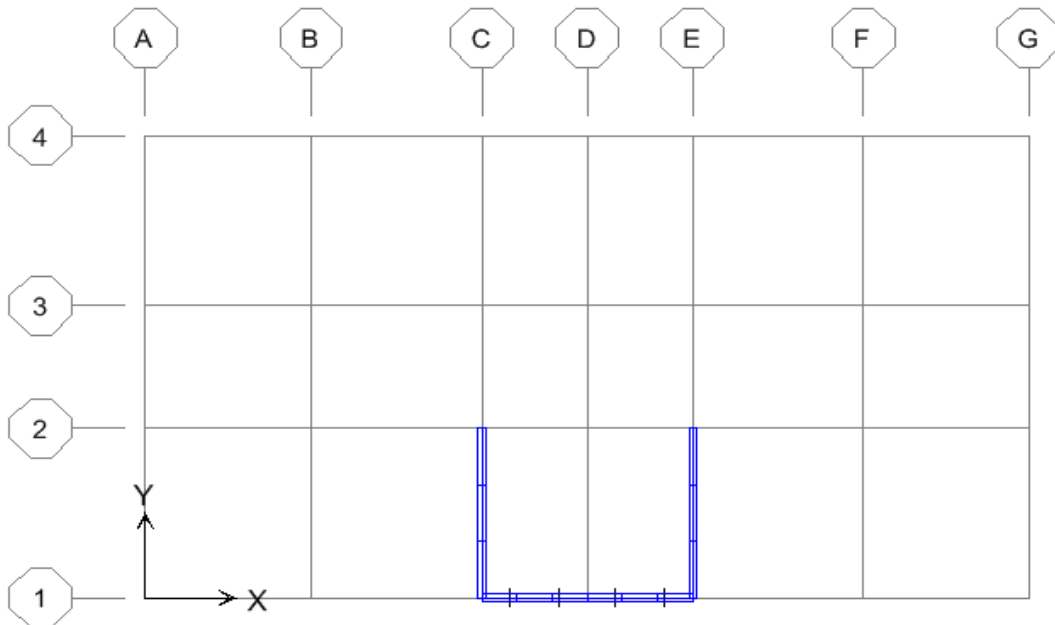


Figure III.7 : Disposition du noyau en béton armé de la structure en (R+2)

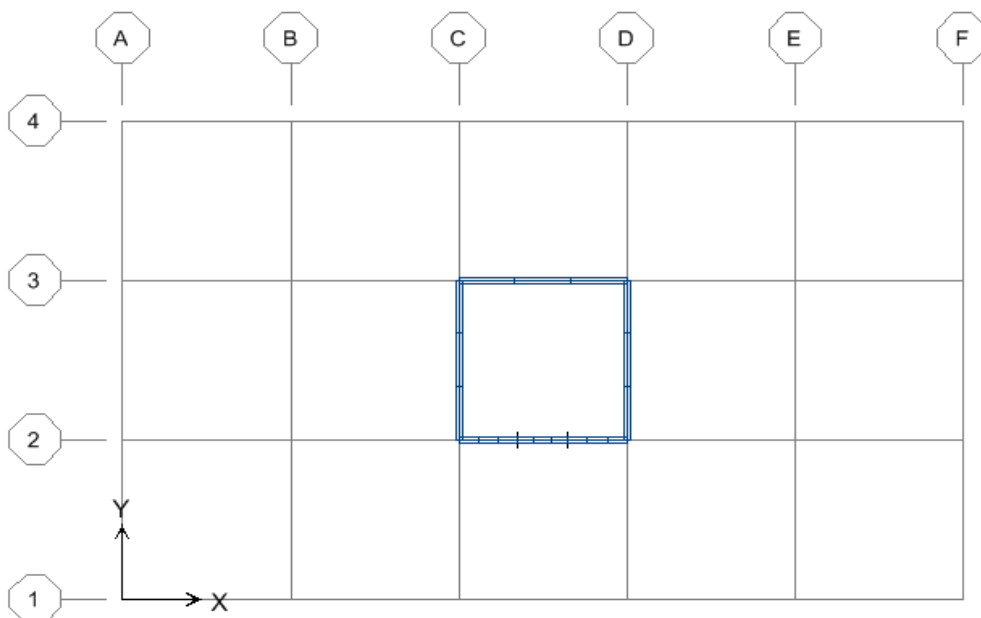


Figure III.8 : Disposition du noyau en béton armé dans la structure en (R+4)

III.3. Présentation de la méthode dynamique modale spectrale :

III.3.1. Introduction :

Le calcul se fera par la méthode modale spectrale dont les fondements sont exposés par le règlement parasismique Algérien. [1]

Le principe étant d'utiliser uniquement les valeurs maximales de l'histoire des vibrations et ses caractéristiques (déplacement, vitesse, accélération).

Son principe consiste à étudier le comportement dynamique d'une structure possédant les mêmes caractéristiques dynamiques que la structure réelle sollicitée par un processus vibratoire conforme à un sismogramme réel, on déduit ainsi les courbes spectrales donnant les valeurs maximales (déplacement, vitesse, accélération). [1]

III.3.1. Action du séisme (Le spectre de réponse) :

Le spectre de réponse d'un séisme traduit les réponses maximales des différentes structures définies par leurs périodes propres de vibrations fondamentales.

L'action du séisme est représentée par le spectre de réponse suivant (formule 4.13 du RPA99/V2003) :

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone (Tableau 4.3 du RPA99/V2003)

η : facteur de correction d'amortissement avec : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2} + \xi}$

ξ : pourcentage d'amortissement critique (Tableau 4.2 du RPA99/V2003)

R : coefficient de comportement de la structure (Tableau 4.3 du RPA99/V2003)

T_1 et T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site (Tableau 4.7 du RPA99/V2003)

Q : facteur de qualité (Tableau 4.4 du RPA99/V2003).

III.3.2. Etablissement d'un spectre de réponse :

Pour établir un spectre de réponse élastique on utilisera un accélérogramme donné par un accéléromètre. On définit ensuite un nombre 'n' d'oscillateurs à un seul degré de liberté avec une fourchette de valeurs de périodes propres de vibrations différentes (des représentations de structures possédant des valeurs différentes de périodes propres) (figure III.9). [1]

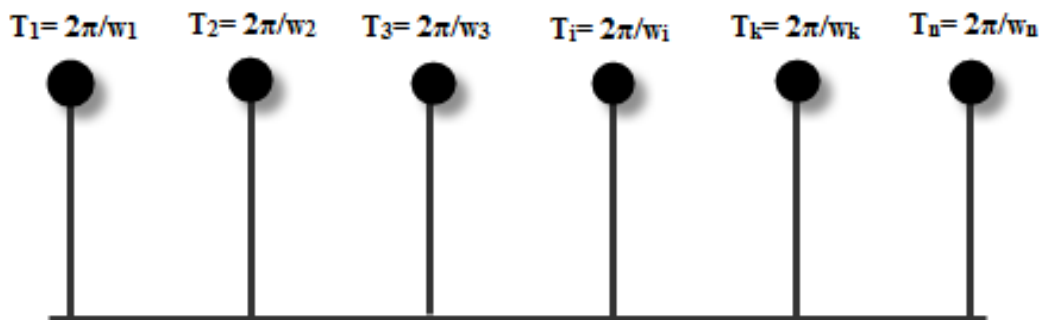


Figure III.9 : Représentation d'une série d'oscillateur à un ddl

Avec : $T_1 < T_2 < T_3 < T_4 < \dots < T_i < \dots < T_k < \dots < T_n$

On cherche pour chaque oscillateur :

- le déplacement maximal
- la vitesse maximale
- l'accélération maximale

Nous obtenons ainsi un graphe appelé spectre de réponse de calcul sous la forme suivante (figure III.10) :

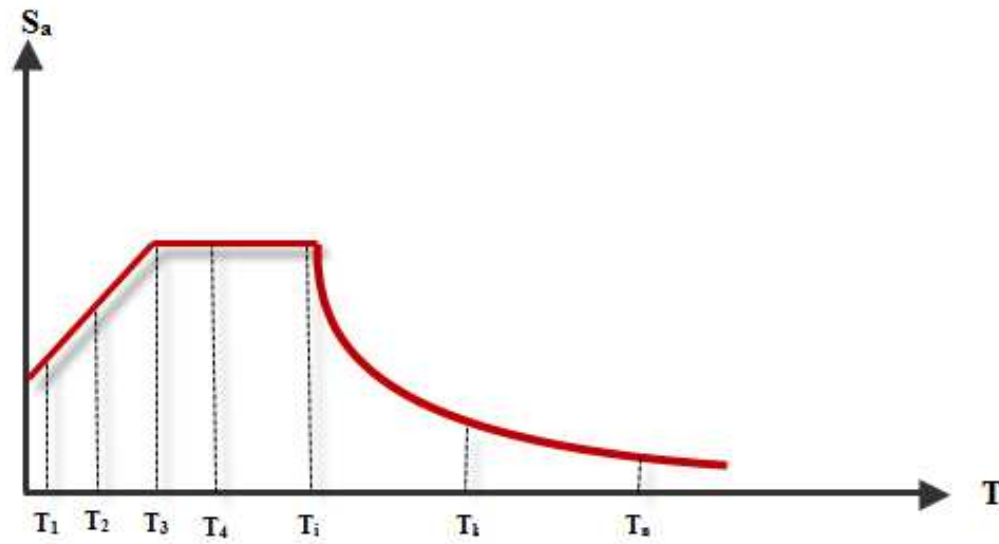


Figure III.10 Illustration graphique d'un spectre d'accélération (élastique) S_a

Le code parasismique Algérien tiens compte du comportement non linéaire des structures lors des séismes par l'intermédiaire du coefficient ' R ' qui est le facteur de comportement sismique dans le domaine plastique des structures (Tableau 4.3 du RPA99/V2003). [1]



*Chapitre IV: Résultats et
discussion*



IV.1. Vérifications du RPA :

IV.1.1 Structures en contreventement en portiques auto-stables :

IV.1.1.1. Vérification du comportement dynamique :

Les tableaux IV.1 et IV.2 présentent les périodes et les modes propres de vibrations

| Mode | Period | UX | UY | SumUX | SumUY | RZ |
|------|----------|---------|---------|----------|----------|---------|
| 1 | 0,456156 | 83,2020 | 0,0000 | 83,2020 | 0,0000 | 0,0684 |
| 2 | 0,424541 | 0,0000 | 83,6157 | 83,2020 | 83,6157 | 0,0000 |
| 3 | 0,396103 | 0,0667 | 0,0000 | 83,2686 | 83,6157 | 83,4151 |
| 4 | 0,140023 | 10,8252 | 0,0000 | 94,0938 | 83,6157 | 0,0793 |
| 5 | 0,133783 | 0,0000 | 10,6354 | 94,0938 | 94,2510 | 0,0000 |
| 6 | 0,125724 | 0,0836 | 0,0000 | 94,1775 | 94,2510 | 10,6424 |
| 7 | 0,082370 | 5,5897 | 0,0000 | 99,7672 | 94,2510 | 0,2495 |
| 8 | 0,081540 | 0,0000 | 5,7490 | 99,7672 | 100,0000 | 0,0000 |
| 9 | 0,076854 | 0,2328 | 0,0000 | 100,0000 | 100,0000 | 5,5453 |

Tableau IV.1 : Modes propres de la structure contreventée par portiques (RDC+2)

| Mode | Period | UX | UY | SumUX | SumUY | RZ |
|------|----------|---------|---------|----------|----------|---------|
| 1 | 0,793754 | 0,0000 | 83,1245 | 0,0000 | 83,1245 | 0,0000 |
| 2 | 0,766247 | 83,4709 | 0,0000 | 83,4709 | 83,1245 | 0,0000 |
| 3 | 0,696339 | 0,0000 | 0,0000 | 83,4709 | 83,1245 | 83,4731 |
| 4 | 0,251213 | 0,0000 | 10,4603 | 83,4709 | 93,5849 | 0,0000 |
| 5 | 0,243955 | 10,3043 | 0,0000 | 93,7752 | 93,5849 | 0,0000 |
| 6 | 0,222239 | 0,0000 | 0,0000 | 93,7752 | 93,5849 | 10,2546 |
| 7 | 0,139364 | 0,0000 | 4,0268 | 93,7752 | 97,6116 | 0,0000 |
| 8 | 0,136709 | 3,9354 | 0,0000 | 97,7106 | 97,6116 | 0,0000 |
| 9 | 0,124934 | 0,0000 | 0,0000 | 97,7106 | 97,6116 | 3,9500 |
| 10 | 0,094110 | 0,0000 | 1,8417 | 97,7106 | 99,4534 | 0,0000 |
| 11 | 0,093201 | 1,7726 | 0,0000 | 99,4832 | 99,4534 | 0,0000 |
| 12 | 0,085234 | 0,0000 | 0,0000 | 99,4832 | 99,4534 | 1,7939 |
| 13 | 0,074097 | 0,0000 | 0,5466 | 99,4832 | 100,0000 | 0,0000 |
| 14 | 0,073913 | 0,5168 | 0,0000 | 100,0000 | 100,0000 | 0,0000 |
| 15 | 0,067559 | 0,0000 | 0,0000 | 100,0000 | 100,0000 | 0,5284 |

Tableau IV.2 : Modes propres de la structure contreventée par portiques (RDC+4)

Les modes prépondérants (mode 1 et mode2) sont des translations pures suivant les directions principales, cela ne donne aucune torsion dans les 2 premiers modes de vibrations.

IV.1.1.2. Vérification de l'article 4.3.4 du RPA 2003 :

Le nombre de modes de vibrations à retenir suivant chacune des directions d'excitation doit être tel que :

'La somme des masses modale effective pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure ($\sum masses\ modale /xx$ et $yy \geq 90\%$ de la masse totale de la structure)

a. Bâtiment 1 (RDC+2) :

Direction x-x : 5 modes (94,0938 de la masse sismique de la structure)

Direction y-y : 5 modes (94,2510 de la masse sismique de la structure)

b. Bâtiment 2 (RDC+4) :

Direction x-x : 5 modes (93,7752 de la masse sismique de la structure)

Direction y-y : 5 modes (93,5849 de la masse sismique de la structure)

IV.1.1.3. Vérification de l'article 4.3.6 du RPA 2003 :

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V (Tableau IV.3) pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- Effort tranchant donné par la méthode statique équivalente :

| | Bâtiment 1 (RDC+2) | SBâtiment 2 (RDC+4) |
|----------------|---------------------|---------------------|
| A | 0,25 | 0,15 |
| D | 2,01 | 1,39 |
| Q | 1,25 | 1,25 |
| R | 5 | 5 |
| Wt (KN) | 4703,95 | 10057,26 |
| V (KN) | 590,93 | 524,23 |

Tableau IV.3 : Calcul de l'effort tranchant donné par la MSE

- Efforts tranchants de l'analyse modale spectrale :

Bâtiment 1:

$$V_{x_{dyn}} = 599,69 \text{ KN} \rightarrow V_{x_{dyn}} = 599,69 \text{ KN} > 80\% V_{MSE} = 472,744 \text{ KN}$$

$$V_{y_{dyn}} = 631,55 \text{ KN} \rightarrow V_{y_{dyn}} = 599,69 \text{ KN} > 80\% V_{MSE} = 472,744 \text{ KN}$$

Bâtiment 2:

$$V_{x_{dyn}} = 560,81 \text{ KN} \rightarrow V_{x_{dyn}} > 80\% V_{MSE} = 419,384 \text{ KN}$$

$$V_{y_{dyn}} = 910,53 \text{ KN} \rightarrow V_{y_{dyn}} > 80\% V_{MSE} = 419,384 \text{ KN}$$

IV.1.1.4. Vérification de l'article 5.10 du 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 d'étage (Tableaux IV.4 et IV.5) :

- **Bâtiment 1** : $h = 3,06 \text{ m} \rightarrow 1\% = 3,06 \text{ cm}$

| Etage | Δx (cm) | Δy (cm) |
|-------|-----------------|-----------------|
| RDC | 0,27 | 0,29 |
| 1 | 0,46 | 0,49 |
| 2 | 0,30 | 0,31 |

Tableau IV.4 : Déplacements inter-étages de la première structure (portiques)

- **Bâtiment 2** : $h = 3,00 \text{ m} \rightarrow 1\% = 3,00 \text{ cm}$

| Etage | Δx (cm) | Δy (cm) |
|-------|-----------------|-----------------|
| RDC | 0,26 | 0,49 |
| 1 | 0,36 | 0,69 |
| 2 | 0,32 | 0,61 |
| 3 | 0,24 | 0,46 |
| 4 | 0,14 | 0,27 |

Tableau IV.5 : Déplacements inter-étages de la deuxième structure (portiques)

IV.1.1.5. Vérification de l'article 5.9 du RPA 2003 :

Les effets du second ordre peuvent être négligés dans le cas des structures si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux (Tableaux IV.6 et IV.7) :

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

| Etage | Sens x-x | | | | | Sens y-y | | | |
|-------|----------|----------------|--------|-------|--------------|----------------|--------|-------|--------------|
| | P(KN) | Δ_k (m) | V_k | H_k | θ_x | Δ_k (m) | V_k | H_k | θ_y |
| RDC | 1417,92 | 0,0027 | 75,57 | 3,06 | 0,016 | 0,0029 | 80,16 | 3,06 | 0,016 |
| 1 | 1517,63 | 0,0046 | 193,52 | 3,06 | 0,011 | 0,0049 | 205,26 | 3,06 | 0,012 |
| 2 | 1767,40 | 0,0030 | 330,60 | 3,06 | 0,005 | 0,0031 | 346,13 | 3,06 | 0,005 |

Tableau IV.6 : justification de l'effet P- Δ de la première structure (portiques)

| Etage | Sens x-x | | | | | Sens y-y | | | |
|-------|----------|----------------|--------|-------|---------------|----------------|--------|-------|--------------|
| | P(KN) | Δ_k (m) | V_k | H_k | θ_x | Δ_k (m) | V_k | H_k | θ_y |
| RDC | 1952,94 | 0,0026 | 41,36 | 3,00 | 0,040 | 0,0049 | 67,07 | 3,00 | 0,047 |
| 1 | 1952,94 | 0,0036 | 76,99 | 3,00 | 0,030 | 0,0069 | 124,33 | 3,00 | 0,036 |
| 2 | 1952,94 | 0,0032 | 105,45 | 3,00 | 0,0197 | 0,0061 | 169,33 | 3,00 | 0,023 |
| 3 | 1952,94 | 0,0024 | 136,35 | 3,00 | 0,011 | 0,0046 | 220,36 | 3,00 | 0,013 |
| 4 | 2245,50 | 0,0014 | 200,66 | 3,00 | 0,005 | 0,0027 | 329,33 | 3,00 | 0,006 |

Tableau IV.7 : justification de l'effet P- Δ de la deuxième structure (portiques)

IV.1.2. Structures en contreventement mixte:

IV.1.2.1 Vérification du comportement dynamique :

Les tableaux IV.8 et IV.9 représentent les périodes propres et modes propres de vibrations

| Mode | Period | UX | UY | SumUX | SumUY | RZ |
|------|----------|---------|---------|----------|----------|---------|
| 1 | 0,263995 | 76,4769 | 0,0000 | 76,4769 | 0,0000 | 0,0000 |
| 2 | 0,253273 | 0,0000 | 76,8374 | 76,4769 | 76,8374 | 0,0000 |
| 3 | 0,164624 | 0,0000 | 0,0000 | 76,4769 | 76,8374 | 75,8633 |
| 4 | 0,061367 | 19,0528 | 0,0000 | 95,5297 | 76,8374 | 0,0039 |
| 5 | 0,060603 | 0,0000 | 18,7413 | 95,5297 | 95,5787 | 0,0000 |
| 6 | 0,037759 | 0,0016 | 0,0000 | 95,5313 | 95,5787 | 20,0825 |
| 7 | 0,029802 | 4,4674 | 0,0000 | 99,9986 | 95,5787 | 0,0007 |
| 8 | 0,029745 | 0,0000 | 4,4213 | 99,9986 | 100,0000 | 0,0000 |
| 9 | 0,018810 | 0,0014 | 0,0000 | 100,0000 | 100,0000 | 4,0495 |

Tableau IV.8 : Modes propres de la structure avec un contreventement mixte (RDC+2)

| Mode | Period | UX | UY | SumUX | SumUY | RZ |
|------|----------|---------|---------|----------|----------|---------|
| 1 | 0,431195 | 0,0000 | 73,4677 | 0,0000 | 73,4677 | 0,0000 |
| 2 | 0,425393 | 73,6365 | 0,0000 | 73,6365 | 73,4677 | 0,0000 |
| 3 | 0,274143 | 0,0000 | 0,0000 | 73,6365 | 73,4677 | 72,4139 |
| 4 | 0,105614 | 0,0000 | 17,7192 | 73,6365 | 91,1869 | 0,0000 |
| 5 | 0,105068 | 17,5767 | 0,0000 | 91,2132 | 91,1869 | 0,0000 |
| 6 | 0,064765 | 0,0000 | 0,0000 | 91,2132 | 91,1869 | 19,0431 |
| 7 | 0,047664 | 0,0000 | 6,0440 | 91,2132 | 97,2308 | 0,0000 |
| 8 | 0,047578 | 6,0268 | 0,0000 | 97,2401 | 97,2308 | 0,0000 |
| 9 | 0,030267 | 0,0000 | 2,2372 | 97,2401 | 99,4680 | 0,0000 |
| 10 | 0,030244 | 2,2304 | 0,0000 | 99,4704 | 99,4680 | 0,0000 |
| 11 | 0,029543 | 0,0000 | 0,0000 | 99,4704 | 99,4680 | 6,0569 |
| 12 | 0,023687 | 0,0000 | 0,5320 | 99,4704 | 100,0000 | 0,0000 |
| 13 | 0,023683 | 0,5296 | 0,0000 | 100,0000 | 100,0000 | 0,0000 |
| 14 | 0,019287 | 0,0000 | 0,0000 | 100,0000 | 100,0000 | 2,0446 |
| 15 | 0,015434 | 0,0000 | 0,0000 | 100,0000 | 100,0000 | 0,4414 |

Tableau IV.9 : Modes propres de la structure avec un contreventement mixte (RDC+4)

Les modes prépondérants (mode 1 et mode2) sont des translations pures suivant les directions principales, cela ne donne aucune torsion dans les 2 premiers modes de vibrations.

IV.1.2.2. Vérification de l'article 4.3.4 du RPA 2003 :

a. Bâtiment 1 (RDC+2) :

Direction xx : 5 modes (95,5297 de la masse sismique de la structure)

Direction yy : 5 modes (95,5787 de la masse sismique de la structure)

b. Bâtiment 2 (RDC+4) :

Direction x-x : 4 modes (91,2132 de la masse sismique de la structure)

Direction y-y : 4 modes (91,1869 de la masse sismique de la structure)

IV.1.2.3. Vérification de l'article 4.3.6 du RPA 2003 :

- Effort tranchant donné par la méthode statique équivalente (Tableau IV.10) :

| | Structure 1 (RDC+2) | Structure 2 (RDC+4) |
|----------------|----------------------|---------------------|
| A | 0,25 | 0,15 |
| D | 1,90 | 1,80 |
| Q | 1,25 | 1,25 |
| R | 5 | 5 |
| Wt (KN) | 5286,37 | 11275,31 |
| V (KN) | 627,56 | 761,08 |

Tableau IV.10 : Calcul de l'effort tranchant donné par la MSE (structures mixtes)

- Efforts tranchants de l'analyse modale spectrale :

Bâtiment 1:

$V_{x_{dyn}} = 622,49 \text{ KN} \rightarrow V_{x_{dyn}} > 80\% \quad V_{MSE} = 502,048 \text{ KN}$

$V_{y_{dyn}} = 623,90 \text{ KN} \rightarrow V_{y_{dyn}} > 80\% \quad V_{MSE} = 502,048 \text{ KN}$

Bâtiment 2:

$V_{x_{dyn}} = 741,50 \text{ KN} \rightarrow V_{x_{dyn}} > 80\% \quad V_{MSE} = 608,64 \text{ KN}$

$V_{y_{dyn}} = 732,62 \text{ KN} \rightarrow V_{y_{dyn}} > 80\% \quad V_{MSE} = 608,64 \text{ KN}$

IV.1.2.4. Vérification de l'article 5.10 du 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 d'étage (Tableaux IV.11 et IV.12) :

- **Bâtiment 1** : $h = 3,06 \text{ m} \rightarrow 1\% = 3,06 \text{ cm}$

| Étage | $\Delta x \text{ (cm)}$ | $\Delta y \text{ (cm)}$ |
|------------|-------------------------|-------------------------|
| RDC | 0,07 | 0,07 |
| 1 | 0,12 | 0,13 |
| 2 | 0,14 | 0,14 |

Tableau IV.11 : Déplacements inter-étages de la première structure (structures mixtes)

- **Bâtiment 2** : $h = 3,00 \text{ m} \rightarrow 1\% = 3,00 \text{ cm}$

| Etage | Δx (cm) | Δy (cm) |
|-------|-----------------|-----------------|
| RDC | 0,05 | 0,06 |
| 1 | 0,11 | 0,11 |
| 2 | 0,13 | 0,14 |
| 3 | 0,13 | 0,14 |
| 4 | 0,12 | 0,13 |

Tableau IV.12 : Déplacements inter-étages de la deuxième structure (structures mixtes)

IV.1.2.5. Vérification de l'article 5.9 du RPA 2003 :

Les vérifications par rapport aux effets $P-\Delta$ sont présentées aux tableaux (IV.13) et (IV.14)

| Etage | Sens x-x | | | | | Sens y-y | | | |
|-------|----------|----------------|--------|-------|---------------|----------------|--------|-------|---------------|
| | P(KN) | Δ_k (m) | V_k | H_k | θ_x | Δ_k (m) | V_k | H_k | θ_y |
| RDC | 1724,94 | 0,0007 | 108,61 | 3,06 | 0,0036 | 0,0007 | 108,83 | 3,06 | 0,0036 |
| 1 | 1655,33 | 0,0012 | 155,85 | 3,06 | 0,004 | 0,0013 | 157,06 | 3,06 | 0,0044 |
| 2 | 1906,10 | 0,0014 | 358,03 | 3,06 | 0,0024 | 0,0014 | 358,01 | 3,06 | 0,0024 |

Tableau IV.13 : justification de l'effet $P-\Delta$ de la première structure (structures mixtes)

| Etage | Sens x-x | | | | | Sens y-y | | | |
|-------|----------|----------------|--------|-------|---------------|----------------|--------|-------|---------------|
| | P(KN) | Δ_k (m) | V_k | H_k | θ_x | Δ_k (m) | V_k | H_k | θ_y |
| RDC | 2200,45 | 0,0005 | 54,36 | 3,00 | 0,0067 | 0,0006 | 54,27 | 3,00 | 0,008 |
| 1 | 2200,45 | 0,0011 | 89,60 | 3,00 | 0,009 | 0,0011 | 88,56 | 3,00 | 0,009 |
| 2 | 2200,45 | 0,0013 | 126,98 | 3,00 | 0,0075 | 0,0014 | 124,83 | 3,00 | 0,008 |
| 3 | 2200,45 | 0,0013 | 172,27 | 3,00 | 0,005 | 0,0014 | 169,28 | 3,00 | 0,006 |
| 4 | 2473,50 | 0,0012 | 298,29 | 3,00 | 0,003 | 0,0013 | 295,68 | 3,00 | 0,0036 |

Tableau IV.14 : justification de l'effet $P-\Delta$ de la deuxième structure (structures mixtes)

IV.1. 3. Structures en contreventement par voiles porteurs:

IV.1.3.1 Vérification du comportement dynamique :

Les périodes propres et les modes de vibrations des structures étudiées sont présentées dans les tableaux IV.15 et IV.16

| Mode | Period | UX | UY | SumUX | SumUY | RZ |
|------|----------|---------|---------|----------|----------|---------|
| 1 | 0,111621 | 84,6965 | 0,0000 | 84,6965 | 0,0000 | 0,0142 |
| 2 | 0,044499 | 0,0000 | 83,2970 | 84,6965 | 83,2970 | 0,0000 |
| 3 | 0,041850 | 0,0288 | 0,0000 | 84,7252 | 83,2970 | 86,1796 |
| 4 | 0,036807 | 12,9654 | 0,0000 | 97,6906 | 83,2970 | 0,0267 |
| 5 | 0,023246 | 2,3071 | 0,0000 | 99,9978 | 83,2970 | 0,0000 |
| 6 | 0,014146 | 0,0020 | 0,0000 | 99,9997 | 83,2970 | 12,1632 |
| 7 | 0,013981 | 0,0000 | 14,9466 | 99,9997 | 98,2436 | 0,0000 |
| 8 | 0,009005 | 0,0003 | 0,0000 | 100,0000 | 98,2436 | 1,6163 |
| 9 | 0,008474 | 0,0000 | 1,7564 | 100,0000 | 100,0000 | 0,0000 |

Tableau IV.15 : Modes propres de la structure en voiles porteurs (RDC+2)

| Mode | Period | UX | UY | SumUX | SumUY | RZ |
|------|----------|---------|---------|----------|----------|---------|
| 1 | 0,098209 | 82,4996 | 0,0000 | 82,4996 | 0,0000 | 0,3065 |
| 2 | 0,084061 | 0,0000 | 79,2915 | 82,4996 | 79,2915 | 0,0000 |
| 3 | 0,061339 | 0,3440 | 0,0000 | 82,8436 | 79,2915 | 84,2179 |
| 4 | 0,032605 | 11,5303 | 0,0000 | 94,3739 | 79,2915 | 0,0585 |
| 5 | 0,025774 | 0,0000 | 15,8036 | 94,3739 | 95,0951 | 0,0000 |
| 6 | 0,020631 | 0,0882 | 0,0000 | 94,4621 | 95,0951 | 10,8326 |
| 7 | 0,019683 | 3,6362 | 0,0000 | 98,0983 | 95,0951 | 0,1074 |
| 8 | 0,015031 | 1,5090 | 0,0000 | 99,6074 | 95,0951 | 0,0022 |
| 9 | 0,014195 | 0,0000 | 3,5893 | 99,6074 | 98,6844 | 0,0000 |
| 10 | 0,013032 | 0,3888 | 0,0000 | 99,9962 | 98,6844 | 0,0006 |
| 11 | 0,012525 | 0,0028 | 0,0000 | 99,9990 | 98,6844 | 3,2061 |
| 12 | 0,010520 | 0,0000 | 1,0928 | 99,9990 | 99,7772 | 0,0000 |
| 13 | 0,009556 | 0,0009 | 0,0000 | 99,9998 | 99,7772 | 1,0445 |
| 14 | 0,008987 | 0,0000 | 0,2228 | 99,9998 | 100,0000 | 0,0000 |
| 15 | 0,008289 | 0,0002 | 0,0000 | 100,0000 | 100,0000 | 0,2238 |

Tableau IV.16 : Modes propres de la structure en voiles porteurs (RDC+4)

Les modes prépondérants (mode 1 et mode2) sont des translations pures suivant les directions principales, cela ne donne aucune torsion dans les 2 premiers modes de vibrations.

IV.1. 3.2. Vérification de l'article 4.3.4 du RPA 2003 :

a. Bâtiment 1 (RDC+2) :

Direction x-x : 7 modes (99,9997 de la masse sismique de la structure)

Direction y-y : 7 modes (98,2436 de la masse sismique de la structure)

b. Bâtiment 2 (RDC+4) :

Direction x-x : 5 modes (94,3739 de la masse sismique de la structure)

Direction y-y : 5 modes (95,0951 de la masse sismique de la structure)

IV.1.3.3. Vérification de l'article 4.3.6 du RPA 2003 :

- Effort tranchant donné par la méthode statique équivalente (Tableau IV.17):

| | Structure 1 (RDC+2) | Structure 2 (RDC+4) |
|----------------|----------------------|---------------------|
| A | 0,25 | 0,15 |
| D | 1,9 | 1,9 |
| Q | 1,25 | 1,25 |
| R | 3,5 | 3,5 |
| Wt (KN) | 6966,94 | 14695,31 |
| V (KN) | 1181,89 | 1495,77 |

Tableau IV.17 : Calcul de l'effort tranchant donné par la MSE (voiles porteurs)

- Efforts tranchants de l'analyse modale spectrale :

Bâtiment 1:

$V_{X_{dyn}} = 1351,14 \text{ KN} \rightarrow V_{X_{dyn}} > 80\% V_{MSE} = 945,512 \text{ KN}$

$V_{Y_{dyn}} = 1573,89 \text{ KN} \rightarrow V_{Y_{dyn}} > 80\% V_{MSE} = 945,512 \text{ KN}$

Bâtiment 2:

$V_{X_{dyn}} = 1775,33 \text{ KN} \rightarrow V_{X_{dyn}} > 80\% V_{MSE} = 1196,62 \text{ KN}$

$V_{Y_{dyn}} = 1791,50 \text{ KN} \rightarrow V_{Y_{dyn}} > 80\% V_{MSE} = 1196,62 \text{ KN}$

IV.1.3.4. Vérification de l'article 5.10 du 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 d'étage (Tableaux IV.18 et IV.19) :

- **Bâtiment 1** : $h = 3,06 \text{ m} \rightarrow 1\% = 3,06 \text{ cm}$

| Etage | $\Delta x \text{ (cm)}$ | $\Delta y \text{ (cm)}$ |
|------------|-------------------------|-------------------------|
| RDC | 0,030 | 0,006 |
| 1 | 0,037 | 0,008 |
| 2 | 0,029 | 0,007 |

Tableau IV.18 : Déplacements inter-étages de la première structure (voiles porteurs)

- **Bâtiment 2** : $h = 3,00 \text{ m} \rightarrow 1\% = 3,00 \text{ cm}$

| Etage | Δx (cm) | Δy (cm) |
|-------|-----------------|-----------------|
| RDC | 0,009 | 0,006 |
| 1 | 0,012 | 0,010 |
| 2 | 0,012 | 0,009 |
| 3 | 0,009 | 0,008 |
| 4 | 0,006 | 0,007 |

Tableau IV.19: Déplacements inter-étages de la deuxième structure (voiles porteurs)

IV.1.3.5. Vérification de l'article 5.9 du RPA 2003 :

Les vérifications par rapport aux efforts P- Δ sont présentées aux tableaux (IV.20) et (IV.21)

| Etage | Sens x-x | | | | | Sens y-y | | | |
|-------|----------|----------------|--------|-------|---------------|----------------|--------|-------|----------------|
| | P(KN) | Δ_k (m) | V_k | H_k | Θ_x | Δ_k (m) | V_k | H_k | Θ_y |
| RDC | 2238,72 | 0,00030 | 242,42 | 3,06 | 0,0009 | 0,00006 | 275,4 | 3,06 | 0,0002 |
| 1 | 2238,72 | 0,00037 | 453,10 | 3,06 | 0,0006 | 0,00008 | 519,08 | 3,06 | 0,0001 |
| 2 | 2489,50 | 0,00029 | 655,62 | 3,06 | 0,0004 | 0,00007 | 779,41 | 3,06 | 0,00007 |

Tableau IV.20: justification de l'effet P- Δ de la première structure (voiles porteurs)

| Etage | Sens x-x | | | | | Sens y-y | | | |
|-------|----------|----------------|--------|-------|---------------|----------------|--------|-------|----------------|
| | P(KN) | Δ_k (m) | V_k | H_k | Θ_x | Δ_k (m) | V_k | H_k | Θ_y |
| RDC | 2878,45 | 0,00009 | 134,92 | 3,00 | 0,0006 | 0,00006 | 136,90 | 3,00 | 0,0004 |
| 1 | 2878,45 | 0,00012 | 257,60 | 3,00 | 0,0004 | 0,00010 | 241,73 | 3,00 | 0,0004 |
| 2 | 2878,45 | 0,00012 | 364,54 | 3,00 | 0,0003 | 0,00009 | 343,03 | 3,00 | 0,00025 |
| 3 | 2878,45 | 0,00009 | 475,31 | 3,00 | 0,0002 | 0,00008 | 474,61 | 3,00 | 0,0002 |
| 4 | 3151,50 | 0,00006 | 542,96 | 3,00 | 0,0001 | 0,00007 | 595,23 | 3,00 | 0,0001 |

Tableau IV.21 : justification de l'effet P- Δ de la deuxième structure (voiles porteurs)

IV.1.4. Structures Contreventées par noyau central en béton armé:

IV.1.4.1 Vérification du comportement dynamique :

Les périodes et modes propres de vibrations sont présentées dans les tableaux (IV.22) et (IV.23)

| Mode | Period | UX | UY | SumUX | SumUY | RZ |
|------|----------|---------|---------|----------|----------|---------|
| 1 | 0,355925 | 42,7875 | 0,0000 | 42,7875 | 0,0000 | 37,9363 |
| 2 | 0,143199 | 0,0000 | 78,8367 | 42,7875 | 78,8367 | 0,0000 |
| 3 | 0,115575 | 41,1805 | 0,0000 | 83,9680 | 78,8367 | 48,3009 |
| 4 | 0,104498 | 9,7777 | 0,0000 | 93,7457 | 78,8367 | 6,2986 |
| 5 | 0,060374 | 1,4426 | 0,0000 | 95,1883 | 78,8367 | 2,4921 |
| 6 | 0,038261 | 4,5626 | 0,0000 | 99,7508 | 78,8367 | 4,7546 |
| 7 | 0,038149 | 0,0000 | 18,7148 | 99,7508 | 97,5516 | 0,0000 |
| 8 | 0,021448 | 0,0000 | 2,4484 | 99,7508 | 100,0000 | 0,0000 |
| 9 | 0,021009 | 0,2492 | 0,0000 | 100,0000 | 100,0000 | 0,2176 |

Tableau IV.22 : Modes propres de la structure avec un noyau(RDC+2)

| Mode | Period | UX | UY | SumUX | SumUY | RZ |
|------|----------|---------|---------|----------|----------|---------|
| 1 | 0,348819 | 6,2900 | 0,0000 | 6,2900 | 0,0000 | 78,7897 |
| 2 | 0,272334 | 68,8903 | 0,0000 | 75,1803 | 0,0000 | 7,0321 |
| 3 | 0,271945 | 0,0000 | 73,7509 | 75,1803 | 73,7509 | 0,0000 |
| 4 | 0,115604 | 0,6362 | 0,0000 | 75,8166 | 73,7509 | 9,0797 |
| 5 | 0,073916 | 16,0510 | 0,0000 | 91,8675 | 73,7509 | 1,3111 |
| 6 | 0,069503 | 2,3085 | 0,0000 | 94,1760 | 73,7509 | 2,2292 |
| 7 | 0,067828 | 0,0000 | 20,2939 | 94,1760 | 94,0448 | 0,0000 |
| 8 | 0,051574 | 0,0187 | 0,0000 | 94,1947 | 94,0448 | 1,2014 |
| 9 | 0,043249 | 0,0045 | 0,0000 | 94,1992 | 94,0448 | 0,3121 |
| 10 | 0,037892 | 4,1576 | 0,0000 | 98,3568 | 94,0448 | 0,0336 |
| 11 | 0,034098 | 0,0000 | 4,4043 | 98,3568 | 98,4490 | 0,0000 |
| 12 | 0,027193 | 1,3458 | 0,0000 | 99,7027 | 98,4490 | 0,0095 |
| 13 | 0,024320 | 0,0000 | 1,2857 | 99,7027 | 99,7347 | 0,0000 |
| 14 | 0,022780 | 0,2973 | 0,0000 | 100,0000 | 99,7347 | 0,0017 |
| 15 | 0,020411 | 0,0000 | 0,2653 | 100,0000 | 100,0000 | 0,0000 |

Tableau IV.23 : Modes propres de la structure avec un noyau central (RDC+4)

Nous remarquons ici pour les contreventements par noyau en béton armé la présence de torsion dans le mode fondamental (premier mode), cela est dû pour le cas du premier bâtiment à la disposition excentrée du noyau.

Cette torsion peut être considérée comme étant une pathologie de ruine.

IV.1.4.2. Vérification de l'article 4.3.4 du RPA 2003 :**a. Bâtiment 1 (RDC+2) :**

Direction x-x : 7 modes (99,7508 de la masse sismique de la structure)

Direction y-y : 7 modes (97,7508 de la masse sismique de la structure)

b. Bâtiment 2 (RDC+4) :

Direction x-x : 7 modes (94,1760 de la masse sismique de la structure)

Direction y-y : 7 modes (94,0448 de la masse sismique de la structure)

IV.1.4.3. Vérification de l'article 4.3.6 du RPA 2003 :

- Effort tranchant donné par la méthode statique équivalente (Tableau IV.24) :

| | Structure 1 (RDC+2) | Structure 2 (RDC+4) |
|----------------|----------------------|---------------------|
| A | 0,25 | 0,15 |
| D | 1,90 | 1,90 |
| Q | 1,25 | 1,25 |
| R | 3,5 | 3,5 |
| Wt (KN) | 5257,77 | 11230,31 |
| V (KN) | 891,95 | 1143,09 |

Tableau IV.24 : Calcul de l'effort tranchant donné par la MSE (structures à noyau)

- Efforts tranchants de l'analyse modale spectrale :

Bâtiment 1:

$V_{X_{dyn}} = 753,23 \text{ KN} \rightarrow V_{X_{dyn}} > 80\% \quad V_{MSE} = 713,55 \text{ KN}$

$V_{Y_{dyn}} = 901,50 \text{ KN} \rightarrow V_{Y_{dyn}} > 80\% \quad V_{MSE} = 713,55 \text{ KN}$

Bâtiment 2:

$V_{X_{dyn}} = 1056,12 \text{ KN} \rightarrow V_{X_{dyn}} > 80\% \quad V_{MSE} = 914,47 \text{ KN}$

$V_{Y_{dyn}} = 1096,65 \text{ KN} \rightarrow V_{Y_{dyn}} > 80\% \quad V_{MSE} = 914,47 \text{ KN}$

IV.1.4.4. Vérification de l'article 5.10 du 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 d'étage (Tableaux IV.25 et IV.26) :

- **Bâtiment1** : $h = 3,06 \text{ m} \rightarrow 1\% = 3,06 \text{ cm}$

| Etage | $\Delta x \text{ (cm)}$ | | | |
|------------|-------------------------|------------|------------|------------|
| | Portique 1 | Portique 2 | Portique 3 | Portique 4 |
| RDC | 0,05 | 0,10 | 0,15 | 0,21 |
| 1 | 0,05 | 0,16 | 0,23 | 0,34 |
| 2 | 0,05 | 0,14 | 0,21 | 0,30 |

Tableau IV.25 : Déplacements inter-étages de la première structure sens x-x (noyau)

| Etage | $\Delta x \text{ (cm)}$ | | | | | | |
|------------|-------------------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|
| | Portique 1 | Portique 2 | Portique 3 | Portique 4 | Portique 5 | Portique 6 | Portique 7 |
| RDC | 0,06 | 0,05 | 0,05 | 0,03 | 0,06 | 0,05 | 0,05 |
| 1 | 0,10 | 0,08 | 0,06 | 0,05 | 0,10 | 0,08 | 0,06 |
| 2 | 0,09 | 0,08 | 0,06 | 0,06 | 0,09 | 0,08 | 0,06 |

Tableau IV.26 : Déplacements inter-étages de la première structure sens y-y (noyau)

- **Bâtiment2** : $h = 3,00 \text{ m} \rightarrow 1\% = 3,00 \text{ cm}$

Pour cette structure le déplacement inter-étages des différents portiques est pratiquement la même dans les deux directions (une différence de 0,01)

| Etage | $\Delta x \text{ (cm)}$ | $\Delta y \text{ (cm)}$ |
|------------|-------------------------|-------------------------|
| RDC | 0,05 | 0,06 |
| 1 | 0,08 | 0,09 |
| 2 | 0,08 | 0,10 |
| 3 | 0,09 | 0,10 |
| 4 | 0,07 | 0,08 |

Tableau IV.27 : Déplacements inter-étages de la deuxième structure (noyau central)

IV.1.2.5. Vérification de l'article 5.9 du RPA 2003 :

Pour cette vérification on prendra les plus grandes valeurs des déplacement inter-étages (Tableaux IV.28 et IV.29)

| Etage | Sens x-x | | | | | Sens y-y | | | |
|------------|----------|---------------|--------|-------|--------------|---------------|--------|-------|--------------|
| | P(KN) | $\Delta_k(m)$ | V_k | H_k | θ_x | $\Delta_k(m)$ | V_k | H_k | θ_y |
| RDC | 1710,11 | 0,0021 | 182,55 | 3,06 | 0,006 | 0,0006 | 148,86 | 3,06 | 0,002 |
| 1 | 1648,44 | 0,0034 | 251,52 | 3,06 | 0,007 | 0,0010 | 247,71 | 3,06 | 0,002 |
| 2 | 1899,22 | 0,0030 | 319,16 | 3,06 | 0,006 | 0,0009 | 504,93 | 3,06 | 0,001 |

Tableau IV.28 : justification de l'effet P- Δ de la première structure (noyau)

| Etage | Sens x-x | | | | | Sens y-y | | | |
|-------|----------|---------------|--------|-------|--------------|---------------|--------|-------|--------------|
| | P(KN) | $\Delta_k(m)$ | V_k | H_k | θ_x | $\Delta_k(m)$ | V_k | H_k | θ_y |
| RDC | 2191,50 | 0,0005 | 78,30 | 3,00 | 0,005 | 0,0006 | 81,99 | 3,00 | 0,005 |
| 1 | 2191,50 | 0,0008 | 130,74 | 3,00 | 0,005 | 0,0009 | 134,69 | 3,00 | 0,005 |
| 2 | 2191,50 | 0,0008 | 180,04 | 3,00 | 0,003 | 0,0010 | 182,89 | 3,00 | 0,004 |
| 3 | 2191,50 | 0,0009 | 258,78 | 3,00 | 0,003 | 0,0010 | 265,31 | 3,00 | 0,003 |
| 4 | 2464,50 | 0,0007 | 408,26 | 3,00 | 0,001 | 0,0008 | 431,77 | 3,00 | 0,002 |

Tableau IV.29 : justification de l'effet P- Δ de la deuxième structure (noyau central)

IV.2. Comparaison des réponses sismiques :

IV.2.1. Déplacement latéraux :

IV.2.1.1. Déplacements absolus :

- Bâtiment1 :

| Etage | Sens x-x | | | | Sens y-y | | | |
|-------|-----------|--------|-----------------|-------|-----------|--------|-----------------|-------|
| | Portiques | mixtes | Voiles porteurs | Noyau | Portiques | mixtes | Voiles porteurs | Noyau |
| RDC | 0,27 | 0,06 | 0,03 | 0,21 | 0,28 | 0,07 | 0,006 | 0,06 |
| 1 | 0,73 | 0,20 | 0,07 | 0,55 | 0,77 | 0,20 | 0,014 | 0,16 |
| 2 | 1,03 | 0,34 | 0,10 | 0,85 | 1,08 | 0,33 | 0,020 | 0,25 |

Tableau IV.30 : Déplacements absolus d'étages (structure 1)

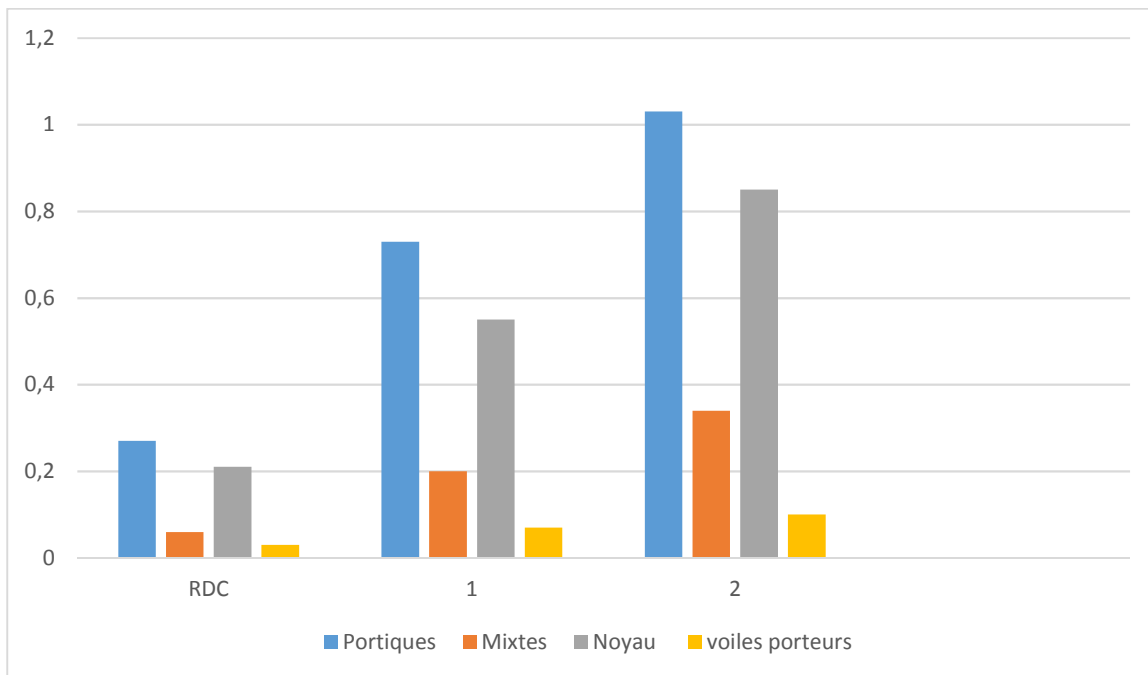


Figure IV.1 : Déplacements latéraux d'étages sens x-x (structure 1)

- **Bâtiment2** :

| Étage | Sens x-x | | | | Sens y-y | | | |
|------------|-----------|--------|-----------------|-------|-----------|--------|-----------------|-------|
| | Portiques | mixtes | Voiles porteurs | Noyau | Portiques | mixtes | Voiles porteurs | Noyau |
| RDC | 0,26 | 0,05 | 0,009 | 0,05 | 0,49 | 0,05 | 0,007 | 0,06 |
| 1 | 0,62 | 0,16 | 0,023 | 0,13 | 1,19 | 0,17 | 0,016 | 0,15 |
| 2 | 0,94 | 0,28 | 0,034 | 0,21 | 1,78 | 0,31 | 0,025 | 0,24 |
| 3 | 1,18 | 0,42 | 0,044 | 0,29 | 2,26 | 0,45 | 0,033 | 0,34 |
| 4 | 1,32 | 0,54 | 0,050 | 0,36 | 2,52 | 0,58 | 0,040 | 0,43 |

Tableau IV.31 : Déplacements absolus d'étages (structure 2)

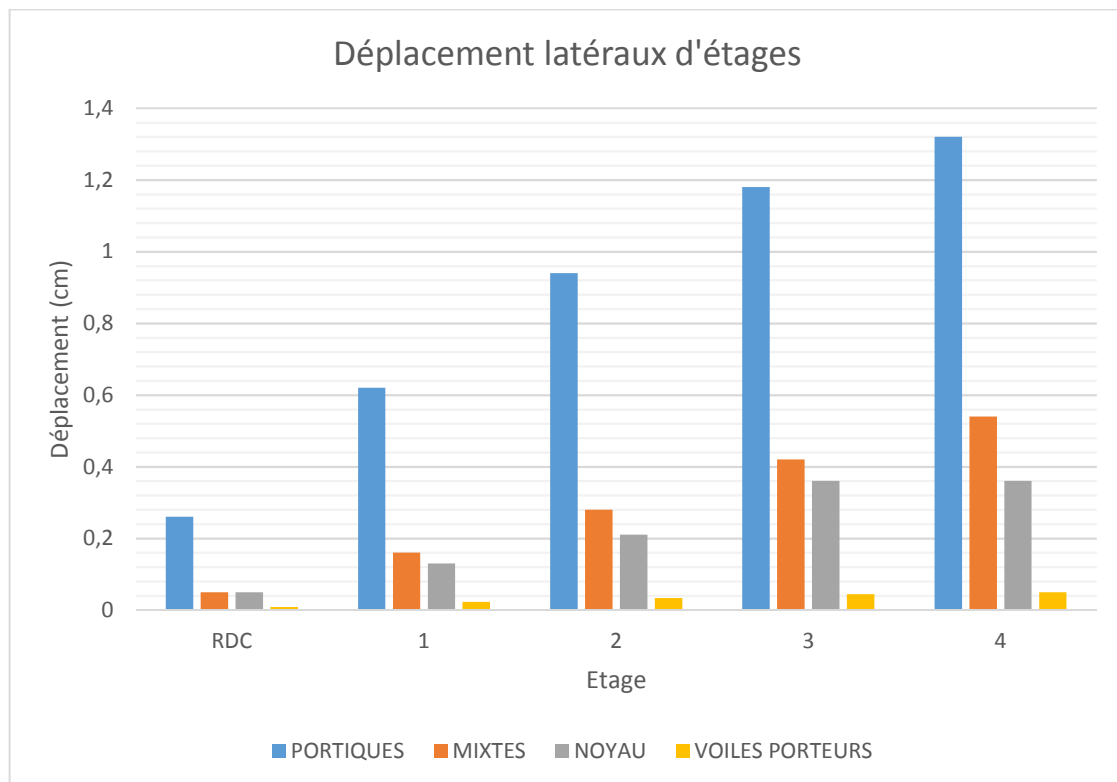


Figure IV.2 : Déplacements latéraux d'étages sens x-x(structure 1)

Nous remarquons ici une importante diminution des déplacements latéraux d'étages, la présence de voiles de contreventement dans la structure réduit les déplacements latéraux.

Comparaison entre les systèmes :

| Étage | Sens x-x | | | Sens y-y | | |
|-------|----------|-------|-----------------|----------|-------|-----------------|
| | Mixtes | Noyau | Voiles porteurs | Mixtes | Noyau | Voiles porteurs |
| RDC | 80 % | 80 % | 96 % | 89 % | 87 % | 98 % |
| 1 | 74 % | 79 % | 96% | 86 % | 87 % | 98 % |
| 2 | 70 % | 77 % | 96 % | 82 % | 86 % | 98 % |
| 3 | 64 % | 75 % | 96 % | 80 % | 85 % | 98 % |
| 4 | 59 % | 72 % | 96 % | 77 % | 83 % | 98 % |

Tableau IV.32 : Pourcentages de réduction des déplacements latéraux

IV.2.1.2. Déplacements inter-étages :

a. Bâtiment1 :

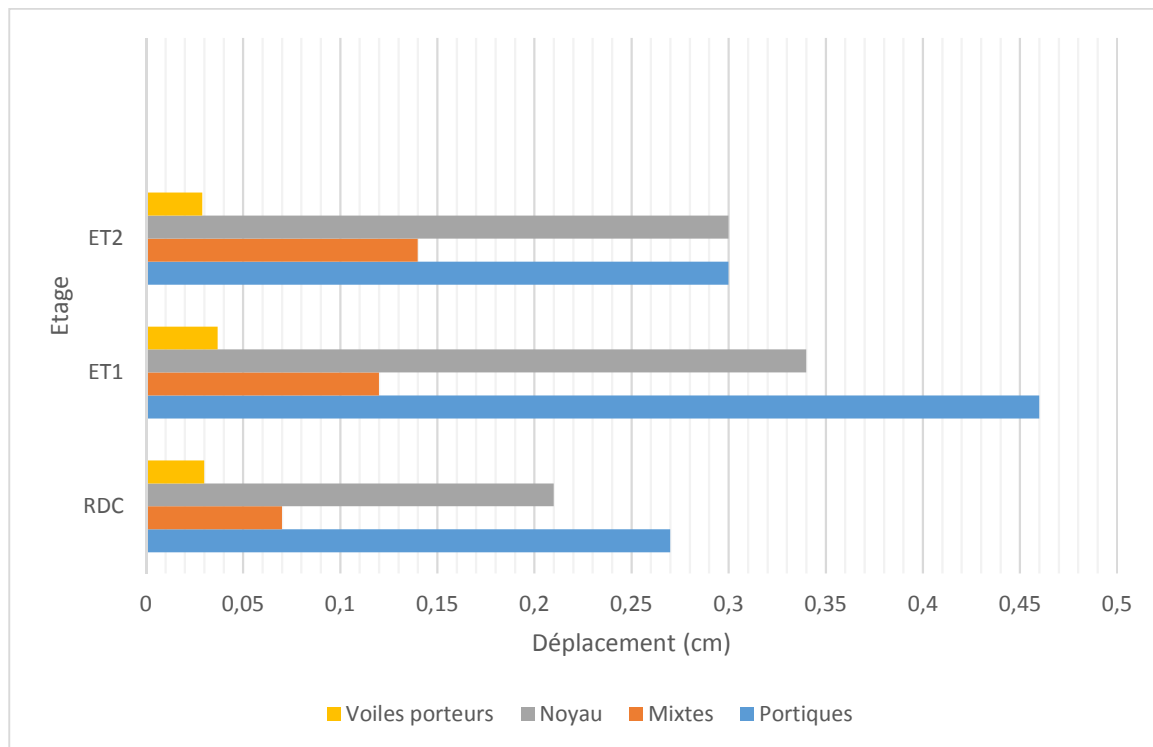


Figure IV.3 : Déplacement inter-étages de la structure 1 (sens x-x)

| Étage | Sens x-x | | | Sens y-y | | |
|-------|----------|----------------|-----------------|----------|----------------|-----------------|
| | Mixtes | Noyau | Voiles porteurs | Mixtes | Noyau | Voiles porteurs |
| RDC | 74 % | 22-81 % | 89 % | 76 % | 79-89 % | 98 % |
| 1 | 74 % | 26-89 % | 92 % | 73 % | 80-90 % | 98 % |
| 2 | 53 % | 0-83 % | 90 % | 55 % | 71-80 % | 98 % |

Tableau IV.33 : Pourcentages de réduction des déplacements inter-étages (structure 1)

b. Bâtiment 2

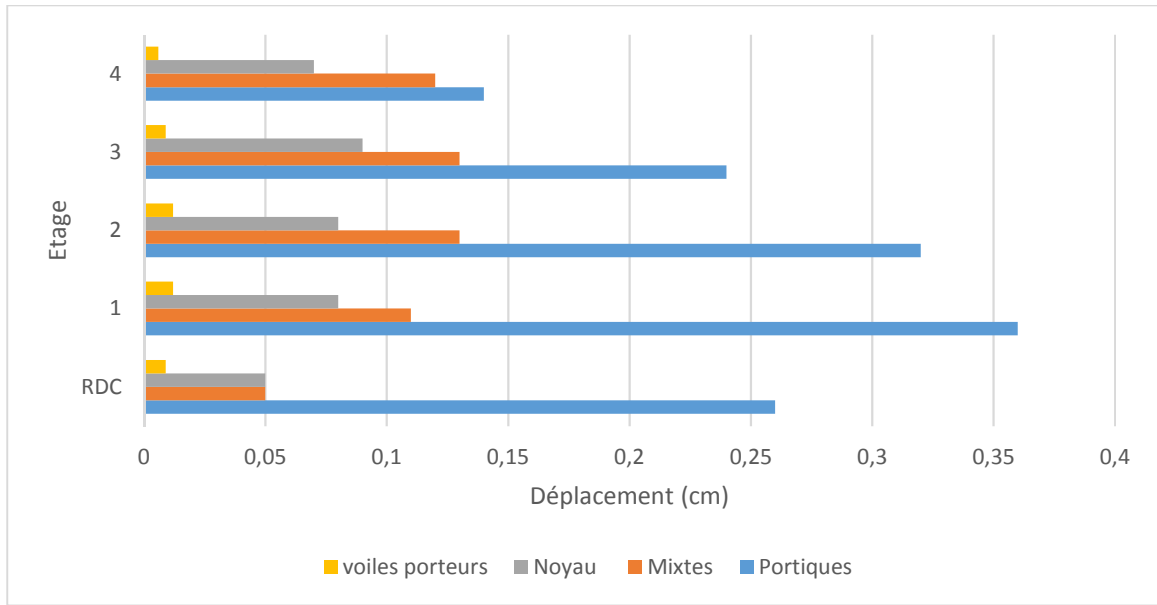


Figure IV.4 : Déplacement inter-étages de la structure 2

| Étage | Sens x-x | | | Sens y-y | | |
|------------|----------|-------|-----------------|----------|-------|-----------------|
| | Mixtes | Noyau | Voiles porteurs | Mixtes | Noyau | Voiles porteurs |
| RDC | 81 % | 81 % | 97 % | 88 % | 88 % | 99 % |
| 1 | 70 % | 78 % | 97 % | 84 % | 87 % | 99 % |
| 2 | 60 % | 72 % | 96 % | 77 % | 84 % | 99 % |
| 3 | 46 % | 63 % | 96 % | 70 % | 78 % | 98 % |
| 4 | 14 % | 50 % | 96 % | 52 % | 70 % | 97 % |

Tableau IV.34 :: Pourcentages de réduction des déplacements inter-étages (structure 2)

IV.2.2. Effort tranchant à la base :

| | V_x | V_y | V_x | V_y |
|------------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| Portiques | 599,69 | 631,55 | 560,81 | 910,53 |
| Mixtes | 622,49 | 623,90 | 741,50 | 732,62 |
| Noyau | 753,23 | 901,50 | 1056,12 | 1096,65 |
| Voiles porteurs | 1351,14 | 1573,89 | 1775,33 | 1791,50 |

Tableau IV.35 : Efforts tranchants à la base des structures

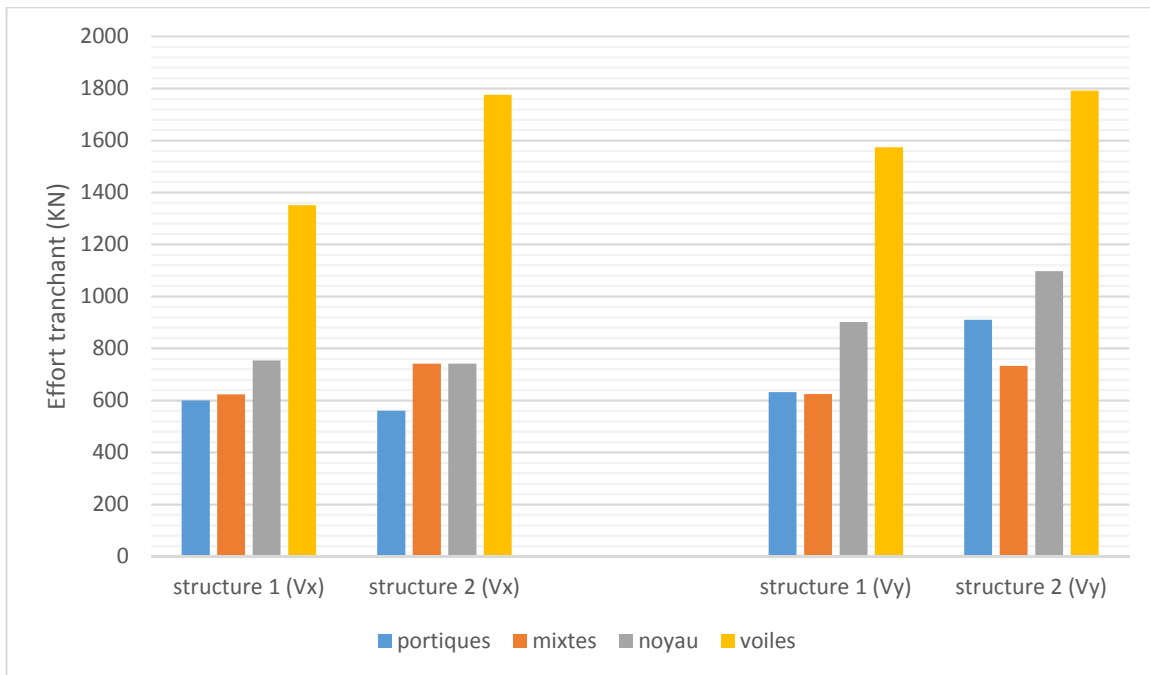


Figure IV.5 : Efforts tranchant à la base des structures

IV.3. Discussion des résultats :

- Nous avons constaté des variations dans les réponses sismiques en terme de déplacements et d'efforts tranchants pour des deux structures selon leurs types de contreventement. Le comportement du bâtiment court (R+2) n'est pas le même que le bâtiment moyennement élancé (R+4) surtout en terme de déplacement inter-étages ;
- Si on compare les réponses des deux structures par rapport aux bâtiments en contreventement par portiques, le contreventement mixte :
 1. Améliore le déplacement à la tête du bâtiment 1 de 67 % suivant le sens X-X et 70% dans le sens Y-Y, pour le second bâtiment de 59 % suivant le sens X-X et 76 % dans le sens Y-Y.
 2. Améliore les déplacements inter-étages d'une moyenne de :
 - 67 % et 68 % pour le bâtiment 1 suivant les directions X-X et Y-Y respectivement.
 - 54 % et 74 % pour le bâtiment 2 suivant les directions X-X et Y-Y respectivement.
- On remarque une légère augmentation de l'effort tranchant à la base des bâtiments mais reste néanmoins proche des efforts dans les structures en contreventement par portiques.
- Pour le contreventement par **voiles porteurs**, nous avons constaté une amélioration des réponses sismiques de manière très importante, en effet nous avons constaté que les déplacements inter-étages sont négligeables. De ce fait nos deux structures sont devenues très rigides, ce qui explique l'augmentation très significative de l'effort tranchant à la base des deux bâtiments (augmentation de l'effort tranchant de 125 % et 150 % selon les deux

directions principales du premier bâtiment et de 216 % et 97 % pour le deuxième bâtiment). Le contreventement par voiles porteurs assure une plus grande rigidité des deux structures et limite les déplacements, mais en contrepartie cela peut provoquer la ruine des deux bâtiments à cause des efforts importants (Cisaillement à la base des voiles).

- Le contreventement des bâtiments par noyau central en béton armé diminue efficacement les déplacements à la tête et les déplacements inter-étages. Nous avons observé l'apparition d'un phénomène de torsion dans le mode de vibration fondamental pour les deux bâtiments, cela peut s'avérer comme un mécanisme de ruine. Cela est dû à :
 - i) La position excentrée du noyau. Dans le cas du premier bâtiment, nous avons disposé un noyau ouvert (en forme de U) qui a occasionné une dissymétrie et une différence de rigidité dans les voiles constituant le noyau.
 - ii) La différence de rigidité des voiles (3 voiles pleines et un voile à file d'ouvertures), bien que nous avons disposé notre noyau au centre de la structure. Nous n'avons pas pu éviter l'apparition de la torsion.
- Nous pouvons en dire que le choix du système de contreventement n'est pas suffisant pour garantir une réponse sismique parfaite, mais aussi nous devons étudier les bonnes dispositions de ces systèmes.



Chapitre V : Conclusions



V.1. Rétrospective :

L'expérience des séismes passés a montré que le choix du système de contreventement est un facteur important qui détermine le comportement, la résistance et la tenue supposée des structures de génie civil faces à ces chargements soudains et imprévisibles. Au vue de grande variété de ces systèmes de contreventement, il est indispensable de connaître le comportement de chacun d'eux. En Algérie, pour les bâtiments en béton armé, il existe quatre typologies les plus répandues et les usitées : portiques auto-stables, portiques+voiles, voiles porteurs et noyau central.

L'objectif assigné à cette étude est la mise en valeur du comportement de ces structures contreventées par ces quatre typologies à travers leurs quatre variables dynamiques les plus significatifs (il y a certainement d'autres plus pertinentes mais que nous verrons dans d'autres projets : la ductilité, la pénétration dans le domaine plastique...) à savoir : le déplacement à la tête de la structure, les déplacements inter-étages et les efforts tranchants à la base. Après avoir défini et présenté les différents systèmes de contreventement et leurs particularités, nous avons passé en revue sur le plan théorique le comportement des quatre systèmes de contreventements présents en Algérie. Une étude élastique linéaire basée sur la méthode modale spectrale implantée sur le logiciel de calcul 'ETABS version 9.2' a été réalisée sur des échantillons de bâtiments choisis afin de comparer le comportement de chaque typologie de contreventement. Nous avons calculé les déplacements à la tête des bâtiments, les déplacements inter-étages ainsi que les efforts tranchants à la base de chaque échantillon et l'analyse a été complétée par une étude comparative.

Pour l'étude, nous avons choisi deux bâtiments en (R+2) et (R+4) implantées en zones sismiques différentes en respectant toutes les vérifications imposées par le Règlement Parasismique Algérien (R.P.A. 99 vs 2003). Par la suite, nous avons mené une analyse linéaire sous l'action de ces forces sismiques induites par ces zones (caractérisées par des accélérations) pour calculer le déplacement à la tête de chaque bâtiment, les déplacements inter-étages et les efforts tranchants à la base. Pour comprendre l'impact des différents systèmes de contreventement sur le comportement, la résistance et la tenue supposée des bâtiments, nous avons effectué des analyses sur les systèmes de contreventement suivants :

- Portiques auto-stables.
- Système de contreventement mixte (Portiques couplés à des voiles de contreventement).
- Contreventement par noyau central.
- Contreventement par voiles porteurs.

En ce qui concerne le contreventement mixte nous avons disposé les voiles sur les contours des deux bâtiments. Bien que nous ayons opté pour des voiles de courte portée néanmoins, les résultats obtenus sont satisfaisants.

V.2. Conclusions principales :

La présence de voiles de contreventement influe considérablement sur les réponses des structures face aux séismes. Le comportement de ces bâtiments contreventés par voiles porteurs est de loin meilleur par rapport aux autres systèmes de contreventement. Ce type de contreventement offre :

- Un déplacement à la tête des bâtiments est plus petit.
- Des déplacements inter-étages sont plus faibles

- Des efforts tranchants à la base sont plus grands, donc ils offrent une plus grande résistance et une meilleure tenue en cas de séisme.

En termes de comparaisons, nous allons différencier entre les bâtiments courts (R+2) et les bâtiments moyennement élancés (R+4)

V.2.1- Pour les bâtiments courts :

Les efforts tranchants à la base obtenus par les structures à contreventement mixte (portiques+voiles), les structures à contreventement en noyau central et les structures à contreventement en portiques auto-stables sont les mêmes. Ces trois types de contreventement auront la même résistance aux effets du séisme. Par contre les structures en voiles porteurs auront une résistance pratiquement multipliée par 2.

En termes de déplacements inter-étages :

- Les bâtiments en portiques auto-stables donnent les plus grands déplacements. Viennent juste ensuite les déplacements obtenus par le système de contreventement par noyau central. Ces déplacements ne sont très loin de ceux obtenus par portiques auto-stables.
- Quant aux déplacements obtenus par le contreventement mixte, ils se trouvent pratiquement réduits de moitié.
- Par contre ceux obtenus par le contreventement en voiles, ils sont 20 fois plus petits que ceux trouvés avec le contreventement en portiques auto-stables, 15 fois plus petits que ceux trouvés par noyau central et 2 fois plus petits que ceux trouvés par les bâtiments mixtes.

En conclusion, le bâtiment court en (R+2) avec un contreventement en portique auto-stable est plus flexible mais moins résistant. Par contre le bâtiment court en (R+2) avec un contreventement en voiles est très résistant. Entre ces deux typologies, il y a le contreventement mixte et le contreventement par noyau central qui ont presque la même résistance mais le noyau central est beaucoup plus flexible.

V.2.2- Pour les bâtiments moyennement élancés :

En termes de résistance (effort tranchant à la base), le bâtiment contreventé en voile offre une meilleure résistance, s'ensuit le bâtiment à contreventement par noyau central et juste après le bâtiment à contreventement mixte (portiques+voiles) et vient en dernier le contreventement par portiques auto-stables. Cependant, la résistance obtenue par le contreventement par voiles porteurs est 2 fois plus grandes que celles obtenues par les autres contreventements qui sont très proches mais avec une différence de 20% plus grande pour le contreventement en noyau central.

En termes de déplacements inter-étages :

- Le bâtiment contreventé par portiques auto-stables est très souple, même trop souple par rapport aux autres typologies.
- Le bâtiment contreventé par voiles porteurs est trop rigide.
- Le contreventement par portiques est plus souple de 30 à 40 fois que le contreventement par voiles porteurs.
- Le contreventement par contreventement mixte est de 5 à 12 fois plus souple que le contreventement par voiles porteurs.

- Le contreventement par noyau central est 5 à 8 fois plus souple que le contreventement par voiles porteurs

V.3. Recommandations :

Les expertises menées lors des séismes passés ont montrées une vulnérabilité des bâtiments contreventés par portiques auto-stables durant les séismes passés (surtout en zone à sismicité modérée à forte), nous recommandons vivement l'utilisation d'autres systèmes de contreventements présentant des voiles de contreventement dans les zones sismiques qui ont montrés un excellent comportement vis-à-vis des séismes. Le contreventement mixte (portiques+voiles) et le contreventement par noyau central sont recommandé du fait que les déplacements inter-étages et les efforts tranchants à la base sont modérés à condition d'éviter la torsion comme mode fondamental. Par contre le contreventement par voiles porteurs a montré de très bonnes dispositions à reprendre de grands efforts, néanmoins ses faibles déplacements inter-étages ne permettent pas une bonne dissipation d'énergie et peut entraîner un cisaillement par écrasement du béton en bas des voiles

V.4. Perspectives :

Arrivé au terme de notre étude, nous proposerons de faire de nouvelles investigations sur les systèmes de contreventements mais dans le domaine non linéaire qui traitera des déformations plastiques de ces éléments.

Pour avoir une vision générale de l'incidence de la typologie des contreventements, il faudra mener une analyse sur les bâtiments élancés pour avoir une vision générale.

Nous proposerons aussi qu'une étude sur la disposition optimale des noyaux centraux soit menée pour montrer la performance sismique de ce type de contreventement qui reste à notre avis très intéressant de par sa souplesse et de sa reprise d'effort tranchant à la base assez importante.



*Références
bibliographiques*



- [1] : A. ABED, cours de compléments de dynamiques des structures 2016/2017, Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, 2017.
- [2]: A.BELARBI, M.RACHEDI, N.OUISSI : Structures en murs voiles. SlideShare.com, 2016.
- [3]: Abdelghani SEGHIR, Séisme de Boumerdes du 21 Mai 2003 : Pathologie de construction et dommages sismiques. Séminaire : Les journées techniques et scientifiques du bâtiment et de la construction- Bejaia 2007.
- [4]: ABDELHAMID Fayçal : Influence du type de contreventement sur les structures en acier en zone sismique. Mémoire de Magister, université Hadj Lakhdar Batna, Institut de Génie civil, d'hydraulique et d'architecture. Département de Génie Civil.
- [5]: AFPS, rapport préliminaire de la mission AFPS : séisme de boumerdes 2003.
- [6]: AFPS. Association Française du Génie Parasismique : Guide de la conception parasismique des bâtiments. Edition EROLLES, 2004.
- [7]: Andre PLUMIER & Hervé DEGEE- Conception parasismique dans le contexte de l'Eurocode 8. Université de Liège- ArGEnCo, 2011.
- [8]: BACHIR KEBAILI, Analyse du seisme de boumerdes et règles parasismiques Algériennes. Conference: first International conference on Sustainable Built Environment Infrastructures in Developing Countries, 2009.
- [9]: Belazouz Lynda, Mémoire de Magister : Influence de la disposition des voiles sur le comportement dynamique des structures. Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, Département de génie Civil, 2016.

[10]: Belkheir Med. Aghiles : recherche de la disposition optimale des voiles. Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, Département de génie Civil, 2012.

[11]: Confédération Suisse, institut national de formation professionnelle, ministère des travaux publics Transports et communication : La maçonnerie chaînée.

[12]: Contreventement d'une structure en béton armé, SlideShare.com (<https://fr.slideshare.net/ArchiGuelma/cours-structure-les-contreventements>).

[13]: Cours ETABS, DROUCHE Mustapha, Ecole de formation professionnelle 'Expression', 2017.

[14]: DAVIDOVICI VICTOR, rapport de mission- séisme de Boumerdes 2003 Ministère de l'habitat et de l'urbanisme, 2003.

[15]: Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes. Association Française de Normalisation (AFNOR), 2005.

[16]: G.Verrhiest (CETE Méditerranée), Th.winter (BRGM) : séisme, Aléa sismique, Vulnérabilité sismique et risque sismique. Plan séisme, 2007.

[17]: Garcia Jean-François, Rapport final de PFE : Elaboration d'une méthode d'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments. INSA Strasbourg, Spécialité Génie Civil, Option Construction. 2007

[18]: Hugo Bachmann : Conception parasismique des bâtiments- Principes de base à l'attention des ingénieurs, architectes, maîtres d'ouvrages et autorités. Directives de l'OFEG – Richtlinien des BWG – Directive de l'UFAEG, Berne, 2002.

- [19]: LARABAT ZIANE AHMED, Mémoire de Magister : Effets des palées de contreventement sur la réponse sismique des structures des bâtiments. Université Hassiba BenBouali Chlef, Département de Génie civil, 2010.
- [20]: Milan Zacek : Béton et confort- Conception parasismique des immeubles d'habitation collective en béton armé, Ampricipe Paris, 2010.
- [21]: Milan Zacek : construire parasismique- Risque sismique, conception parasismique des bâtiments, Règlementation. Edition Parenthèses, 1996.
- [22]: Nicolae ILE : Contribution à la compréhension du fonctionnement des voiles en béton armé sous sollicitation sismique : apport de l'expérimentation et de la modélisation a la conception. Thèse de doctorat, Institut national des sciences appliquées de Lyon, Ecole doctorale MEGA, 2000.
- [23]: NSR (notions sur le règlement parasismique Algérien), cours M.HARMIM- Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, Département de génie civil, 2014.
- [24]: ooreka.fr : le contreventement.
(<https://constructionmaison.ooreka.fr/astuce/voir/590697/contreventement>)
- [25]: Patricia BALANDIER : Conception parasismique des bâtiments 5° partie: Le contreventement. Cours de constructions parasismiques -DDE Martinique 2001.
- [26]: PATRICIA BALANDIER, Les séismes et les constructions en béton armé et en maçonnerie, volume 4. Cours de constructions parasismiques - DDE Martinique 2001.

- [27]: PHILIPPE BERGER. Cours SCBH :Le contreventement.
(<http://philippe.berger2.free.fr/Bois/Cours/cours.htm>)
- [28]: Prof. A. Kassoul : cours ossatures bâtiments (2013/2014), Université Hassiba Benbouali de Chlef, Département de Génie Civil, 2014.
- [29]: Prof. A. Kassoul : cours ossatures bâtiment (2015/2016). Université Hassiba Benbouali de Chlef, Département de Génie Civil, 2016.
- [30]: Prof.Dr.amar kassoul :Vulnérabilité et réhabilitation des structures: PATHOLOGIE DES BATIMENTS ENDOMMAGE PAR LES SEISMES, Université Hassiba Benbouali de Chlef, Département de Génie Civil, 2015.
- [31]: Prof.Dr.Hugo Bachmann : Principes de bases pour la conception parasismique des bâtiments. Eidgenossische Technische Hochschule (ETH) Zurich, Schweiz. 2000
- [32] : REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l’Habitat Séisme de BOUMERDES – 21 mai 2003 / Rapport préliminaire, 2003.
- [33] : Renaud DELBAY, Projet de fin d’études : Etude des distributions des efforts horizontaux dans les structures. INSA Strasbourg, 2010.
- [34] : Règles parasismiques Algériennes, RPA99/ Version 2003, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique. Algérie, 2003.
- [35] : TPE BATIMENT- Le contreventement.
(<http://tpesismologie.weebly.com/lecontreventement.html>).

[36] : Thierry Thomasset : Les unités des déismes. 2010.
(<http://www.utc.fr/~tthomass/Themes/Unites/>)

[37] : Victor DAVIDOVICI : construction en zone sismique, Edition Le Moniteur, 1999

[38] : Victor DAVIDOVOCI, rapport de mission séisme boumerdes 21 mai 2003, 2003.

[39] : Wiki unité construction- Pr GC0708, le noyau central

[40] : Wikipedia, le contreventement

(<https://fr.wikipedia.org/wiki/Contreventement>)