

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

UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA

FACULTE DE TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT : GÉNIE CIVILE

N° :



FILIERE : GÉNIE CIVILE

OPTION : STRUCTURE

Mémoire présenté pour l'obtention
Du diplôme de Master Académique

Présenté par :

Benamor Zakaria et Dahdouh Marouan

Intitulé

**INFLUENCE D'UN CONTREVENTEMENT PAR
NOYAU CENTRAL D'UN BÂTIMENT SUR SA
STABILITÉ GLOBALE ET SUR LE
COMPORTEMENT DE SES POTEAUX**

Devant le Jury Composé de :

Nom et Prénom

Qualité

HAMITOUCH Amar..... Président

OUZANDJA Djamal..... Examineur

GUERRAICHE Ammar..... Encadreur

Année universitaire : 2020/2021

Remerciement

Avant tout propos, nous remercions Allah Tout-Puissant de nous avoir donné la volonté, la force, la santé et le courage de mener à bien ce modeste travail, et de nous aider à surmonter toutes les difficultés auxquelles nous avons été confrontés.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre encadreur Mr. Guerraiche. A qui nous a témoigné de sa sympathie, sa patience, et de son aide scientifique par son expérience et sa compétence, ainsi que pour le temps qu'il a consacré pour nous.

Nous remercions également l'ensemble des enseignants du département de génie civile.

Nous tenons à exprimer notre reconnaissance à nos très chers parents qui ont toujours été là pour nous, et à tous nos amis et collègues pour le soutien moral et matériel.

Enfin, nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Merci à tous et à toutes

Dédicace

Nous dédions ce modeste travail, comme preuve de respect, de gratitude, et de reconnaissance à :

Nos chers parents : Qui n'ont jamais cessé de nous encourager et nous conseiller, Ils nous ont beaucoup aidé tout en long de notre chemin, grâce à leur amour, leur compréhension, leurs sacrifices, leur tendresse, leurs prières et leur patience sans jamais nous quitter des yeux ni baisser les bras et leur soutien moral et matériel, on ne saurait jamais traduire ce qu'on ressent vraiment envers eux.

Nos chers frères et sœurs : Pour leurs encouragements permanents, et leur soutien moral, pour leur indulgence en notre faveur qu'ils touchent ici l'affection la plus intime qu'on ressent à leur égard.

Nos amis et collègues : Pour leur compagnie et bons moments passés ensemble.

Et tous ceux qui nous sont chers...

Merci d'être toujours là pour nous.

Que Dieu vous garde.

Benamor Zakaria

Dédicace

*Je dédie ce modeste travail à : Mes très chère
parents qui m'ont soutenu et encouragé
durant toute ma vie.*

Mes frères et mes sœurs

Toute ma famille

A tous mes amis

A toute la promotion 2021

Tous mes collègues sans exception

A vous...merci

Dahdouh Marouane

Résumé:

Les recherches menées sur les endommagements des constructions, causées par les séismes, ont montré que les structures contreventées par voiles présentaient un bon comportement sismique.

Ce travail, qui visait l'étude de l'influence de l'existence des voiles de contreventement sur la résistance et la stabilité des structures de bâtiment, a montré la mise en place des voiles permet une exploitation maximale de leurs rigidités, donnant ainsi un comportement structurel plus

ملخص:

أظهرت الأبحاث، التي أجريت على أضرار البنايات التي تسببها الزلازل، أن الهياكل المدعمة بالجدران الخرسانية لها سلوك زلزالي جيد.

العمل المنجز هنا، والذي استهدف دراسة تأثير وجود الجدران الخرسانية الداعمة على قوة واستقرار هياكل المباني، أظهر أن وضع هذه الجدران يسمح باستغلال أقصى صلابة، وبالتالي يعطي سلوكاً هيكلياً أفضل.

الكلمات المفتاحية: جدران خرسانية، تدعيم، زلزال، صلابة، سلوك زلزالي.

Summary:

Research carried out on construction damage caused by earthquakes has shown that structures braced by walls have good seismic behavior.

This work, which aimed to study the influence of the existence of the bracing walls on the resistance and stability of building structures, showed that posing the walls allows maximum use of their rigidities, thus giving a better structural behavior.

Keywords: wall, Bracing, Earthquake, Rigidity, Dynamic behavior.

SOMMAIRE

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES FIGURES

SOMMAIRE

Introduction générale.....	A
Chapitre I : Généralités sur les contreventements et hypothèses de calcul et facteurs de comparaison	
Introduction.....	4
I.1 Généralités sur le contreventement.....	4
I-1-1 Les différentes manières pour une bonne résistance de la structure.....	4
I-1-2 Nécessite et rôle des contreventements.....	5
I-1-3 Conditions générales à respecter dans le choix du contreventement.....	6
I-2 Hypothèse de calcul.....	9
I-3 Facteurs soumis à la comparaison.....	9
I-3-1 La période du premier mode.....	9
I-3-2 Le déplacement relatif.....	10
I-3-3 L'effet P-D.....	10
I-3-4 Le coefficient de sécurité vis-à-vis du renversement.....	11
I-4 Présentation des règles CBA (93).....	12
I-4-1 Domaine d'application.....	12
I-4-2 Principe des justifications.....	12
I-4-3 Actions.....	13
I-4-4 Sollicitations de calcul.....	14
I-5 Présentation des RPA 99 / Version 2003.....	15
I-6 Caractéristiques des matériaux.....	17
I-6-1 Le Béton.....	17
I-6-2 Acier.....	19
I-6-3 Contrainte limite.....	20

Chapitre II : Présentation de l'ouvrage et prédimensionnement des éléments principaux

Introduction.....	22
II-1Présentation de l'ouvrage.....	22
II-1-1 Caractéristique géométrique de L'ouvrage	22
II-1-2Prédimensionnement.....	23
II-2Présentation du Logicielle SAP2000 (Structural Analysis Program).....	29
II-2-1Description du SAP2000.....	29
II-2-2 Modélisation avec logiciel SAP2000.....	29
II-2-3 Généralité sur SAP2000.....	29

Chapitre III : Analyse et présentation des résultats

Introduction.....	32
III-1Analyse de la structure.....	32
III-1-1 Considérations générales liées à l'analyse.....	32
III-1-2 Considérations générales liées aux charges horizontales.....	33
III-2 Présentation des résultats.....	35
III-2-1 La structure sans voiles de contreventement.....	35
III-2-2 Etude de la variante (Portique avec noyau central).....	39
III-3 Spectre de réponse.....	44

Chapitre IV : Discussion et interprétation des résultats

Introduction.....	47
VI-1Comparaison des résultats.....	48
IV-2 Apports des voiles de contreventement à la structure du bâtiment étudié.....	54
IV-3 Conclusion.....	55

CONCLUSION GENERALE

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Liste des tableaux

Tableau I.1– Valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e	19
Tableau II.1 Tableau récapitulatif.....	24
Tableau III.1 : La période fondamentale de la structure sans voiles de contreventement.....	35
Tableau III.2 : La masse modale de la structure sans voiles de contreventement.....	35
Tableau III.3: Le déplacement des étages de la structure sans voiles de contreventement.....	36
Tableau III.4 Vérification vis-à-vis P- Δ de la structure sans voiles de contreventement.....	36
Tableau III.5 Les efforts tranchants sollicitant les poteaux et les poutres pour la structure sans voiles de contreventement.....	36
Tableau III.6 : La période fondamentale (Portique avec noyau central).....	39
Tableau III.7 : La masse modale (Portique avec noyau central).....	39
Tableau III.8: Le déplacement des étages (Portique avec noyau central).....	40
Tableau III.9: Vérification vis-à-vis P- Δ (Portique avec noyau central).....	40
Tableau III.10 : Les efforts tranchants sollicitant les poteaux et les poutres + Les répartitions des charges horizontales.....	41
Tableau IV.1 : La période fondamentale (Portique + Portique avec noyau central).....	48
Tableau IV.2 : La masse modale (Portique + Portique avec noyau central).....	49
Tableau IV.3: Le déplacement des étages (Portique + Portique avec noyau central).....	50
Tableau IV.4: La force sismique à la base (Portique + Portique avec noyau central).....	51
Tableau IV.5: Vérification vis-à-vis P- Δ (Portique + Portique avec noyau central).....	52
Tableau IV.6: Les répartitions des charges horizontales (Portique + Portique avec noyau central)..	53

Liste des figures

Figure I-1- L'effet de ductilité sur la résistance.....	5
Figure. I-2- Formes favorables : plans simples à 2 axes de symétrie.....	6
Figure. I-3- Influence de la forme sur la résistance à la torsion, concentration de contraintes dans les angles rentrants.....	7
Figure. I.4- Application du principe de simplicité et continuité aux plans d'élévation.....	7
Figure. I-5- Fractionnement des bâtiments par des joints sismiques.....	9
Figure. I-6- Diagramme Contraintes–Déformations de l'acier.....	20
Figure II.1- Le bâtiment étudié (SAP2000).....	22
Figure II.2 les nervures.....	24
Figure II-3- les poutre.....	25
Figure II.4 coffrages des poteaux.....	26
Figure II.5- dimensionnement les voiles.....	28
Figure III-1 : Plan xy.....	37
Figure III-2 : Plan xz.....	37
Figure III-3 : Plan yz.....	38
Figure III-4 : Plan xy.....	41
Figure III-5 : Plan xz.....	42
Figure III-6 : Plan yz.....	43
Figure III-7 : Spectre de réponse d'accélération suivant le RPA 99.....	44
Figure IV.1 : Graphique des résultats de la période.....	48
Figure IV.2 : Graphique des résultats de La masse modale.....	49
Figure IV.3 : Graphique des résultats du déplacement des étages dans les deux directions x et y...	50
Figure IV.4 : Graphique des résultats de La force sismique à la base.....	51
Figure IV.5 : Graphique des résultats de La Vérification vis-à-vis P- Δ	52
Figure IV.6 : Graphique des résultats des répartitions des charges horizontales.....	53



INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Dans les études faites actuellement et pour le contreventement courant des structures on s'efforce généralement à justifier la stabilité d'une façon aléatoire sans tenir compte du choix qui mène à une sécurité optimale ou à un coût minimal.

L'objectif du présent travail est de montrer l'influence du choix de la position et des longueurs totales des voiles de contreventement sur la rigidité, la stabilité et le coût d'un projet

En premier lieu, une étude assurant la rigidité suffisante prescrite par les règlements est faite pour un emplacement extérieur et une distribution discontinue, ensuite l'étude est faite sur d'autres choix de positions en gardant la même longueur totale du contreventement pour voir l'effet de la position et la distribution des voiles sur la rigidité et la stabilité globale de la structure tout en maintenant constant le cout du contreventement

En deuxième lieu on a cherché pour toutes les dispositions et distributions la longueur du contreventement donnant la même rigidité globale suffisante prescrite par les règlements pour voir l'effet de ces choix sur le coût du contreventement.

Le mémoire se compose donc de :

- Une introduction : dans laquelle on a exposé la problématique étudiée.
- Quatre chapitres structurés comme suit :
 - Le premier chapitre présente sommairement les hypothèses de calcul, les facteurs soumis à la comparaison.
 - Le deuxième chapitre donne une présentation de l'ouvrage et un prédimensionnement des éléments principales.
 - Le troisième chapitre présente et analyse les résultats
 - Le quatrième chapitre recapitule les résultats obtenus et donne les interprétations de ces résultats.

Une conclusion dans laquelle on a récapitulé les résultats de ce travail.

CHAPITRE I

GÉNÉRALITÉS SUR LES CONTREVENTEMENTS ET
HYPOTHÈSES DE CALCUL ET FACTEURS DE
COMPARAISON

Introduction :

Nous avons mentionné dans l'introduction que nous allons étudier l'effet de la position des voiles de contreventement et de leur longueur totale sur la rigidité et la stabilité globale de la structure. Pour que la comparaison ait un sens, il faut étudier les différentes variantes sous les mêmes hypothèses de calcul et de concentrer la comparaison sur les mêmes facteurs.

Dans ce qui suit nous allons donner des notions générales sur le contreventement ensuite on présentera sommairement les hypothèses de calcul, les facteurs soumis à la comparaison et en fin présenter les variantes de structures contreventées étudiées.

I.1 Généralités sur le contreventement

I-1-1-Les différentes manières pour une bonne résistance de la structure

Le comportement d'une structure lors d'un séisme dépend de l'énergie que le système est capable de dissiper sans dommage important à l'ouvrage. Grossièrement décrire, cette énergie correspond au produit des forces ou sollicitations par les déplacements ou déformations engendrés dans le système porteur. Une résistance suffisante d'une structure aux effets d'un séisme d'intensité fixée peut ainsi être obtenue de différentes manières.

a) grâce à un système très rigide se comporte de manière parfaitement élastique :

Les déformations seront très faibles et ne provoquent que des désordres peu importants dans le bâtiment, les forces engendrées dans le système porteur et par conséquent la résistance requise seront importantes.

b) Grâce à un système ductile se comportant de manière élasto-plastique :

Les déformations sont très importantes et concentrées dans des zones fortement plastifiées, il peut résulter des dommages tant aux éléments porteurs eux-mêmes qu'aux éléments non porteurs et aux installations qui, s'ils sont trop importants. Peuvent être nuisibles à l'utilisation du bâtiment, de telle déformation nécessite une grande ductilité de la structure porteuse par contre les forces d'inertie engendrées et les résistances nécessaires sont beaucoup plus faibles que dans le cas d'un système rigides.

c) Grâce à un système intermédiaire :

Constituant un compromis entre les solutions extrêmes précédentes en ce qui concerne les exigences de résistance et ductilité ou capacité de déformation.

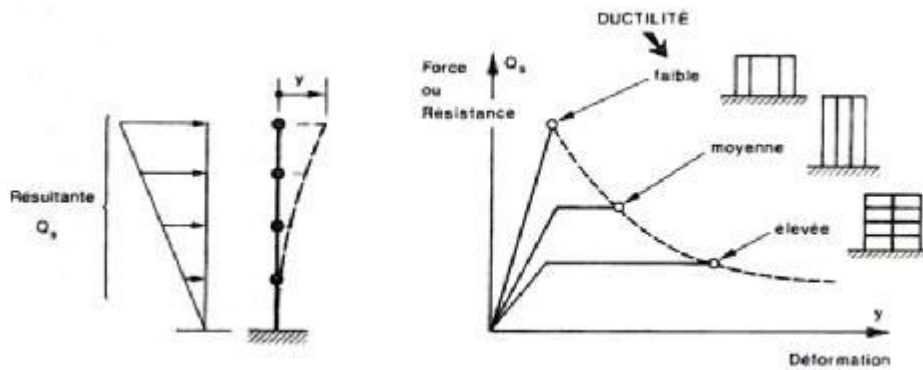


Figure I-1- L'effet de ductilité sur la résistance

I-1-2 Nécessité et rôle des contreventements :

Le système de contreventement est constitué de l'ensemble des éléments structurels participants de façon non négligeable au transfert des actions horizontales créées du fait du mouvement sismique, par effet inertiel dans l'ouvrage. Les accélérations sismiques sont appliquées à toutes les masses présentes dans l'ouvrage, qu'elles soient ou non associées à des éléments structurels, et les actions sismiques sont donc en général réparties dans l'ouvrage. Elles doivent être transmises de leur point d'application aux fondations, ce qui implique des résistances locales des éléments, y compris les éléments non structuraux, et la résistance principale des éléments de contreventement, qui concentrent les efforts pour les transmettre aux fondations. Ces cheminements d'efforts doivent être analysés et les points faibles mis en évidence pour établir la cohérence de l'ensemble pour un niveau d'action donné. S'il est nettement préférable que les éléments de contreventement soient continus du haut en bas de l'ouvrage, cela n'est pas une nécessité absolue si des éléments horizontaux (en général des planchers) sont capables de reporter les efforts d'un élément vertical à un autre quand on passe d'un niveau à un autre. Ainsi, même si les éléments verticaux sont continus, les éléments horizontaux jouent un rôle très important dans le contreventement car ils permettent de répartir les efforts entre les éléments verticaux, notamment pour palier la défaillance de l'un d'entre eux.

Il y a lieu de s'assurer de la continuité des éléments entre eux, c'est-à-dire de leur capacité à transmettre les efforts impliqués dans leur rôle de contreventement.

On peut donc résumer le rôle des contreventements comme suit : d'assurer la stabilité des constructions vis-à-vis des charges horizontales, donc de transmettre ces charges jusqu'au sol.

I-1-3 Conditions générales à respecter dans le choix du contreventement :

a/ Continuité :

Toute discontinuité dans le dessin d'une structure conduit à une conception de contraintes et de déformations. Le comportement non homogène d'une structure présentant des discontinuités majeures est toujours source de problème, car il rend délicat le calcul de la structure dans son ensemble de difficile le dessin correct des nœuds cruciaux où doivent se produire les grandes déformations. Sans attention particulière, toute discontinuité structurale entraîne la présence de zones de raideur différente ; les plus raides constituent des «points durs» qui concentrent les efforts, ce qui se traduit souvent par des dommages sismiques si aucun détail particulier n'a été dimensionné pour reprendre ces concentrations de contraintes. La continuité structurale permet de répartir correctement les charges sismiques sur les éléments porteurs et d'optimiser le comportement dynamique de la structure.

b/ Symétrie :

1)- Symétrie en plan :

Dans la vue en plan d'un bâtiment, les principes de simplicité et de continuité se traduisent par le choix de formes symétriques telles que celles représentées à la **fig. I-2**

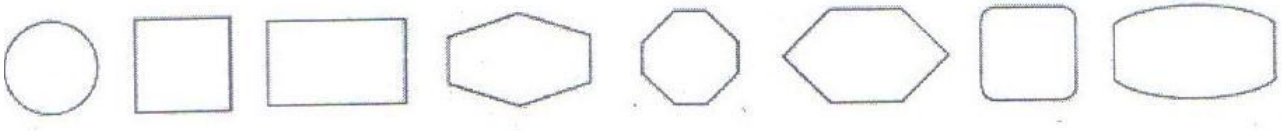


Figure. I-2- Formes favorables : plans simples à 2 axes de symétrie

La symétrie du plan selon deux axes tend à réduire notablement la torsion d'axe verticale. La sollicitation de torsion des bâtiments en forme de L, T, U, V ou Z est très supérieure à celle des bâtiments symétriques et compacts. A la jonction des ailes, des concentrations de contraintes très importantes sont inévitables étant donné la différence de rigidité des ailes dans une direction donnée. Pour un bâtiment en L par exemple, la partie du bâtiment ayant une profondeur plus faible est plus flexible que la partie voisine et se déforme davantage sous l'action des forces horizontales ; elle vibre autour de la zone plus rigide (**fig. I- 3**).



Figure. I-3- Influence de la forme sur la résistance à la torsion, concentration de contraintes dans les angles rentrants.

Les angles rentrants sont susceptibles d'être le siège de concentrations de contraintes et doivent être évités. On doit donc rechercher des plans symétriques simples ou découper les plans symétriques complexes par des joints parasismiques (fig. 5). Il convient de faire remarquer que l'effet favorable de la symétrie géométrique architecturale peut être entièrement annulé par une asymétrie du système porteur. Dans la construction courante, les systèmes porteurs asymétriques sont fréquents. Dans ce cas, le centre des masses par où passe la résultante des charges sismiques sera décalé du centre de raideurs, et la construction sera soumise à une torsion d'axe verticale d'autant plus grande que les deux centres seront éloignés l'un de l'autre. La répartition symétrique ou quasi éléments porteurs rigides, permettant que les centres de gravité et de rigidité de la construction soient rapprochés ou confondus, est par conséquent une caractéristique essentielle d'une bonne construction parasismique.

2) Symétrie et régularité en élévation :

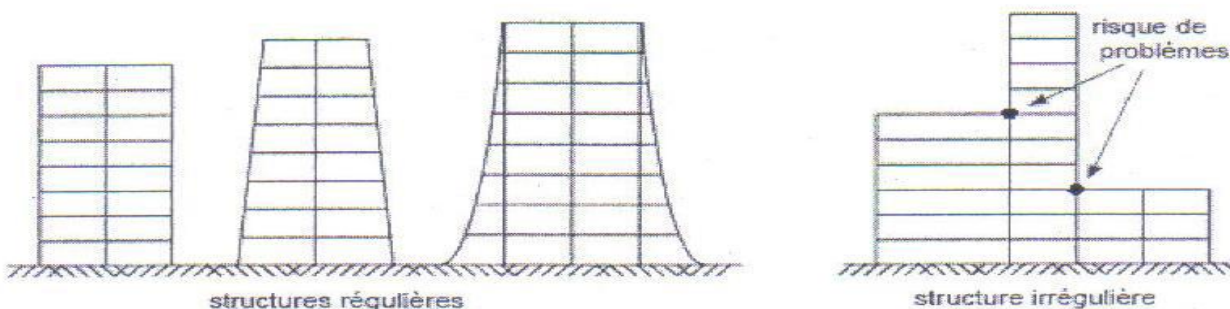


Figure. I.4-Application du principe de simplicité et continuité aux plans d'élévation

Chapitre I: Généralités sur les contreventements et hypothèses de calcul et facteurs de comparaison

Les avantages des formes symétriques et les problèmes introduits par les configurations complexes des bâtiments se retrouvent aussi en élévation : concentrations de contraintes aux angles rentrants dues aux oscillations différentielles entre parties de volume ou hauteur différentes dans le bâtiment. Le principe de simplicité se traduira par un aspect aussi régulier que possible, sans variation brusque de section. De telles variations conduisent nécessairement à l'existence de différentes parties vivantes chacune leur vie propre lors d'un séisme, avec des problèmes particuliers à la jonction des différentes parties.

c/ Distribution rationnelle des masses :

Les constructions légères sont plus favorables que les structures lourdes, parce que les charges sismiques sont proportionnelles à la masse et à l'accélération ($F = ma$). Lorsque c'est possible; il convient d'éviter de concentrer les poids morts de service dans des zones de la structure où leur mise en mouvement va entraîner la naissance des forces considérables, de flexion ou de torsion.

Pour les problèmes de flexion, la hauteur d'un bâtiment n'est pas un facteur défavorable en soi. Par contre, pour un bâtiment de hauteur donnée, on devrait rechercher la position la plus basse possible du centre de gravité, par la présence d'étages enterrés, par des étages inférieurs en structure lourde et en plaçant les équipements les plus lourds au niveaux les plus bas. Pour les problèmes de torsion, les charges lourdes devraient être placées près du centre de torsion du bâtiment.

d/ Homogénéité – Partition en sous structures :

Dans le cas général, le système porteur devrait être homogène dans chaque bâtiment. Si les bâtiments sont fractionnés en unités par joints parasismiques, le système porteur peut varier d'une unité à l'autre, mais devrait rester homogène dans chacune d'elles. En effet, chaque système a un comportement dynamique propre lorsque deux systèmes ayant des raideurs différentes sont liés, il en résulte des concentrations des contraintes préjudiciables dans les éléments de liaison. Les bâtiments dissymétriques ou trop complexes peuvent être fractionnés par des joints dits parasismiques, qui désolidarisent mécaniquement les divers blocs et permettent qu'ils oscillent librement sans collision (**fig. 5**).

L'exécution de tels joints n'est pas sans difficulté, car ils doivent être assez larges pour éviter le martèlement entre blocs. C'est aussi une solution coûteuse, qu'on ne doit pas rechercher à priori, surtout pour un bâtiment élevé où le joint doit être réalisé sur toute la hauteur.

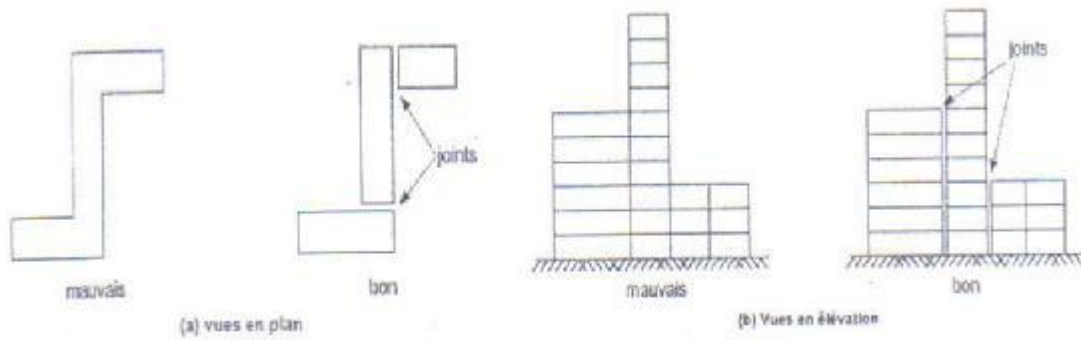


Figure.I-5- Fractionnement des bâtiments par des joints sismiques

I -2-Hypothèse de calcul :

- Les calculs et les vérifications sont conduits selon les règles en vigueur,
- Charges permanentes et surcharges d'exploitation (DTR BC 22) Ou son homologue européen EC1
- Calcul et conception des ouvrages en béton armé CBA93 (DTR BC 2.43) EC2
- Règles parasismiques Algériennes RPA 99 Version 2003,
- ❖ En plus de ça, et puisque le système porteur du bâtiment, sa nature, ses dimensions et sa forme sont les mêmes pour les différentes variantes ce qui donne le même coefficient d'accélération de zone A, le même coefficient de comportement R est le même facteur de qualité Q

I-3-Facteurs soumis à la comparaison :

I-3-1-La période du premier mode :

Comme la période propre de la structure traduit d'une manière fidèle sa rigidité, c'est-à-dire tant que la période du premier mode est faible tant que la structure est plus rigide et inversement elle est plus flexible tant que cette période est plus élevée, nous avons pris la période du premier mode comme facteur soumis à la comparaison.

Les règles parasismiques algériennes RPA99 prescrivent que la période du premier mode ne doit pas dépasser 1.3 la période fondamentale calculée empiriquement, c'est pour cela que nous avons pris comme rigidité limite acceptable celle correspondant à la période du premier mode ne devant pas dépasser :

$$1.3 * \min (T = C_T h_N^{3/4} ; T = \frac{0,09 h_N}{\sqrt{D}}) \text{ où :}$$

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

Chapitre I: Généralités sur les contreventements et hypothèses de calcul et facteurs de comparaison

C_T : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage donné par le tableau 4.6 du RPA99,

D : est la largeur du bâtiment dans la direction considérée

dans notre cas $h_N = 18.36$ m, $C_T = 0.05$

$$T = 0,05 * 18.36^{3/4} = 0.443s.$$

b) par la formule

$$\left. \begin{aligned} T_{\text{long}} &= \frac{0.09 \times 18.36}{\sqrt{22.10}} = 0.351 \text{ s} \\ T &= \\ T_{\text{tra}} &= \frac{0.09 \times 18.36}{\sqrt{10.15}} = 0.52 \text{ s} \end{aligned} \right\}$$

I-3-2-Le déplacement relatif:

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

$$\delta K = R * \delta eK$$

δeK : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

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

$$\Delta K = \delta K - \delta K-1$$

Le **RPA99** préconise que les déplacements relatifs inter-étages ne doivent pas dépasser les **1%he**, (he est la hauteur libre de l'étage considéré).

Il faut vérifier que :: Déplacement admissible (égale à 0,01he).

I-3- 3-L'effet P-D :

Les effets du 2ème ordre peuvent causer des instabilités de niveau, les règles RPA99 prescrivent que ces effets peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

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

Chapitre I: Généralités sur les contreventements et hypothèses de calcul et facteurs de comparaison

Si $0.10 \leq \theta_K \leq 0.20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur: $\frac{1}{1 - \theta_K}$

Si $\theta_K > 0.20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

L'effet du deuxième ordre devient de plus en plus négligeable si la valeur de q devient de plus en plus petite, pour mettre en évidence cette susceptibilité à l'instabilité de niveau on a soumis ce facteur q à la comparaison.

Dans la formule précédente : P_K est le poids total de la structure et des charges des exploitations associés au-dessus du niveau "k", V_K est l'effort tranchant d'étage au niveau "k"

($V_K = \sum F_i$),

ΔK est le déplacement relatif du niveau "k" et h_K est la hauteur de l'étage "K".

I-3-4-Le coefficient de sécurité vis-à-vis du renversement

Le dernier facteur soumis à la comparaison est le coefficient de sécurité vis-à-vis du renversement, la vérification au renversement de la structure s'avère nécessaire pour justifier la stabilité d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique. Donc il faut vérifier que :

$$\frac{MS}{Mr} \geq 1,5$$

Ms : Moment stabilisant, $Ms = W.L/2$

Mr : Moment renversant, $Mr = \sum F_i \times h_i$

W : Poids du bâtiment.

F : Force sismique de niveau

I-4- Présentation des règles CBA (93)

Le Document Technique Réglementaire DTRBC 2.41 "Règles de conception et de calcul des structures en béton armé" (CBA 93) a pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus récentes devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'applique plus spécialement aux bâtiments courants.

I-4.1. Domaine d'application

Le CBA93 est applicable à tous les ouvrages et constructions en béton armé, soumis à des ambiances s'écartant peu des seules influences climatiques, et dont le béton est constitué de granulats naturels normaux, avec un dosage en ciment au moins égal à 300Kg par m³ de béton mis en œuvre.

I-4.2. Principe des justifications

Les principes justificatifs sont conduits suivant la théorie des états limites tels que spécifiés dans le DTR-BC 21 "Principes généraux pour vérifier la sécurité des ouvrages".

I-4.2.1. Définition des états-limites

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

On distingue deux sortes d'état limite :

a. *Etat limite ultime ELU*

L'état limite ultime ELU correspondant à :

- La perte de l'équilibre statique de la construction (basculement).
- La perte de la résistance de l'un des matériaux (rupture).
- La perte de la stabilité de forme (flambement).

b. *Etats limite de service ELS*

L'état limite de service définit les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés. Il se traduit par les états limites suivantes :

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

I-4.3. Actions

Les actions sont l'ensemble des charges (forces, couples, charges permanentes, climatiques et d'exploitation) appliquées à la structure, ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'état (retrait, variations de température, tassements d'appuis, etc.) qui entraînent des déformations de la structure. Elles sont classées en trois catégories en fonction de leur fréquence d'apparition.

a. *Actions permanentes (G)*

Elles sont appliquées pratiquement avec la même intensité pendant toute la durée de vie de l'ouvrage. Lorsqu'une action permanente est susceptible de subir des écarts sensibles par rapport à sa valeur moyenne, il convient d'en introduire dans les calculs la valeur comptée la plus défavorable (maximale ou minimale) eu égard au cas considéré.

b. *Actions variables ($Q_i, i=1, 2, n$)*

Ce sont des actions dont l'intensité est plus ou moins constante, mais qui sont appliquées pendant un temps court par rapport aux actions permanentes. Les valeurs représentatives sont fixées en fonction de leur durée d'application et de la nature des combinaisons dans lesquelles elles interviennent.

c. *Actions accidentelles*

Elles ne sont à considérer que si des documents d'ordre public (comme le cas des RPA en Algérie) le marché le prévoient.

d. *Actions de la température climatique*

A défaut de justification plus précise on adopte, pour les constructions situées à l'air libre des variations uniformes de température suivante :

- En Algérie du Nord (climat tempéré) : 35° et -15° .
- Pour le proche et le moyen Sud : 45°C et -20°C .
- Pour l'extrême Sud : $+50^{\circ}\text{C}$ et -30°C .

Les déformations linéaires à considérer entre les températures initiales moyennes au moment de la réalisation de l'ouvrage (généralement comprises entre $+10^{\circ}\text{C}$ et 25°C) et les températures extrêmes peuvent être évaluées en admettant forfaitairement un coefficient de dilatation du béton égal à 10^{-5} .

I- 4.4. Sollicitations de calcul

I-4.4.1. Généralités

Les justifications produites doivent montrer pour les divers éléments d'une structure et pour l'ensemble de celle-ci, que les sollicitations de calcul définies ne provoquent pas le phénomène que l'on veut éviter.

Les sollicitations sont les efforts provoqués, en chaque point et sur chaque section de la structure, par les actions qui s'exercent sur elle.

Elles sont exprimées sous forme de forces, d'efforts Normaux ou tranchants, de moments de flexion ou de torsion, etc.

Les sollicitations sont calculées en utilisant pour la structure un modèle élastique linéaire. Les justifications produites doivent montrer, pour les divers éléments constitutifs et pour l'ensemble de la structure, que les sollicitations de calcul définies dans la suite ne provoquent pas le phénomène qu'on veut éviter.

I-4.4.2. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états-limites ultimes de résistance

Les sollicitations de calcul à considérer résultent des combinaisons d'actions ci-après dont on retient les plus défavorables.

a. *Combinaisons fondamentales*

Lors des situations durable ou transitoires il y'a lieu de considérer :

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1}Q_1 + \sum 1.3\Psi_{oi}Q_i$$

G_{\max} : L'ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{\min} : L'ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : Une action variable dite de base.

Q_i : Les autres actions variables dite d'accompagnement (avec $i > 1$).

b. *Combinaisons accidentelles*

Sauf spécifications, les combinaisons d'action à considérer sont les suivantes :

$$G_{\max} + G_{\min} + FA + \Psi_{11}Q_1 + \sum \Psi_{2i}Q_i$$

FA : Valeur nominale de l'action accidentelle .

$\Psi_{11}Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

$\Psi_2 Q_i$: Valeur quasi-permanente d'une autre action variable.

I-4.4.3. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états-limites de service

Elles résultent des combinaisons d'actions ci-après, dite combinaisons rares.

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \psi_{oi} Q_i$$

I-5. Présentation des RPA 99 / Version 2003

Le document technique « DTR BC 2-48 » portant sur les « REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 99/version2003 » qui a été approuvé par la commission technique permanente pour le contrôle technique de la construction (CTP) lors de sa réunion du 4 Décembre 1999 se situe dans la continuité des documents précédents « RPA 81, version 1983 » et « RPA 88 » dont il garde la philosophie originelle.

Il constitue en fait une actualisation qui s'avère nécessaire après près de deux décennies de pratique riche et diversifiée de la part des scientifiques et techniciens nationaux des bureaux d'études et de contrôle, des entreprises et des institutions de formation supérieure.

Cette actualisation tient compte également des leçons tirées des récents séismes survenus en Algérie tels que ceux de Oued Djer (oct. 1988), Tipaza (oct. 1989), Mascara (août 1994), ou à l'étranger, tels que Spitak / Arménie (1988), Sanjan / Iran (1990), Loma Prieta / Californie (1989), Northridge / Californie (1994), Kobé / Japon (1995), ou Izmit / Turquie (1999).

Cette actualisation a en outre bénéficié des grands progrès de la recherche dans ce domaine aussi bien aux niveaux nationaux qu'international.

Globalement, les préoccupations essentielles qui ont présidé à la présente révision qui est la deuxième sont les suivantes :

- Prise en compte de l'évolution récente de la réglementation internationale en la matière.
- Réponse aux questions et remarques des utilisateurs du RPA.
- Valorisation de l'expérience acquise dans la pratique du génie parasismique.
- Harmonisation du RPA avec les autres DTR complémentaires (CBA, CCM, Maçonnerie, Fondations,...).
- Réorganisation du contenu du RPA selon un schéma de plus en plus utilisé dans les codes étrangers.
- Amélioration de la présentation du RPA en tant qu'outil de travail très utilisé.

Chapitre I: Généralités sur les contreventements et hypothèses de calcul et facteurs de comparaison

Les points qui ont été retenus pour sa révision se présentent comme suit :

- ✓ Définir de manière plus précise l'objet du RPA.
- ✓ Préciser davantage le domaine d'application du RPA.
- ✓ Préciser les objectifs et les niveaux de protection parasismique recherchés pour les différentes catégories de constructions qui relèvent du domaine d'application du RPA.
- ✓ Décrire les principes de conception parasismique à respecter, préalablement à tout calcul (choix de site, implantation,...).
- ✓ Revoir les différentes classifications (zonage sismique, sites et sols, catégories d'ouvrages).
- ✓ Préciser davantage les critères de régularité en plan et en élévation des constructions.
- ✓ Identifier les systèmes structuraux en usage courant en Algérie.
- ✓ Préciser les critères de choix de la méthode de calcul des forces sismiques (méthode statique équivalente, méthode d'analyse modale spectrale).
- ✓ Décrire la méthode statique équivalente avec les modifications apportées sur les différents paramètres.
- ✓ Décrire la méthode dynamique modale spectrale.
- ✓ Décrire les critères de sécurité à justifier pour que la structure soit réputée parasismique (système de contreventement, éléments secondaires et éléments non structuraux).
- ✓ Revoir les dispositions constructives relatives aux constructions en béton armé, en acier et en maçonnerie porteuse chaînée.
- ✓ Envisager un nouveau chapitre relatif aux fondations et murs de soutènement (fondations, liquéfaction, stabilité des pentes, murs de soutènement).

I- 6. Caractéristiques des matériaux

I- 6.1. Le Béton

I-6.1.1. Définition

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

- La résistance mécanique, essentiellement résistance à la compression simple, et pour certains usages spéciaux, la résistance à la traction.
- La résistance aux agents agressifs, eau de mer, acides, etc.,
- Les déformations instantanées et surtout différées, qui l'on souhaite généralement la plus faible possible.
- La maniabilité au moment de la mise en œuvre, que peut être définie comme l'aptitude du béton à remplir parfaitement le moule qui lui est offert sans ségrégation.
- L'on peut enfin rechercher certaines qualités spéciales, telles que la masse spécifique, aussi élevée que possible (béton lourd) ou aussi faible que possible (béton léger).

I-6.1.2. Dosage du béton

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

- Ciment (CPA 325) dosé à 350kg /m³
- Sable grossier $0 < D_g < 5\text{mm}$ @400 l
- Gravier $15 < D_g < 25\text{m}$ @ 800l
- Eau de gâchage 175 l

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/m³ et 2400Kg /m³.

I- 6.1.3. Résistances mécaniques du béton

a. *Résistance à la compression f_{cj}*

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

Pour un dosage courant de 350 Kg/m³ de ciment CPA325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).

Chapitre I: Généralités sur les contreventements et hypothèses de calcul et facteurs de comparaison

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

$$f_{cj} = 0.685 f_{c28} \log^{10}(j+1)$$

et pour $j \geq 28$ jours

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28}$$

b. Résistance à la traction f_{tj} :

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

- Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien).

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \text{ avec : } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

I-6.1.4. Résistance minimale du béton

La résistance caractéristique minimale f_{c28} doit être de 15 MPa quand on utilise des aciers de haute adhérence et de 12 MPa lorsque l'on utilise des aciers lisses.

I-6.1.5. L'élasticité

Le module d'élasticité E est défini par le rapport :

$$E = (\text{contrainte unitaire} / \text{déformation relative})$$

- Pour un chargement d'une durée d'application < 24 h : $E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3}$
- Pour un chargement d'une durée d'application > 24 h : $E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3}$

Pour notre cas : **$E = 32164.000 \text{ MPa}$**

I-6.1.6. Coefficient de poisson n :

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

$n = 0.20$ dans le cas des états limites de services.

$n = 0$ dans le cas des états limites ultimes.

Chapitre I: Généralités sur les contreventements et hypothèses de calcul et facteurs de comparaison

I- 6.2. Acier

I-6.2.1. Définition

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s=200\ 000$ MPa.

I-6.2.2. Caractéristiques mécaniques :

Les valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e sont données par le tableau [1.1] suivant :

Type	Nuance	f_e (MPas)	Emploi
Ronds lisses	F_e E 22	215	Emploi courant Epingle de levage des pièces préfabriquées
	F_e E 24	235	
Barre HA Type 3	F_e TE 40	400	Emploi courant
	F_e TE 50	500	
Fils tréfiles HA type 3	F_e TE40	400	Emploi sous forme de Barres droites ou de treillis
	F_e TE	500	
Fil tréfiles lisses type 4	TL 50 $\phi > 6$ mm	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL 52 $\phi \leq 6$ mm	520	

Tableau 1.1– Valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence avec un acier de nuance $F_e E40$ type 1, $f_e = 400$ MPa

I- 6.3. Contrainte limite :

I-6.3.1. Etat limite ultime :

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte–déformation de la figure (1.6).

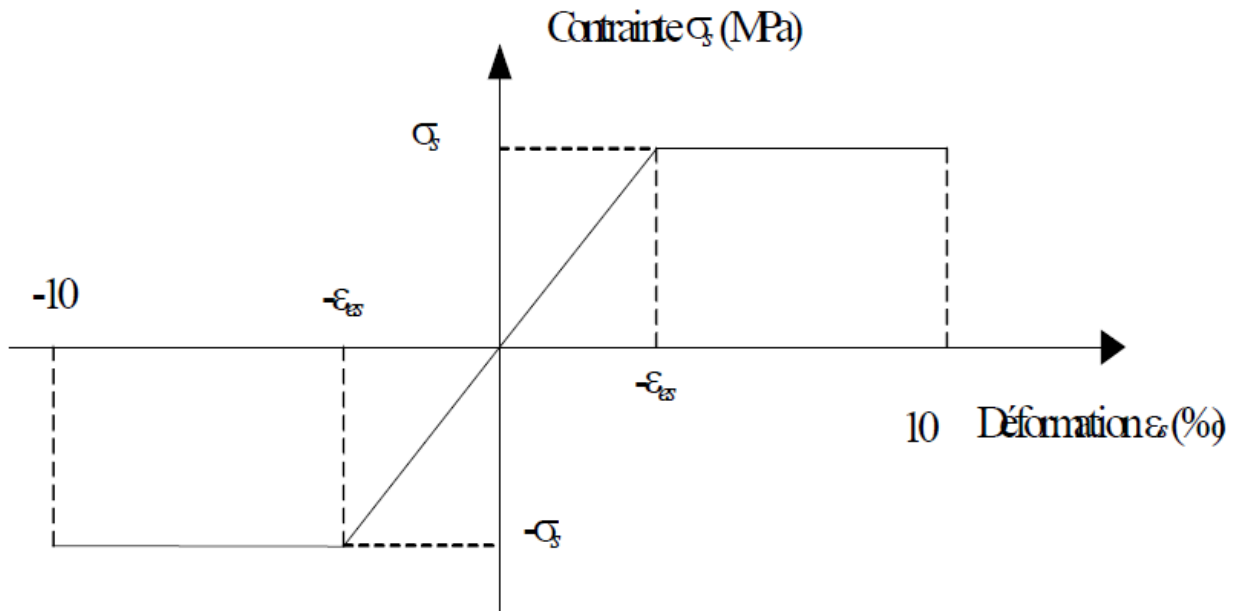


Figure.I-6- Diagramme Contraintes–Déformations de l'acier

Où

$$\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} ; \text{ Avec } E_s = 200\,000 \text{ MPa.}$$

$$\text{Avec } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

γ_s : Coefficient de sécurité.

CHAPITRE II

PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET
PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS
PRINCIPAUX

Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons, en premier présenter le bâtiment étudié, ensuite des deux choix d'emplacement des voiles de contreventement seront proposés, en terminant par une présentation des paramètres qui seront utilisés comme critères de comparaison pour déterminer la disposition optimale des voiles.

II-1- Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment R+5 à usage d'habitation, il sera implanté dans la wilaya de M'sila, ville classée comme une zone de moyenne sismicité, zone sismique **IIa** selon le règlement parasismique Algérienne (R.P.A99 Version 2003).

II-1-1- Caractéristique géométrique de L'ouvrage :

L'ouvrage a les caractéristiques géométriques suivantes :

- Dimensions en plan : $L_x = 22.10$ m ; $L_y = 10.15$ m
- Hauteur totale : $H = 18.36$ m dont : (3.06*6 m)
- Le bâtiment est classé sous-groupe 2
- Le bâtiment sera implanté dans la wilaya de M'sila (la zone **IIa**) qui est de moyen Sismicité
- La contrainte admissible du sol = 2 bars

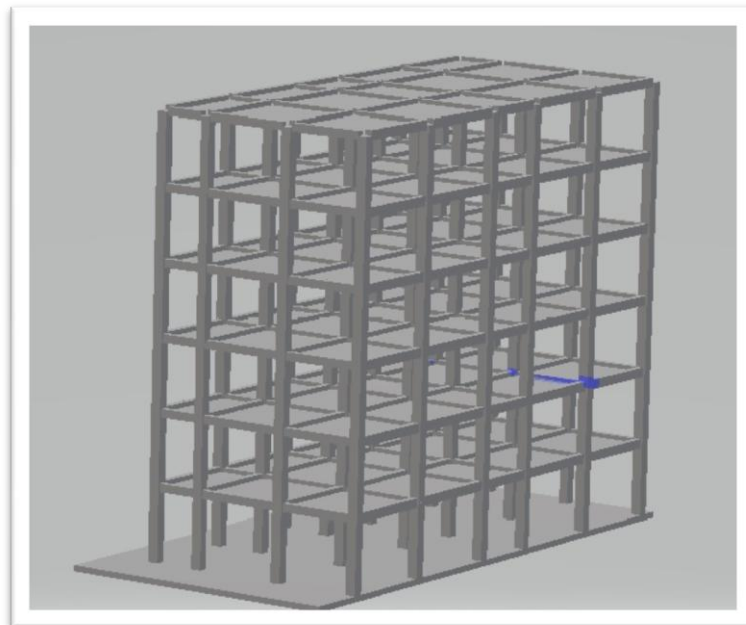


Figure II.1- Le bâtiment étudié (SAP2000)

II-1-2-Prédimensionnement:

Le Prédimensionnement est une étape très importante pour la suite des calculs, il sert à déterminer par un procédé estimatif réglementaire les sections préliminaires des éléments principaux et secondaires de la construction étudiée. Il est basé sur la vérification anticipée de certaines conditions sur les contraintes et les flèches conformément aux règles en vigueur.

a- Les Planchers :

Tous les planchers sont à corps- creux, ce choix a été adopté pour les conditions suivantes :

- ✓ L'absence des charges concentre importante sur les planchers
- ✓ Plus économique qu'une dalle pleine
- ✓ Bonne isolation phonique et thermique

Plancher :

En se basant sur la condition de flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t \geq \frac{L}{22,5} \\ h_t \geq \frac{L}{15} \cdot \frac{M_t}{M_0}, (M_t = 0,75 M_0) (M_0 \text{ moment isostatique}) \end{array} \right.$$

L : la plus grande dimension de nervures (L= 3.60m)

$$\text{D'où: } \left\{ \begin{array}{l} h_t \geq \frac{360}{22.5} = 16.00\text{cm} \\ h_t \geq \frac{360}{15} \times 0.75 = 18 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On prend l'épaisseur du plancher : **$h_t = (16+4) \text{ cm}$**

b- Les nervures :

La section transversale des nervures est assimilée à une section en tés (T) de caractéristique géométrique suivants :

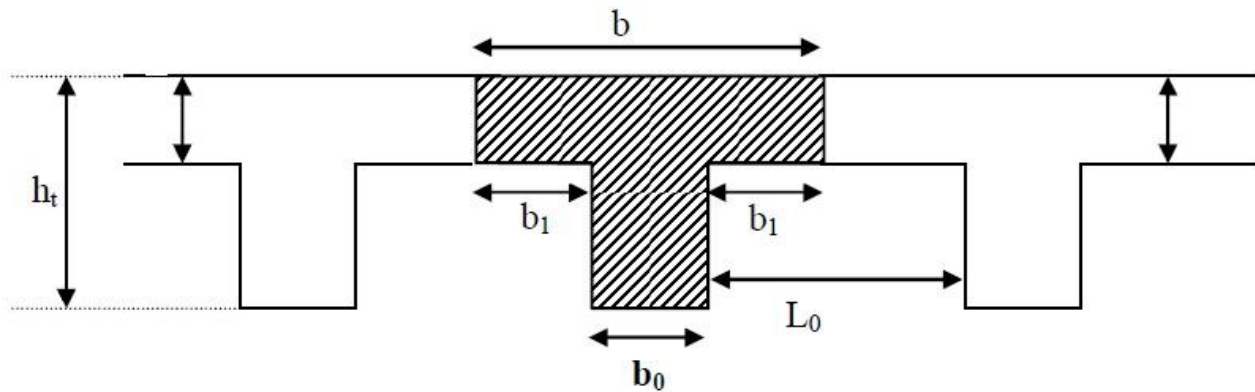


Figure II.2 les nervures

Pour le calcul des nervures on considère une section en forme de "T" de hauteur totale ($H_T=25\text{cm}$) et une hauteur utile h_t définie comme suite : $d=0.9h_t$ et on doit prendre la largeur de la nervure ($b_0=10\text{ cm}$) pour des raisons constructives.

- L'épaisseur minimal d'après le (CBA93 art B-6-8-2-2 page 136 est de ($h_0= 5\text{cm}$)).
- La largeur de la table de compression donnée par :

$B=b_0+2b_1$ avec $b_1= \min (L_0/2 .L/10)$ ou :

➤ L_0 : la distance entre deux nervures.

$L_0 = 65-b_0 = 55\text{ cm}$

➤ L : est la portée libre de la poutrelle : $L =360\text{ cm}$.

Donc : $b_1= \min (27.5, 36) = 27.5\text{ cm}$ donc : $b =10+2 \cdot 27.5=65\text{ cm}$.

Tableau récapitulatif :

L'épaisseur de la dalle de compression	4 cm
L'épaisseur de l'entrevous	16 cm
La largeur b_0 des nervures	10 cm
La distance L_0 entre deux nervures	55 cm
L'entraxe des nervures	65 cm

Tableau II.1 Tableau récapitulatif

c- Les poutres :

Selon le (RPA 99 VERSION 2003) article (7-5page 51-52).

- $b \geq 20 \text{ cm}$
- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $h/b \leq 4$
- $b_{\max} \leq 1.5 h + b_1$

Où b : est largeur de la poutre.

h : hauteur utile de la poutre

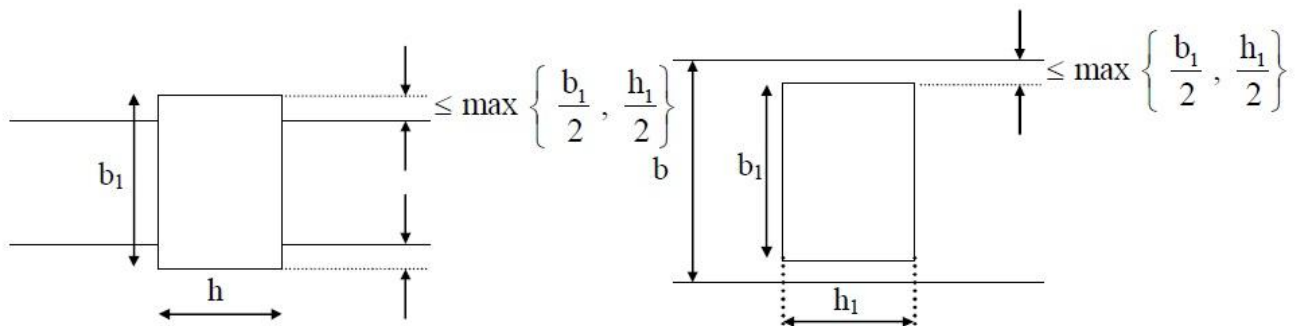


Figure II-3- les poutre

Selon la condition de flèche (CBA93 et BAEL 91) :

$$h = \begin{cases} L/16 \text{ à } L/10 & \text{Pour les poutres sur appuis simples.} \\ L/18 \text{ à } L/15 & \text{Pour les poutres continues (travées intermédiaires).} \\ L/16 \text{ à } L/12 & \text{Pour les poutres continues (travées de rives).} \end{cases}$$

$0.3h \leq b \leq 0.6 h$ pour un section rectangulaire :

$0.2 h \leq b \leq 0.4 h$ pour un section en T:

❖ Poutre principale : $L = 435 \text{ cm}$

$39 \geq h \geq 21.87 \text{ cm} \dots \dots \dots \mathbf{h = 40 \text{ cm.}}$

$24 \geq b \geq 12 \text{ cm} \dots \dots \dots \mathbf{b = 30 \text{ cm.}}$

Vérification :(conditions minimales RPA)

- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$,vérifié.
- $h = 40\text{cm} > 30 \text{ cm}$, vérifié
- $b/h = 0.75 \leq 4$, vérifié

❖ **Poutres secondaires : L = 360cm**

$38 \geq h \geq 21.25\text{cm} \dots \dots \dots \mathbf{h = 40 cm.}$

$24 \geq b \geq 12\text{cm} \dots \dots \dots \mathbf{b = 30 cm.}$

Vérification :(conditions minimales RPA)

- $b = 30\text{cm} \geq 20 \text{ cm}$, vérifié.
- $h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$, vérifié.
- $b/h = 0.75 \leq 4$, vérifié

d- Les poteaux :

Les poteaux sont les éléments porteurs et assure un certain contreventement plancher poutre, ils doivent supportent principalement les charges et les surcharges verticales leurs dimensions doivent satisfaire les conditions données Selon R.P.A 99 << version 2003 art 7.4p 48>>,

Les dimensions des poteaux doivent respecter les conditions suivantes :

❖ $\text{Min} \{b_1, h_1\} \geq 25 \text{ cm}$ (en zone I et IIa)

❖ $\text{Min} \{b_1, h_1\} \geq h_e/20$

❖ $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$

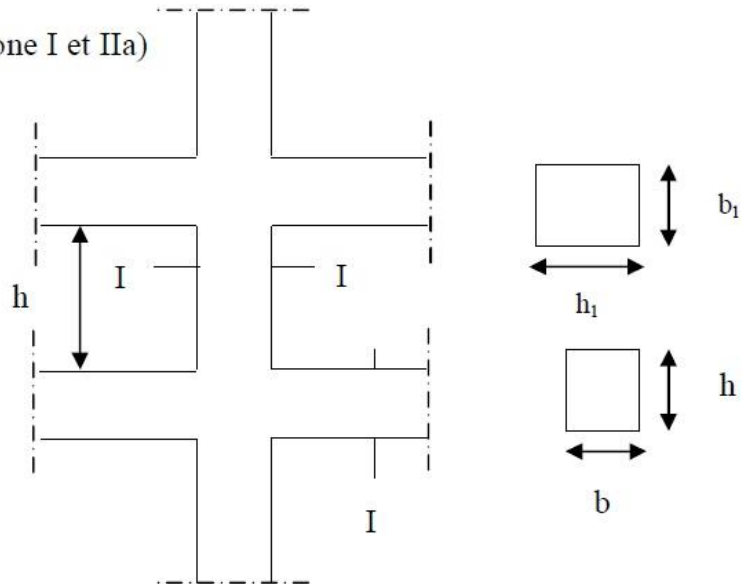


Figure II.4 coffrages des poteaux

Prédimensionnement des poteaux : 45*45 cm

➤ Pour étage courant :

$\text{Min}\{45, 45\} \geq 25 \text{ cm}$; vérifié.

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}\{45, 45\} \geq 306/ 20 = 15.3 \text{ ; vérifié.} \\ 0.25 \leq 45/45 = 1 \leq 4 \text{ ; vérifié.} \end{array} \right.$

e- Les voiles :

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

Les charges verticales, charges permanentes et surcharges.

Les actions horizontales, effet de séisme et du vent.

Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte, ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre de ce pré dimensionnement.).

D'après l'article 7-7-1 RPA99/ version 2003

« Les éléments satisfaisant la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. » Avec :

L : porté du voile.

e : épaisseur du voile.

D'après l'article 7-7-1 RPA99/ version 2003

« L'épaisseur minimale est de 15 cm », de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage **he** et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées dans La figure.

$$e \geq \text{Max} (he/20, he/22)$$

$$e \geq he/22 = 306/22 = 14\text{cm}$$

$$e \geq he/20 = 306/20 = 15.3\text{cm}$$

$$e \geq \text{Max} (15.3, 14)$$

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

II-2- Présentation du Logicielle SAP2000 (Structural Analysis Program)

II.2.1. Description du SAP2000

SAP2000 est un logiciel de calcul des structures basé sur la méthode des éléments finis, spécialement dédié à l'analyse de la résistance et de la stabilité des structures. Les calculs sous **SAP2000** sont effectués sous action statiques et dynamiques il permet aussi la vérification des sections d'aciers nécessaires à la résistance des pièces en béton armé, selon différentes règles internationales.

II.2.2. Modélisation avec logiciel SAP2000

Le logiciel permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce une interface graphique unique. En utilisant l'innombrable outil disponible. En effet, une structure peut être composée en sous schémas (portiques, treillis, dalle, voile) chaque élément est défini dans sa base graphique correspondante, ensuite ces éléments sont assemblée en modèle final de calcul. Quant a' la compatibilité, elle s'effectue de façon automatique.

La modélisation sur SAP2000 consiste en les étapes suivantes :

- Entrer la géométrie du modèle (position des nœuds, connectivité des éléments) ;
- Spécifier les propriétés des éléments et les assigner aux éléments ;
- Définir les cas de charges (statique et dynamique) et assigner ces charges aux nœuds et aux éléments ;
- Spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes, etc.) ;
- Démarrer l'exécution du problème, apporter des corrections au modèle s'il y a lieu ;
- Visualiser les résultats (à l'écran, sur fichier, etc....).

II.2.3. Généralité sur SAP2000 :

- ✓ La modélisation par le logiciel Sap2000 ne permet de considérer que les éléments structuraux, quant aux éléments secondaires, ils sont modélisés soit par des masses concentrées aux nœuds, soit par des charges qui s'ajoutent aux poids des éléments structuraux ;
- ✓ La modélisation des éléments travaillant en contraintes planes (voile, dalle...) se fait à travers les éléments Shell, si les planchers sont conçus en dalle pleines, aucun problème ne se présente, par contre si les planchers sont en corps creux, il faudrait définir l'épaisseur adéquate et les caractéristiques du matériau qui représente le mieux le corps creux, ou bien apporter aux nœuds des masse qui correspondent à la masse des planchers ;
- ✓ Conditions aux limites : les structures sont considérées appuyées (encastrement, appuis simples ou doubles) au niveau du sol de fondation, néanmoins le logiciel Sap2000 permet d'étudier l'interaction sol-structure en remplaçant les appuis rigides par des appuis élasticité du sol de fondation calculé par les différents méthodes de la mécanique des sols ;

Chapitre II: Présentation de l'ouvrage et prédimensionnement des éléments principaux

- ✓ Possibilité d'effectuer l'analyse des structures conçues avec n'importe quel matériau ;
- ✓ Le logiciel sap2000 procède dans sa base de données des spectres de réponse définis par le code sismique américain et qui sont les suivants UBC94S1, UBC94S2 ET UBC94S ;
- ✓ Le SAP2000 permet de calculer uniquement le ferrailage des éléments barre et ne donne que la section d'acier selon différentes normes ;
- ✓ Possibilité d'importer ou exporter à d'autres logiciels tels qu'Excel, AUTOCAD...
- ✓ Le SAP2000 est un logiciel avec une seule langue (anglais) ;
- ✓ Le SAP2000 est un logiciel professionnel adapté aux constructions en béton armé, en acier, ou mixtes, et qui est très performant pour les portiques auto stables ;
- ✓ Possibilité de modéliser des structures qui sortent du domaine du génie civil ou travaux publics.

CHAPITRE III

ANALYSE ET PRÉSENTATION DES RÉSULTATS

Introduction :

Nous allons commencer ce chapitre par des généralités concernant l'analyse : les cas de charges prises en considération, le type d'analyse effectuée ; ensuite nous soulèverons certains points particuliers au calcul sous charges horizontales (sismiques), et enfin nous présenterons les résultats obtenus des calculs pour toutes les variantes proposées.

III.1. Analyse de la structure :

III.1.1. Considérations générales liées à l'analyse :

a. Cas de charges prises en considération :

Les cas des charges considérés dans les calculs sont :

➤ Les charges permanentes G :

- Le poids propre de la structure.
- Les charges des planchers :
 - ✓ Plancher terrasse : Corps creux : $G = 5.69 \text{ KN/m}^2$

Dalle plane : $G = 2.99 \text{ KN/m}^2$

- ✓ Plancher EC : Corps creux : $G = 4.16 \text{ KN/m}^2$

Dalle plane : $G = 1.46 \text{ KN/m}^2$

- Les murs : Mur extérieur : $G = 2.89 \text{ KN/m}^2$

Mur intérieur : $G = 1.46 \text{ KN/m}^2$

➤ Les charges d'exploitation Q :

- Plancher : Plancher terrasse : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

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

➤ Les cas de charges sismiques selon x et selon y .

b. Type de calcul effectué :

Une analyse linéaire en négligeant les efforts et déplacements du 2ème ordre liés à l'effet P-Delta, et une analyse non linéaire en incluant dans les calculs les efforts et déplacements du 2ème ordre dus à l'effet P-Delta.

III.1.2. Considérations générales liées aux charges horizontales :

- a. Centre de masse, centre de rigidité et torsion des structures asymétriques sous charges horizontales :

- **Centre de masse CM_j:**

Donnée par la formule :

$$\begin{cases} X_{cm} = \frac{\sum m_i \cdot x_{Gi}}{\sum m_i} \\ Y_{cm} = \frac{\sum m_i \cdot y_{Gi}}{\sum m_i} \end{cases}$$

Avec m_i : La masse sismique de l'étage.

$\begin{cases} x_{Gi} \\ y_{Gi} \end{cases}$: Les coordonnées de la position du centre de gravité CM_j de l'étage.

- **Centre de torsion CT_j:**

Donnée par la formule :

$$\begin{cases} X_{CT} = \frac{\sum K_{yi} \cdot x_{Ti}}{\sum K_{yi}} \\ Y_{CT} = \frac{\sum K_{xi} \cdot y_{Ti}}{\sum K_{xi}} \end{cases}$$

Avec K_{xi} : Rigidité du bâtiment selon le sens x-x.

K_{yi} : Rigidité du bâtiment selon le sens y-y.

$\begin{cases} x_{Ti} \\ y_{Ti} \end{cases}$: Les coordonnées de la position du centre de torsion CT_j de l'étage.

Rigidités des voiles K :

Donnée par la formule :

$$\begin{cases} K_{xi} = \frac{12EI}{h^3} \\ K_{yi} = \frac{12EI}{h^3} \end{cases}$$

Avec : h : La hauteur d'étage.

E : module de Young.

I : Moment d'inertie.

Ou la formule :

$$\begin{cases} K_{xi} = \frac{F}{\Delta_x} \\ K_{yi} = \frac{F}{\Delta_y} \end{cases}$$

Chapitre III : Analyse et présentation des résultats

Avec : F : la force unitaire $F= 1 \text{ t}$.

Δx : Le déplacement selon le sens x-x.

Δy : Le déplacement selon le sens y-y.

b. Satisfaction des exigences parasismiques du RPA :

Le RPA exige que la charge sismique à la base calculée par la méthode dynamique doit être $\geq 80\%$ de celle calculée par la méthode statique équivalente donnée par :

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

Où :

A : Coefficient d'accélération de zone.

Q : Facteur de qualité.

D : Coefficient d'amplification dynamique donnée par les formules :

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

Avec T est la période fondamentale de la structure donnée par :

$$T = C_{ThN}^{3/4} \text{ ou } T = 0.09h_N/\sqrt{L}$$

W : Poids total de la structure, il est égal à la totalité du poids du au charges permanentes et une partie du poids du aux charges d'exploitation = $W_G + \beta W_Q$, pour les bâtiments $\beta = 0.2$.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

Pour notre cas :

$$C_T = 0.050, h_N = 18.36m, L_x = 22.10m, L_y = 10.15m$$

$$T_x = \min(C_{ThN}^{3/4}, 0.09 h_N/\sqrt{L_x}) = 0.351 \text{ s}$$

$$T_y = \min(C_{ThN}^{3/4}, 0.09 h_N/\sqrt{L_y}) = 0.443 \text{ s}$$

$$A = 0.15 \text{ (Zone IIa)}$$

$$Q = 1.1$$

$$R = 3.5 \text{ (Portiques contreventés par des voiles)}$$

$$D = 2.2$$

Alors pour la structure :

$$W = 11547,25KN$$

$$\text{Alors } V_x = 1727,17 \text{ KN}$$

$$V_y = 1658,33 \text{ KN}$$

Et pour les structures contreventées :

$$W = 12626,25 \text{ KN}$$

$$\text{Alors } V_x = 1904,84 \text{ KN}$$

$$V_y = 1967,66 \text{ KN}$$

III.2. Présentation des résultats :

III.2.1. La structure sans voiles de contreventement :

a. La période fondamentale :

Mode	Période (Sec)
1	0.546373
2	0.516208
3	0.485115
4	0.185474
5	0.180894
6	0.168449
7	0.12256
8	0.121179
9	0.111917
10	0.073078
11	0.072633
12	0.069259

Tableau III.1 : La période fondamentale de la structure sans voiles de contreventement

b. La masse modale :

Mode	Masse Modale [%]		
	UX	UY	UZ
1	0	0.67296	0.00001526
2	0.65902	0	1.353E-19
3	0.03593	0	0
4	1.181E-19	0.27293	0.00005647
5	0.24724	0	2.814E-17
6	0.00867	0	4.77E-18
7	1.853E-19	0.0533	0.00002335
8	0.04711	6.393E-20	1.805E-15
9	0.00126	1.242E-20	4.028E-16
10	6.85E-20	0.00079	0.00063
11	0.00074	6.645E-17	5.287E-14
12	8.546E-17	8.731E-08	0.40363

Tableau III.2 : La masse modale de la structure sans voiles de contreventement

c. Le déplacement des étages dans les deux directions x et y :

Etage	U _{1xR}	ΔX	U _{2xR}	ΔY
	cm	m	cm	m
0	0.62	0.0062	0.59	0.0059
1	0.62	0.0000	0.59	0.0000
2	1.58	0.0096	1.60	0.0101
3	2.83	0.0125	2.94	0.0134
4	3.83	0.0100	4.08	0.0114
5	4.45	0.0061	4.86	0.0078

Tableau III.3: Le déplacement des étages de la structure sans voiles de contreventement

d. La force sismique à la base :

$$V_x = 1727,17 \text{ KN}$$

$$V_y = 1658,33 \text{ KN}$$

e. Vérification vis-à-vis P-Δ :

➤ Article 5.9 RPA2003

$$\theta = P_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot h_k \leq 0.10, g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

étage	P _k (Kn)	h _k (m)	Sens x-x			Sens y-y		
			ΔX (m)	V _k (Kn)	θ	ΔY (m)	V _k (Kn)	θ
RDC	11547.23	3.06	0.0062	1727.14	0.0135	0.0059	1656.99	0.0134
1er étage	9584.50	3.06	0.0000	1181.14	0.0000	0.0000	1259.79	0.0000
2me étage	7644.28	3.06	0.0096	1476.97	0.0163	0.0101	1410.79	0.0178
3me étage	5704.06	3.06	0.0125	1284.48	0.0181	0.0134	1230.41	0.0204
4me étage	3763.64	3.06	0.0100	980.76	0.0126	0.0114	949.39	0.0148
5me étage	1823.62	3.06	0.0061	548.48	0.0067	0.0078	542.49	0.0086

Tableau III.4 Vérification vis-à-vis P-Δ de la structure sans voiles de contreventement

f. Les efforts tranchants sollicitant les poteaux et les poutres :

	Sens x-x	Sens y-y
RDC	1727.14	1656.99
1er étage	1181.14	1259.79
2me étage	1476.97	1410.79
3me étage	1284.48	1230.41
4me étage	980.76	949.39
5me étage	548.48	542.49

Tableau III.5 Les efforts tranchants sollicitant les poteaux et les poutres pour la structure sans voiles de contreventement

g. Plans : xy, xz, yz :

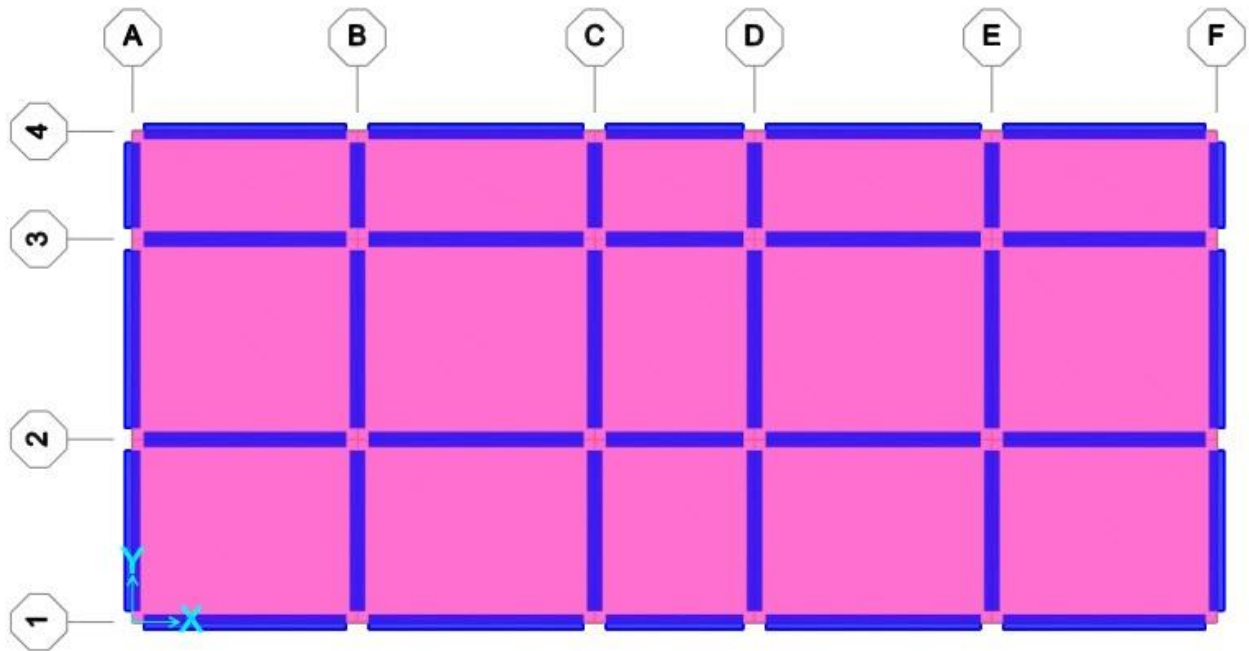


Figure III-1 : Plan xy

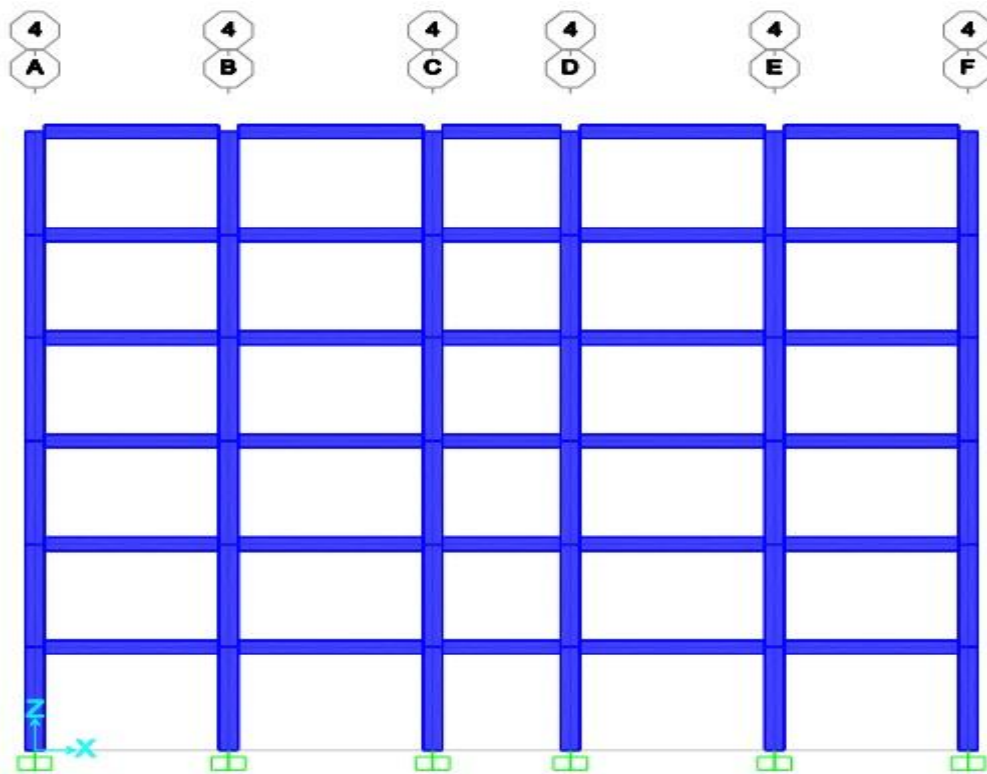


Figure III-2 : Plan xz

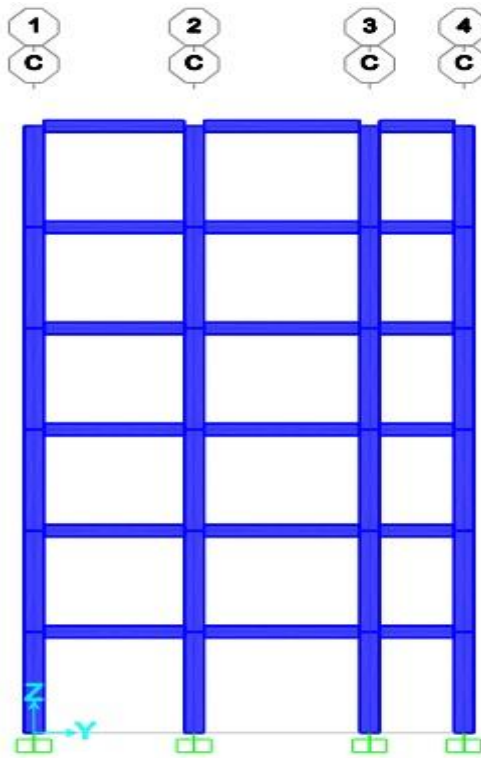


Figure III-3 : Plan yz

III.2.2. Etude de la variante (Portique avec noyau central)

a. La période fondamentale :

Mode	Période (Sec)
1	0.321499
2	0.28532
3	0.255855
4	0.119983
5	0.080827
6	0.078856
7	0.072986
8	0.06822
9	0.068194
10	0.059912
11	0.059891
12	0.055913

Tableau III.6 : La période fondamentale (Portique avec noyau central)

b. La masse modale :

Mode	Masse Modale [%]		
	UX	UY	UZ
1	0.04771	0	8.924E-20
2	0.56764	2.056E-19	1.53E-18
3	7.289E-19	0.61728	0.00001964
4	0.00403	3.978E-16	2.408E-16
5	0.30127	2.486E-15	9.14E-14
6	0.01901	3.682E-15	1.98E-14
7	6.331E-16	0.3238	0.00114
8	4.148E-16	0.00078	0.22267
9	0.00013	4.249E-16	2.548E-15
10	8.785E-16	0.00002216	0.09485
11	0.00001978	2.581E-17	1.018E-16
12	2.197E-15	0.00044	0.12954

Tableau III.7 : La masse modale (Portique avec noyau central)

c. Le déplacement des étages dans les deux directions x et y :

Etage	U _{1xR}	ΔX	U _{2xR}	ΔY
	cm	m	cm	m
0	0.12	0.0012	0.10	0.0010
1	0.12	0.0000	0.10	0.0000
2	0.38	0.0026	0.32	0.0021
3	0.72	0.0034	0.59	0.0028
4	1.07	0.0036	0.88	0.0029
5	1.41	0.0034	1.16	0.0028

Tableau III.8: Le déplacement des étages (Portique avec noyau central)

d. La force sismique à la base :

$V_x = 1904,84 \text{ KN}$

$V_y = 1967,66 \text{ KN}$

e. Vérification vis-à-vis P-Δ :

➤ Article 5.9 RPA2003

$$\theta = P_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot h_k \leq 0.10, g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

étage	P _k (Kn)	h _k (m)	Sens x-x			Sens y-y		
			ΔX (m)	V _k (Kn)	θ	ΔY (m)	V _k (Kn)	θ
RDC	12626.33	3.06	0.0012	1904.76	0.0026	0.0010	1967.65	0.0021
1er étage	10465.78	3.06	0.0000	2220.22	0.0000	0.0000	2203.25	0.0000
2me étage	8305.24	3.06	0.0026	1577.01	0.0045	0.0021	1625.66	0.0036
3me étage	6144.71	3.06	0.0034	1357.00	0.0050	0.0028	1396.43	0.0040
4me étage	3984.16	3.06	0.0036	1072.87	0.0043	0.0029	1100.08	0.0034
5me étage	1823.26	3.06	0.0034	628.31	0.0032	0.0028	641.30	0.0026

Tableau III.9: Vérification vis-à-vis P-Δ(Portique avec noyau central)

f. Les efforts tranchants sollicitant les poteaux et les poutres + Les répartitions des charges horizontales :

	Sens x-x				Sens y-y			
	Les efforts tranchants		La Répartition des charges (%)		Les efforts tranchants		La Répartition des charges (%)	
	Voile	Poteaux	Voile	Poteaux	Voile	Poteaux	Voile	Poteaux
RDC	1904.76	1566.62	82.25	17.75	1967.65	1680.74	85.42	14.58
1er étage	2220.22	1918.02	86.39	13.61	2203.25	1943.64	88.22	11.78
2me étage	1577.01	1208.28	76.62	23.38	1625.66	1327.8	81.68	18.32
3me étage	1357.00	1082.07	79.74	20.26	1396.43	1189.33	85.17	14.83
4me étage	1072.87	786.98	73.35	26.65	1100.08	885.42	80.49	19.51
5me étage	628.31	317.2	50.48	49.52	641.30	406.51	63.39	36.61

Tableau III.10 : Les efforts tranchants sollicitant les poteaux et les poutres + Les répartitions des charges horizontales

g. Plans : xy, xz, yz :

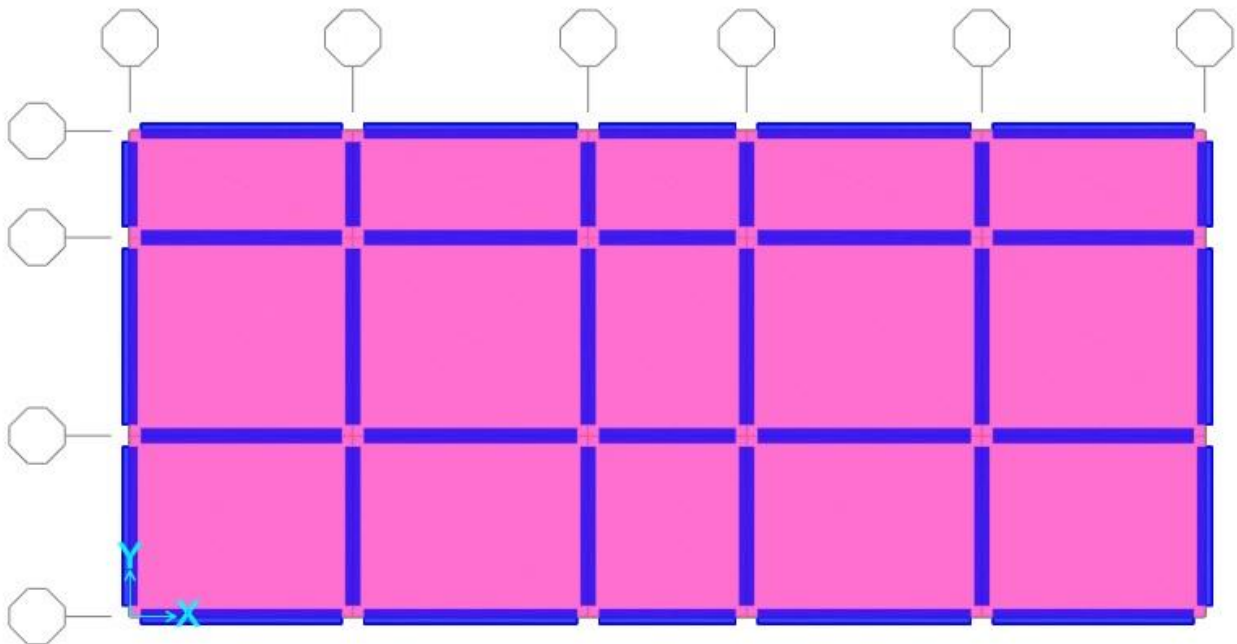


Figure III-4 : Plan xy

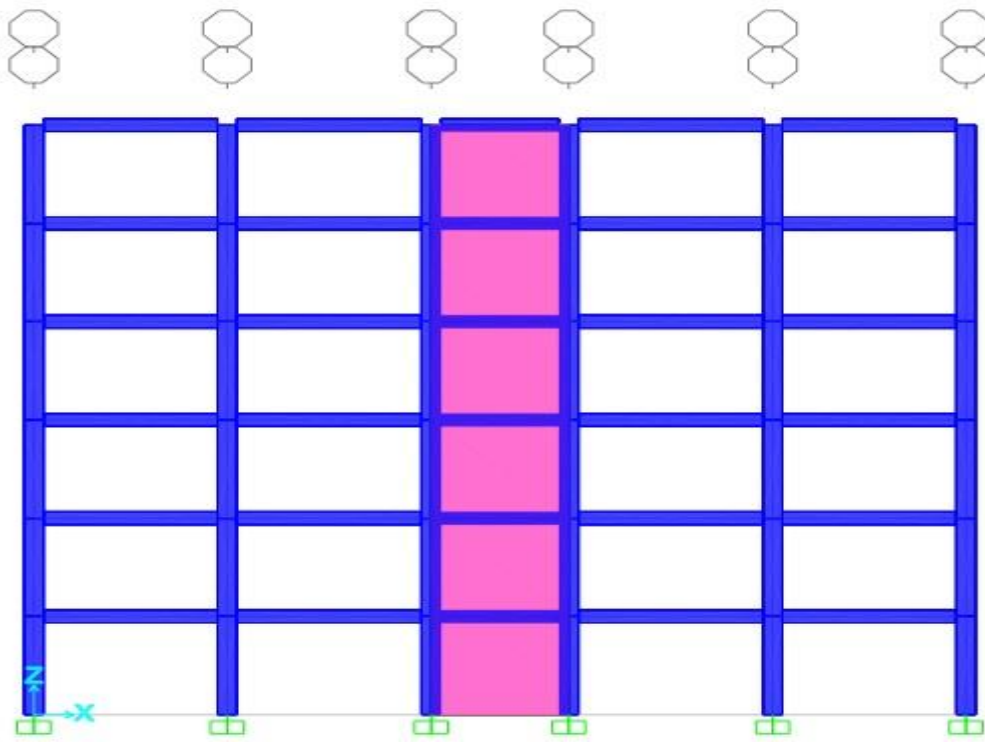


Figure III-5 : Plan xz

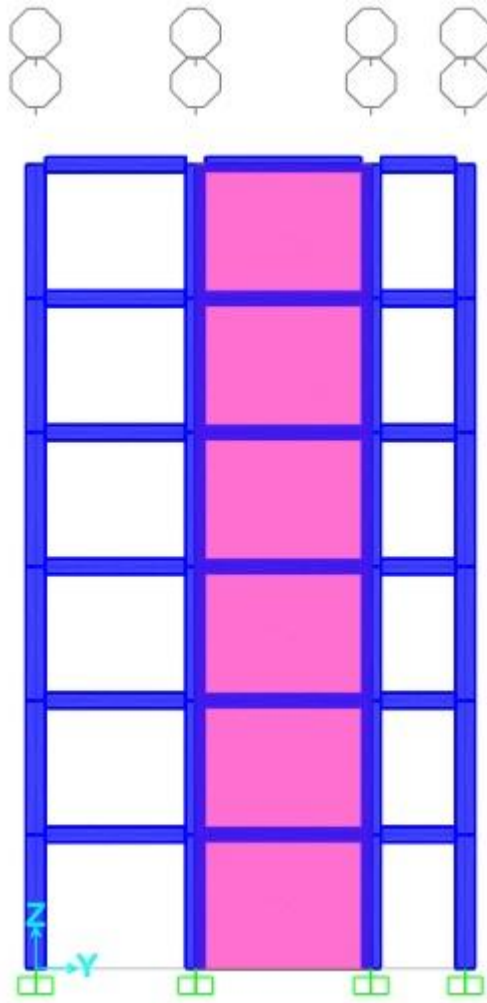


Figure III-6 : Plan yz

III.3. Spectre de réponse :

L'étude de l'élément porteur, consiste à la distribution de la charge (verticales et surtout horizontaux) aux portiques et voiles, cette étude effectuée par la méthode des éléments finis « SAP2000.V14 » (structural analysais program).

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentés par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suit combinés pour obtenir la réponse de la structure.

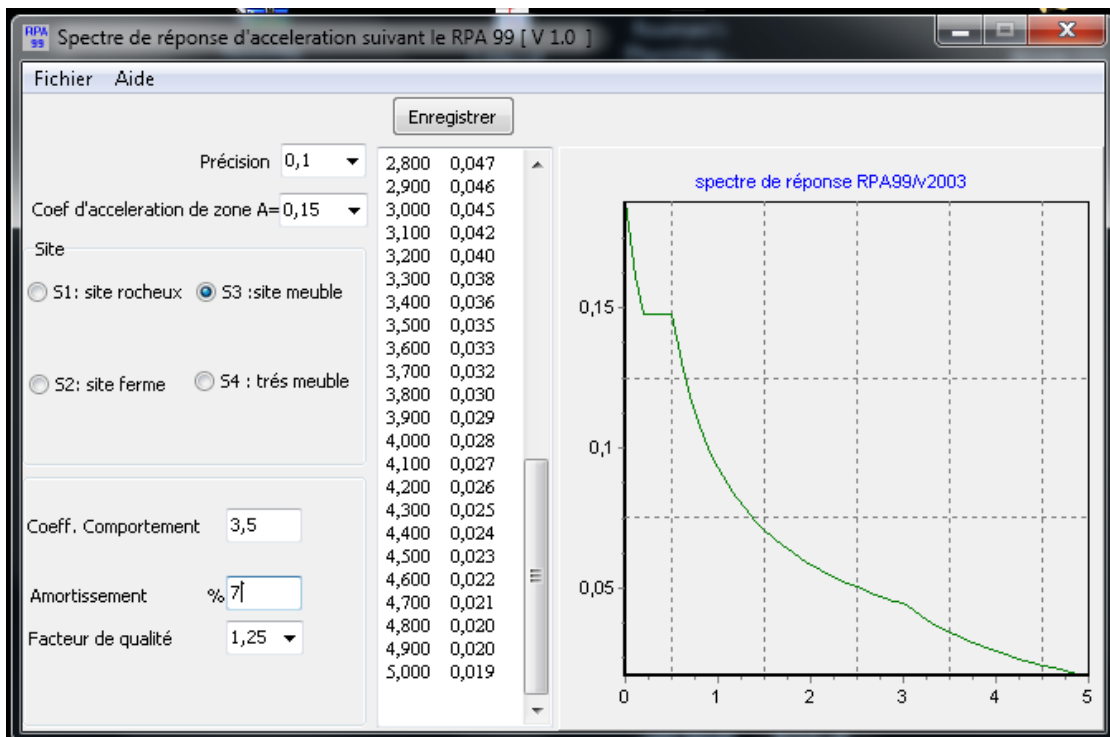


Figure III-7 : Spectre de réponse d'accélération suivant le RPA 99

➤ Spectre de réponse de calcul : *

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

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

$$2.5 \eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \quad T \geq 3.0s$$

A : Coefficient d'accélération de zone ;

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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

ζ : Pourcentage d'amortissement critique ;

R : Coefficient de comportement de la structure ;

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

Q : Facteur de qualité.

CHAPITRE IV

DISCUSSION ET INTERPRÉTATION DES
RÉSULTATS

Introduction :

Dans ce chapitre nous allons d'abord récapituler les résultats obtenus pour faciliter de s'y référer, ensuite une discussion générale de l'ensemble des résultats obtenus est entretenue en commençant par la mise en évidence des apports du contreventement à la structure du bâtiment étudié, suivie d'une évaluation de l'inclusion des effets du 2ème ordre dans l'analyse, et en terminant par une comparaison entre les variantes pour montrer celle qui sont plus parasismiques que les autres.

VI.1. Comparaison des résultats :

a. La période fondamentale :

Mode	Portique	Portique avec noyau central
1	0.546373	0.321499
2	0.516208	0.28532
3	0.485115	0.255855

Tableau IV.1 : La période fondamentale (Portique + Portique avec noyau central)

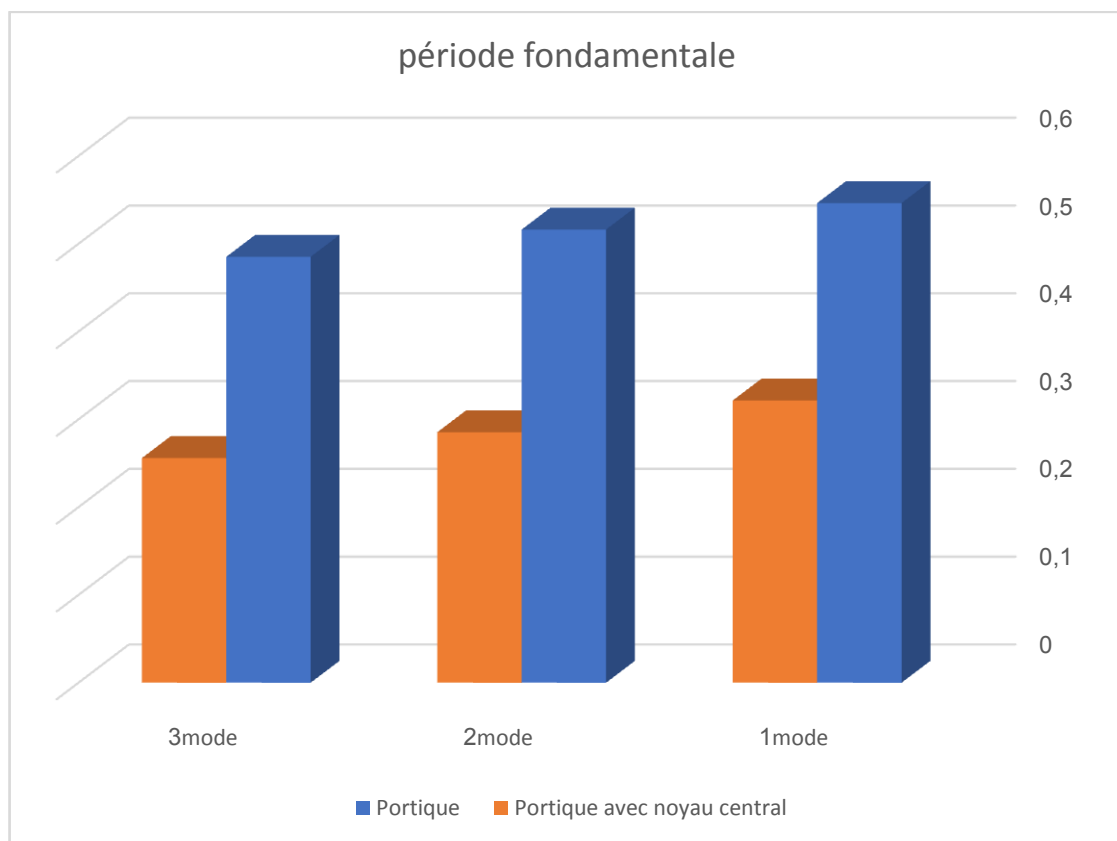


Figure IV.1 : Graphique des résultats de la période

b. La masse modale :

	Portique			Portique avec noyau central		
	UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
Mode 1	0	0.67296	0.00001526	0.04771	0	8.924E-20
Mode 2	0.65902	0	1.353E-19	0.56764	2.056E-19	1.53E-18
Mode 3	0.03593	0	0	7.289E-19	0.61728	0.00001964

Tableau IV.2 : La masse modale (Portique + Portique avec noyau central)

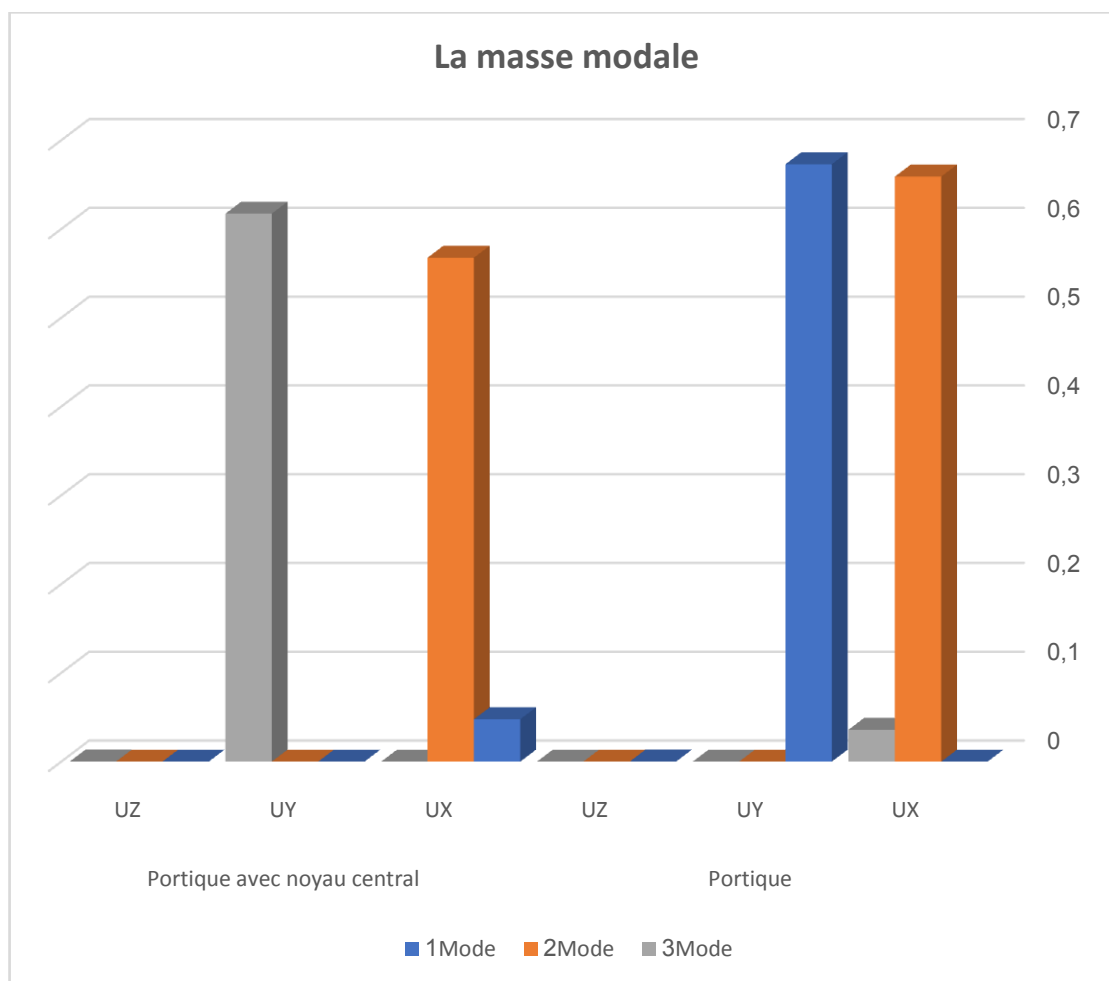


Figure IV.2 : Graphique des résultats de La masse modale

c. Le déplacement des étages dans les deux directions x et y :

	Portique				Portique avec noyau central			
	U _{1xR} (cm)	ΔX(m)	U _{2xR} (cm)	ΔY (m)	U _{1xR} (cm)	ΔX(m)	U _{2xR} (cm)	ΔY (m)
Etage 0	0.62	0.0062	0.59	0.0059	0.12	0.0012	0.10	0.0010
Etage 1	0.62	0.0000	0.59	0.0000	0.12	0.0000	0.10	0.0000
Etage 2	1.58	0.0096	1.60	0.0101	0.38	0.0026	0.32	0.0021
Etage 3	2.83	0.0125	2.94	0.0134	0.72	0.0034	0.59	0.0028
Etage 4	3.83	0.0100	4.08	0.0114	1.07	0.0036	0.88	0.0029
Etage 5	4.45	0.0061	4.86	0.0078	1.41	0.0034	1.16	0.0028

Tableau IV.3: Le déplacement des étages (Portique + Portique avec noyau central)

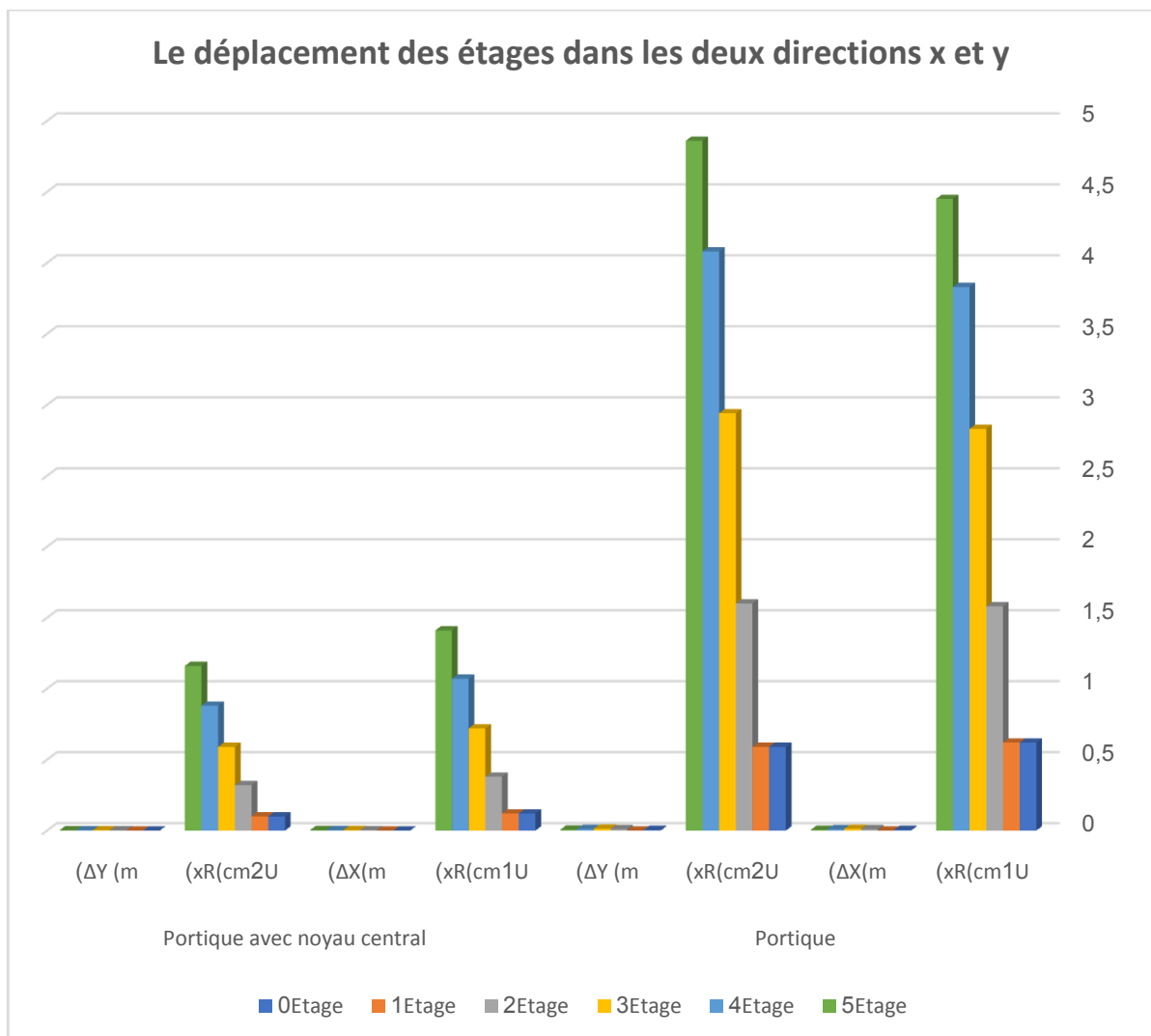


Figure IV.3 : Graphique des résultats du déplacement des étages dans les deux directions x et y

d. La force sismique à la base :

	Portique	Portique avec noyau central
$V_x(\text{KN})$	1727,17	1904,84
$V_y(\text{KN})$	1658,33	1967,66

Tableau IV.4: La force sismique à la base(Portique + Portique avec noyau central)

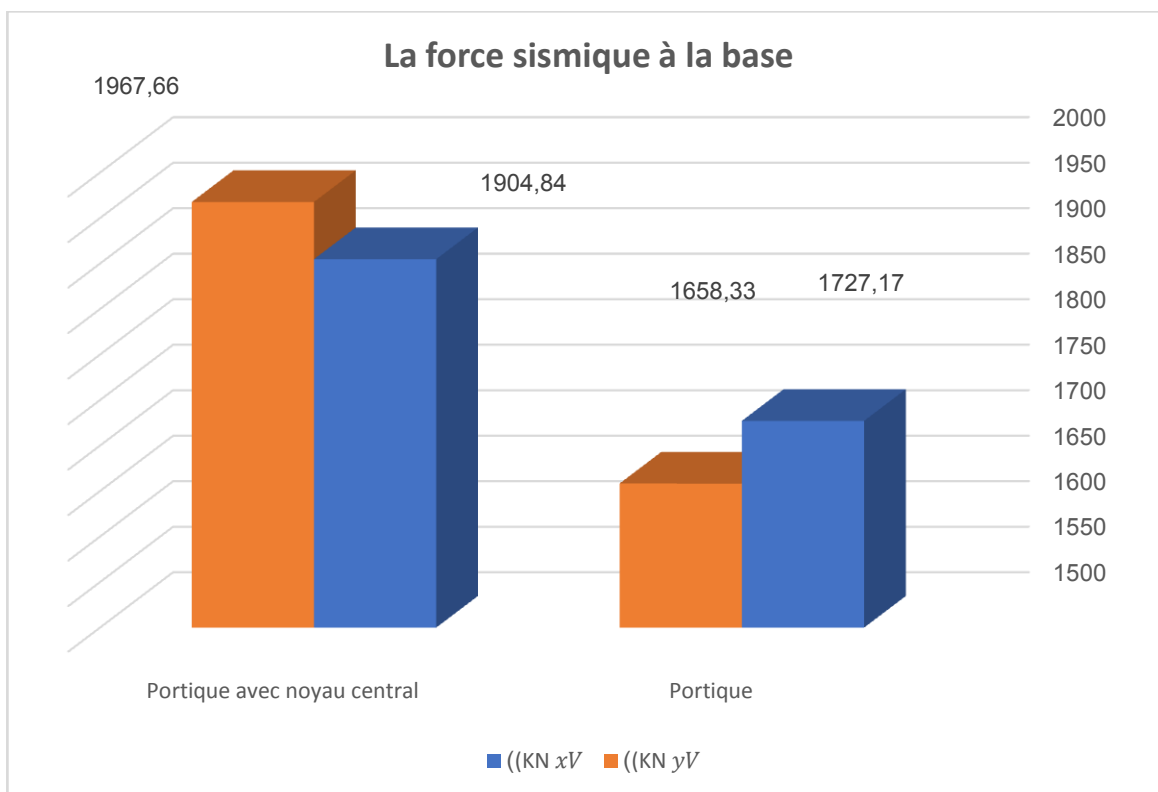


Figure IV.4 : Graphique des résultats de La force sismique à la base

e. Vérification vis-à-vis P- Δ :

	Portique		Portique avec noyau central	
	θ (x-x)	θ (y-y)	θ (x-x)	θ (y-y)
RDC	0.0135	0.0134	0.0026	0.0021
1er étage	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2me étage	0.0163	0.0178	0.0045	0.0036
3me étage	0.0181	0.0204	0.0050	0.0040
4me étage	0.0126	0.0148	0.0043	0.0034
5me étage	0.0067	0.0086	0.0032	0.0026

Tableau IV.5: Vérification vis-à-vis P- Δ (Portique + Portique avec noyau central)

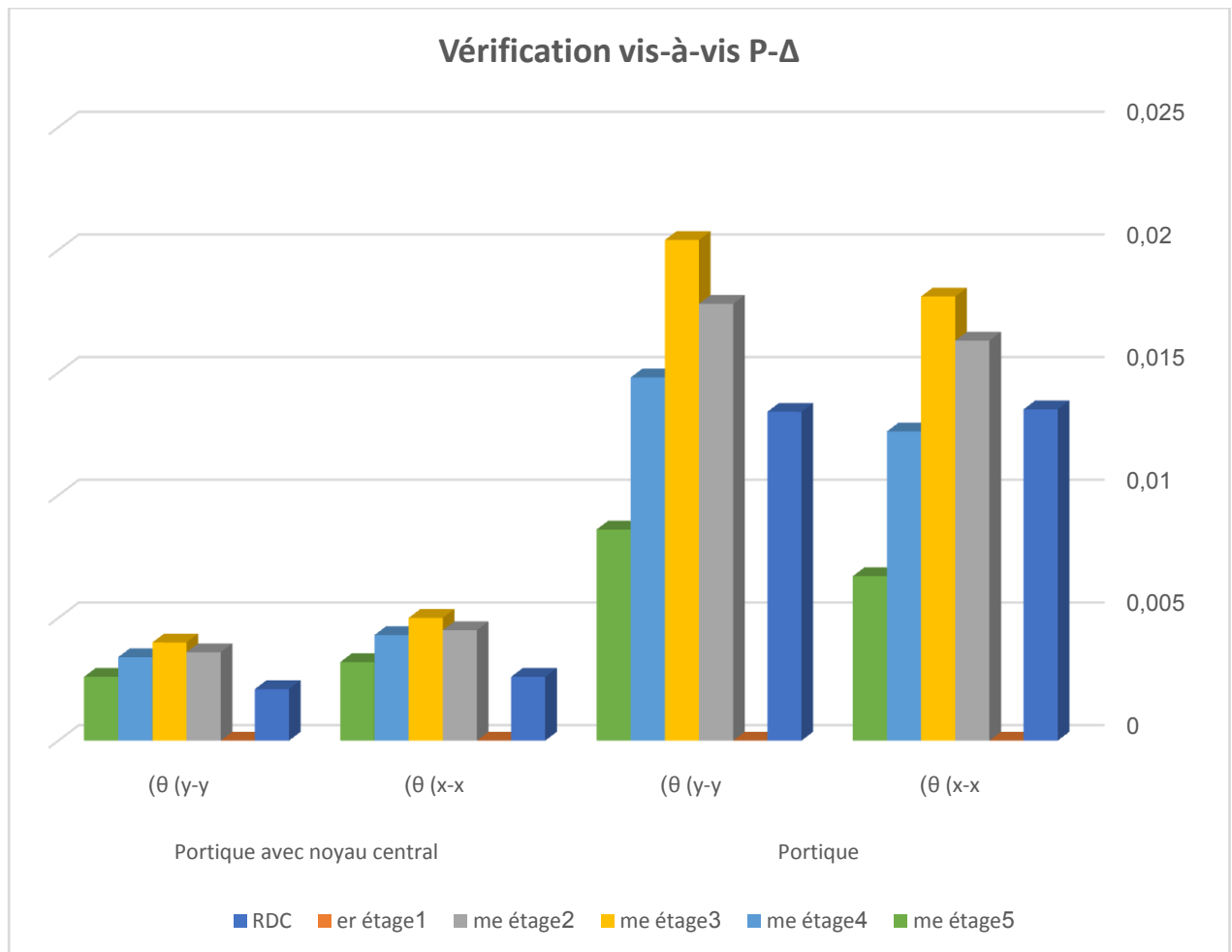


Figure IV.5 : Graphique des résultats de La Vérification vis-à-vis P- Δ

f. Les répartitions des charges horizontales :

	Sens x-x		Sens y-y	
	Voile	Poteaux	Voile	Poteaux
RDC	82.25	17.75	85.42	14.58
1er étage	86.39	13.61	88.22	11.78
2me étage	76.62	23.38	81.68	18.32
3me étage	79.74	20.26	85.17	14.83
4me étage	73.35	26.65	80.49	19.51
5me étage	50.48	49.52	63.39	36.61

Tableau IV.6: Les répartitions des charges horizontales (Portique + Portique avec noyau central)

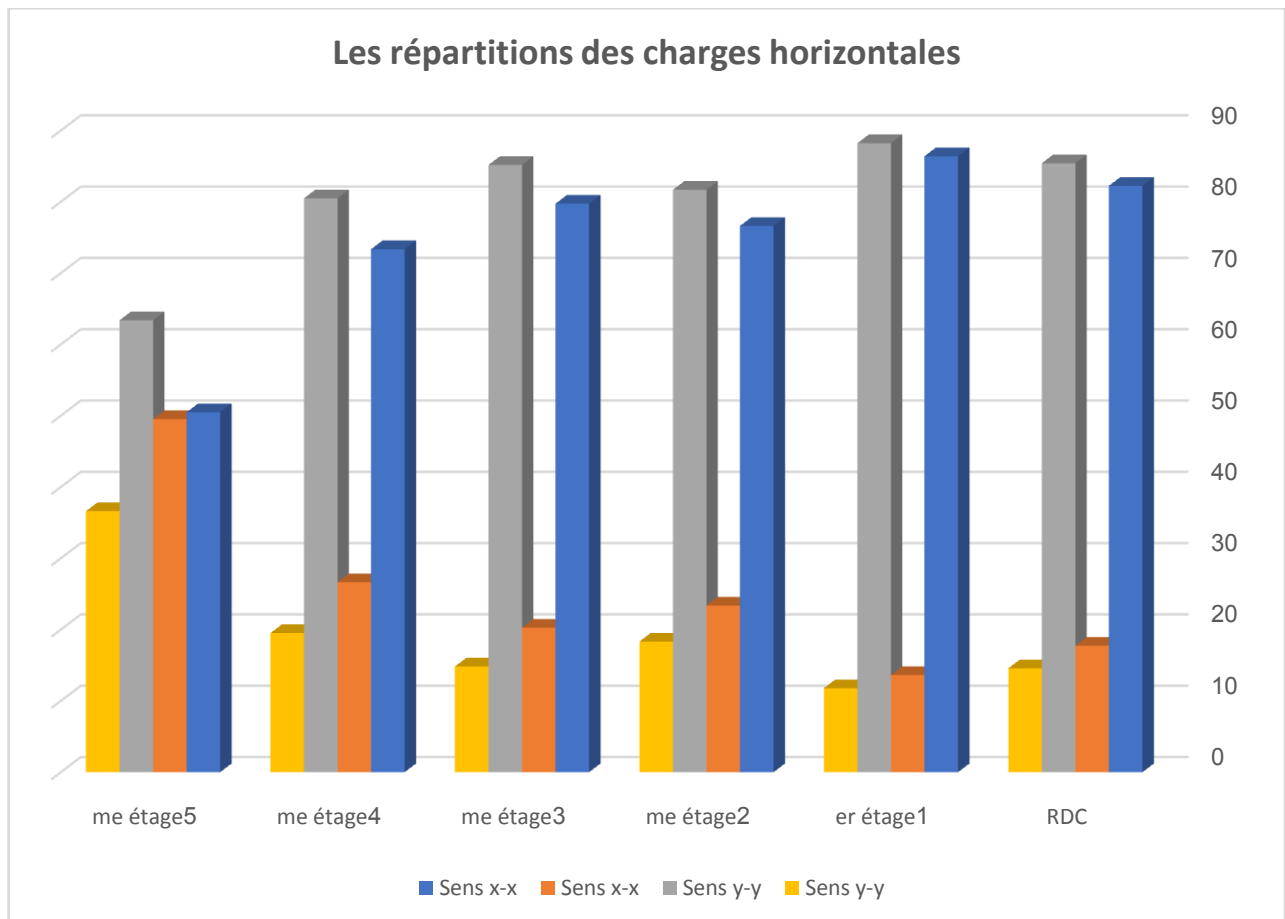


Figure IV.6 : Graphique des résultats des répartitions des charges horizontales

IV.2. Apports des voiles de contreventement à la structure du bâtiment étudié

IV.2.1. Les périodes : la variante avec noyau central donne des périodes $<$ à celle sans noyau central, ce qui veut dire que la variante avec noyau central augmente la rigidité de la structure.

IV.2.2. Les masses modales en % : Pour la variante sans noyau central la masse modale en % dans les deux sens x et y sont comparables vu la forme de la structure. Pour la variante avec noyau central on voit que le % de la masse modale est nulle dans le sens y au premier mode (torsion), et dominant dans le sens x pour le deuxième mode (translation selon y), et grossièrement comparables pour le 3ème mode (torsion).

IV.2.3. Les masses modales cumulées en % : Pour les deux variantes, le % de la masse modale cumulée dans les trois premiers modes dépassent 60%, mais pour satisfaire la condition du RPA (article 4.3.4) exigeant, pour avoir une bonne réponse aux vibrations sismiques, que la masse modale cumulée doit dépasser 90%, le nombre de modes à prendre en compte dans la variante avec noyau central est très grand par rapport à celui de la variante sans noyau central.

IV.2.4. Les déplacements relatifs : La condition de déplacement relatif inter étages (article 5.10 RPA99) est vérifiée pour tous les niveaux dans les deux variantes. la variante avec noyau central donne des déplacements relatifs $<$ à ceux de la variante sans noyau central, ce que veut dire que la présence des voiles de contreventement améliore le comportement de la structure vis-à-vis des déplacements inter étages.

IV.2.5. Les déplacements totaux : la variante avec noyau central donne des déplacements totaux au dernier niveau $<$ à celui de la variante sans noyau central, ce qui augmente la sécurité vis-à-vis des déplacements admissibles et vis à vis des largeurs des joints sismiques s'ils sont nécessaires.

IV.2.6. Répartition des charges horizontales en % : dans la variante avec noyau central, les forces sismiques prises par les poteaux dépassent 11 %, ainsi cette variante est classée (selon le système de structure) dans la classe 4.a Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

IV.2.7. Force sismique à la base : Les forces sismique à la base obtenus dans les deux variantes sont $>$ à 80% de la force sismique calculée par la méthode statique équivalent, C'est-à-dire la condition du RPA (article 4.3.6) est vérifiée.

Une augmentation allant jusqu'à 18 % de la force sismique à la base dans la variante avec noyau central par rapport à la variante sans noyau central est due à l'augmentation de la rigidité de la structure, mais vu que la majorité de cette force est prise par les voiles, donc elle n'a aucun effet sur les poteaux de la structure.

IV.3. Conclusion :

L'analyse comparative des résultats a révélé que la présence des voiles augmentait significativement la rigidité et la stabilité de la structure.

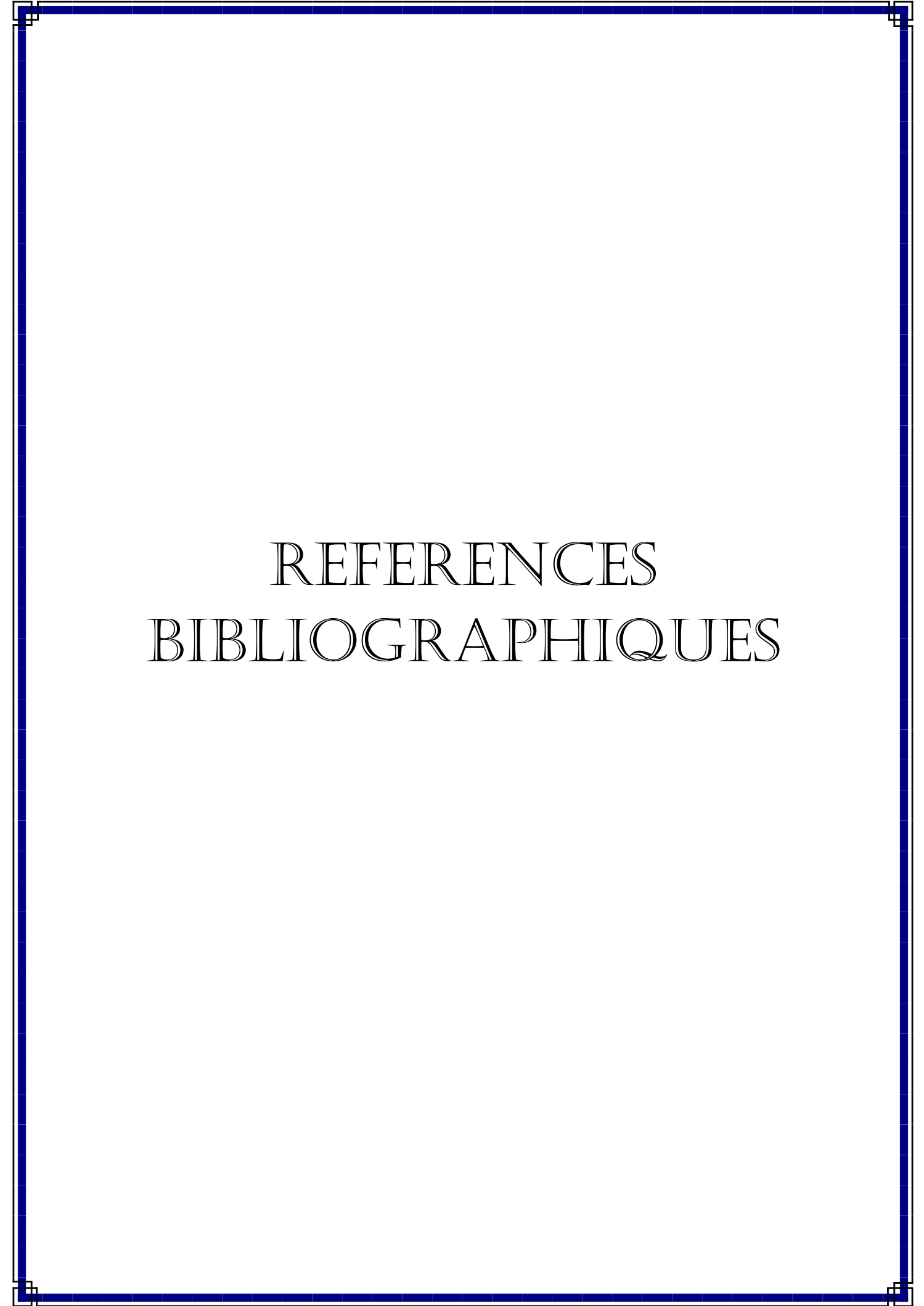
CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

L'expérience des séismes passés a montré que les structures contreventées par noyaux centraux présentaient un bon comportement sismique, car leur grande rigidité permet de limiter les déplacements latéraux et ainsi assurer la résistance aux forces horizontales, mais la distribution de ces derniers, pour aboutir à une conception adéquate qui permet d'avoir un meilleur comportement structurel et d'une exploitation maximale de la rigidité de la structure, est laissé à présent au choix du concepteur sans directives règlementaires autre que la recherche de la symétrie en rigidité prescrite par le (RPA99-V2003).

Les résultats de l'étude nous ont permis de conclure les points suivants :

- La variante qui inclut un noyau central a amélioré considérablement la rigidité et la stabilité de la structure, ce qui est en conformité avec l'expérience cumulée sur le comportement de la structure contreventé par voiles.
- L'analyse comparative a mis en évidence l'excellent comportement sismique de la variante avec noyau central par rapport à celle sans noyau central.
- Cette étude nous a surtout conduits à constater les limites de la prescription des codes parasismiques y compris le (RPA99 vs 2003).
- Cette étude nous a permis l'application de toutes les connaissances théoriques acquise durant notre formation. De plus elle nous a permis de maîtriser logiciel SAP qui est très pratique pour les bâtiments.



REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Renaud Favre et Jean Paul et..., Dimensionnement des structures en béton armé, Presses polytechnique et universitaires Romande,1997

André Plumier et Hervi Degrée , Calcul des structure pour leur résistance aux séisme ,université de Liège. Bruxelles . 22 juin 2010

Les règlements :

Ministère de L'habitat, Charges permanentes et charges d'exploitation, CGS, 1988,

Ministère de L'habitat, Règle de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93, CGS ,1994.

Ministère de L'habitat, Règles parasismiques Algérienne RPA 99/Version 2003, CGS, 2003

Les logiciels :

SAP2000 /v.2014