



REPUBLIQUE ALGERIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique



Université Hadj Lakhdar-Batna

Institut de Génie Civil, d'Hydraulique et d'Architecture

Département de génie civil

Mémoire de Magister en Génie Civil

Option : Construction en zone sismique

Présenté par :

ABDELHAMID Fayçal

Pour obtenir le diplôme de Magister en génie civil

Influence du type de contreventement sur les structures en acier en zone sismique

Sous la direction de Dr. DEMAGH KAMEL

Devant le jury composé de :

Pr. CHABIL Hocine	Professeur	Université de Constantine	Président
Dr. DEMAGH Kamel	M.C-A	Université de Batna	Rapporteur
Dr. KARECH Toufik	M.C-A	Université de Batna	Examineur
Dr. LAHBARI Nouredine	M.C-A	Université de Batna	Examineur
Dr. MAZOUZ Hamoudi	M.C-A	Université de Batna	Examineur

Dédicace

A mes parents dont le rêve était toujours de me voir réussir. Qu'ils sachent que leur place dans mon cœur et ma pensée, reste et demeure immense.

A toute ma famille et tous mes amis.

A mes collègues de promotion,
Mon Promoteur, sans oublier tous mes
enseignants auxquels j'exprime mon profond
respect.

Et à tous ceux qui me sont chers.

ABDELHAMID FAYÇAL

Remerciements

Louange à Dieu, tout puissant de m'avoir guidé durant ma formation et de m'avoir permis de réaliser ce modeste travail.

Mes vifs remerciements à mon Promoteur : Dr. Demagh Kamel pour ses conseils durant l'élaboration de ce mémoire ainsi qu'à l'ensemble des enseignants qui ont assuré ma formation.

Mes respects aux membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier ce modeste travail.

Enfin ma reconnaissance à tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de cette thèse.

Table des matières

Liste des tableaux	03
Liste des figures	04
Résumé	08
Chapitre 1 : Introduction générale.....	09
Chapitre 2 : Synthèse bibliographique.....	12
Chapitre 3 : Aperçu sur les effets sismiques.....	25
3.1. Introduction :.....	25
3.2. Genèse des séismes :.....	25
3.3. Propagation des ondes.....	26
3.4. Caractérisation et mesure des séismes.....	28
3.5. Effets particuliers des séismes.....	31
3.6. Influence du sol.....	32
3.7. Comportement des structures durant un séisme.....	32
3.8. Conception parasismique.....	34
3.9. Réglementations parasismiques.....	34
Chapitre 4 : Expérimentation numérique.....	37
4.1. Présentation des contreventements.....	37
4.1.1. Définition.....	37
4.1.2. Types de structure.....	38
4.1.3. Quelques types de contreventement à barres centres.....	40
4.1.4. Coefficient de comportement.....	42
4.2. Simulation numérique	44
4.2.1. Dimensionnement des modèles de structure.....	44
4.2.2. Analyses dynamiques	46

Chapitre 5 : Discussion des résultats.....	63
5.1. Déplacement latéral.....	63
5.1.1. Analyse modale spectrale	63
5.1.2. Analyse dynamique temporelle	65
5.2. Effort tranchant.....	74
5.2.1. Analyse modale spectrale	74
5.2.2. Analyse dynamique temporelle	75
5.3. Effort critique de flambement.....	78
Chapitre 6 : Conclusion et perspectives.....	80
Bibliographie	82

Liste des Tableaux

<u>Tableau (4.1) Valeurs du coefficient de comportement R</u>	43
<u>Tableau (5.1) Valeurs des périodes de vibration et des déplacements latéraux des sommets des portiques (variante 01)</u>	63
<u>Tableau (5.2) Valeurs des périodes de vibration et des déplacements latéraux des sommets des portiques (variante 02)</u>	64
<u>Tableau (5.3) Valeurs des déplacements latéraux des sommets des portiques (variante 01)</u>	65
<u>Tableau (5.4) Valeurs des déplacements latéraux des sommets des portiques (variante 02)</u>	65
<u>Tableau (5.5) Valeurs de l'effort tranchant à la base (Variante 01)</u>	74
<u>Tableau (5.6) Valeurs de l'effort tranchant à la base (Variante 02)</u>	74
<u>Tableau (5.7) Valeurs de l'effort tranchant à la base (Variante 01)</u>	75
<u>Tableau (5.8) Valeurs de l'effort tranchant à la base (Variante 02)</u>	76
<u>Tableau (5.9) valeurs de l'effort critique de flambement</u>	78

Liste des Figures

<i>Figure 2.1 Illustration du modèle adopté.....</i>	<i>12</i>
<i>Figure 2.2 Types de contreventements utilisés.....</i>	<i>12</i>
<i>Figure 2.3 Configurations des modèles de structure adoptées.....</i>	<i>14</i>
<i>Figure 2.4 Illustration du système proposé</i>	
<i>1) Cadre contreventé conventionnel 2) Modification apportée au cadre.....</i>	<i>16</i>
<i>Figure 2.5 Dispositif pour les diagonales de contreventement limitant le flambement.....</i>	<i>21</i>
<i>Figure 3.1 : Carte des principales plaques tectoniques dans le monde.....</i>	<i>25</i>
<i>Figure 3.2 Propagation des ondes sismiques</i>	<i>26</i>
<i>Figure 3.3 Propagation des ondes sismiques P et S.....</i>	<i>27</i>
<i>Figure 3.4 Propagation des ondes sismiques R et Q.....</i>	<i>28</i>
<i>Figure 3.5 Sismogramme du séisme El Centro (Californie 1940), Composante Nord-sud.....</i>	<i>30</i>
<i>Figure 3.6 Accélérogramme du séisme El Centro (Californie 1940), Composante Nord-sud.</i>	<i>30</i>
<i>Figure 3.7 Influence du sol et de la topographie sur les mouvements sismiques.....</i>	<i>32</i>
<i>Figure 3.8 Comportement des structures durant un séisme.....</i>	<i>33</i>
<i>Figure 4.1 Cheminement des forces transversales dans le cas d'une structure à toiture horizontale..</i>	<i>37</i>
<i>Figure 4.2 Ossatures en portique (zones dissipatives dans les poutres et en pied de poteaux).....</i>	<i>37</i>
<i>Figure 4.3 Ossatures avec triangulation à barres centrées</i>	<i>39</i>

<u>Figure (4.4) Ossatures avec triangulation à barres excentrées</u>	40
<u>Figure (4.5) Contreventement en X (1) diagonales sur la même travée</u>	40
<u>Figure (4.5) Contreventement en X (2) diagonales sur deux travées différentes</u>	40
<u>Figure (4.6) Contreventement en V</u>	41
<u>Figure (4.7) Contreventement en K</u>	42
<u>Figure (4.8) Vue en plan du modèle de structure</u>	44
<u>Figure (4.9) Vue en élévation des modèles de structure à 3, 6 et 9 étages</u>	45
<u>Figure (4.10) Portiques principal et intermédiaire à 03 étages contreventés en V</u>	46
<u>Figure (4.11) Portiques principal et intermédiaire à 03 étages contreventés en VR</u>	47
<u>Figure (4.12) : Portiques principal et intermédiaire à 03 étages contreventés en X</u>	48
<u>Figure (4.13) Portiques principal et intermédiaire à 06 étages contreventés en V</u>	48
<u>Figure (4.14) Portiques principal et intermédiaire à 06 étages contreventés en VR</u>	49
<u>Figure (4.15) Portiques principal et intermédiaire à 06 étages contreventés en X</u>	49
<u>Figure (4.16) Portique principal à 09 étages contreventé en V</u>	50
<u>Figure (4.17) Portique principal à 09 étages contreventé en VR</u>	51
<u>Figure (4.18) Portique principal à 09 étages contreventé en X</u>	52
<u>Figure (4.19) Portiques principal et intermédiaire à 03 étages contreventés en V</u>	53
<u>Figure (4.20) Portiques principal et intermédiaire à 03 étages contreventés en VR</u>	53

<u>Figure (4.21) Portiques principal et intermédiaire à 03 étages contreventés en X</u>	54
<u>Figure (4.22) Portiques principal et intermédiaire à 06 étages contreventés en V</u>	54
<u>Figure (4.23) Portiques principal et intermédiaire à 06 étages contreventés en VR</u>	55
<u>Figure (4.24) Portiques principal et intermédiaire à 06 étages contreventés en X</u>	55
<u>Figure (4.25) Portique principal à 09 étages contreventé en V</u>	56
<u>Figure (4.26) Portique principal à 09 étages contreventé en VR</u>	57
<u>Figure (4.27) portique principal à 09 étages contreventé en X</u>	58
<u>Figure (4.28) Spectre de réponse réglementaire (RPA2003) / (R = 4)</u>	59
<u>Figure (4.29) Spectre de réponse réglementaire (RPA2003) / (R = 5)</u>	59
<u>Figure (4.30) Accélérogramme du séisme de Boumerdès (composante N-S)</u>	61
<u>Figure (5.1) Spectre en accélération issu de l'accélérogramme de Boumerdes</u>	67
<u>Figure (5.2) Spectre en déplacement issu de l'accélérogramme de Boumerdes</u>	67
<u>Figure (5.3) Allure du premier mode de vibration (Portique à 03 étages contreventé en V)</u>	68
<u>Figure (5.4) Allure du premier mode de vibration (Portique à 03 étages contreventé en VR)</u>	68
<u>Figure (5.5) Allure du premier mode de vibration (Portique à 03 étages contreventé en X)</u>	69
<u>Figure (5.6) Allure du premier mode de vibration (Portique à 06 étages contreventé en V)</u>	69
<u>Figure (5.7) Allure du premier mode de vibration (Portique à 06 étages contreventé en VR)</u>	70
<u>Figure (5.8) Allure du premier mode de vibration (Portique à 06 étages contreventé en X)</u>	70

Figure (5.9) Allure du premier mode de vibration (Portique à 09 étages contreventé en V).....71

Figure (5.10) Allure du premier mode de vibration (Portique à 09 étages contreventé en VR).....72

Figure (5.11) Allure du premier mode de vibration (Portique à 09 étages contreventé en X).....73

Résumé

L'objectif de la présente étude est d'évaluer l'influence du type de contreventement sur le comportement des structures métalliques en zones sismiques. A cet effet, deux analyses dynamiques temporelle et modale spectrale, utilisant respectivement l'accélérogramme du séisme de Boumerdès et le spectre de réponse fourni par le RPA2003, ont été menées sur des portiques à 3, 6 et 9 étages à contreventements centrés en X, V, et V renversé. Les sections considérées pour ces types de contreventement sont constitués de profilés laminés en H pour la première variante et de cornières jumelées pour la seconde. Les résultats ainsi obtenus ont fait l'objet d'une discussion au terme de laquelle des conclusions ont été tirées.

Abstract

The purpose of this study is to evaluate the influence of the brace configurations on the behavior of steel buildings in seismic areas. To this end, two dynamic analysis : modal spectral and time history analysis, using respectively the Boumerdes earthquake accelerogram and the response spectrum provided by the RPA 2003, were conducted on 3, 6 and 9 stories braced frames with chevron V, inverted V and X braces. The sections considered for these bracing systems are made on wide flange sections for the first case and double angle sections for the second case. The results obtained for this study were discussed after which conclusions were drawn.

CHAPITRE I

Introduction générale

1.1 Introduction générale :

La construction métallique a connu ces dernières années un essor important puisqu'elle a montré qu'elle peut être économique à souhait et présente un certain nombre d'avantages indéniables par rapport aux constructions classiques.

Dans le but d'aller de l'avant, les concepteurs redoublent d'effort pour trouver des systèmes plus performants et répondant à un souci économique de plus en plus exigeant.

La stabilité latérale de ces constructions constitue le problème primordial. Nous l'avons appris à nos dépens lors des différents tremblements de terre enregistrés.

Dans ce type de construction, cette stabilité est assurée par différents systèmes de contreventement en amélioration perpétuelle. Parmi les structures dissipatives résistantes aux séismes, il existe essentiellement trois systèmes structuraux :

- Les structures en portique autostable : Dans ce type de structure, la résistance aux forces horizontales est assurée principalement par la flexion des poteaux et des poutres. Le principal inconvénient de ces structures très dissipatives est le comportement flexible pouvant favoriser leur mise en résonance avec le sol.
- les structures à palées triangulées centrées : Ce sont des structures pour lesquelles l'intersection des barres du système de contreventement coïncide avec le milieu des éléments porteurs et ou avec les jonctions poteaux-poutres. Pour ce genre de structure la stabilité latérale est assurée soit par les diagonales tendues (contreventement en X), soit par la combinaison simultanée des diagonales tendues et comprimées (contreventement en V et V renversé). Ces structures manifestent un meilleur comportement comparativement aux structures contreventées par cadres autostables.
- les structures à palées excentrées : Dans ce type de structure, l'intersection des barres de contreventement peut se localiser à n'importe quel point de la poutre selon la configuration adoptée. Ces systèmes de contreventement, toujours en cours

d'investigation, s'avèrent plus performants que les systèmes de contreventement traditionnels.

Notre étude ne concerne cependant que les systèmes de contreventement à palées triangulées centrées. Elle a pour principaux buts la comparaison entre le comportement des configurations en X, en V, et en V renversé, et montrer l'influence des méthodes dynamiques utilisées pour l'évaluation de l'effort sismique.

Répartie en six chapitres, elle se présente comme suit :

- Chapitre I Introduction :

Il a pour objectif de détailler la problématique et définir les principaux buts visés par la présente étude afin de permettre au lecteur de s'imprégner rapidement du sujet et suivre sans difficulté aucune, les développements intervenant dans les différents chapitres.

- Chapitre II Synthèse bibliographique :

Dans cette partie, ont été résumés quelques travaux de recherches choisis pour leur rapprochement du sujet traité et leur chronologie. Le choix de ces articles a obéi à un seul critère de sélection à savoir l'innovation dans les systèmes de contreventement, afin de situer l'axe de recherche dans ce domaine. Dans ces travaux, les auteurs développent de nouveaux concepts pour les systèmes de contreventement des ossatures métalliques et présentent les résultats de leurs recherches accompagnés des recommandations qui s'imposent.

- Chapitre III Aperçu sur les effets sismiques :

Dans ce chapitre, sont expliqués les causes et les effets des séismes ainsi que les techniques inventées par les scientifiques afin de quantifier les caractéristiques des séismes pour une meilleure maîtrise. La complexité de ces phénomènes naturels a poussé les scientifiques à dégager des mesures visant à minimiser les effets, parfois dévastateurs, sur les constructions d'une manière générale en établissant des règlements présentant des

méthodes de calcul simplifiées mises à la disposition des concepteurs. Le respect de ces règles réduit considérablement le risque d'effondrement des constructions, sans pour autant le garantir.

- *Chapitre IV Expérimentation numérique :*

Une présentation exhaustive des configurations usuelles de contreventement constitue la première partie du présent chapitre. Les avantages et les inconvénients de ces systèmes de contreventement, ainsi que les recommandations des règlements en vigueur y sont énumérés. La seconde partie quant à elle, expose les modèles de structure adoptés, les hypothèses de calcul et les méthodes d'analyse dynamique utilisées. Des portiques à trois, six et neuf étages, munis de contreventement en X, V, et V renversé ont fait l'objet de deux analyses dynamiques : modale spectrale utilisant le spectre réglementaire du RPA 2003 et temporelle utilisant l'accélérogramme du séisme de Boumerdès survenu en Mai 2003.

- *Chapitre V Discussion des résultats :*

Les résultats obtenus sont comparés et commentés dans ce chapitre. La comparaison a porté sur :

- Le déplacement des sommets des portiques étudiés.
- Les efforts tranchants à la base.
- L'effort critique de flambement des différentes barres de contreventement.

- *Chapitre VI Conclusions et perspectives :*

Dans cette dernière partie, sont exposées les conclusions auxquelles a abouti l'étude et les directives pour des travaux futurs.

CHAPITRE II

Synthèse bibliographique

2 Synthèse bibliographique :

[1] La présente étude porte sur les investigations expérimentales et numériques, en termes de caractéristiques dynamiques, des types de contreventement centrés utilisés dans les bâtiments métalliques. Un modèle d'un bâtiment à trois étages réduit à l'échelle 1/2 d'un bâtiment réel, construit au laboratoire du département de génie civil de l'université Karadeniz Technical, a été choisi pour cette étude.

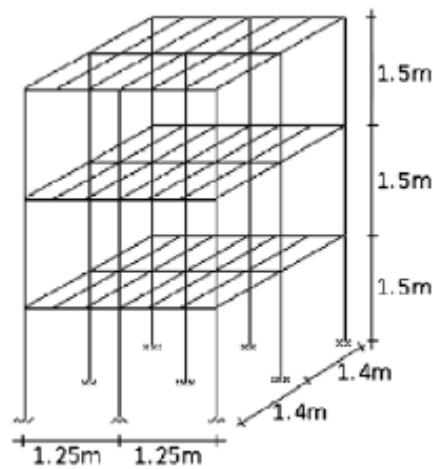


Figure 2.1 Illustration du modèle adopté

Une série d'essais de vibration ambiante a été réalisée sur les modèles de bâtiment considérés avec et sans contreventement. Quatre configurations de contreventement ont été sélectionnées pour l'étude à savoir : modèle en X, en Λ , en V, et en K. Des modèles en éléments finis pour ces cas ont également été développés pour simuler leur comportement dynamique.

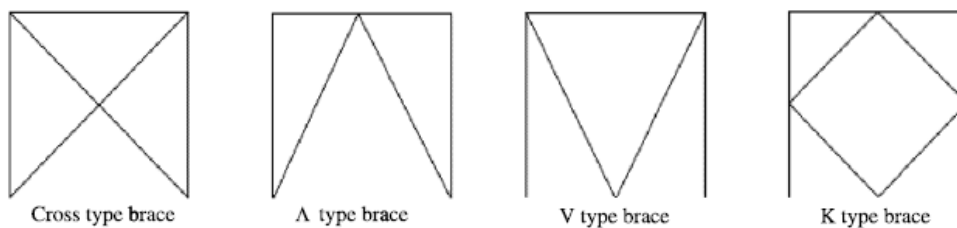


Figure 2.2 Types de contreventements utilisés

L'influence du type de contreventement a été évaluée en comparant les caractéristiques dynamiques des modèles de structure contreventés avec celui non contreventé. Les caractéristiques dynamiques expérimentales et numériques ont fait l'objet de comparaison, les différences entre les résultats ont été révélées en considérant les résultats expérimentaux comme étant exacts. L'étude a montré que la rigidité des bâtiments métalliques peut considérablement être augmentée par l'intégration de diagonales de contreventement et que l'influence de ces dernières sur le comportement des structures varie selon le type de configuration adoptée. Le contreventement en X fournit une plus grande rigidité expérimentalement et numériquement par rapport aux autres configurations. Il a été observé que les résultats obtenus numériquement étaient plus grands que ceux obtenus expérimentalement dans tous les cas, d'où la nécessité de mettre à jour les modèles numériques. L'étude montre clairement que pour une bonne conception de structures métalliques contreventées, il est essentiel d'intégrer des mesures expérimentales pour une meilleure estimation de leur comportement dynamique.

[2] Le coefficient de comportement dynamique est l'un des paramètres de conception sismique permettant de prendre en considération les performances non linéaires des structures lors des tremblements de terre majeurs. De nombreux règlements parasismiques se basent sur ce coefficient pour réduire les charges sismiques appliquées aux structures selon le niveau de dissipation d'énergie de cette dernière. Le présent document tente d'évaluer les coefficients de comportement dynamique des ossatures à contreventements conventionnels (CBFS), ainsi que les ossatures à contreventement limitant le flambement (BRBFs). Comme le coefficient de comportement dynamique dépend essentiellement de la ductilité, des modèles multi étagés à une et deux travées avec différents types de contreventement (V, V renversé, et X) ont été choisis pour une analyse statique non linéaire. Deux valeurs pour le coefficient de

comportement dynamique ont été prises en considération à savoir $R = 6$ pour les modèles contreventés conventionnels et $R = 8$ pour les modèles à contreventement limitant le flambement.

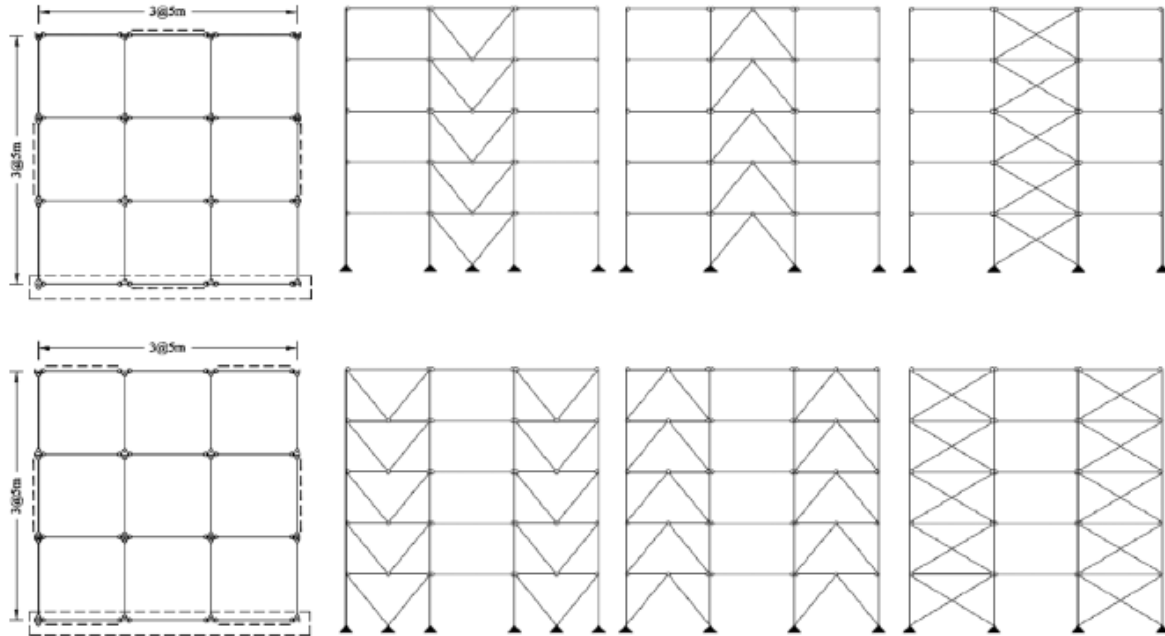


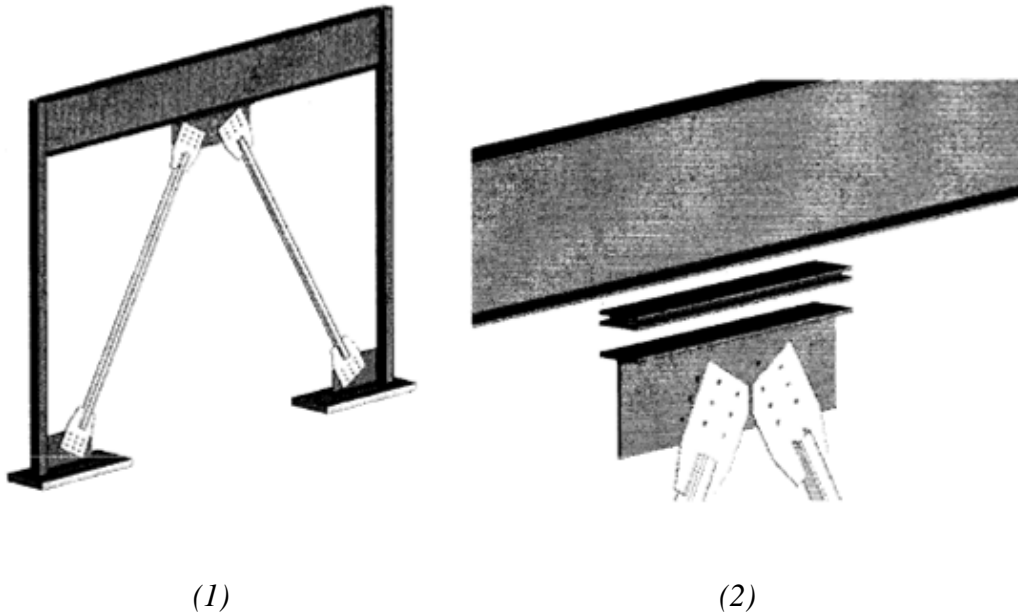
Figure 2.3 Configurations des modèles de structure adoptées

Les résultats obtenus ont montré que les coefficients de comportement dynamique pour les modèles à contreventement limitant le flambement étaient plus élevés que ceux à contreventements conventionnels. L'étude a également montrée que la hauteur des bâtiments et le nombre de travées contreventées ont une grande influence sur le coefficient de comportement dynamique.

[3] Actuellement, le principe de dimensionnement en capacité est fortement utilisé dans le domaine du génie parasismique. De manière simplifiée, cette méthode de dimensionnement consiste à dissiper l'énergie emmagasinée dans la structure lors d'une secousse sismique par la déformation inélastique d'un élément structural bien choisi. Cette méthode de dimensionnement permet d'obtenir des structures économiques, puisque elle réduit considérablement les efforts internes dans les éléments de structure. Ceci étant, ce

dimensionnement inflige des dégâts assez importants à la structure durant les séismes majeurs pouvant engendrer des coûts de réparation supérieurs aux coûts initiaux de la structure. Bien entendu, les séismes majeurs sont des phénomènes rares, et l'ingénieur concepteur est prêt à accepter ce risque pour diminuer les coûts nécessaires à la construction. Bien que cette méthode permet d'obtenir des constructions assez sécuritaires et économiques, il serait intéressant de développer un système permettant d'améliorer les performances des structures conçues selon le principe de dimensionnement en capacité sans les conséquences négatives durant les séismes importants.

L'objectif de cette étude est de démontrer l'efficacité et la fiabilité du système de reprise des forces sismiques ainsi que de développer une méthode de dimensionnement efficace et sécuritaire pour ce genre de système. Ce dernier consiste à insérer un matériau élastomère (caoutchouc naturel enrichi en carbone) au niveau de l'assemblage poutre-contreventements dans les cadres contreventés conventionnels (Figure 2.1). Cette insertion permet de diminuer la rigidité latérale du bâtiment, ce qui a pour conséquence d'augmenter la valeur de la période fondamentale de ce dernier. Cette augmentation de la période permet de réduire grandement la réponse dynamique lors des séismes. Toutefois, la réduction de la rigidité globale a pour effet d'augmenter considérablement les déplacements de la structure. Ce phénomène dépend des propriétés de l'élastomère utilisé.



(1)

(2)

Figure 2.4 Illustration du système proposé

1) Cadre contreventé conventionnel 2) Modification apportée au cadre

Afin de faciliter l'atteinte des objectifs, une étude comparative d'un même bâtiment dimensionné selon deux principes a été adoptée. Le premier principe est le dimensionnement en capacité. Le second est un dimensionnement avec la prise en compte du système proposé. La présente étude a été scindée en quatre parties distinctes. La première partie concerne l'étude du matériau élastomère pour déterminer les propriétés adéquates lors d'un dimensionnement. La seconde partie concerne le dimensionnement et l'étude en laboratoire du comportement d'un portique contreventé en V renversé selon le principe de dimensionnement en capacité. La troisième partie concerne le dimensionnement et l'étude en laboratoire du comportement d'un portique contreventé en V renversé avec l'intégration des amortisseurs élastomères. La quatrième et dernière partie concerne l'étude comparative des performances sismiques des systèmes de la seconde et troisième partie.

A la suite des différentes analyses, il a été possible de mettre en relief les caractéristiques et les avantages indéniables du système proposé. Le système possède un excellent comportement vis-à-vis des sollicitations sismiques, et les efforts obtenus pour ce système

sont du même ordre que ceux obtenus avec un contreventement de ductilité modérée. Il a été possible également de confirmer que le système proposé répond élastiquement aux sollicitations sismiques et que son comportement après une violente secousse est satisfaisant. Toutefois, les connaissances limitées du matériau élastomère employé causent l'obtention d'un dimensionnement moins performant qu'escompté. Certains points, nécessitant d'avantage d'études, ont également été soulevés lors de cette recherche tels que l'impact de la température et l'effet de la fatigue sur l'élastomère utilisé ainsi que le comportement du système étudié pour un domaine plus vaste d'applicabilité (structure étagées).

[4] Dans cette étude, trois modèles grandeur nature à deux étages munis de contreventements à barres centrées ont été testés au centre national de recherche parasismique (NCREE) à Taipei. Le spécimen adopté comporte une seule travée avec des barres de contreventement disposées en X. Les deux principales différences entre ces trois modèles sont le type de barre de contreventement (profilés creux et en I) et le critère de dimensionnement des goussets d'assemblage. Ces mêmes spécimens ont été modélisés sur le logiciel de calcul par éléments finis ABAQUS, pour faire l'objet d'une étude comparative avec les modèles réels. Les résultats de ces trois tests confirment que ces modèles ont tous un niveau de dissipation d'énergie plutôt satisfaisant pour des déplacements inter-étages avoisinant les 0,03 radians sous l'effet d'un déplacement latéral cyclique croissant. Cependant, des déplacements hors plan et de nombreuses zones critiques (flambement localisé) ont été observés pour chaque modèle durant les essais. Ces derniers ont montré également que les contreventements en profilés creux se rompent plus rapidement que ceux en profilés laminés en I. La relation entre l'effort tranchant et le déplacement inter-étage obtenue des différents essais et des simulations par le programme d'analyse par éléments finis ABAQUS est pratiquement identique. L'étude

analytique indique que le flambement hors plan du portique des diagonales de contreventement peut être simulé avec une précision acceptable.

[5] Cet article examine la réponse sismique de plusieurs bâtiments supposés être situés à Los Angeles et en Californie (2, 4, 8, 12, et 16 étages) munis de contreventements centrés dissipatifs (CCD). Des bâtiments identiques équipés de contreventements limitant le flambement (CLF) sont également étudiés à des fins de comparaison. Deux analyses, statique incrémentale et dynamique non linéaire sont exécutées avec une série de tremblement de terre à trois niveaux de risque différents. D'après les résultats, les portiques à CCD présentent généralement moins de dégâts sur la hauteur du bâtiment, de petits déplacements relatifs entre étages, et de petites déformations résiduelles latérales par rapport au système à CLF. D'importants pics d'accélération dans les étages ont été observés dans les cadres à CCD dus aux brusques transitions entre la réponse élastique et inélastique supposées dans l'analyse. L'étude a également indiqué qu'une augmentation des charges sismiques de calcul est nécessaire pour la conception des portiques à CCD et CLF de faible hauteur afin d'améliorer leurs performances contre l'effondrement.

[6] Les portiques à contreventements limitant le flambement (BRBFs) ont connus une large utilisation aux Etats-Unis, et le besoin d'informations sur le comportement de ce système de contreventement a augmenté. A cet effet, des essais expérimentaux à grande échelle sur ce système sont nécessaires pour démontrer la performance sismique de ce dernier. Bien que les essais effectués sur ces contreventements ont démontré leur grande capacité de résistance et de ductilité, à grande échelle des tests ont manifesté une mauvaise performance de ce système pour des déplacements relatifs d'étages variant entre 0,02 et 0,025 rad. Ces tests montrent que la rigidité importante de l'assemblage type du nœud poutre-colonne-diagonale conduit à de

grandes exigences flexionnelles qui causent des modes de rupture indésirables. Des essais à grande échelle sur des BRBFs avec assemblage amélioré ont été réalisés à l'aide d'un programme de recherche intégrant la simulation numérique et expérimentale au centre ATLSS, à l'université de Lehigh. Au cours de multiples simulations de tremblements de terre, qui ont été réalisées en utilisant une méthode d'essai hybride pseudo dynamique, les portiques ont pu atteindre des déplacements relatifs avoisinant les 0.05 rad avec un minimum de dommages et aucune dégradation de la rigidité ou de la résistance. Le programme de recherche a mis en évidence qu'une conception adéquate des ces contreventements offre à la structure porteuse une grande ductilité et une bonne résistance durant les séismes majeurs tout en gardant la totalité de sa capacité portante.

[7] Cet article présente une méthode de conception simplifiée du système de contreventement à suspentes caractérisé par l'addition d'un tirant vertical entre les diagonales des contreventements en V renversé. En effet, les contreventements classiques en V renversé présentent un problème de conception provenant de la force verticale générée par l'étage inférieur lorsque l'une des diagonales flambe. Cette force sera équilibrée par la poutre à laquelle les diagonales sont assemblées, ce qui lui confère des dimensions assez importantes et génère un système structurel relativement inefficace. Cet effet indésirable peut être atténué par l'ajout d'éléments verticaux reliant les points d'intersection des diagonales à partir du premier étage. En introduisant ce concept, un meilleur comportement peut être atteint. La stratégie de conception de ce système consiste à concevoir les diagonales du dernier niveau de telle manière qu'elles demeurent dans le domaine élastique quand toutes les autres diagonales des niveaux inférieurs flambent, et les éléments verticaux atteignent leur limite élastique. Ceci permet d'éviter les désavantages du système ordinaire avec tirant vertical qui voit toutes ces diagonales flamber simultanément jusqu'au niveau supérieur, ce qui peut provoquer, une fois

ce stade atteint, une instabilité latérale d'ensemble. La procédure de conception de ce système et la performance de ce dernier sont illustrées par des modèles à 3 et 9 étages conçu selon des conditions de chargement similaires.

Les résultats obtenus montrent pour ce système un comportement plus ductile que celui obtenu par le système ordinaire. D'autre part, ce système réduit la tendance des contreventements à chevron pour la formation d'étages souples, et améliore la performance sismique sans avoir à prévoir des poutres très rigides dans les constructions étagées. Par ailleurs, il est à noter que ces résultats sont préliminaires et la procédure est en cours de développement.

[8] L'objectif visé par cet article est d'évaluer le niveau de performance des systèmes de contreventements centrés à diagonales limitant le flambement soumis à un chargement sismique, et de dégager les différents paramètres qui contrôlent leur comportement. Dans ce système, les diagonales de contreventement sont constituées de profilés classiques ou combinés incorporés dans des sections évidées et remplies de mortier spécifique de confinement. Les dimensions des sections évidées sont variables selon le niveau de performance recherché. L'ensemble ainsi constitué permet un meilleur comportement des diagonales vis-à-vis du flambement (Figure 2.5).

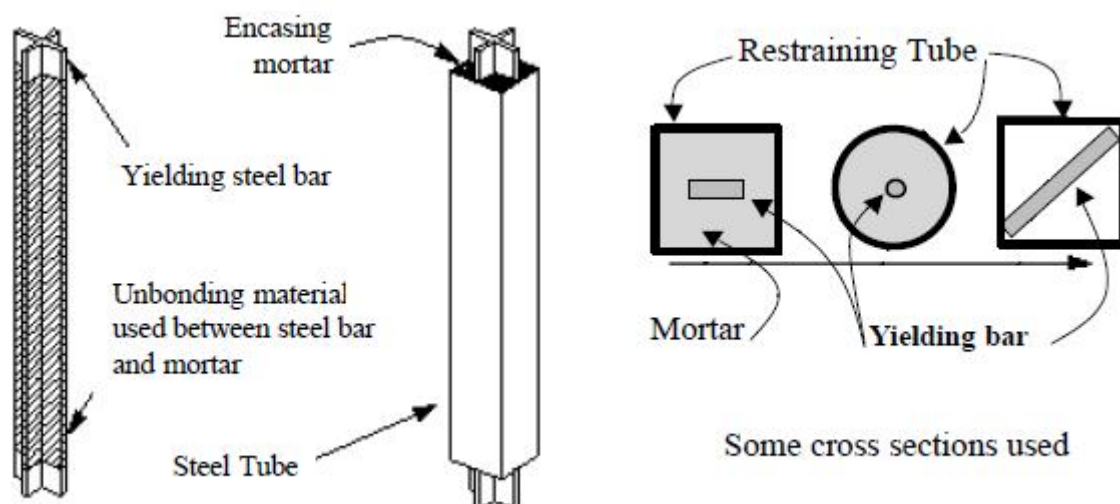


Figure 2.5 Dispositif pour les diagonales de contreventement limitant le flambement

Une série de portiques de 3 et 6 étages avec différentes configurations de contreventement a été adoptée pour l'analyse dynamique non-linéaire. Ces portiques appartenant à des bâtiments situés dans la ville de Los Angeles, ont été conçus avec des conditions de chargement similaires selon les recommandations du NEHRP 1997. Les forces sismiques de calcul ont été évaluées par la méthode statique équivalente avec un coefficient de comportement $R = 6$ et un taux d'amortissement $\zeta = 5\%$. Une autre étude a été menée en parallèle avec un facteur de comportement égal à 8 pour voir l'influence de ce paramètre sur le comportement. Une seule travée a été modélisée pour chaque configuration avec des éléments de type 1 pour les contreventements et de type 2 pour les poutres et les poteaux. Les accélérogrammes de *Downtown Los Angeles* et de *Californie* ont été sélectionnés pour l'analyse des différents modèles. Les résultats obtenus mettent en évidence un assez bon comportement de ces systèmes sous chargement sismique et de nombreux avantages par rapport aux structures contreventées par portiques et par contreventements traditionnels. L'étude a également montré que pour les cas étudiés, la réponse sismique n'est pas très sensible à la variation du coefficient de comportement R . Ceci dit, de nouvelles approches pour la conception des structures et des systèmes de contreventements doivent être étudiées afin d'améliorer la

performance sismique de ces derniers avec un minimum de dommages lors des tremblements de terre majeurs.

[9] Ce document décrit le développement du concept de contreventement à bracons pour l'amélioration de la performance sismique des cadres en acier. Dans un tel contreventement, les diagonales principales sont reliées à de courts éléments disposés en diagonale au niveau des intersections poutre-colonne. Ces éléments réduisent les exigences de la structure porteuse lors des tremblements de terre modérés, et peuvent être remplacés après l'événement. Les résultats d'une série d'analyses paramétriques démontrent les avantages potentiels de cette approche. Cependant, une conception soignée des ces éléments est nécessaire pour être capables d'absorber l'énergie en subissant de grandes déformations plastiques sans avoir à subir une instabilité ou une rupture. Pour optimiser la conception, un programme d'essais expérimentaux et de modélisation par éléments finis a été entrepris. Il est démontré que d'excellentes performances peuvent être obtenues en utilisant des profilés standardisés laminés à chaud, modifiés par l'ajout de raidisseurs au droit des âmes pour éviter d'éventuelles ruptures par flambement localisé. Ceci dit, ce concept peut être dangereux vu que la plastification de ces éléments se fait très tôt lors d'un tremblement de terre, ce qui favorise la défaillance prématurée des éléments.

[10] Il est maintenant reconnu que les systèmes de contreventement peuvent fournir une rigidité suffisante pour résister aux séismes modérés et aux excitations dynamiques similaires, et offrent une bonne dissipation d'énergie à travers le comportement post-élastique des diagonales. Ces Systèmes de contreventement sont classés en deux grandes catégories: concentriques et excentriques. Dans le cas d'une configuration excentrique, la prévention du flambement des diagonales est nécessaire pour forcer la déformation élastique à se produire

dans des tronçons sismiques situés dans les poutres. Pour les contreventements concentriques, les diagonales subissent des déformations cycliques puis se plastifient et finissent par flamber sous l'action d'une excitation dynamique sévère. Dans une telle situation, la compréhension du comportement cyclique inélastique des éléments de contreventement devient essentielle pour l'évaluation de la réponse dynamique des structures à palées triangulées concentriques.

La modélisation des boucles d'hystérésis des diagonales de contreventement sous chargement dynamique est essentielle pour l'analyse inélastique des portiques contreventés à plusieurs étages et des constructions métalliques similaires. La précision du modèle analytique affecte de manière significative la réponse calculée de ces portiques. Plusieurs modèles analytiques ont été développés lors de nombreuses études pour mieux représenter le comportement cyclique des diagonales de contreventement. L'un des objectifs de cette étude est d'élaborer un modèle d'hystérésis raffiné et pratique pour les barres de contreventements basé sur les résultats expérimentaux obtenus des travaux de recherches antérieures.

Une meilleure compréhension du comportement des structures à palées triangulées concentriques (chevron) soumises à des séismes majeurs est l'un des principaux objectifs de cette étude. Une évaluation des conséquences de l'utilisation de la méthode statique équivalente conformément au Code UBC 1988, en particulier le coefficient de comportement R (facteur de réduction de la force latérale) pour les structures à contreventement centré, est effectuée. Des recommandations pour des valeurs plus rationnelles du coefficient de comportement R sont développées pour les portiques à contreventement concentrique avec et sans la participation du cadre dans la résistance aux forces latérales.

La réponse dynamique non-linéaire des portiques à six étages à contreventement centré, conçus selon différentes procédures de conception, et soumis à l'action de quatre tremblements de terre est évaluée. L'analyse de la réponse dynamique montre que le

flambement des poteaux et la rupture des diagonales pour de faibles ductilités présentent un problème majeur pour ces structures. La rupture précoce des diagonales de contreventement obtenue par l'analyse temporelle est due essentiellement aux déplacements excessifs des étages. D'autres méthodes de conception qui peuvent améliorer la réponse dynamique de ces types de structures sont étudiées. L'utilisation de contreventements ductiles avec des forces latérales réduites (par rapport à celles utilisées dans la pratique courante) a montré un très bon comportement de ces structures. Les résultats de cette recherche peuvent avoir une incidence directe dans l'amélioration des méthodes d'analyse et de conception des structures contreventées par palées triangulées centrées.

CHAPITRE III

Aperçu sur les effets sismiques

3.1. Introduction :

L'objectif de ce chapitre est de donner d'une part, un aperçu sur les séismes et leurs effets sur l'environnement, et de préciser d'autre part les principes et les objectifs visés par les règlements parasismiques afin d'améliorer davantage le comportement des structures vis-à-vis des séismes et minimiser de ce fait les pertes en vies humaines.

3.2. Genèse des séismes :

Un tremblement de terre est le résultat d'une libération soudaine d'énergie générée le plus souvent par un mouvement des plaques tectoniques qui constituent la croûte terrestre. Ces mouvements peuvent s'effectuer le long des lignes de contact des plaques (inter-plaques), ou bien le long des failles au sein de ces dernières (intra-plaques). Le dépassement de la résistance au frottement des plaques est à l'origine de ces mouvements, provoquant ainsi une rupture brutale à la suite de laquelle un nouvel état d'équilibre provisoire est réalisé.

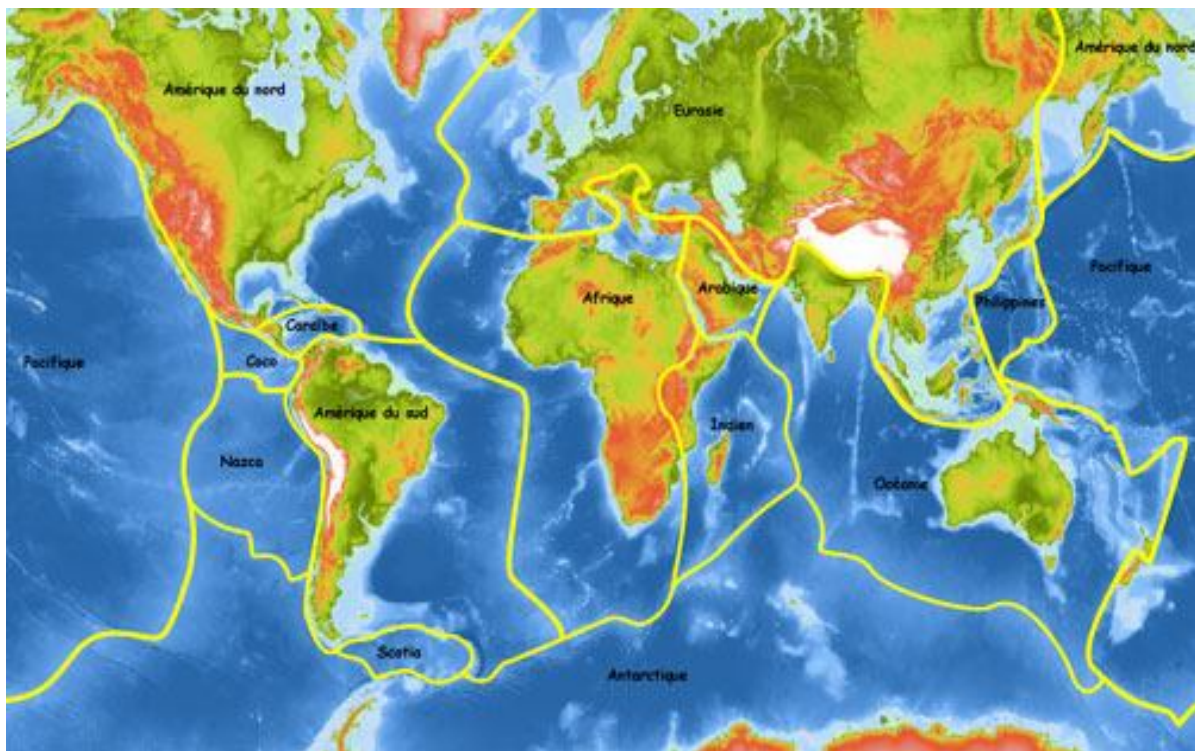


Figure 3.1 : Carte des principales plaques tectoniques dans le monde.

Il existe d'autres phénomènes pouvant provoquer un tremblement de terre tels que les volcans, les glissements de terrains, les explosions d'origine humaine...etc. mais leurs effets sont de moindre importance que ceux causés par les mouvements des plaques.

3.3. Propagation des ondes :

L'énergie libérée lors d'un séisme se dissipe sous forme d'ondes qui se propagent à partir de l'hypocentre ; endroit où se produit le séisme, et font le tour du globe tout en s'atténuant progressivement sous l'effet de l'amortissement du sol. En effet, les ondes parcourent ce dernier suivant toutes les directions et engendrent en surface des déplacements plus ou moins importants et un mouvement complexe difficile à prédire dans un site donné.

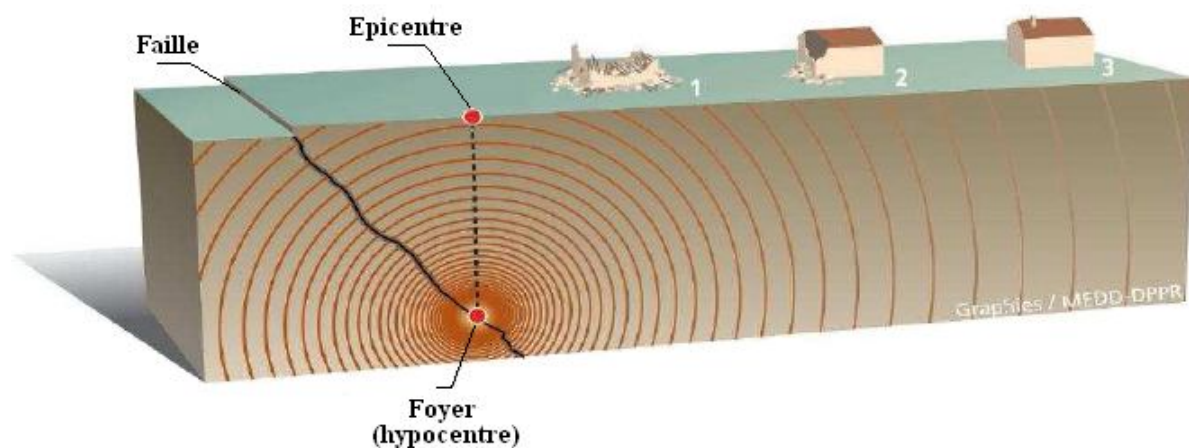


Figure 3.2 Propagation des ondes sismiques.

On peut distinguer deux principaux types d'ondes sismiques :

- *Les ondes de volume* : Ces ondes prennent naissance au niveau du foyer et se propagent sous forme d'ondes *longitudinales* et *transversales*.

Les ondes longitudinales (ou ondes *P*) produisent de légères vibrations et ont une vitesse de propagation supérieure à celle des ondes transversales (ou ondes *S*). Elles se propagent par compression – dilatation alternées et s'accompagnent d'un changement de volume du milieu

dans lequel elles évoluent. Les ondes transversales quant à elles provoquent un cisaillement sans changement de volume et se propagent uniquement dans des milieux pouvant transmettre les efforts de cisaillement.

- *Les ondes de surface* : Ces ondes résultent de l'effleurement de la surface du sol par les ondes de volume et se propagent sous formes d'ondes de *Rayleigh* et de *Love*.

Les ondes de Rayleigh (ou ondes *R*) provoquent un mouvement semblable au mouvement de la houle dans le plan vertical de propagation et entraînent des tractions, des compressions, et des cisaillements dans le sol. De leur part, les ondes de Love (ou ondes *Q*) génèrent uniquement des contraintes de cisaillement et se propagent dans un plan tangent à la surface, perpendiculairement à la direction de propagation.

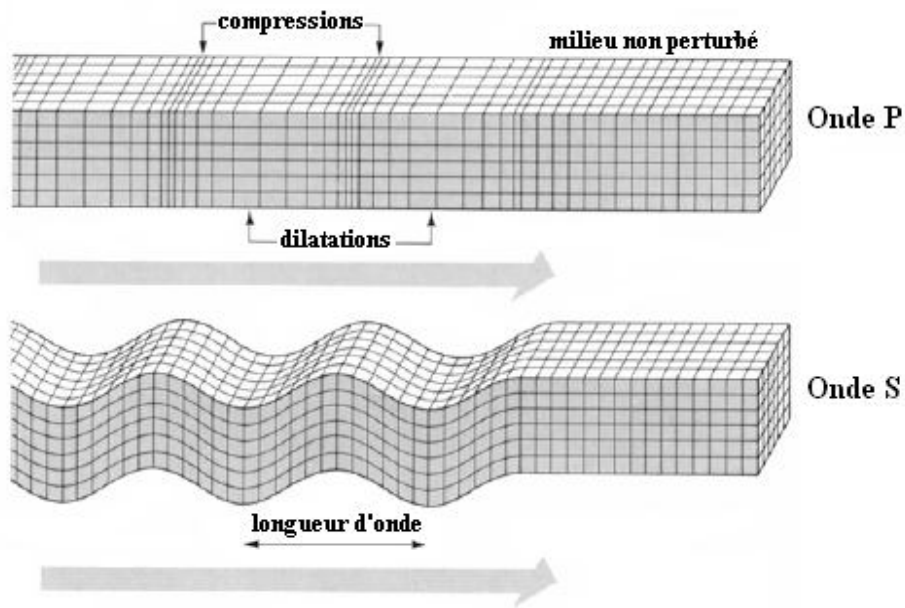


Figure 3.3 Propagation des ondes sismiques P et S.

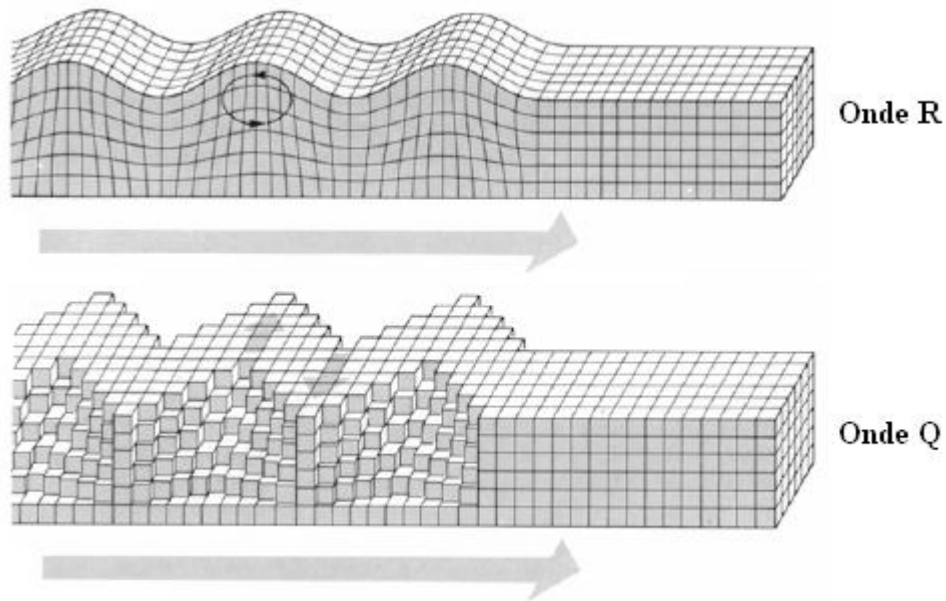


Figure 3.4 Propagation des ondes sismiques R et Q

3.4. Caractérisation et mesure des séismes :

Plusieurs paramètres interviennent quant à la quantification de la taille des séismes :

- *L'intensité I* : elle permet de caractériser l'importance d'un séisme d'après les dégâts matériels provoqués par celui-ci sur les constructions, l'environnement, et de la perception par la population, à l'aide d'échelles conventionnelles qui classent les effets sismiques selon leur importance. Les premières échelles ont été élaborées à la fin du XIX^{ème} siècle, puis elles ont évolué avec le temps. Actuellement, seules 3 principales échelles sont encore utilisées non pas pour caractériser la taille des séismes mais pour caractériser leurs effets à savoir :

- L'échelle EMS (European Macroseismic Scale) (12 degrés).
- L'échelle Mercalli modifiée (Etats-Unis) (12 degrés).
- L'échelle JMA (Japan Meteorological Agency) (7 degrés).

L'intensité d'un séisme dépend non seulement de la taille de celui-ci mais aussi de la vulnérabilité des constructions. En effet, il se peut qu'on ait pour des structures similaires un

comportent totalement différent lors d'un même séisme, ce qui constitue un problème majeur pour l'estimation de l'intensité.

- *La Magnitude M* : Contrairement à l'intensité, la magnitude est une évaluation de l'énergie libérée au niveau du foyer. Cette notion a été introduite en 1935 par Richter pour devenir ensuite un paramètre universel pour caractériser la taille des séismes. L'échelle qui en résulte porte le même nom que son auteur et comporte 9 degrés.

Plusieurs formulations empiriques ont pu être établies à partir d'une étude statistique pour évaluer l'énergie libérée en fonction de la magnitude, cette dernière peut à son tour être déterminée en faisant intervenir d'autres paramètres tels que l'amplitude maximale du séisme enregistré et la distance du foyer aux points d'observation.

L'énergie libérée E (en ergs) peut être évaluée en utilisant la relation empirique suivante :

$$\log E = 11.8 + 1.5M$$

Il est à noter que l'énergie est multipliée par 32 si la magnitude augmente d'une unité, c'est-à-dire qu'une magnitude de 7 libère 1,000 fois plus d'énergie qu'une magnitude de 5.

- *La durée* : Lors d'un tremblement de terre, les constructions se fissurent et se dégradent progressivement et de manière proportionnelle avec la durée de celui-ci. Contrairement à ce qu'on peut imaginer, un séisme de magnitude moindre mais de longue durée peut entraîner de graves conséquences qu'un séisme de magnitude supérieure mais de courte durée. Cette dernière est de l'ordre de quelques secondes dans les zones peu sismiques et peut atteindre l'ordre de 60 secondes dans les zones à haute sismicité.

D'autres paramètres comme le *déplacement maximal* d_g et l'*accélération maximale* a_g peuvent être très utiles pour l'évaluation des effets d'un séisme. Ces paramètres sont tirés des enregistrements effectués lors des tremblements de terre et permettent d'avoir une idée sur

l'ordre de grandeur du déplacement relatif du centre de gravité de la structure par rapport à sa base et de la résultante des forces F appliquée à ce niveau.

Les enregistrements sont réalisés à l'aide de deux principaux instruments :

Les sismographes : ils permettent de mesurer et d'enregistrer l'amplitude des mouvements dans un site donné en fonction du temps. Ces appareils sont très sensibles même aux faibles mouvements causés par des séismes lointains, leurs enregistrements intéressent en particulier les sismologues puisqu'ils leur permettent de localiser les séismes et de caractériser leurs sources.

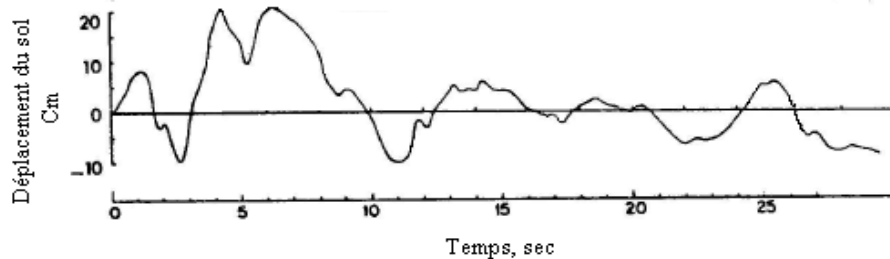


Figure 3.5 Sismogramme du séisme El Centro (Californie 1940), Composante Nord-sud.

Les accélérographes : ils permettent d'enregistrer les accélérations du sol durant un séisme en fonction du temps. Ces enregistrements, appelés *accélérogrammes*, constituent le principal type de mesure utilisé par la dynamique des structures pour l'évaluation des actions sismiques.

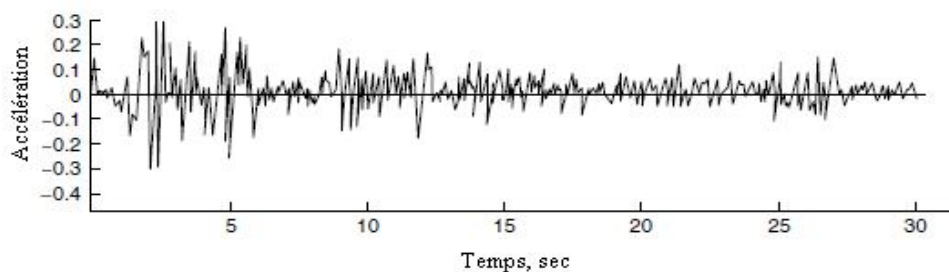


Figure 3.6 Accélérogramme du séisme El Centro (Californie 1940),

Composante Nord-sud.

3.5. Effets particuliers des séismes :

Outre les pertes matérielles et humaines que provoquent les tremblements de terre, de nombreux phénomènes peuvent surgir entraînant le plus souvent de graves conséquences. Ces phénomènes dépendent de plusieurs facteurs tels que l'emplacement géographique, la nature du sol, l'endroit du séisme ...etc. Parmi ces phénomènes on peut citer :

Les tassements : sous l'effet des vibrations, certains sites peuvent subir d'importants tassements différentiels pouvant atteindre plusieurs dizaines de centimètres, provoquant ainsi des décrochements significatifs dans le sol et parfois même des glissements de terrain.

La liquéfaction : la mise en mouvement du sol sous l'effet d'un séisme entraîne une augmentation de la pression interstitielle U et qui a pour effet de réduire progressivement la résistance au cisaillement du sol jusqu'à son annulation. Arrivé à ce stade, le sol perd sa capacité portante et commence à se comporter comme un liquide, ce qui entraîne l'inclinaison, voir même le renversement des constructions et des glissements de terrain qui peuvent s'étendre sur plusieurs kilomètres. Ce phénomène touche en particulier les sols composés essentiellement de sable fin saturé en eau et nécessite une énergie de vibration capable d'élever significativement la pression interstitielle.

Le tsunami : ce phénomène est visible uniquement si le séisme se produit au fond de la mer. Ce dernier provoque une formation de vague en surface de l'eau qui se propage sur des centaines de kilomètres depuis le foyer et qui peut atteindre une dizaine de mètre de hauteur pour des séismes majeurs. Arrivée sur la côte, cette vague dévaste tout sur son passage entraînant ainsi les bateaux hors de l'eau et causant la destruction des constructions adjacentes.

3.6. Influence du sol :

La logique des choses voudrait que plus on s'éloigne de l'épicentre et plus les dommages diminuent, ceci n'est pas toujours vrai puisque le sol joue parfois un rôle d'amplificateur de mouvements dans certaines régions. En effet, on a souvent constaté lors des séismes destructeurs que les dommages sont nettement plus élevés dans les zones à formation sédimentaire ou alluvionnaire que dans les zones rocheuses voisines. Les mouvements sismiques sont donc influencés par la nature du sol et par le relief topographique des sites.

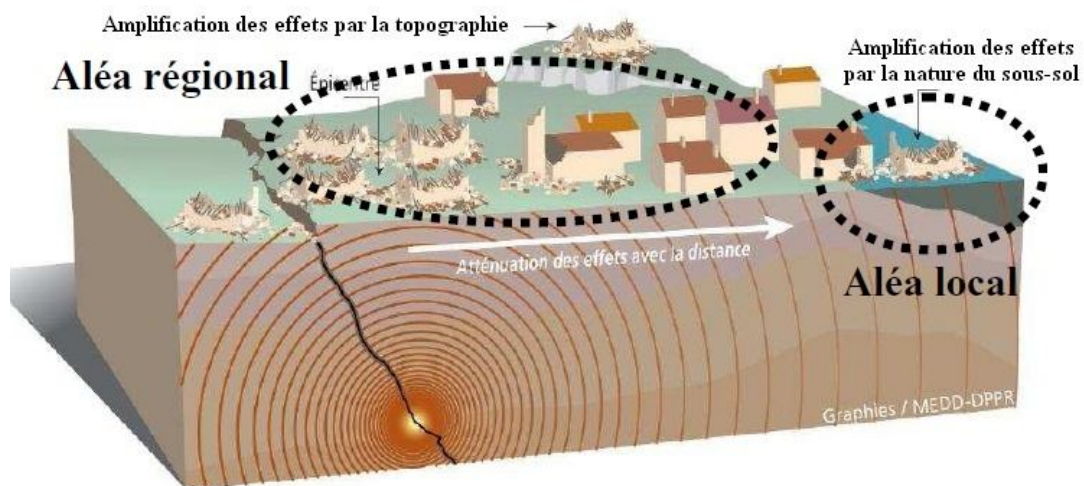


Figure 3.7 Influence du sol et de la topographie sur les mouvements sismiques.

3.7. Comportement des structures durant un séisme :

Il est clair que le comportement des structures lors d'un séisme est un problème qui reflète de la dynamique. Contrairement au vent qui génère des forces de pression qui s'appliquent de manière directe sur l'ouvrage, les mouvements sismiques eux produisent des forces inertielles internes causées par la vibration des masses des différents éléments qui constituent la structure. L'expérience montre que chaque structure a son propre comportement et pour cause celui-ci dépend de plusieurs paramètres tels que la hauteur, la forme géométrique, la nature du

site, l'emplacement géographique, mais aussi de paramètres dynamiques tels que la période de vibration, la rigidité, l'amortissement, la masse totale ...etc.

Afin d'améliorer le comportement des structures dans les zones sismiques, il est nécessaire de prévoir des éléments de contreventement qui ont pour rôles de s'opposer aux actions horizontales générées par le mouvement du sol, et d'assurer la stabilité latérale des constructions. Le type de contreventement à mettre en place doit ainsi être choisi de manière judicieuse, et disposé suivant les directions principales.

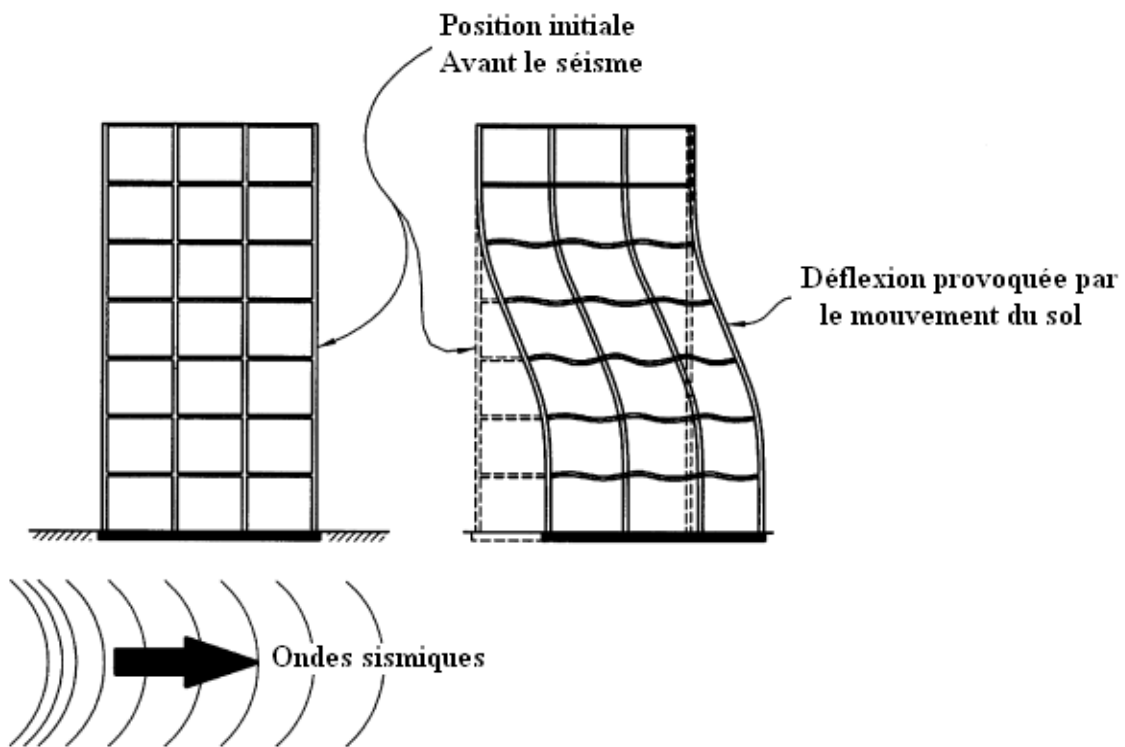


Figure 3.8 Comportement des structures durant un séisme.

3.8. Conception parasismique :

Pour avoir une bonne tenue face aux séismes, une construction doit être conçue dès le départ de façon à pouvoir résister aux actions sismiques, en faisant le bon choix des éléments porteurs de la structure, du matériau à utiliser, du type de contreventement...etc. En effet, aussi poussés soient-ils, les calculs et le dimensionnement ne peuvent compenser à eux seuls les défauts de la conception sur le plan parasismique.

Pour qu'une construction soit réellement parasismique, elle doit s'appuyer sur trois points fondamentaux :

- Bonne conception architecturale vis-à-vis des séismes.
- Application des règles parasismiques.
- Exécution de qualité.

3.9. Règlements parasismiques :

Afin de minimiser au maximum les dégâts matériels et humains causés par les séismes, de nombreux règlements parasismiques ont vu le jour et sont en constante évolution pour mieux aider les concepteurs à faire des choix judicieux lors de la conception, le calcul et la mise en œuvre des ouvrages. En général, ces règlements visent à ce que ces derniers soient capables de résister :

- A des séismes mineurs sans aucun dommage.
- A des séismes modérés avec des dommages négligeables dans les éléments structuraux et quelques désordres dans les éléments non structuraux.

- A des séismes majeurs avec quelques dommages structuraux et non structuraux sans qu'il y ait effondrement ou perte de stabilité de l'ouvrage.

Le respect de ces règles réduit considérablement le risque d'effondrement des constructions, sans pour autant le garantir. En effet, on a déjà constaté lors des séismes majeurs que des constructions conformes aux règles parasismiques soient sérieusement endommagées ou parfois même effondrées. Ceci dit, ces cas sont très rares, ce qui donne une bonne impression sur ces règles en vigueur et encourage les chercheurs à améliorer d'avantage ces derniers.

Actuellement, tous les règlements parasismiques existants imposent la prise en compte des actions sismiques dites *accidentelles* dans le dimensionnement des éléments qui constituent la structure. Plusieurs méthodes peuvent être employées quant à la détermination de ces actions. On peut citer par exemple :

- *La méthode statique équivalente* : c'est une méthode approchée qui consiste à remplacer les forces dynamiques générées lors des séismes par des forces statiques équivalentes supposées avoir les mêmes effets sur la structure que les forces dynamiques. Il est à noter que cette méthode a un usage limité puisqu'elle doit satisfaire les conditions spécifiées dans les règlements pour être applicable (Régularité en plan et en élévation des structures, limitation de la hauteur...etc).
- *La méthode d'analyse modale spectrale* : c'est une méthode d'analyse dynamique basée sur l'utilisation des spectres de réponse qui permettent d'évaluer la réponse maximale d'une structure en fonction de sa période propre. Ces spectres, dérivés le plus souvent des accélérogrammes, dépendent de la nature du sol et du pourcentage d'amortissement des structures. Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas et plus particulièrement dans les cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

- *La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes* : Cette méthode est réservée exclusivement aux cas exceptionnels en particulier dans les cas où des effets de non-linéarité doivent être pris en considération. L'emploi de cette méthode nécessite une large base de données d'accélérogrammes et une bonne connaissance des risques sismiques de la région concernée.

Il existe d'autres méthodes plus sophistiquées que celles énoncées ci-dessus, mais leur utilisation reste limitée à des cas très particuliers vu qu'elles sont très onéreuses et nécessitent un personnel qualifié.

CHAPITRE IV

Simulation numérique

4.1 Présentation des contreventements :

Une présentation exhaustive des configurations usuelles de contreventement constitue la première partie du présent chapitre. Les avantages et les inconvénients de ces systèmes de contreventement, ainsi que les recommandations des règlements en vigueur y sont énumérés. La seconde partie quant à elle, expose les modèles de structure adoptés, les hypothèses de calcul et les méthodes d'analyse dynamique utilisées.

4.1.1 Définition :

Les contreventements sont des éléments stabilisateurs ayant pour principal rôle d'assurer la stabilité des structures non autostables vis-à-vis des actions horizontales provoquées par les tremblements de terre, le vent, les chocs...etc.

La plupart des contreventements sont réalisés par des barres de triangulation disposées entre les éléments porteurs (poteaux, traverses, pannes...) de façon à constituer des poutres à treillis pouvant s'opposer aux forces horizontales situées dans leur plan et agissant de préférence aux nœuds.

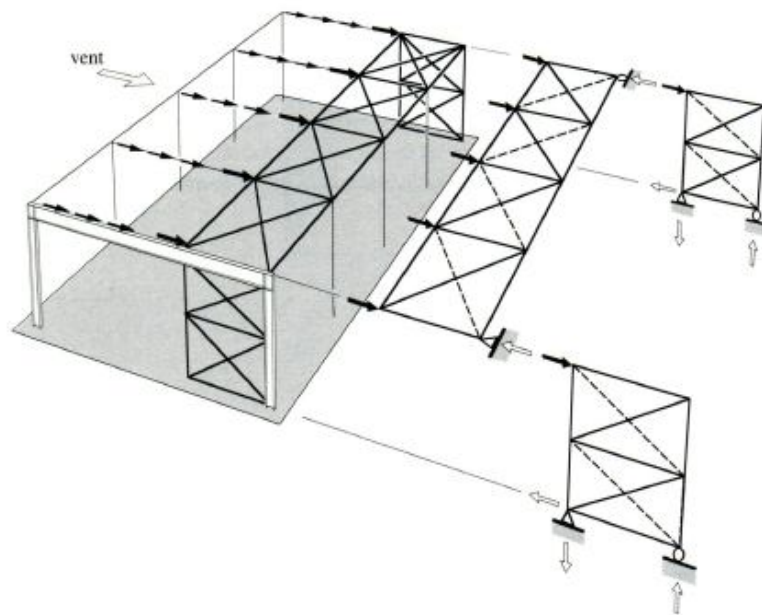


Figure 4.1 Cheminement des forces transversales dans le cas d'une structure à toiture horizontale.

Les structures contreventées sont plus rigides, moins déformables, et imposent moins de dommages aux éléments non structuraux que les structures à cadres autostables.

4.1.2 Types de structure :

Les structures métalliques peuvent être classées dans l'une des catégories suivantes, en fonction de leur comportement sous chargement sismique :

4.1.2.1 Ossatures à cadre ou en portique :

Dans ce type de structure, la résistance aux forces horizontales est assurée principalement par la flexion des poteaux et des poutres. Il convient donc que les zones dissipatives soient principalement situées dans des rotules plastiques formées dans les poutres ou dans les assemblages, de sorte que l'énergie soit dissipée par flexion cyclique. Les zones dissipatives peuvent aussi être situées à la base de l'ossature et au sommet des poteaux dans le dernier niveau des bâtiments à plusieurs étages (*Eurocode 8*).

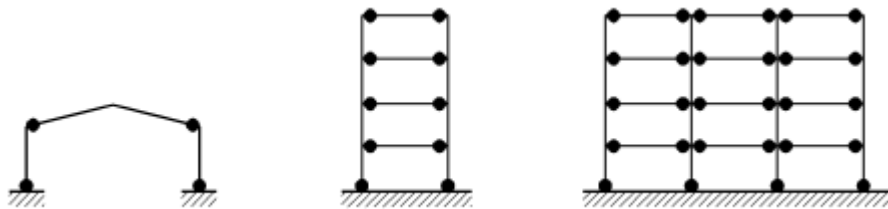


Figure (4.2) Ossatures en portique (zones dissipatives dans les poutres et en pied de poteaux).

Bien que ces structures soient très dissipatives, leur comportement flexible peut favoriser leur mise en résonance avec le sol surtout dans le cas d'un signal sismique potentiellement riche en basses fréquences (longues périodes). Dans ce cas, il est préférable de prévoir des contreventements afin de réduire leur période propre d'oscillation et d'exclure une éventuelle mise en résonance avec le sol d'assise.

4.1.2.2 Ossatures avec triangulation à barres centrées :

Ce sont des structures pour lesquelles l'intersection des barres du système de contreventement coïncide avec le milieu des éléments porteurs et ou avec la jonction poteaux-poutres. La dissipation de l'énergie sismique se fait essentiellement par plastification en traction de ces barres à condition que le phénomène de flambement de ces dernières soit vérifié dans le cas de la compression. Il convient donc que les zones dissipatives soient principalement situées dans les barres tendues.

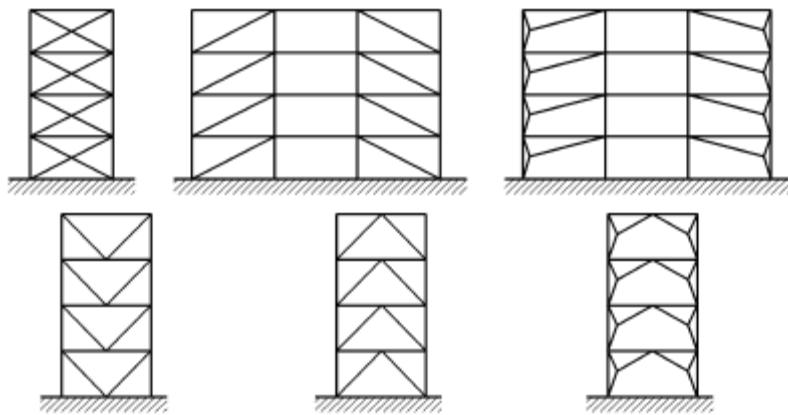


Figure (4.3) Ossatures avec triangulation à barres centrées

4.1.2.3 Ossatures avec triangulation à barres excentrées :

Dans ce type de structure, l'intersection des barres de contreventement peut se localiser à n'importe quel point de la poutre selon la configuration adoptée. La dissipation de l'énergie sismique se fait principalement par plastification des barres tendues mais peut se faire par formation, dans des tronçons sismiques, d'une rotule plastique travaillant soit en flexion cyclique, soit en cisaillement cyclique. Il convient donc d'utiliser des configurations permettant de garantir que tous les tronçons d'excentrement seront actifs, comme le montre la figure ci-dessous (*Eurocode 8*) :

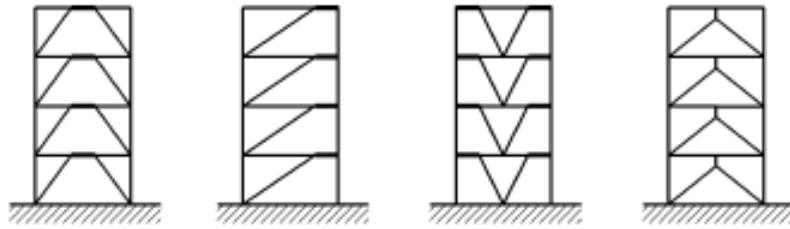


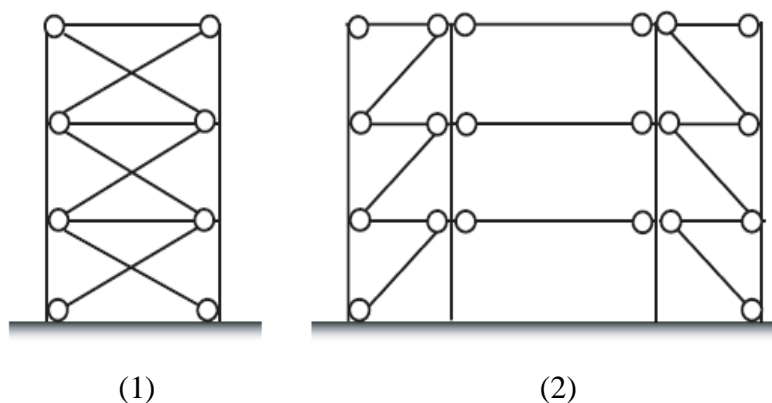
Figure (4.4) Ossatures avec triangulation à barres excentrées

4.1.3 Quelques types de contreventement à barres centrées :

Il existe plusieurs configurations pour les systèmes de contreventement à barres centrées parmi lesquelles on peut citer :

4.1.3.1 Contreventement en X (croix de Saint André) :

Dans ce type de palée, on admet que la résistance aux forces horizontales est assurée uniquement par les diagonales tendues, les diagonales comprimées étant négligées. Ce système de contreventement est caractérisé par des sections réduites des diagonales qui peuvent ne pas se situer sur une même travée figure (4-5). Ce système de contreventement n'intervient efficacement dans la dissipation d'énergie qu'en cas de sollicitation en traction des diagonales.



(1)

(2)

Figure 4.5 Contreventement en X

(1) diagonales sur la même travée

(2) diagonales sur deux travées différentes

4.1.3.2 Contreventement en V:

Dans ce cas, la résistance aux forces horizontales est assurée simultanément par les diagonales tendue et comprimée ce qui leur confère des sections plus importantes que celles du contreventement en croix de Saint André. Le point d'intersection de ces diagonales est situé sur une barre horizontale qui doit être continue. La configuration imposée par ce système de triangulation favorise l'apparition rapide de rotules plastiques à des endroits peu souhaités.

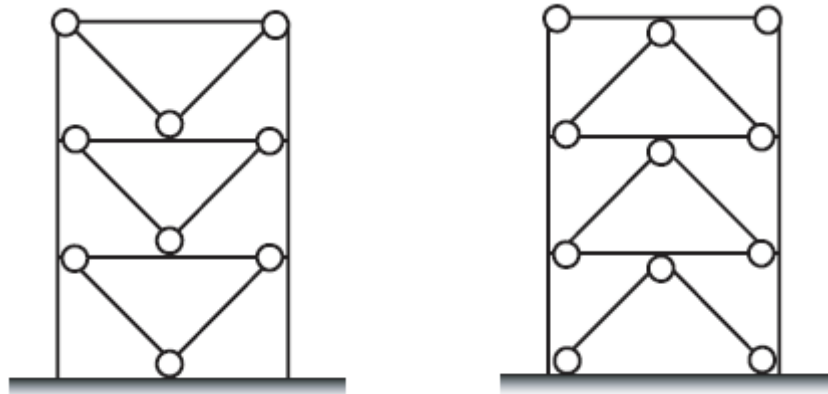


Figure (4.6) Contreventement en V

4.1.3.3 Contreventement en K:

Dans ce système de contreventement, le point d'intersection des diagonales est situé sur l'axe des poteaux. Un tel système ne peut être considéré comme dissipatif parce qu'il exigerait la contribution d'éléments nécessaires à la stabilité d'ensemble au mécanisme plastique. Les contreventements en K sont à éviter surtout dans les zones sismiques vu que l'intersection des barres de contreventement se situe au niveau des poteaux et non des poutres provoquant ainsi la création de rotules plastiques dans ce dernier, ce qui constitue un risque d'effondrement de la structure.

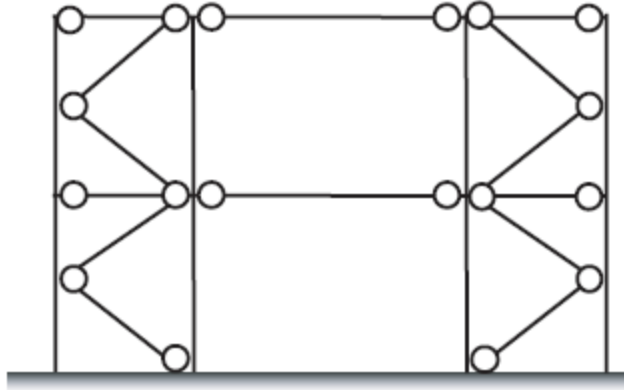


Figure (4.7) Contreventement en K

4.1.4 Coefficient de comportement :

Le coefficient de comportement R permet de prendre en compte la capacité de dissipation d'énergie de la structure. Les valeurs de référence de ce coefficient sont données dans le tableau (4.1) conformément aux exigences du règlement parasismique Algérien RPA2003 :

Structures en béton armé

Catégorie	Type de contreventement	R
1a	Portiques autostables sans remplissage en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissage en maçonnerie rigide	3.5
2	Voiles porteurs	3.5
3	Noyau	3.5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Structures en acier

Catégorie	Type de contreventement	R
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	portiques en console verticale	2

Structures en maçonnerie et autres

Catégorie	Type de contreventement	R
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2.5
13	Ossature métallique contreventée par diaphragme	2
14	Ossature métallique contreventée par noyau en béton armé	3
15	Ossature métallique contreventée par voiles en béton armé	3.5
16	ossature métal avec CV mixte noyau BA et palées ou portiques métal en façade	4
17	Systèmes comportant des transparences (étages souples)	2

Tableau (4.1) Valeurs du coefficient de comportement R

4.2 Simulation Numérique :

Cette partie consiste en l'analyse dynamique de trois types de contreventement dans le but de comparer leur niveau de performance et leur influence sur le comportement des structures métalliques sous chargement sismique, et de montrer l'importance du choix de l'excitation sismique utilisé dans le calcul dynamique. Pour ce faire, deux principales étapes ont été adoptées pour aboutir aux résultats recherchés :

➤ 4.2.1 Dimensionnement des modèles de structure

Des bâtiments à usage de bureau de 3, 6 et 9 étages situés dans la ville de Boumerdès (zone 3) ont été conçus avec des conditions similaires de chargement selon les recommandations du RPA2003 et de l'EUROCODE3. Ces bâtiments munis de contreventements en X, V, et V renversé, présentent une géométrie régulière en plan et en élévation comme le montre les figures ci-dessous :

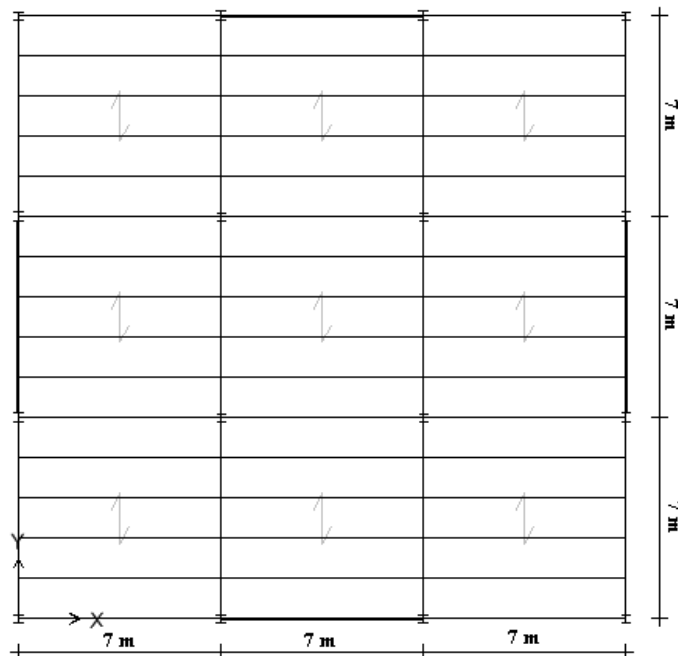


Figure (4.8) Vue en plan du modèle de structure

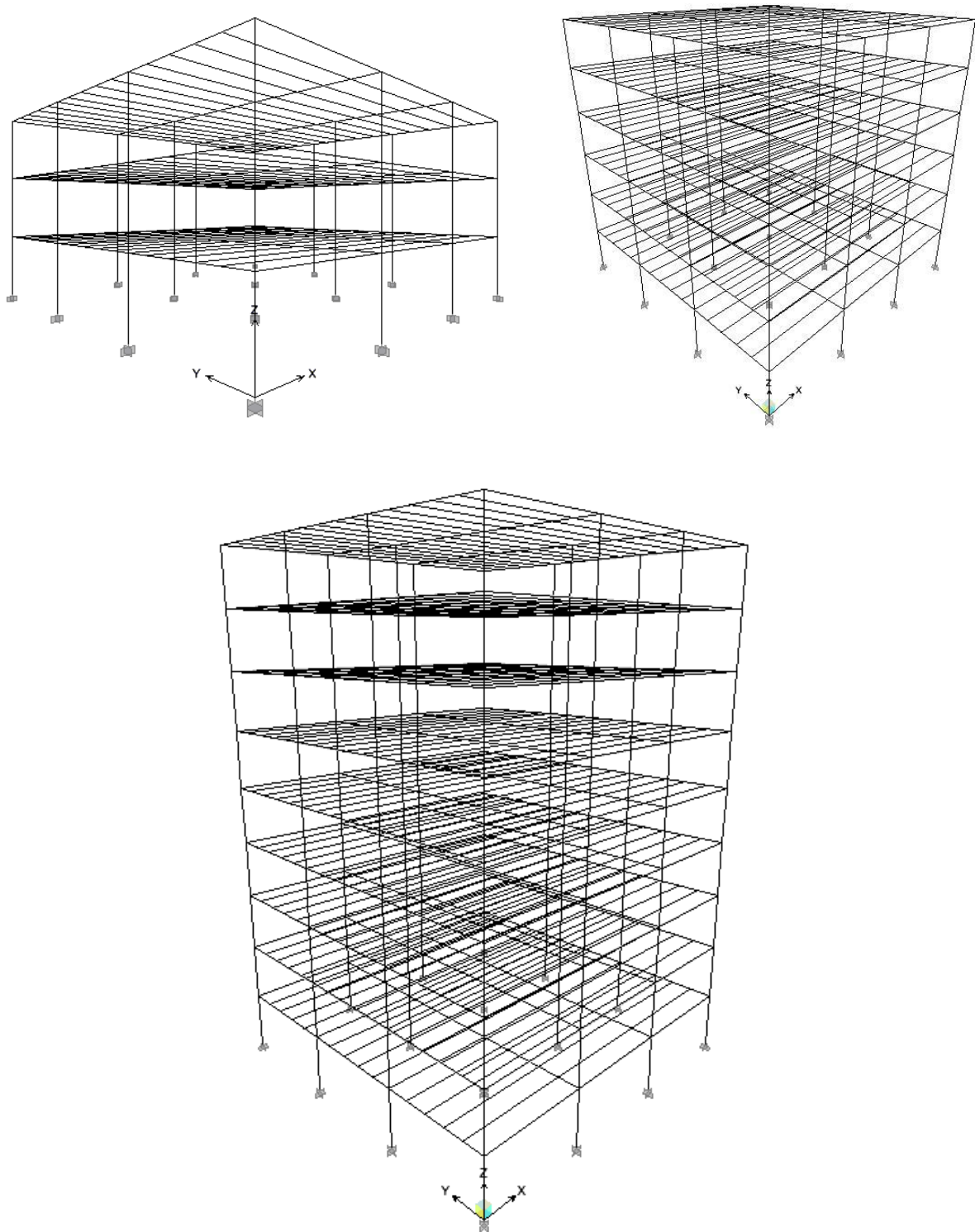


Figure (4.9) Vue en élévation des modèles de structure à 3, 6 et 9 étages

Deux études ont été menées en parallèle avec une variation du type de section de contreventement à savoir :

- Variante 1 : les sections des contreventements ont été réalisées avec des cornières jumelées.
- Variante 2 : les sections des contreventements ont été réalisées avec des profilés laminés à chaud.

Le chargement horizontal et vertical pris en considération dans le calcul et le dimensionnement des différents éléments de structure est le suivant :

- Charge permanente (plancher collaborant) : 3.7 KN/m^2 pour les étages courants et 5 KN/m^2 pour le dernier niveau.
- Charge d'exploitation : 2.5 KN/m^2 pour les étages courants et 1 KN/m^2 pour le dernier niveau.
- Charge sismique : - Spectres de réponse tiré du RPA2003 (zone 3).

Les caractéristiques mécaniques du matériau utilisé sont :

- Limite d'élasticité $F_y = 235000 \text{ KN/m}^2$
- Limite ultime de traction $F_u = 360000 \text{ KN/m}^2$
- Coefficient de Poisson $\nu = 0.3$
- Module d'élasticité longitudinal $E = 210000000 \text{ KN/m}^2$
- Module d'élasticité transversal $G = 81000000 \text{ KN/m}^2$
- Poids volumique de l'acier = 78.5 KN/m^3

Un coefficient de comportement R égal à 5 a été adopté pour les ossatures contreventées en X et égal à 4 pour les ossatures contreventées en V et VR.

Les sections des différents éléments de structure adoptées sont représentées ci-dessous :

VARIANTE 1 :

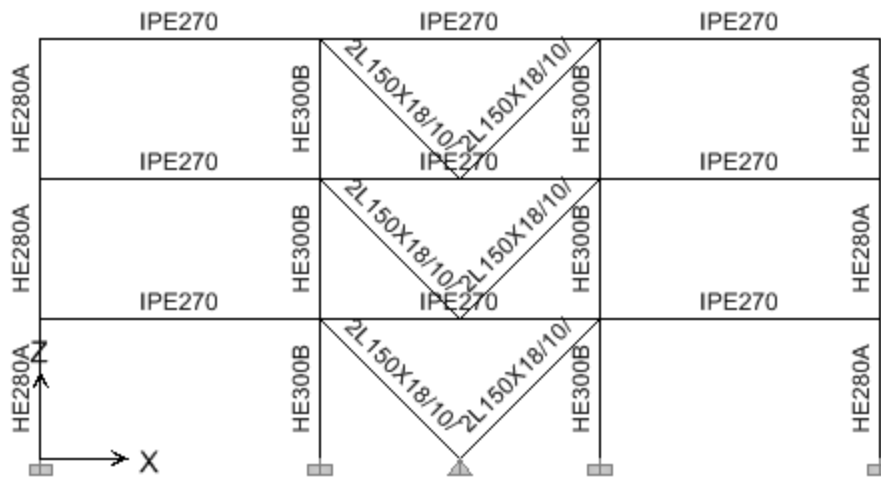


Figure (4.10) Portique principal à 03 étages contreventé en V

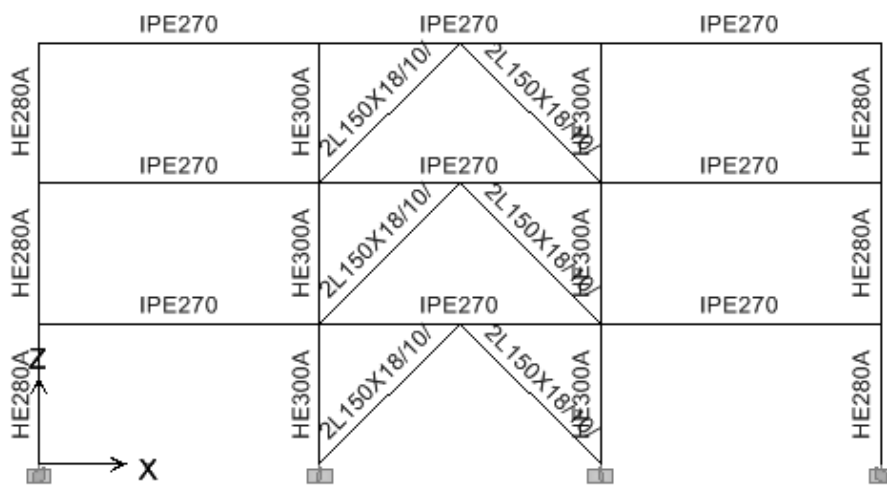


Figure (4.11) Portique principal à 03 étages contreventé en VR

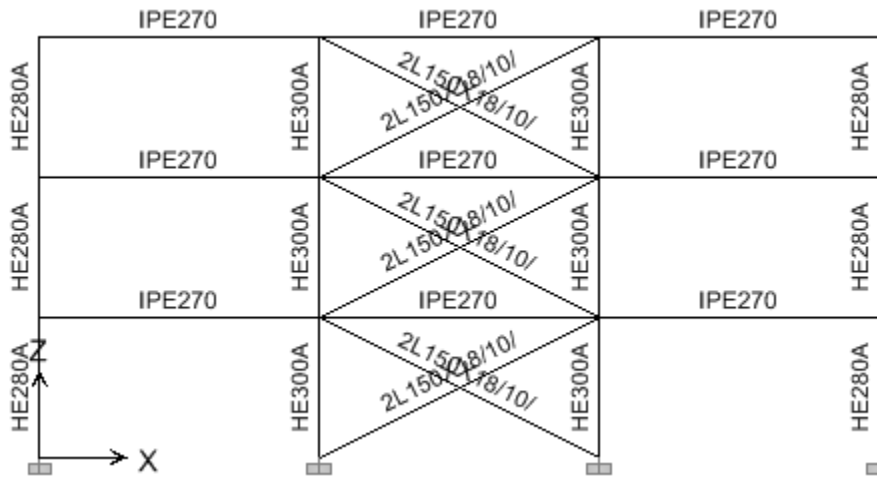


Figure (4.12) : Portique principal à 03 étages contreventé en X

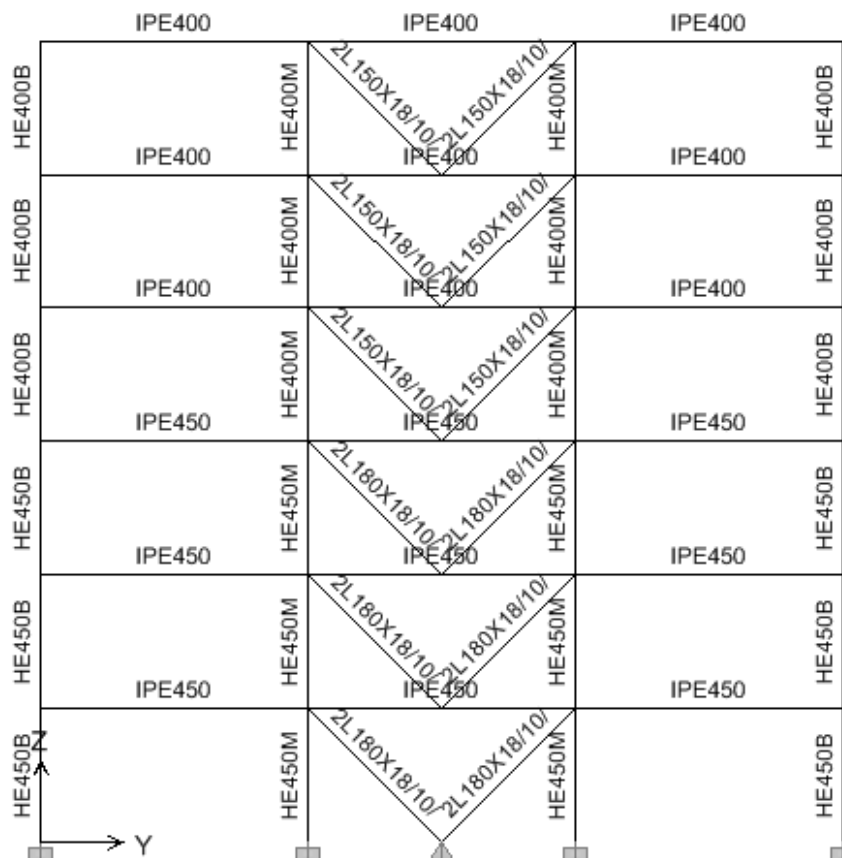


Figure (4.13) Portique principal à 06 étages contreventé en V

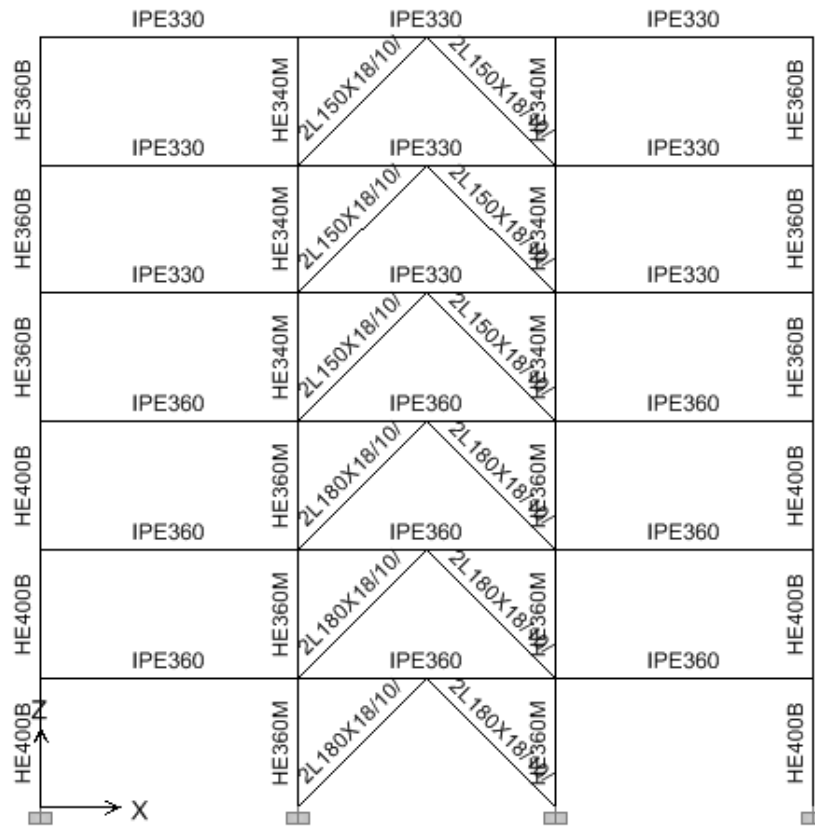


Figure (4.14) Portique principal à 06 étages contreventé en VR

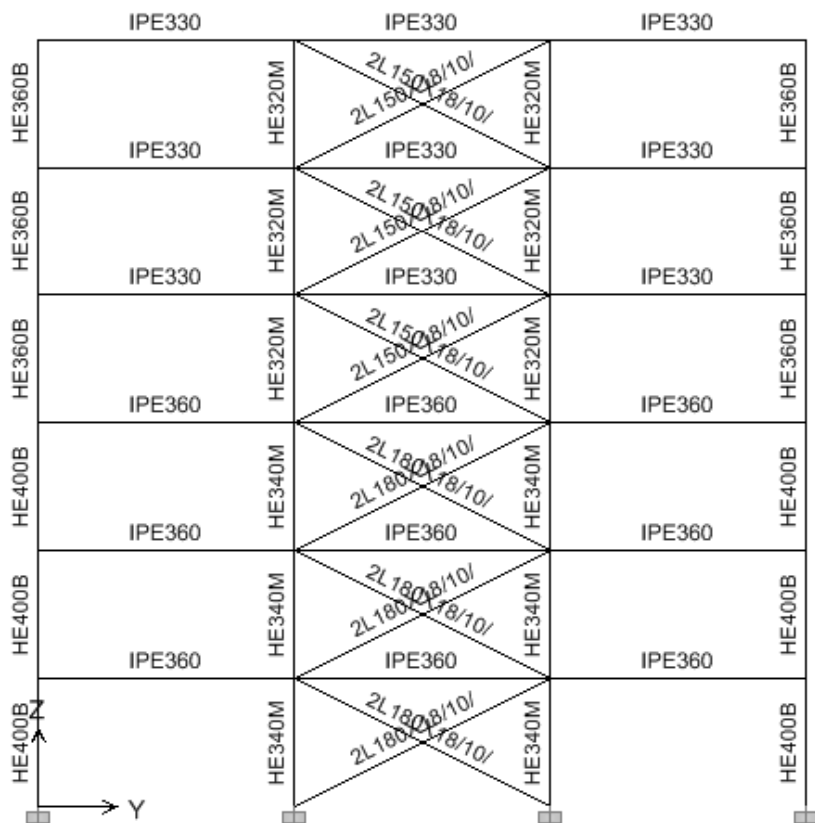


Figure (4.15) Portique principal à 06 étages contreventé en X

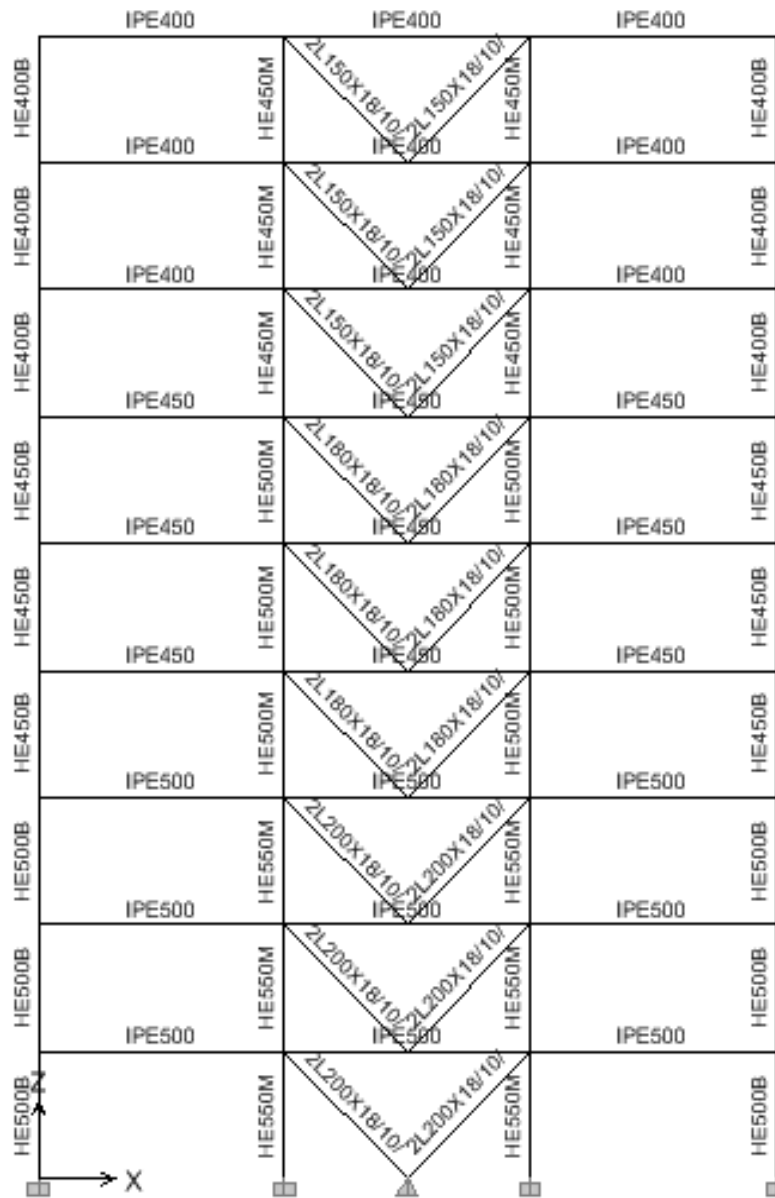


Figure (4.16) Portique principal à 09 étages contreventé en V

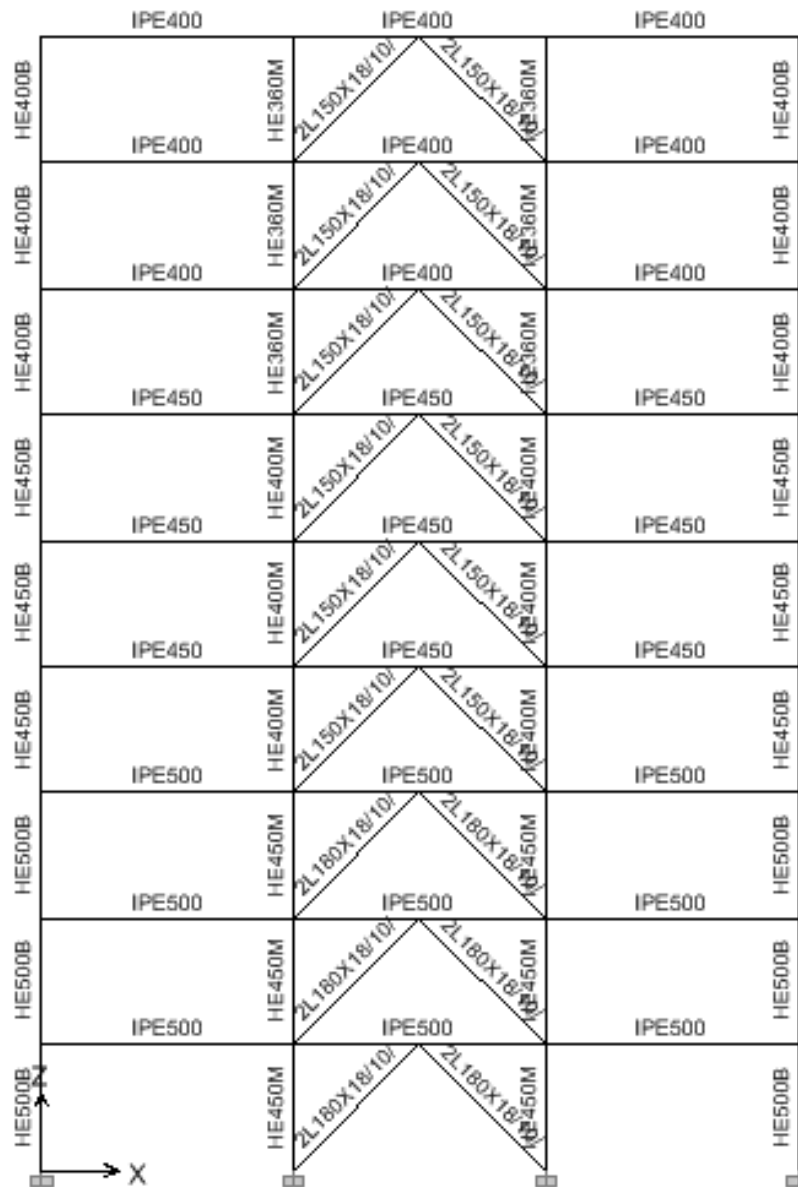


Figure (4.17) Portique principal à 09 étages contreventé en VR

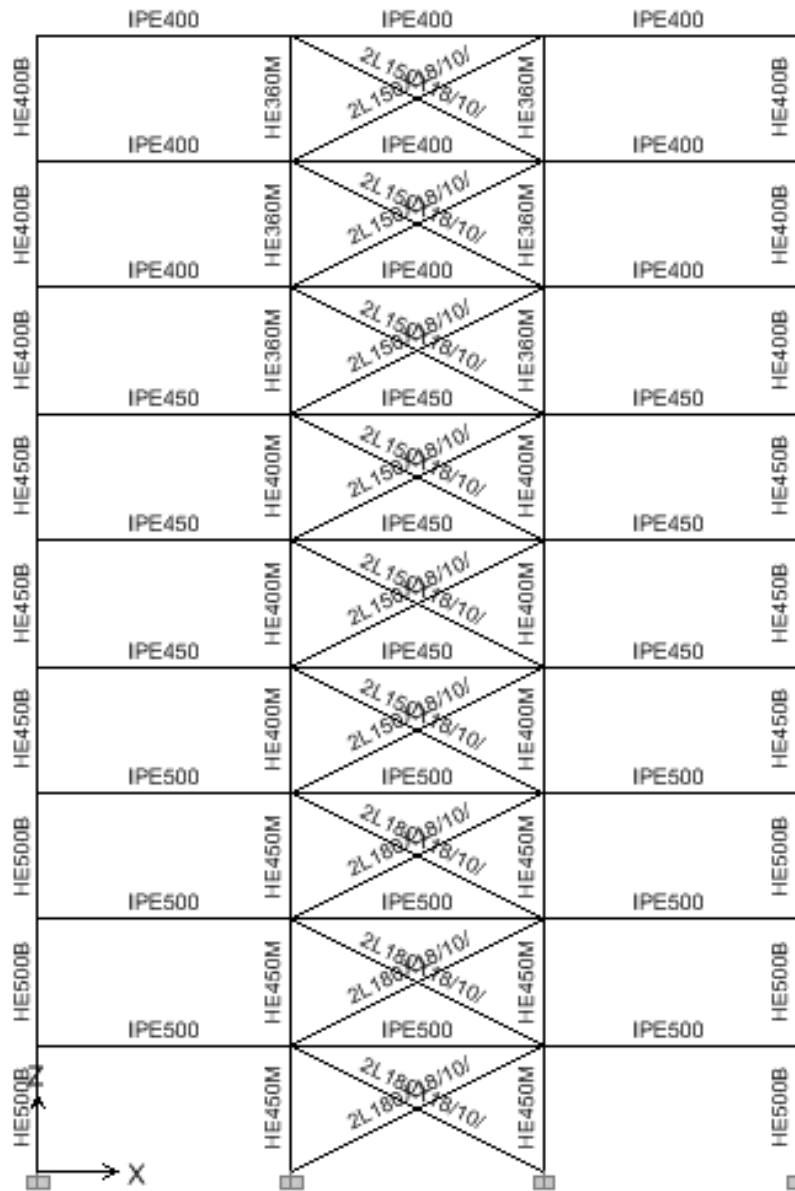


Figure (4.18) Portique principal à 09 étages contreventé en X

VARIANTE 2 :

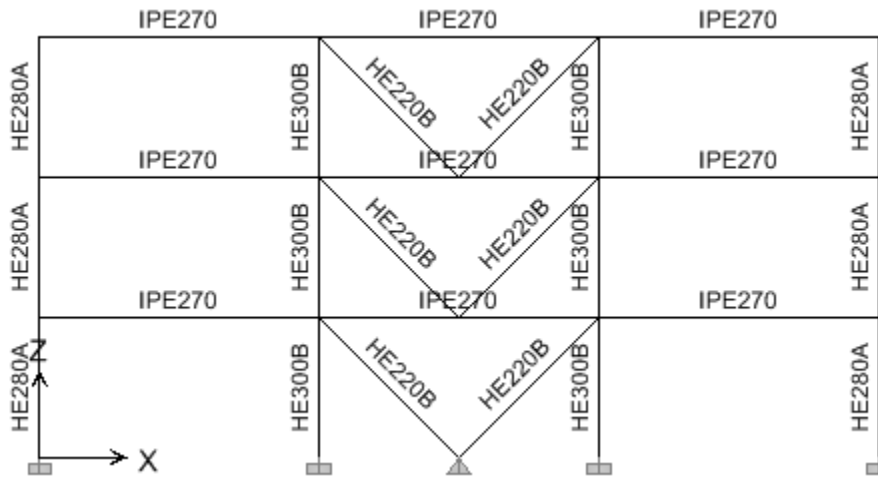


Figure (4.19) Portique principal à 03 étages contreventé en V

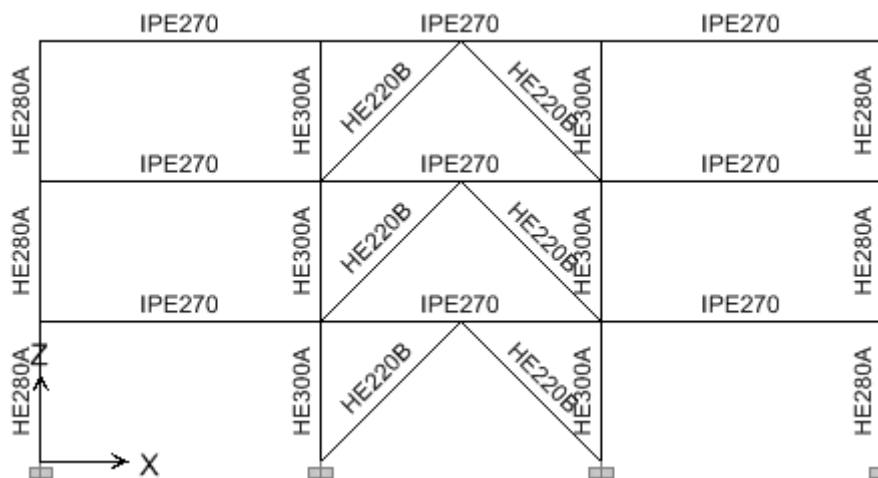


Figure (4.20) Portique principal à 03 étages contreventé en VR

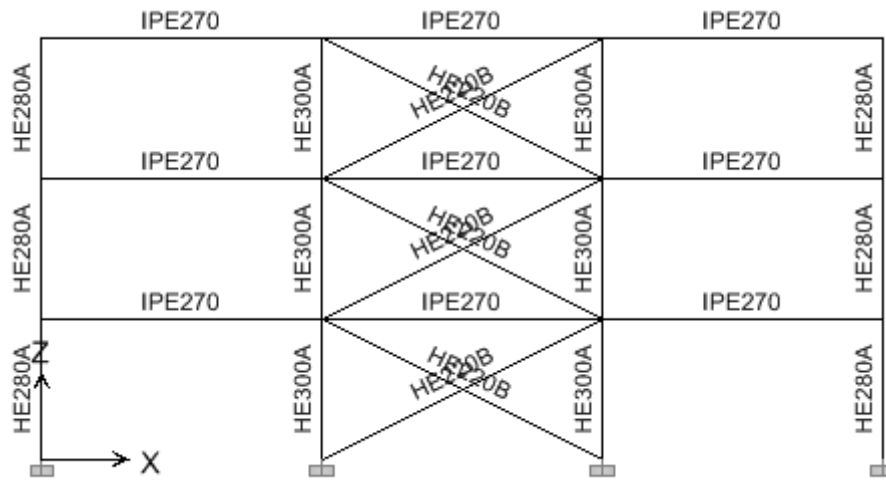


Figure (4.21) Portique principal à 03 étages contreventé en X

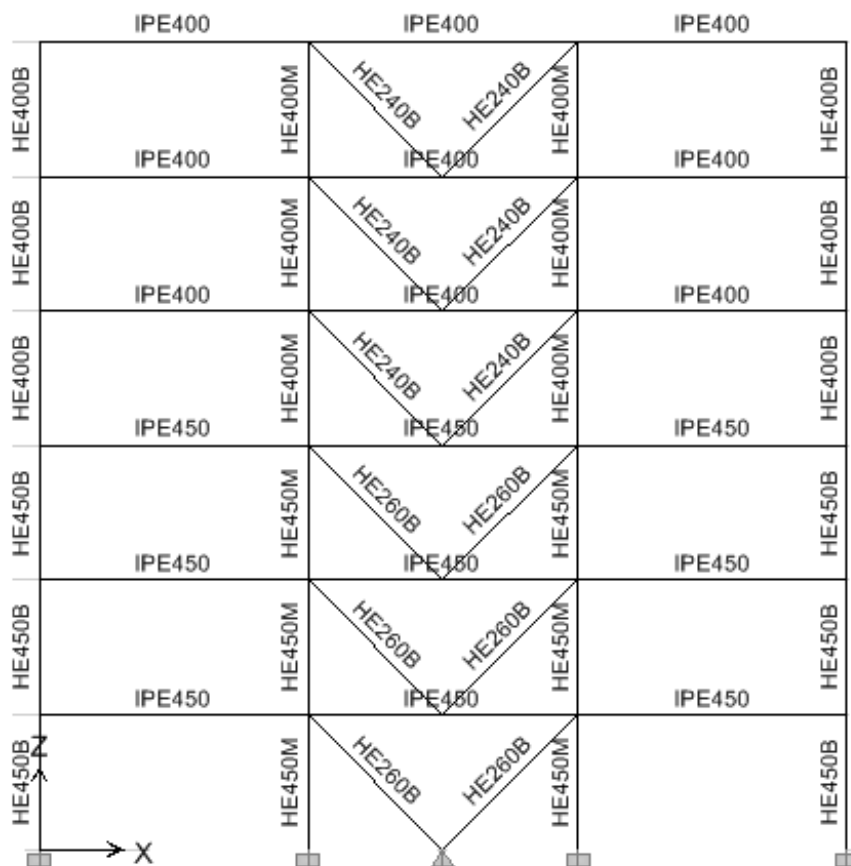


Figure (4.22) Portique principal à 06 étages contreventé en V

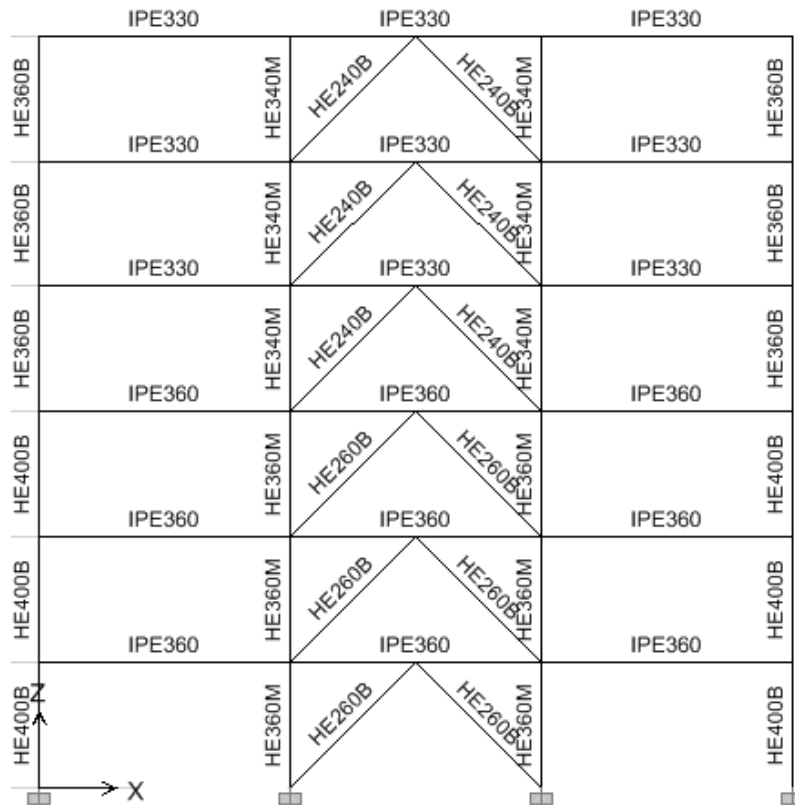


Figure (4.23) Portique principal à 06 étages contreventé en VR

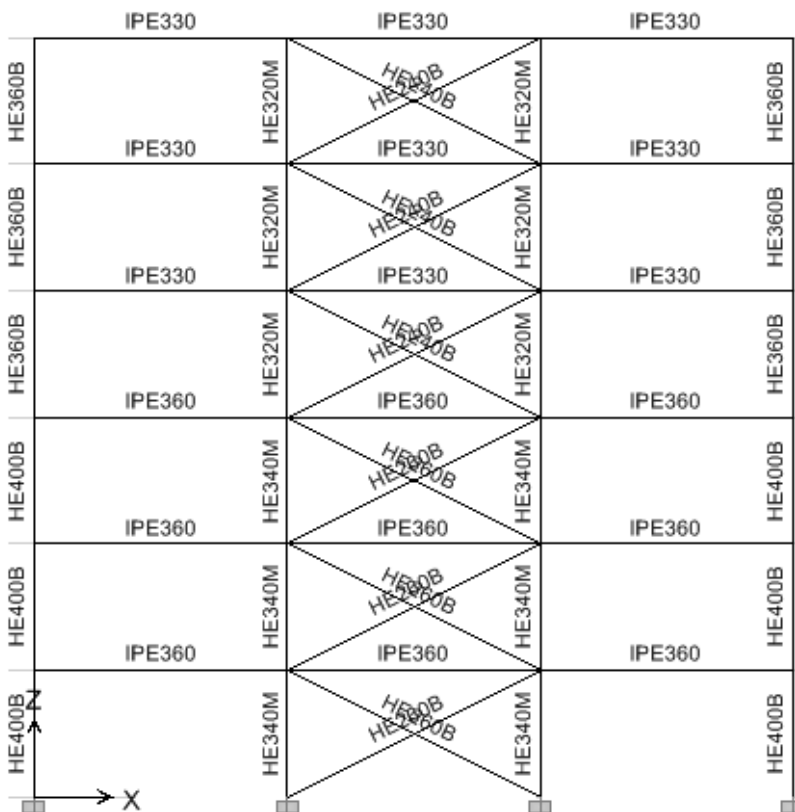


Figure (4.24) Portique principal à 06 étages contreventé en X

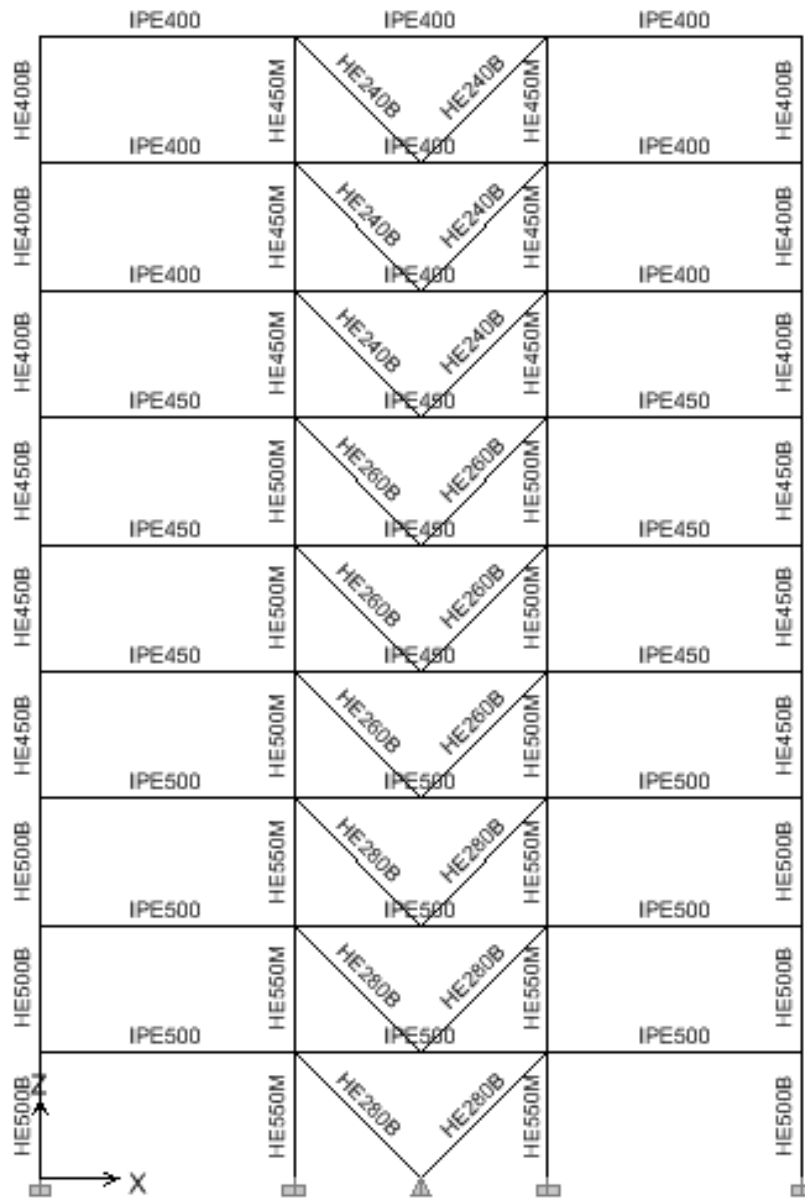


Figure (4.25) Portique principal à 09 étages contreventé en V

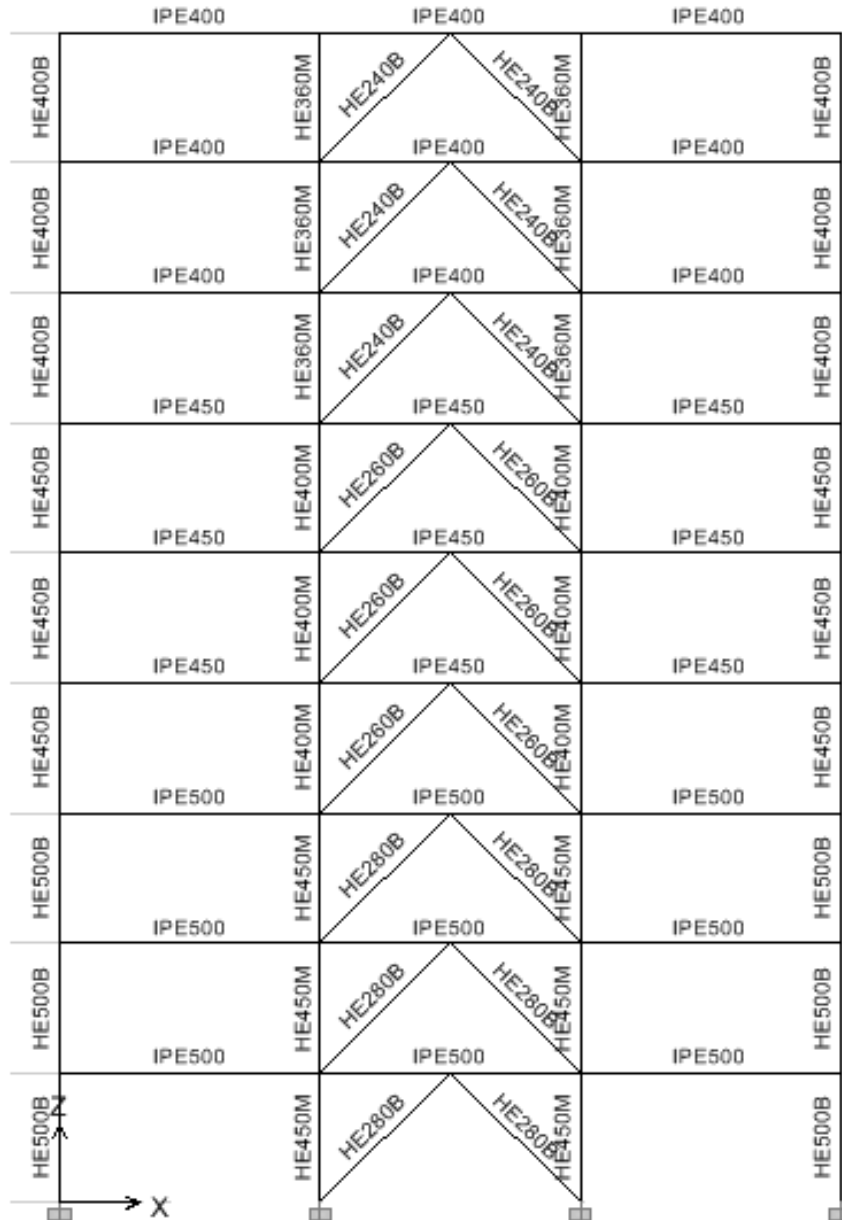


Figure (4.26) Portique principal à 09 étages contreventé en VR

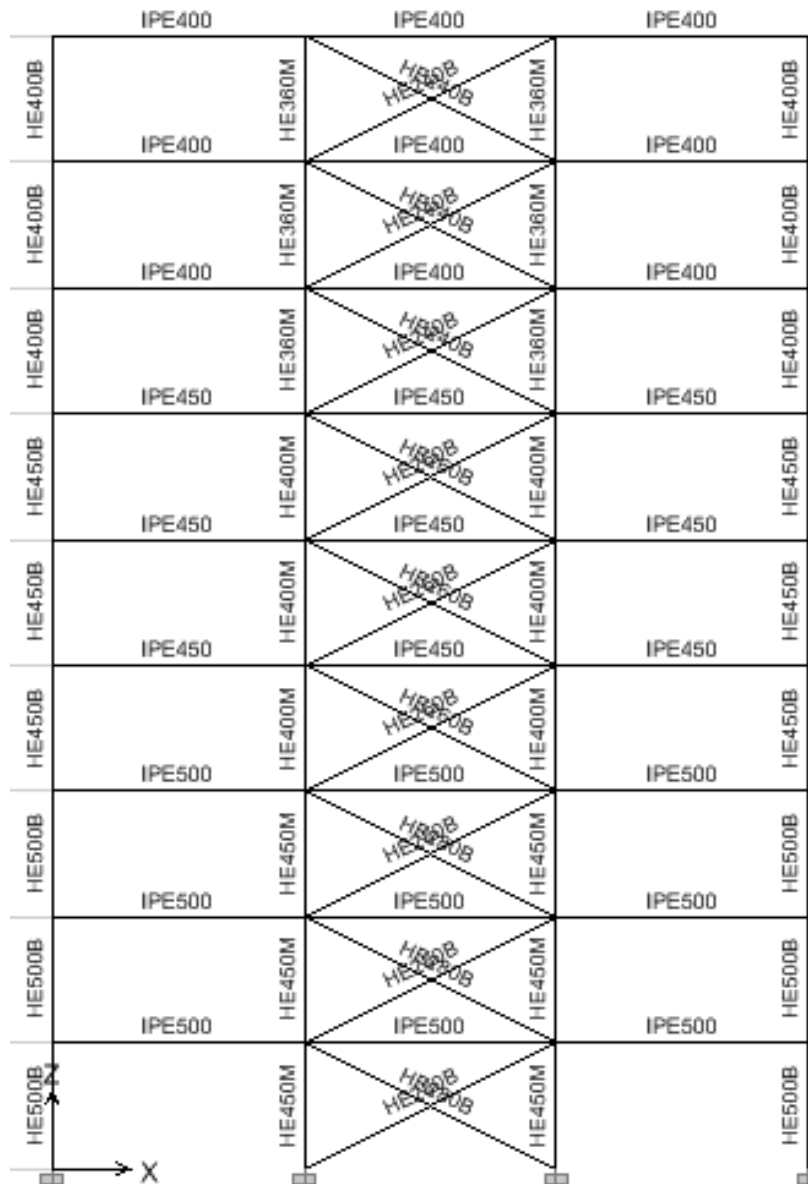


Figure (4.27) portique principal à 09 étages contreventé en X

➤ 4.2.2 Analyses dynamiques:

Dans cette seconde partie, deux analyses dynamiques : temporelle et modale spectrale ont été menées sur les portiques présentés précédemment. Ces derniers sont caractérisés par des nœuds rigides au niveau des assemblages poutres-poteaux et articulés au niveau des éléments de contreventement.

Pour l'analyse dynamique modale spectrale, les spectres de réponses pris en considération dans l'étude des différents modèles sont présentés ci-dessous :

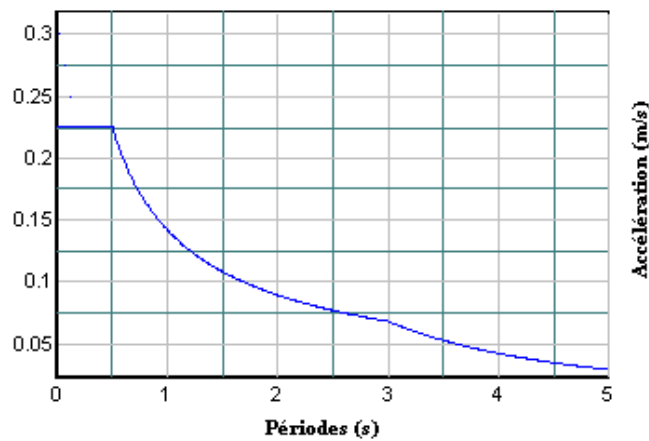


Figure (4.28) Spectre de réponse réglementaire (RPA2003) / (R = 4)

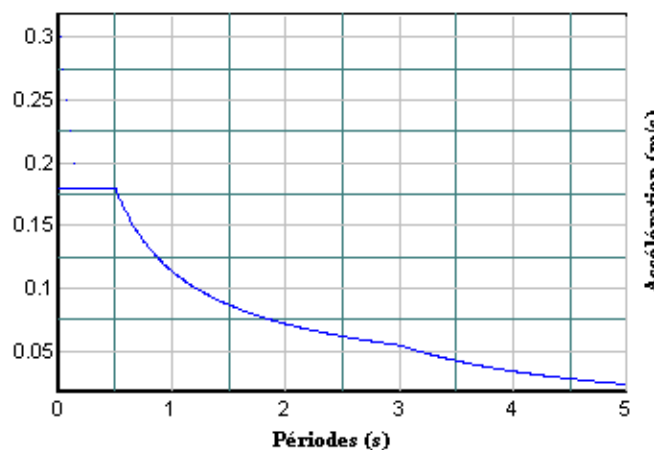


Figure (4.29) Spectre de réponse réglementaire (RPA2003) / (R = 5)

Les paramètres dynamiques pris en compte pour l'évaluation de l'effort tranchant à la base des portiques utilisés pour la méthode modale spectrale sont :

- Coefficient d'accélération de zone A = 0.25 (groupe d'usage 2, zone 3).
- Facteur d'amplification dynamique moyen D obtenu par la formule (4.2) du RPA2003.
- Coefficient de comportement global de la structure R égale à 5 pour les configurations en X et à 4 pour les configurations en V et VR.
- Facteur de qualité Q pris égal à 1.15 pour l'ensemble des modèles.
- Coefficient d'amortissement pris égal à 5%.
- Le site considéré pour l'ensemble de l'étude est un site meuble (S3).
- Le Poids total de la structure W pris en considération est celui préconisé par le RPA 2003 à savoir :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Où :

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : Poids dû aux charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation (égal à 0.2 dans notre cas).

Pour l'analyse dynamique temporelle, l'accélérogramme adopté est celui du séisme de Boumerdes survenu le 21/05/2003 d'une magnitude de 6.9 sur l'échelle de Richter comme le montre la figure ci-dessous :

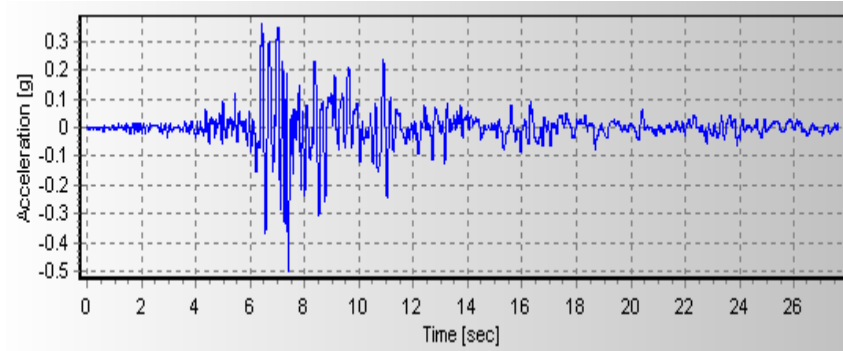


Figure (4.30) : Accélérogramme du séisme de Boumerdès (composante N-S)

Cette analyse permet de donner la réponse dynamique d'une structure soumise à un chargement arbitraire variable avec le temps en résolvant le système d'équations d'équilibre dynamique suivant :

$$K u(t) + C \dot{u}(t) + M \ddot{u}(t) = r(t)$$

Où :

K : Matrice de rigidité de la structure.

C : Matrice d'amortissement.

M : Matrice diagonale des masses.

u, \dot{u}, \ddot{u} : Vecteurs déplacement, vitesse, et accélération de la structure.

r : Vecteur charge.

Dans le cas d'une excitation sismique, l'équation précédente s'écrit alors :

$$\ddot{Z}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{Z}_n + \omega_n^2 Z_n = \frac{r_n}{m_n} \ddot{x}_g(t)$$

Avec :

$\ddot{Z}_n, \dot{Z}_n, Z_n$: Vecteurs accélération, vitesse, et déplacement exprimés en coordonnées modales.

ζ_n : Facteur d'amortissement.

ω_n : Pulsation propre.

r_n : Facteur de participation modale.

m_n^* : Masse généralisée.

L'outil informatique utilisé pour les simulations numériques est le logiciel de calcul par éléments finis ETABS V9.5.

CHAPITRE V

Discussion des résultats

5. Discussion des résultats :

Les résultats obtenus de ces analyses en termes de déplacement, d'effort tranchant, et d'effort critique de flambement des barres de contreventement sont présentés ci-dessous:

5.1 Déplacement latéral :

Les déplacements latéraux des sommets des portiques obtenus par les deux analyses dynamiques ainsi que les périodes fondamentales de vibration sont présentés ci-après.

➤ *5.1.1 analyse modale spectrale (Spectre réglementaire RPA 2003) :*

Les tableaux ci-dessous résument les valeurs des périodes de vibration et des déplacements latéraux des sommets des portiques obtenues par l'analyse modale spectrale en utilisant le spectre de réponse du RPA 2003.

Modèle	Coefficient de comportement	Déplacement max (cm)	Périodes (s)	Périodes du RPA (s)
3 CV – V	4	0.30	0.21	0.21
3 CV – VR	4	0.26	0.20	0.21
3 CV – X	5	0.17	0.17	0.21
6 CV – V	4	0.93	0.35	0.41
6 CV – VR	4	0.89	0.34	0.41
6 CV – X	5	0.63	0.32	0.41
9 CV – V	4	2.29	0.56	0.62
9 CV – VR	4	2.08	0.53	0.62
9 CV – X	5	1.7	0.52	0.62

Tableau 5.1 Valeurs des périodes de vibration et des déplacements latéraux des sommets des portiques (variante 01)

Modèle	Coefficient de comportement	Déplacement max (cm)	Périodes (s)	Périodes du RPA (s)
3 CV – V	4	0.32	0.21	0.21
3 CV – VR	4	0.29	0.20	0.21
3 CV – X	5	0.17	0.17	0.21
6 CV – V	4	0.98	0.35	0.41
6 CV – VR	4	0.92	0.34	0.41
6 CV – X	5	0.64	0.32	0.41
9 CV – V	4	2.3	0.56	0.62
9 CV – VR	4	2.1	0.53	0.62
9 CV – X	5	1.7	0.52	0.62

Tableau 5.2 Valeurs des périodes de vibration et des déplacements latéraux des sommets des portiques (variante 02)

Les tableaux ci-dessus appellent les remarques suivantes :

- Pour les modèles à trois étages, les contreventements en V et en V renversé présentent un déplacement latéral supérieur à celui en X pour les deux variantes. Ceci nous permet de dire que les configurations en X sont plus rigides que celles en V et VR.
- Pour les modèles à six et neuf étages, le même constat que les modèles à trois étages peut être observé.
- Pour les modèles à trois étages contreventés en V et V renversé, le déplacement est supérieur de 80% en moyenne par rapport au modèle contreventé en X. Dans le même ordre d'idée, pour les modèles à six et neuf étages contreventés en V et V renversé, l'accroissement respectif moyen est de 50 et 35% par rapport au modèle contreventé en X.
- Les périodes de vibration des portiques des deux variantes sont sensiblement identiques. Cependant, les configurations en X donnent les plus petites périodes ce qui confère aux portiques une plus grande rigidité.

➤ 5.1.2 Analyse dynamique temporelle (Accélérogramme séisme Boumerdès) :

Les résultats obtenus par l'analyse dynamique temporelle en utilisant l'accélérogramme du séisme de Boumerdes sont consignés dans les tableaux suivants :

Modèle	Déplacement max (cm)
3 CV - V	0.35
3 CV - VR	0.32
3 CV - X	0.25
6 CV - V	1.18
6 CV - VR	1.1
6 CV - X	0.88
9 CV - V	1.34
9 CV - VR	1.38
9 CV - X	0.86

Tableau 5.3 Valeurs des déplacements latéraux des sommets des portiques (variante 01)

Modèle	Déplacement max (cm)
3 CV - V	0.37
3 CV - VR	0.33
3 CV - X	0.26
6 CV - V	1.25
6 CV - VR	1.16
6 CV - X	0.98
9 CV - V	1.31
9 CV - VR	1.36
9 CV - X	0.91

Tableau 5.4 Valeurs des déplacements latéraux des sommets des portiques (variante 02)

Les tableaux ci-dessus appellent les remarques suivantes :

- La configuration en X s'avère plus rigide pour les modèles de portiques à trois six et neuf étages et ce pour les deux variantes. Cette remarque est similaire à

celle faite dans le cas de l'analyse dynamique modale spectrale en utilisant le spectre réglementaire du RPA2003.

- Si pour les ossatures à trois étages les déplacements obtenus par les deux analyses dynamiques sont du même ordre de grandeur, il n'en est pas de même pour les ossatures à six et neuf étages. En effet pour les portiques à six étages, les déplacements obtenus par l'analyse dynamique temporelle sont supérieurs de 30% par rapport aux déplacements obtenus par la méthode modale spectrale pour les configurations en V et VR et de 50% pour la configuration en X. Pour les portiques à neuf étages, les déplacements obtenus par l'analyse dynamique temporelle sont inférieurs en moyenne de 60% par rapport aux déplacements obtenus par la méthode modale spectrale pour les configurations en V et VR et de 85% pour la configuration en X et ce pour les deux variantes.
- Les remarques énoncées ci-dessus ont pour explication que le spectre de réponse préconisé par le RPA2003, qui représente une moyenne pondérée de plusieurs spectres, tantôt surestime les réponses et tantôt les sous-estime. Le spectre en accélération issu de l'accélérogramme du séisme de Boumerdes et calculé par le logiciel Seismosignal (figure 5.1) présente un aspect bien particulier pour l'intervalle de période (0 - 0.5s) où les réponses sont plus importantes que celles données par le spectre réglementaire pour les cas étudiés. Au-delà d'une période de 0.5s les réponses données par le spectre du séisme de Boumerdes sont plus faibles que les réponses du spectre réglementaire. De ce fait, aucune corrélation ne peut être établie entre les déplacements résultants de l'analyse dynamique temporelle qui sont sensiblement les mêmes pour les modèles à 6 et à 9 étages contreventés en X. Le spectre en déplacement issu du même accélérogramme (figure 5.2) met en

évidence une légère décroissance de la courbe des réponses en déplacement dans l'intervalle (0.3 – 0.6s).

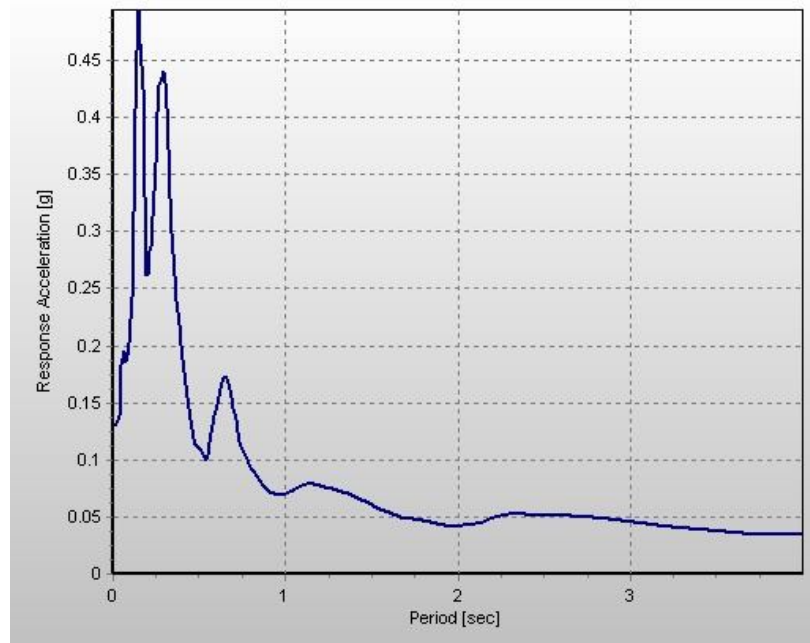


Figure (5.1) Spectre en accélération issu de l'accélérogramme de Boumerdes

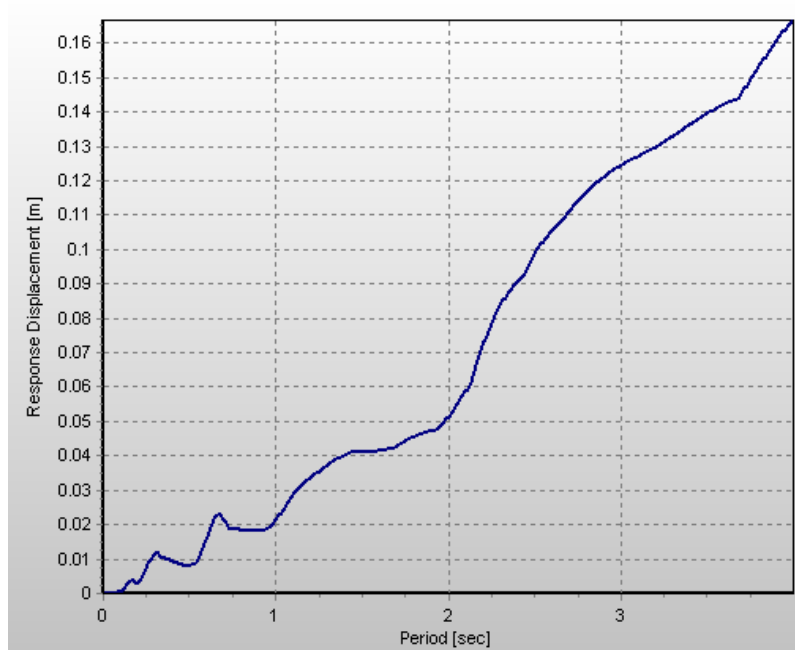


Figure (5.2) Spectre en déplacement issu de l'accélérogramme de Boumerdes

Les figures ci-dessous montrent l'allure du premier mode de vibration des modèles étudiés :

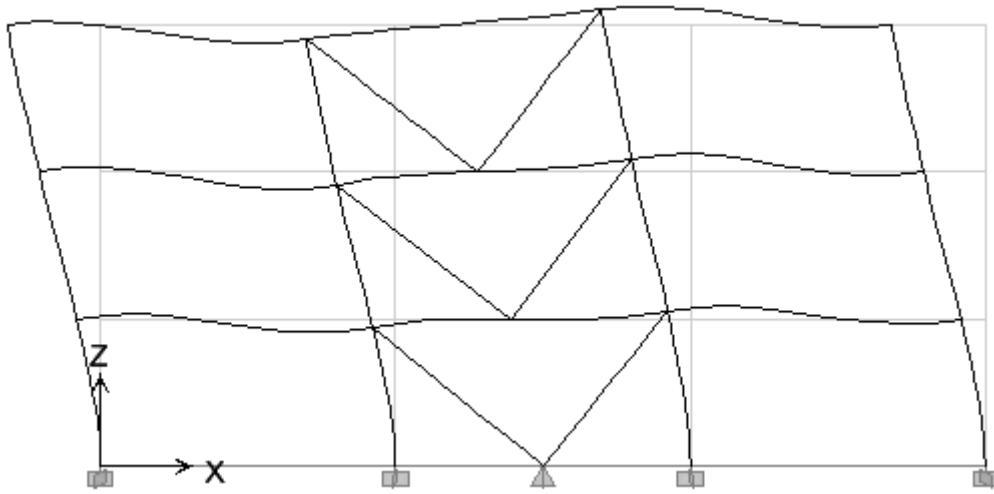


Figure (5.3) Allure du premier mode de vibration

(Portique à 03 étages contreventé en V)

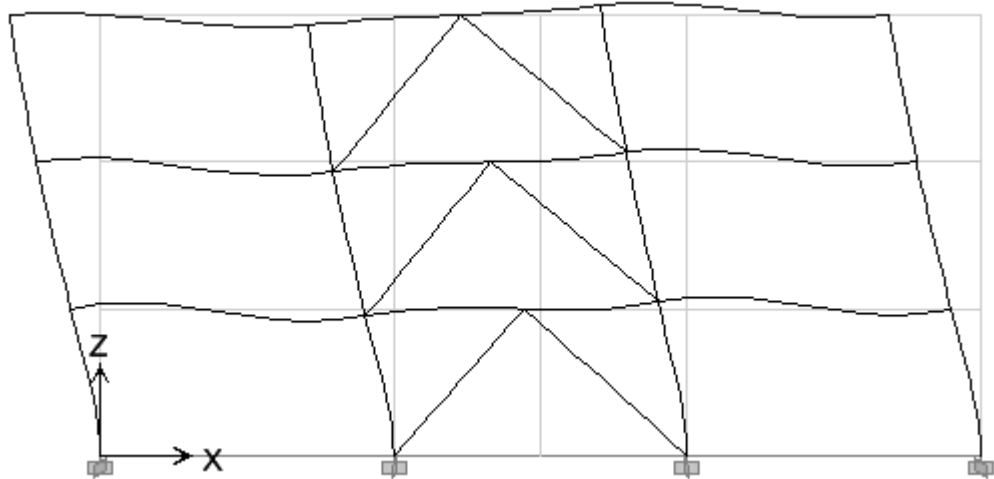


Figure (5.4) Allure du premier mode de vibration

(Portique à 03 étages contreventé en VR)

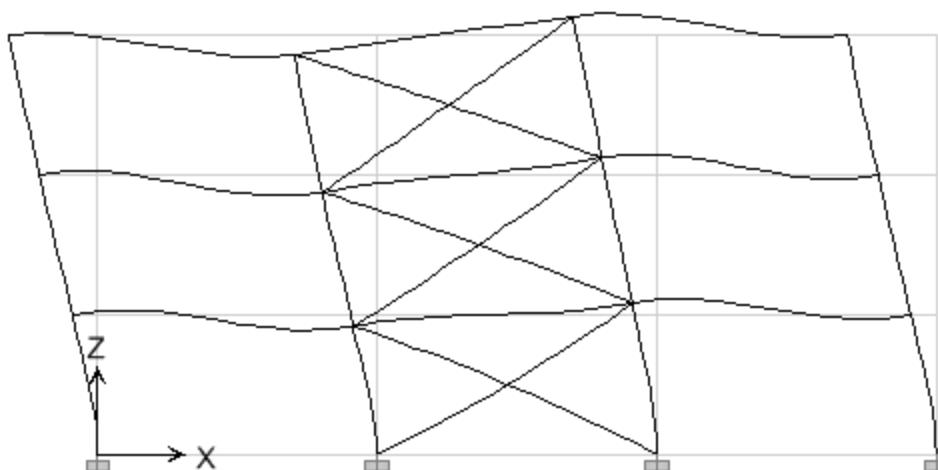


Figure (5.5) Allure du premier mode de vibration

(Portique à 03 étages contreventé en X)

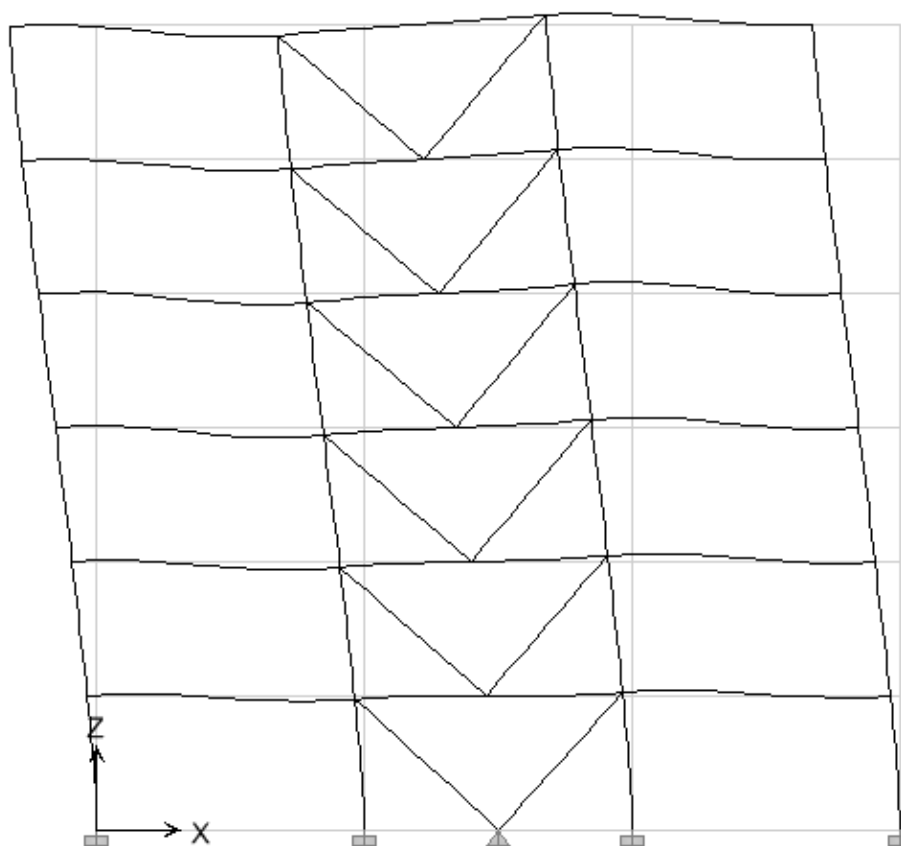
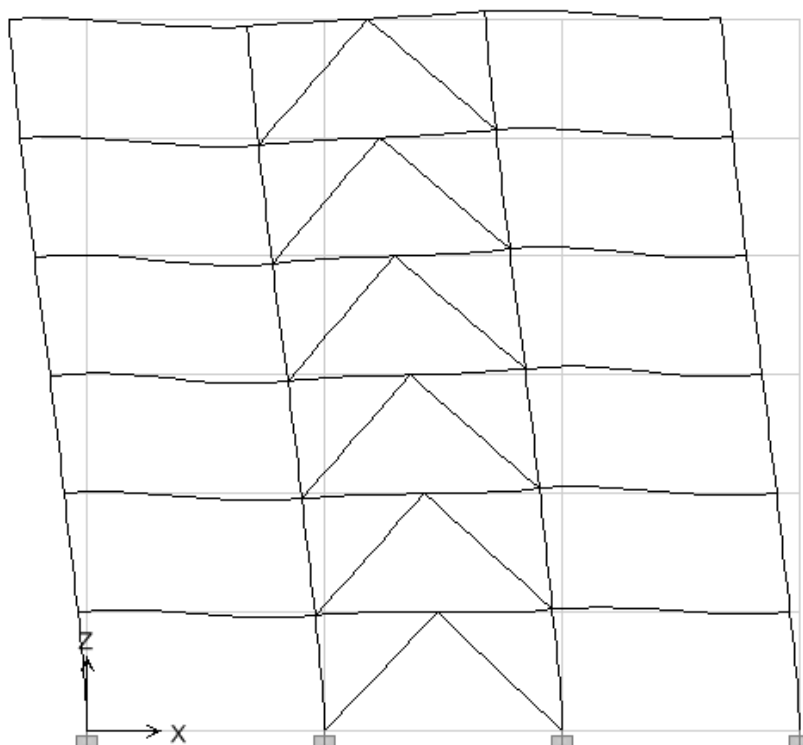
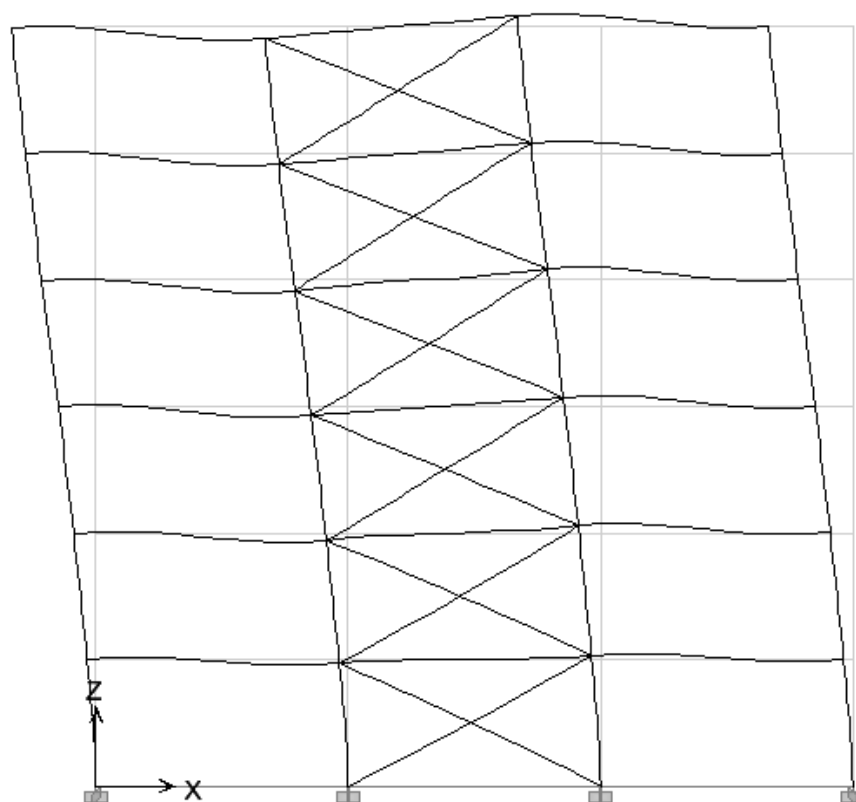


Figure (5.6) Allure du premier mode de vibration

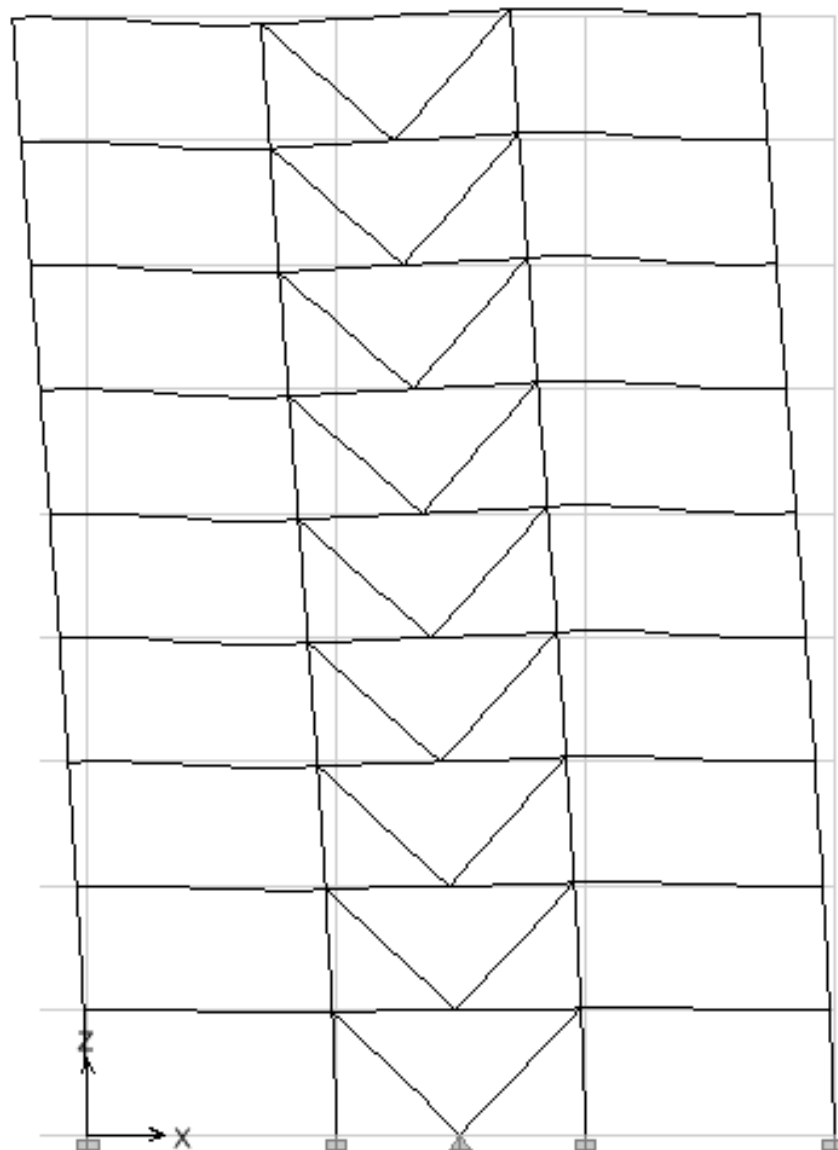
(Portique à 06 étages contreventé en V)



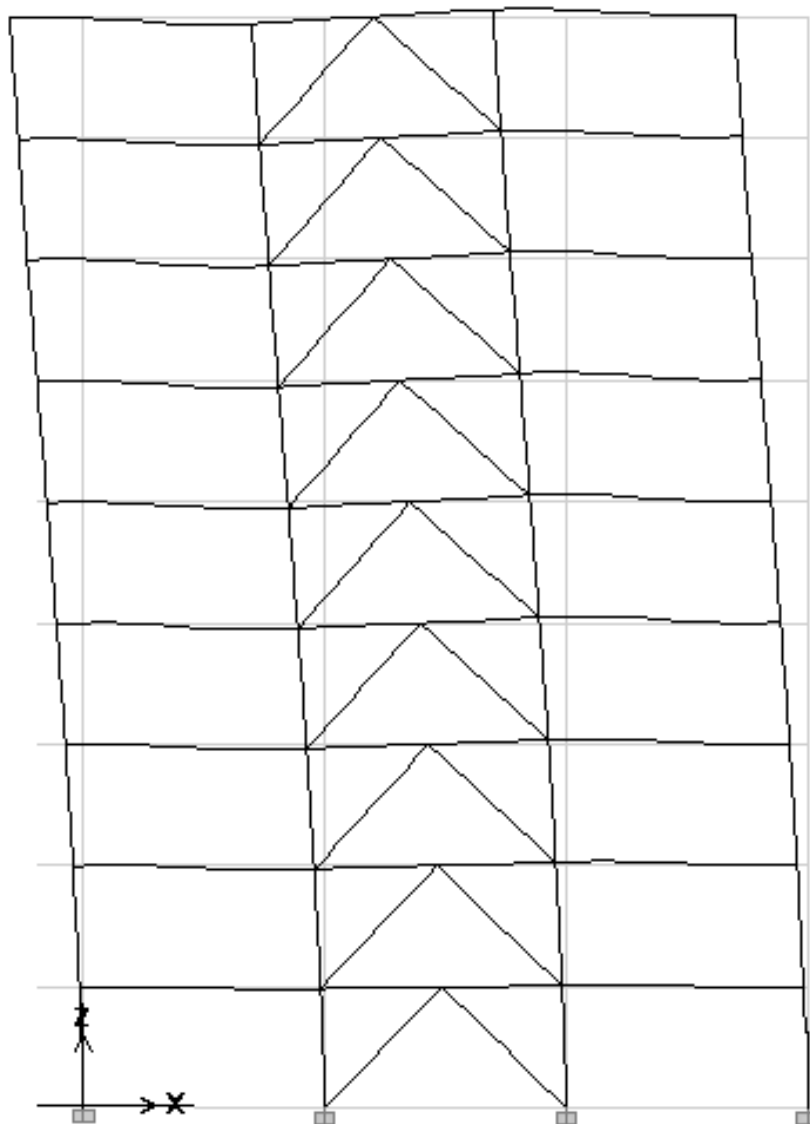
*Figure (5.7) Allure du premier mode de vibration
(Portique à 06 étages contreventé en V renversé)*



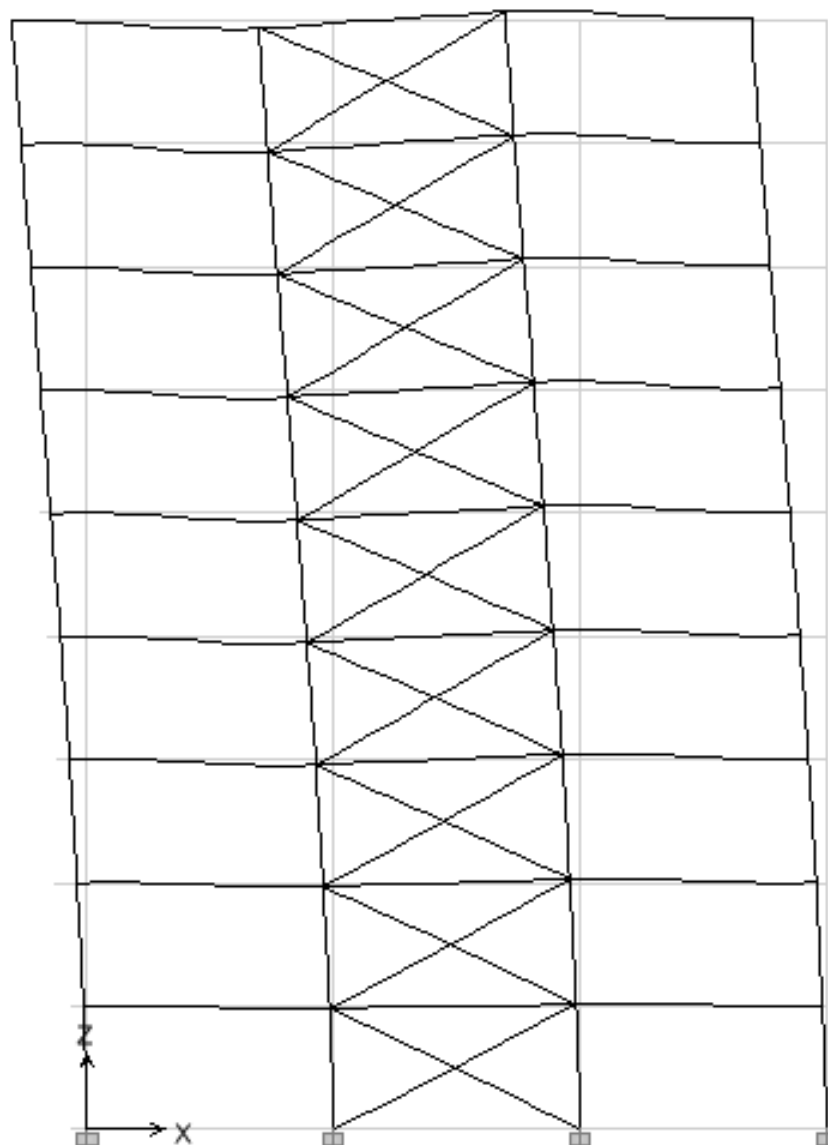
*Figure (5.8) Allure du premier mode de vibration
(Portique à 06 étages contreventé en X)*



*Figure (5.9) Allure du premier mode de vibration
(Portique à 09 étages contreventé en V)*



*Figure (5.10) Allure du premier mode de vibration
(Portique à 09 étages contreventé en VR)*



*Figure (5.11) Allure du premier mode de vibration
(Portique à 09 étages contreventé en X)*

5.2 Effort tranchant :

Les efforts tranchants à la base des portiques obtenus par les deux analyses dynamiques sont présentés ci-après.

5.2.1 Analyse modale spectrale (Spectre réglementaire RPA 2003) :

Les résultats de l'analyse modale spectrale en terme d'effort tranchant sont consignés dans le tableau ci-après :

Modèles	Efforts tranchants (KN)
3CVV	203.40
3CVVR	210.51
3CVX	168.47
6CVV	392.91
6CVVR	391.96
6CVX	316.18
9CVV	519.17
9CVVR	538.51
9CVX	434.08

Tableau (5.5) Valeurs de l'effort tranchant à la base (Variante 01)

Modèles	Efforts tranchants (KN)
3CVV	203.15
3CVVR	209.34
3CVX	165.40
6CVV	393.36
6CVVR	391.98
6CVX	316.03
9CVV	519.18
9CVVR	538.04
9CVX	433.34

Tableau (5.5) Valeurs de l'effort tranchant à la base (Variante 02)

- Pour les modèles de portiques à trois étages et pour les deux variantes, la configuration en X donne des efforts tranchants inférieurs de 25% par rapport à ceux des configurations en V et V renversé qui sont sensiblement les mêmes. Ce constat est en opposition avec le principe qu'un portique plus rigide doit absorber un effort tranchant plus important. Ceci est dû au fait que le coefficient de comportement R préconisé par le RPA est plus grand pour la configuration en X, ce qui a pour conséquence une réduction de la valeur de l'effort tranchant pour ce type de contreventement. En d'autres termes, cette réduction de l'effort tranchant est due à l'influence du coefficient de comportement R pris égal à 5 pour la configuration en X et à 4 pour les autres configurations conformément au règlement parasismique Algérien 2003 (Tableau 4.3).
 - Pour les modèles de portiques de six et neuf étages et pour les deux variantes, le même constat peut être fait.
- 5.2.2 Analyse dynamique temporelle (Accélérogramme séisme Boumerdès):

Les résultats de l'analyse dynamique temporelle en terme d'effort tranchant sont consignés dans le tableau ci-après :

Modèles	Efforts tranchants (KN)
3CVV	252.7
3CVVR	243.2
3CVX	268.3
6CVV	433.4
6CVVR	442.1
6CVX	465.8
9CVV	420.6
9CVVR	404.3
9CVX	352.1

Tableau (5.7) Valeurs de l'effort tranchant à la base (Variante 01)

Modèles	Efforts tranchants (KN)
3CVV	253.8
3CVVR	244.4
3CVX	269.7
6CVV	434
6CVVR	442.6
6CVX	467.4
9CVV	422.7
9CVVR	406.5
9CVX	353.6

Tableau (5.8) Valeurs de l'effort tranchant à la base (Variante 02)

- Pour les modèles de portiques à trois étages et pour les deux variantes, la configuration en X donne des efforts tranchants supérieurs à ceux des configurations en V et VR.
- Pour les modèles de portiques à six étages et pour les deux variantes, le même constat peut être fait dans ce cas.
- Pour les modèles de portiques à neuf étages et pour les deux variantes, la configuration en X donne des efforts tranchants inférieurs à ceux des configurations en V et VR. En général, les accélérogrammes sont des fonctions présentant de fortes irrégularités. Pour deux instants très voisins on ne saurait prédire si la variation de la réponse est importante ou au contraire insignifiante. Ceci dit, le spectre de réponse qui découle de cet accélérogramme transpose de façon similaire ces irrégularités et notamment

dans l'intervalle de période (0 - 0.5s), intervalle qui concerne précisément les portiques étudiés.

- Les efforts tranchants ainsi calculés accusent une augmentation de 15% pour les configurations en V et V renversé et de 60% pour la configuration en X par rapport à ceux obtenus par la méthode modale spectrale en utilisant le spectre réglementaire et ce pour les modèles à 3 et 6 étages. Pour les modèles à 9 étages une diminution de 25% en moyenne a été constatée.

- 5.3 Effort critique de flambement :

Les efforts critiques de flambement calculés par la formule de l'Eurocode 3 ci-dessous sont consignés dans le tableau 5.3.1 :

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$\beta_A = 1$ pour les sections transversales de classe 1,2 ou 3.

χ : Coefficient de réduction pour le mode de flambement à considérer égal à :

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} \leq 1 \quad \text{Où } \phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

A : Section transversale.

f_y : Contrainte élastique de l'acier.

γ_{M1} : Coefficient réducteur égale à 1.1.

Modèles	Variante 01		Variante 02	
	Type de section	Effort critique (Kn)	Type de section	Effort critique (Kn)
3 CV - V	2Lx15x18	1121	HEB 220	1267
3 CV - VR	2Lx15x18	1121	HEB 220	1267
3 CV - X	2Lx15x18	561	HEB 220	700
6 CV - V	2Lx18x18	1693	HEB 260	1901
6 CV - VR	2Lx18x18	1693	HEB 260	1901
6 CV - X	2Lx18x18	927	HEB 260	1157
9 CV - V	2Lx20x18	2095	HEB 280	2222
9 CV - VR	2Lx20x18	2095	HEB 280	2222
9 CV - X	2Lx20x18	1221	HEB 280	1417

Tableau 5.9 valeurs de l'effort critique de flambement

- Il ressort de l'analyse du tableau (5.9) qu'à sections égales, les efforts critiques des sections en profilés sont plus grands que ceux des cornières. Ceci est dû à la symétrie des sections des profilés qui leur confère des caractéristiques géométriques meilleures que celles des sections asymétriques (cornières).

CHAPITRE VI

Conclusions et perspectives

6. Conclusion et perspectives :

A la lumière des résultats obtenus, les conclusions suivantes s'imposent :

- Sur le plan économique, les configurations en X et en Λ s'avèrent les moins onéreuses. La configuration en V exige de plus grandes sections pour atteindre, sur le plan performance, celles en Λ .
- Sur le plan performance, les configurations en V et V renversé montrent qu'elles sont moins sensibles à une variation de la réponse sismique ce qui leur confère un meilleur comportement que celui de la configuration en X pourtant plus rigide.
- Il est à préciser que le comportement des structures à palées triangulées centrées n'est pas prévisible vis-à-vis d'un séisme réel comme constaté lors de notre deuxième analyse utilisant l'accélérogramme du séisme de Boumedès. Ce qui nous incite à dire que le spectre est prépondérant et détermine à lui seul le comportement des structures.
- Les différents types de section des diagonales semblent ne pas influencer sur le comportement global des structures. Leur efficacité réside dans la résistance au flambement tributaire des caractéristiques géométriques. En effet, les sections symétriques, tels que les profilés laminés en H, confèrent aux diagonales une meilleure résistance au flambement que les sections asymétriques.
- Bien que la configuration en X soit plus rigide que les deux autres configurations étudiées et présente l'avantage de ne créer de zones plastiques qu'au niveau des nœuds, il n'en demeure pas moins que le talon d'Achille de ce système de contreventement est le mauvais comportement des barres de

contreventement vis-à-vis du phénomène de flambement. Signalons que pour cette configuration, l'effort tranchant et le déplacement maximal au sommet accusent une augmentation non négligeable face à un séisme réel comparativement aux deux autres configurations étudiées.

- Les résultats de l'analyse dynamique temporelle, en termes d'effort tranchant, sont plus importants de 15 à 60% que ceux obtenus par l'analyse modale spectrale. Ceci s'explique par le fait que les règlements parasismiques adoptent souvent une philosophie qui a tendance, eu égard aux coûts de construction, à atténuer modérément la réponse dynamique et accepter un certain risque, dit calculé, de dommages notamment dans le domaine des faibles périodes.

C'est la raison pour laquelle la recherche s'attèle à développer de nouveaux systèmes de contreventement plus performants visant à minimiser les effets nuisibles des séismes sur les constructions.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Temel Türker, Alemdar Bayraktar, 2010, Experimental and numerical investigation of brace configuration effects on steel structures, *Journal of Constructional Steel Research* 67 (854–865)
- [2] Mussa Mahmoudi, Mahdi Zaree, 2010, Evaluating response modification factors of concentrically braced steel frames, *Journal of Constructional Steel Research* 66 (1196_1204)
- [3] Girard, Olivier, 2010, Contrôle sismique d'un bâtiment en acier de 1 étage par amortisseurs élastomères ET contreventements en Chevron, *Université de Sherbrooke*, 259 pages
- [4] Ching-Yi Tsai, Keh-Chyuan Tsai, Chih-Han Lin, Chih-Yu Wei, Kung-Juin Wang, Yi-Jer Yu and An-Chien Wu, 2010, Cyclic responses of three 2-story seismic concentrically braced frames, *Frontiers of Architecture and Civil Engineering in China, Volume 4, Number 3*.
- [5] Tremblay R, Lacerte M, Christopoulos C, 2008, Seismic Response of Multistory Buildings with Self-Centering Energy Dissipative Steel Braces, *American Society of Civil Engineers, Reston, VA, ETATS-UNIS, vol. 134, N°1, pages 108-120*.
- [6] Fahnestock Larry A, Rides James M, Sause Richard, 2007, Experimental evaluation of a large-scale buckling-restrained braced frame, *American Society of Civil Engineers, Reston, VA, ETATS-UNIS, vol. 133, N°9, pages 1205-1214*
- [7] Roberto T. LEON, and Chuang-Sheng YANG, Special Inverted-V-braced frames with suspended zipper struts.
- [8] Rafael Sabelli, Stephen Mahin, Chunho Chang, April 2003, Seismic Demands on Steel Braced Frame Buildings with Buckling-Restrained Braces, *Engineering Structures, Volume 25, Issue 5, pages 655-666*.

[9] M. S. Williams, A. Blakeborough, D. Clément, N. Bourahla, 2002, Seismic behaviour of knee braced frames, *Structures and Buildings, Volume 152, Issue 2, pages 147 –155*

[10] Hassan, Oday Flaih, 1991, Modeling of bracing members and seismic behavior of concentrically braced steel structures, *University of Michigan, 194 pages*.

- Manfred.A Hirt, Michel Crisinel, 2000, *Traité de génie civil de l'école polytechnique fédérale de Lausanne, Charpente métallique volume 11, Conception et dimensionnement des haies et bâtiments*.

- Association française du génie parasismique, 2004, *Guide de la conception parasismique des bâtiments*.

- Ronald O. Hamburger, 2009, *Facts for steel buildings N°3, Earthquakes and seismic design*.

- Charles K. Erdey, 2007, *Earthquake Engineering Application to Design*.

- Eurocodes 3

- Eurocodes 8

- Règlement parasismique Algérien 2003.

- Manuel ETABS V9.5.