UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Thèse présentée par :

Abdennour CHEKIRED

Pour l'obtention du diplôme de :

DOCTEUR es SCIENCE

Spécialité : Génie civil

Option : Structures et Matériaux

<u>THEME</u>

EVALUATION DU FACTEUR DE COMPORTEMENT D'OSSATURES EN PORTIQUE EN ACIER SUR LA BASE D'ANALYSES STATIQUE ET DYNAMIQUE NONLINEAIRES

Soutenue publiquement devant le jury composé de :

M. HANNACHI Naceur Eddine	e Professeur	UMMTO	Président
M. ABED Ahmed	Professeur	UMMTO	Rapporteur
M. HAMIZI Mohand	Professeur	UMMTO	Examinateur
M. BECHTOULA Hakim	Directeur de Recherche	CGS, ALGER	Examinateur
M. AMEUR Boualem	Maitre de Recherche A	CGS, ALGER	Examinateur
M. BENOUAR Djilali	Professeur U	JSTHB, ALGER	Examinateur

Le 06 / 04 / 2016

A la mémoire de mes parents.

REMERCIEMENTS

En tout premier lieu, je tiens à remercier mon Directeur de thèse le Docteur AHMED ABED pour son aide inestimable et ses encouragements sans lesquels ce travail n'aurait pas abouti. Je lui dois toute ma gratitude pour m'avoir encadré et d'avoir dirigé mes travaux de thèse. Qu'il trouve ici l'expression de ma sincère gratitude.

Je remercie les membres du jury pour l'honneur qu'ils me font en examinant mon travail.

A mon épouse qui a su être patiente et qui n'a jamais cessée de m'encourager et à qui j'adresse une pensée affectueuse et reconnaissante.

Qu'il me soit enfin permis de remercier ici toute ma famille pour leur soutien, et à qui je dédie cette thèse.

RESUME

Malgré le respect des recommandations préconisées par les codes de calcul, beaucoup de structures subissent des dégâts majeurs lors d'un important séisme. Le comportement de la structure durant un séisme sévère n'est donc pas forcément celui prévu par le concepteur. Le choix du modèle mathématique, de la modélisation des différents composants ainsi que l'interaction entre certains paramètres tels que la hauteur du Rez-de-Chaussée, la régularité de la rigidité en élévation, le nombre de niveaux, etc. influent sur le comportement global de la structure et de fait sur son facteur de comportement.

Le but de cette étude est d'évaluer la valeur du facteur de comportement pour des structures en acier contreventées par portiques auto-stables sur la base d'analyses en statique (push over) et dynamique incrémentale non linéaires.

Pour ce faire, 4 portiques en acier sont considérés ; à savoir un portique peu élevé (R+2), un portique moyennement élevé (R+5) et deux portiques élevés (R+8) et (R+12). Les portiques sont subdivisés en deux groupes de structures à savoir, structures régulières et irrégulières en rigidité, ceci en tenant compte des prescriptions des deux codes utilisés, à savoir le règlement parasismique algérien (RPA99v2003) et l'Eurocode3. Après définition des critères de ruine on effectue l'analyse des structures sous un chargement statique (push over) d'une part et sous l'action de 6 accélérogrammes enregistrés de par le monde et 3 accélérogrammes artificiels déduits du spectre de réponse de calcul du RPA99/v2003 d'autre part. Les résultats montrent que les paramètres choisis, particulièrement leur combinaison, influent considérablement sur la valeur du facteur de comportement. En push over, pour les structures en R+2, le facteur de comportement est quasi constant aussi bien pour les structures régulières qu'irrégulières quel que soit la hauteur du RDC. Pour les structures en R+5, le facteur de comportement augmente avec l'augmentation de la hauteur du RDC. IL atteint sa valeur maximale pour un RDC de hauteur 4.5m pour ensuite diminuer. Pour les structures en R+8 on observe la même tendance, mais le maximum du facteur de comportement est atteint pour un RDC de hauteur 4m pour ensuite diminuer. Pour les structures en R+12, il diminue avec l'augmentation de la hauteur du RDC. Dans le cas des analyses dynamiques incrémentales, les tendances sont différentes pour les structures peu élevées (R+2). Pour les structures élevées, à élancement important, on observe une diminution du facteur de comportement.

Mots clés : facteur de comportement, surésistance, ductilité, push over, analyse dynamique non lineaire, portiques métalliques auto-stable

ABSTRACT

Despite compliance with the recommendations given by codes, many structures suffer major damage during a major earthquake. The behavior of the structure during a severe earthquake is not necessarily the one intended by the designer. The choice of the mathematical model, modeling components and the interaction between certain parameters such as the height of Ground Floor, regularity of stiffness in elevation, the number of stories , etc. influence on the overall behavior of the structure and fits on the actual behavior factor. The aim of this study is to evaluate the value of the behavior factor for steel structures on the base of nonlinear static analysis (pushover) and dynamic incremental (accelerograms). To do this, four steel frames are considered, namely a low frame (R + 2), slightly high (R + 5), and high (R + 8) and (R + 12). The frames are dimensioned to get two sets of structures, regular and irregular ones; according to the codes used namely the RPA99 / v2003, and the Eurocode3. After defining of the failure criteria and analysis of structures in push over, and under the action of six recorded accelerograms and three artificial ones, the results show that the parameters chosen and particularly their combination affect significantly the value of the behavior factor.

In pushover, for three stories structures, the behavior factor is almost constant for both regular and irregular structures regardless of the bottom story height.

For six stories structures, the behavior factor increases with the augmentation of the bottom story. The behavior factor reaches the maximum value for a bottom height equal to 4.5m and then declines. For nine stories structures high structures, we observe the same phenomena but the maximum value of the behavior factor is reached for bottom story height equal to 4.m. For thirteen stories structures, it decreases with the increasing of bottom story height. In the case of incremental dynamic analysis, trends are different for low structures. For high structures, we observe a diminution of the behavior factor.

Keywords: behavior factor, overstrength, ductility, push over, nonlinear dynamic analysis, steel moment resisting frame

TABLE DES MATIERES

Chapitre 1 : Introduction

I.1. contexte de la thèse	1
I.2. Objectifs de la thèse	3
I.3 Méthodologie d'investigation	4
I.3. Organisation de la thèse	4

Chapitre 2 : Principe de dimensionnement

II.1. Introduction	5
II.2. Méthodes de dimensionnement	5
II.2.1. Dimensionnement aux états limites	5
II.2.2. Dimensionnement en performance	7
II.2.3. Dimensionnement en déplacement	9
II.3. Pratique de la conception parasismique	10
II.4. Règles spécifiques relatives aux structures en acier	11
II.5. Choix du type d'assemblages utilisés dans les portiques non contreventés	13
II.6. Caractéristiques requises des aciers	14
II.7. Comportement des portiques auto-stables sous chargement sismique	15
II.8. Conclusion du chapitre	18

Chapitre 3 : Présentation et dimensionnement des structures étudiées

III.1. Présentation des structures	19
III.2. Dimensionnement des éléments structuraux (poutres et poteaux)	19
III.2. Modélisation	26

Chapitre 4 : Méthodes d'analyses

IV.1 Introduction	28
IV.2. Méthodes d'analyses élastiques	28
IV.3. Méthodes d'analyses inélastiques	28
IV.3.1. Analyse en Pushover	29
IV.3.2. Analyse en dynamique non lineaire sous accélérogrammes	33
IV.4. Evaluation du facteur de comportement	33
IV.4.1. Evaluation en Push over	33
Facteur de ductilité globale	33
Facteur de sur-résistance	34
Facteur de redondance structurelle	35
IV.3.2. Evaluation en dynamique non lineaire sous accélérogrammes	35
IV.3.3. Sélection des accélérogrammes	36

Chapitre 5 : Présentation des résultats et discution

V. Présentation et discution des résultats	
V.1. Courbes de capacité	41
V.2. Mécanismes de ruine en push over	41
V. 3. Facteur de comportement R	48
V. 4. Facteur de ductilité globale Rµ	52
V. 5. Facteur de sur-résistance Rs	55
V. 6. Déplacements relatifs d'étage	58
V.7. Effet de l'élancement sur le facteur de comportement	60
V.8. Effet de l'irrégularité sur le facteur de comportement	62
V.9. Effet de l'irrégularité sur la ductilité globale	63
V.10. Effet de l'irrégularité sur la sur-résistance	65
V.11. conclusion du chapitre	65

Chapitre 6 : Conclusion générale		
Références	bibliographiques.	69

CHAPITRE I

INTRODUCTION

CHAPITRE I : INTRODUCTION

I.1 Contexte de la thèse

Durant ces dernières décennies, des séismes de différentes intensités ont frappé plusieurs pays parmi lesquels l'Algérie. Les récents tremblements de terre du 22 novembre 1999 et du 21 mai 2003, qui ont secoué les régions d'Ain-Temouchent et de Zemmouri ont occasionné des pertes considérables en vies humaines et d'importants dégâts matériels. L'étude pathologique de constructions endommagées a montré un manque flagrant dans le comportement sismique de ces constructions (Davidovici, 2003).

Beaucoup de travaux sont réalisés afin de comprendre réellement comment un séisme affecte une structure. Le comportement non satisfaisant des structures en portiques non-contreventées au cours de séismes sévères a conduit les ingénieurs à reconsidérer aussi bien leurs principes de dimensionnement que les techniques de réalisation.

En fait, l'approche utilisée dans le dimensionnement sismique pour la plupart des bâtiments est basée sur le dimensionnement en force (shear base design) et est effectué au moyen de spectres de réponse élastique correspondant à un événement sismique important, dont le potentiel de dommages est en général associé à la période de retour pour ce qui concerne la durée de vie de la structure.

Durant un séisme majeur, il est raisonnable d'admettre des dégâts dans les structures sans que pour autant il y ait ruine afin d'éviter les pertes humaines. En zone fortement sismique les structures doivent présenter une ductilité suffisante et être dimensionnées de sorte qu'une partie de l'énergie induite par le tremblement de terre soit absorbée à travers des déformations plastiques sans perte de résistance.

Le dimensionnement des structures prend en compte de manière très approximative le comportement non linéaire de la structure par le biais d'un coefficient appelé "coefficient de comportement". Les actions sismiques agissant sur une structure réelle sont déduites de celles appliquées sur la structure idéalement élastique associée en les divisant par ce coefficient R appelé aussi facteur de réduction.

Avant que les méthodes non-linéaires ne soient développées, les codes parasismiques ne prenaient en compte le comportement non-linéaire des structures qu'à travers certaines valeurs du facteur de comportement dont l'utilisation était souvent mal justifiée, surtout pour des structures complexes contenant différents matériaux de construction et différents types de contreventement.

Tenant compte de la dissipation d'énergie due aux déformations plastiques des structures ductiles et du comportement post-élastique qu'aurait la structure lors d'un tremblement de terre majeur, les codes sismiques introduisent un facteur de réduction «R» qui réduit la force élastique linéaire exigée, conduisant à la définition de la conception du spectre de réponse inélastique. De cette manière, même si les ressources inélastiques des systèmes structurels ne sont pas négligées, la simplicité des procédures de conception est préservée.

La plupart des codes prennent en compte une valeur forfaitaire unique de ce facteur, dont la justification n'est pas toujours explicitée clairement. Le mauvais choix de la valeur de ce coefficient peut entraîner une mauvaise estimation de l'effort appliqué sur la structure et un danger pour sa stabilité.

Chapitre I : Introduction

Le facteur « R» intervient comme réducteur du spectre élastique Se(T) lors de la définition du spectre de calcul Sa(T) (Fig.1). Cette réduction est comprise entre 1,5 pour les structures peu dissipatives et 6 pour les structures très dissipatives selon le RPA99V2003 et l'EC8. Le facteur « R» permet de tenir compte de la capacité de déformation plastique d'une structure tout en effectuant une analyse purement élastique sous le spectre Sa(T). C'est la méthode de référence utilisée dans les nouveaux codes. En effet les méthodes d'analyse dans le domaine élastique, telles que la méthode des forces statiques latérales équivalentes ou la méthode du spectre de réponse dynamique linéaire, peuvent être utilisées.



Figure1 : Spectre élastique et spectre de calcul.

En pratique, le facteur « R» sert au dimensionnement ; les actions sismiques sont déterminées par un calcul linéaire équivalent où les forces élastiques obtenues sont divisées par R, ce qui limite la résistance de la structure.

La réponse dynamique des structures soumises à des séismes de forte intensité constitue un domaine actif de recherches depuis ces dernières années. Un des buts de ces recherches est d'améliorer les méthodes d'analyse théorique qui peuvent permettre une connaissance plus exacte du comportement dynamique réel des structures au cours de tremblements de terre. A l'heure actuelle, dans un grand nombre de cas, les structures sont dimensionnées pour un séisme d'intensité donnée à l'aide de méthodes de calcul purement élastiques. Cependant, l'observation a posteriori des dommages causés sur certaines structures montre que celles-ci ont résisté convenablement à des séismes d'intensité plus élevée que celle du séisme pour lequel elles étaient dimensionnées. Cette anomalie trouve une explication dans le mécanisme d'absorption de l'énergie apportée par le sol à la structure au cours du séisme, à condition de prendre en considération l'existence des déformations inélastiques. En effet, lorsque la structure possède une certaine ductilité, les déformations plastiques interviennent pour une part importante dans l'énergie absorbée par 1a structure, à travers les différents cycles "charges-déplacements" qui se produisent au cours et à la suite du séisme.

Progressivement, l'énergie qui est communiquée à la structure, est d'une part absorbée sous la forme d'énergie irréversible par déformations plastiques, d'autre part dissipée (pour une faible quantité) par les frottements internes (assemblages) et par l'amortissement.

Chapitre I : Introduction

Ainsi, la possibilité d'avoir des déformations plastiques importantes dans certaines structures ductiles, et en particulier les constructions métalliques, constitue une voie de recherche du plus grand intérêt, devant permettre de prendre en compte une meilleure capacité de résistance de ces structures.

Plusieurs chercheurs ont essayé, pendant ces vingt dernières années, de mettre en évidence l'effet avantageux des déformations plastiques dans le comportement dynamique des structures ductiles soumises aux actions sismiques. L'ensemble des résultats obtenus indique que la participation des déformations plastiques dans le processus d'absorption de l'énergie délivrée par le séisme est importante. Ils ont pu ainsi définir une philosophie de base pour le calcul sismique des structures ductiles qui consiste à considérer qu'une structure doit résister, dans le domaine élastique, aux séismes d'intensité moyenne en subissant des dommages uniquement superficiels et être capable de survivre aux séismes de forte intensité sans aucun dommage catastrophique, en faisant appel à ses réserves de résistance plastique.

Le choix du facteur de comportement dans la phase de dimensionnement ne reflète pas forcement la réponse attendue de la structure ; la valeur réelle du facteur de comportement dépend de plusieurs paramètres tels que la régularité de la structure, le niveau de ductilité effective, le critère de ruine, le mécanisme de formation des rotules plastiques, le taux d'écrouissage de l'acier, la méthode de détermination, la modélisation, l'intensité du chargement, la hauteur du RDC, l'effet P- Δ , etc.

Dans les régions touchées par de forts séismes, les portiques métalliques non contreventés offrent en général une bonne capacité de dissipation de l'énergie en raison du comportement ductile hystérétique des éléments composant ces portiques. La principale source de rigidité latérale des ossatures en portique auto stables est la rigidité à la flexion et la résistance des éléments.

Un grand nombre de zones dissipatives se forment et sont concentrées au niveau des extrémités des éléments, ce sont les rotules dites plastiques, qui dissipent l'énergie par un comportement cyclique de flexion. Afin de maximiser la capacité de dissipation d'énergie, les rotules plastiques doivent se développer dans les poutres et à la base des poteaux du Rez-de-Chaussée.

En fait, cette typologie de structures contreventées par portiques n'est pas en mesure de fournir une rigidité suffisante pour réduire les déplacements lorsque la hauteur du bâtiment augmente, y compris pour des séismes modérés. Le respect des exigences de l'état Limite de Service, qui impose à limiter les déplacements latéraux dans les limites des déplacements relatifs d'étage imposés par les codes, amène à augmenter la dimension des éléments au-delà de celles requises pour la résistance, ce qui rend ces structures peu économiques (Mazzolani et Piluso, 1996; et Bruneau et al, 1998).

Définir les conditions d'instabilité d'une structure n'est pas évident. Dans les applications courantes la détermination de la demande et de la capacité d'une structure ne sont pas aisées à calculer du fait de la complexité du comportement sismique de celle-ci et du contenu aléatoire du mouvement sismique. L'approche la plus courante est de supposer que la structure a atteint son état limite de stabilité lorsque les déformations excèdent les limites imposées par la sécurité de la structure.

I.2 Objectifs de la thèse

Les objectifs de la thèse consistent en l'évaluation du facteur de comportement de structures en portiques auto stables en acier sur la base de critères de ruine préalablement définis en se basant sur

deux méthodes de calcul ; à savoir la méthode statique non linéaire ou pushover et la méthode dynamique non linéaire sous accélérogrammes.

La détermination du facteur de comportement se fera sur la base des critères de ruine suivants :

- 1. l'atteinte de la rotation limite préconisée par l'EC8 soit 35 mRd ;
- 2. l'atteinte du déplacement relatif d'étage limite de 3% comme préconisé par les codes EuroCode8 et Uniform Building Code (UBC97) ;
- 3. la formation d'un mécanisme d'étage ;
- 4. l'instabilité par effet P- Δ ;
- 5. la ruine locale d'un élément (voilement).

I.3 Méthodologie d'investigation

L'étude faite est menée en considérant 4 portiques plans en acier de nombre d'étages différents à savoir R+2, R+5, R+8 et R+12 mais de longueur de travées égales (3 travées de 5m) et de hauteur d'étage courant de 3m. Les hauteurs de RDC seront de 3, 4, 4.5 et 5m. De même, nous considèrerons 2 types de structures ; structures à rigidité constante en élévation et structures à rigidité variable. Les calculs seront faits en utilisant le programme de calcul SAP2000 qui permet de modéliser les rotules plastiques aux extrémités des poutres et des poteaux en tenant compte des prescriptions formulées par la norme FEMA273.

Avant de procéder à l'évaluation du facteur de comportement, une analyse élastique modale sous spectre de réponse du RPA99v2003 est faite dans le but de dimensionner les structures en utilisant un facteur de comportement égal à 6 comme préconisé par le RPA99v2003 pour les structures ductiles en acier. Dans cette phase de calcul, les préconisations de résistance, de stabilité et de déplacements relatifs limites sont prises en compte.

I.4 Organisation de la thèse

Les motivations et les objectifs de la thèse sont définis dans le chapitre 1.

La description détaillée des principes de dimensionnement en force et en performance est donnée dans le chapitre 2.

Le chapitre 3 est consacré à la description et au dimensionnement des structures étudiées.

Le chapitre 4 présente les différentes méthodes d'analyses non linéaires ainsi que les différents chargements utilisés.

Le chapitre 5 regroupe la présentation et les discutions des résultats des différentes analyses.

Le chapitre 6 résume les conclusions principales ainsi que les recommandations.

CHAPITRE II

PRINCIPES DE DIMENSIONNEMENT

CHAPITRE II : PRINCIPES DE DIMENSIONNEMENT

II.1 Introduction

Dimensionner une ossature capable de subir, sans s'effondrer, les déformations engendrées par l'action sismique est le souhait de tout concepteur. Selon Mazzolani (Mazzolani, 1998), trois objectifs de conception devraient être réalisés selon l'intensité des tremblements de terre :

- (1) éviter les dommages structuraux et non structuraux dans le cas de fréquents mouvements du sol mineurs
- (2) minimiser les dommages structuraux au cours des événements sismiques modérés occasionnels
- (3) éviter l'effondrement ou des dommages graves dans le cas de sévères tremblements de terre.

Dans les codes présents, les deux premiers niveaux sont assemblés en un seul, correspondant à un niveau de limitation des dommages ; ce qui a finalement donné deux objectifs de conception :

- (1) l'état limite de service (ELS),
- (2) l'état limite ultime (ELU).

II .2 Méthodes de dimensionnement

II.2.1 Dimensionnement aux états limites

Dans les méthodes classiques de dimensionnement, l'état limite de service est vérifié à posteriori, une fois que la structure a été dimensionnée pour vérifier l'état limite ultime et seule la vérification du déplacement relatif d'étage est nécessaire. Aucune référence n'est faite de manière explicite à la nécessité de limiter les dégâts dans la structure. Le fait de limiter les déplacements relatifs d'étage pourrait éviter ou limiter les dommages dans les éléments non structuraux, ce qui n'est pas systématiques dans les éléments résistants de la structure.

En outre, la détermination des déplacements relatifs d'étage est caractérisée par une inexactitude conceptuelle, ce qui entraîne toutefois dans la pratique à une bonne approximation ; les déplacements latéraux étant déterminés par analyse linéaire élastique sous séisme de calcul et corrigés en utilisant le facteur de comportement pour rétablir les conditions de fonctionnement à l'état limite de service. Il est évident que l'approche actuelle de dimensionnement sismique ne permet pas de prédire la performance structurelle.

Tenant compte de la dissipation d'énergie due aux déformations plastiques des structures ductiles et du comportement post-élastique qu'aurait la structure lors d'un tremblement de terre majeur, les codes sismiques introduisent un facteur de réduction «R» (appelée aussi facteur de comportement) qui réduit la force élastique linéaire exigée, conduisant à la définition de la conception du spectre de réponse inélastique. De cette manière, même si les ressources inélastiques des systèmes structurels ne sont pas négligées, la simplicité des procédures de conception est préservée.

Le facteur «R» intervient comme réducteur du spectre élastique Se(T) lors de la définition du spectre de calcul Sa(T) (Fig. II.1). Cette réduction est comprise entre 1,5 pour les structures peu dissipatives et 6 pour les structures très dissipatives selon le RPA99V2003 et l'Eurocode8 (EC8). Le facteur «R» permet de tenir compte de la capacité de déformation plastique d'une structure tout en effectuant une analyse purement élastique sous le spectre Sa(T). C'est la méthode de référence utilisée dans les nouveaux codes. En effet les méthodes d'analyse dans le domaine élastique, telles que la méthode des

forces statiques latérales équivalentes ou la méthode du spectre de réponse dynamique linéaire, peuvent être utilisées.



Figure II.1.: Spectre élastique et spectres de calcul.

En pratique, le facteur «R» sert au dimensionnement ; les actions sismiques sont déterminées par un calcul linéaire équivalent où les forces élastiques obtenues sont divisées par R, ce qui limite la résistance de la structure. De plus, un avantage économique est obtenu en raison du fait que la conception conduit à des constructions plus légères.

Les déplacements par contre (domaine plastique ou élastique) ne sont pas affectés par le coefficient «R» et la structure est donc astreinte à subir des déplacements post-élastiques d'autant plus importants que «R» est grand; ce qui nécessite une plus grande ductilité. Les déplacements calculés doivent être corrigés en les multipliant par le coefficient «R».

Le Règlement Parasismique Algérien définit deux types de structures en portiques auto stables. Les structures ordinaires avec R=4 limitées à 17 m de hauteur ou 05 niveaux ; et les structures ductiles avec R=6. Quant à l'Eurocode8 ; il définit 03 classes de structures en fonction du coefficient de comportement R :

- (1) les structures faiblement ductiles «Ductility Class Low» lorsque $R \le 1,5-2$
- (2) les structures moyennement ductiles «Ductility Class Medium» pour $2 \le R \le 4$
- (3) les structures hautement ductiles «Ductility Class High» pour R > 4

Il est également prévu que, pour des structures non dissipatives les effets des actions sismiques sont calculés sur la base d'une analyse globale élastique linéaire avec R = 1,0, sans aucune exigence de ductilité. Même si la définition de la structure non-dissipative a été modifiée et que le facteur de comportement associé est égal à R=1,5 au lieu de 1,0, ce qui signifie que le comportement non linéaire du matériau est pris en compte, les exigences de conception minimales doivent être satisfaites.

L'approche fondée sur le dimensionnement en force suppose que le spectre de réponse en accélération, pour un niveau donné d'amortissement, peut fournir le niveau de l'effort de

dimensionnement élastique agissant sur la structure et qui peut donc être un indicateur adéquat de la demande sismique. Les limites et les inconvénients du dimensionnement en force ont déjà été reconnus, mais il est encore largement utilisé en raison de sa connaissance et de sa commodité pratique. En fait, le concept des codes sismiques actuels est que les structures doivent être conçues pour subir des déformations plastiques dans le cas d'un séisme sévère et pour satisfaire aux critères de l'état-limite de service dans le cas de séismes modérés.

Pour concevoir de façon économique une structure soumise à l'action sismique, les incursions dans le domaine post-élastique sont nécessaires. Ces incursions se faisant lors des différents mouvements sismiques, il est nécessaire de ne pas atteindre une déformation limite du matériau constitutif de la structure, au-delà de laquelle ses caractéristiques mécaniques ne seraient plus assurées du à sa dégradation au cours des cycles. Un bon dimensionnement vise donc non seulement à assurer la résistance des matériaux constituants la structure, mais aussi à maintenir leur ductilité et un comportement stable au cours des cycles. Le matériau n'est pas le seul paramètre déterminant, car des éléments de structure constitués d'un matériau convenable peuvent présenter des chutes de résistance importantes lorsqu'on les soumet à des cycles de déformations inélastiques, pour différentes raisons telles qu'une instabilité globale ou locale des éléments de structure ou la rupture fragile d'un assemblage.

Dans les années 1990-2000, une nouvelle philosophie dans la conception parasismique a intéressé les chercheurs dans le monde entier. L'appellation «Performance-Based Design (PBD)» ou «dimensionnement en performance» synthétise bien le concept que les critères de conception multiniveaux doivent être appliqués pour atteindre les objectifs de conception fixés. La particularité principale est la mise en œuvre d'une procédure de conception qui met en corrélation la résistance d'une structure à divers états limites à la probabilité que l'action du tremblement de terre peut atteindre l'intensité nécessaire pour induire les modes de défaillance correspondants à ces états limites (Mazzolani, 1998). Le couplage d'un niveau de performance de la structure à un niveau spécifique de mouvements du sol fournit un objectif de conception en performance. L'objectif de cette nouvelle approche est de fournir aux concepteurs les critères de sélection du système structurel approprié ainsi que les détails concernant les composants structurels et non structurels pour qu'à des niveaux d'intensité prédéfinis, les dommages structurels soient limités dans les limites choisies.

II. 2.2 Dimensionnement en performance

La connaissance des performances sismiques d'une structure nécessite le recours à des procédures numériques sophistiquées, car l'évaluation quantitative des dommages structurels ne peut être établie qu'en utilisant des analyses dynamiques non-linéaires. Comme ces analyses ne sont pas obligatoires dans la pratique, des procédures simplifiées permettant l'évaluation de la performance sismique inélastique pour différents critères de dimensionnement doivent être établies.

Plusieurs interprétations ont été faites sur l'approche en performance et la définition la plus appropriée est celle qui se réfère à la méthodologie dans laquelle les critères de dimensionnement structurel sont exprimés en terme d'objectifs de performance à atteindre ; ces objectifs pouvant être:

- un niveau de contrainte à ne pas dépasser,
- une charge limite,
- un déplacement limite à respecter,
- un état d'endommagement prédéfini.

Chapitre II : Principes de dimensionnement

Le but essentiel est de définir une procédure de conception capable d'atteindre l'objectif visé et qui est d'éviter l'effondrement des structures ainsi que les pertes en vies humaines (Bertero VV, 1996) suggère de prédimensionner les ouvrages en ne tenant compte que de deux niveaux de performance, «pleinement opérationnel» et «sécurité sur la vie», et de vérifier la structure pour tous les niveaux intermédiaires dans le but d'évaluer l'acceptabilité du prédimensionnement. De cette manière, un compromis est atteint entre la philosophie du dimensionnement traditionnel et du dimensionnement en performance. Il est évident que pour des installations devant rester fonctionnelles après un séisme, les critères de conception à niveaux multiples doivent être appliqués.

Durant les dernières décennies, dans le but de définir l'état d'endommagement des structures, plusieurs paramètres d'études ont été suggérés par Mazzolani and Piluso (Mazzolani and Piluso, 1996) basés sur les critères de ductilité, de dissipation d'énergie et de fatigue .Ils établirent un état d'évaluation des endommagements locaux et globaux. En fonction d'un état d'endommagement à vérifier ou à ne pas dépasser une structure répond à un niveau de performance donné. La conception basée sur la performance consiste à sélectionner des critères de dimensionnement de façon que pour un niveau d'excitation sismique et avec des niveaux de fiabilité définis, un système structurel ne sera pas endommagé au-delà des états limites prédéfinis.

Une définition détaillée de la conception parasismique basée sur la performance a été fourni dans les activités de SEAOC Vision Comité 2000 (Structural Engineers Association Of California Vision 2000, 1995). Quatre niveaux de performance ont été proposés (Fig. II.2):

- (1) Pleinement opérationnelle, dans lequel la structure n'a pas été endommagée ; les conséquences pour la communauté des utilisateurs du bâtiment sont négligeables.
- (2) Opérationnelle, dans lequel des dégâts modérés sur des éléments structurels et des contenus non structurelles ont eu lieu. Les dommages ne compromettent pas la sécurité de l'immeuble pour une occupation immédiate.
- (3) Sécurité sur la vie, dans lequel des dégâts sur des éléments structurels et non structurels sont modérés. La rigidité et la capacité à résister aux charges latérales supplémentaires de la structure ont été réduites, mais une certaine sécurité contre l'effondrement reste assurée.
- (4) Près de l'effondrement (état extrême), dans lequel la résistance latérale et verticale du bâtiment a été compromise ; des répliques pourraient entraîner l'effondrement partiel ou total de la structure.



Earthquake Performance Level

Figure II.2. Objectifs du dimensionnement en performance selon SEAOC Vision 2000, 1995

II.2.3 Dimensionnement en déplacement

Des chercheurs en ingénierie structurelle ont montré un intérêt croissant au dimensionnement basé sur le déplacement, dû au fait que dans le cadre des actions sismiques, les déplacements décrivent d'une manière explicite la réponse structurale en cas de séisme. Pour une performance structurelle définie en termes d'un état d'endommagement, la déformation reste le meilleur indicateur. En terme de déplacement la réponse structurelle peut être reliée à un état limite de déformation, qui à son tour est supposé être directement lié à un certain niveau d'endommagement ; le tableau II.1 regroupe quelques niveaux de performance recommandés exprimés en états d'endommagement et déplacements relatifs correspondants.

Niveau de performance	Etat d'endommagement	Déplacement relatif
Occupation immédiate	Négligeable	DR < 0.2%
Opérationnel – Endommagement modéré	Réparable	0.2% < DR < 0.5%
Sécurité sur les vies	Irréparable	0.5% < DR < 1.5%
Pré-ruine, sécurité limitée	Sévère	1.5% < DR < 2.5%
Ruine		DR > 2.5%

Tableau II.1 : niveaux de	performance.	états d'endommagement et	t déplacements relatifs	correspondants
	p • • • • • • • • • • • • •	etato a entaominagemente		• off

La procédure de dimensionnement en déplacement est basée sur la définition de la structure de remplacement qui modélise un système inélastique comme un système élastique équivalent. De cette manière, le système de la structure inélastique peut être conçu et analysé en utilisant des spectres de réponse élastiques. La structure de substitution est définie par la détermination de la période effective, à l'aide des spectres de dimensionnement élastique de déplacement, une fois que le déplacement cible et que l'amortissement efficace de la structure ont été établis. Le déplacement cible correspond au niveau de performance requis alors que l'amortissement efficace est lié à l'énergie absorbée par hystérésis.

La procédure de dimensionnement en déplacement peut être synthétisée par les étapes suivantes (Priestley, 2000):

- déterminer le déplacement cible et le niveau d'amortissement.
- déterminer les périodes effectives du système équivalent à un degré de liberté pour différents niveaux d'amortissement visqueux sur le spectre de déplacement.
- déterminer la rigidité effective en inversant l'équation pour la période naturelle de l'oscillateur simple.
- calculer l'effort tranchant à la base de la structure en multipliant la rigidité par le déplacement cible.
- distribuer l'effort tranchant à la base sur la hauteur du bâtiment, proportionnellement aux masses et aux déplacements.

Les difficultés de cette procédure sont dans la détermination des déplacements, des caractéristiques dynamiques de la structure de remplacement et des spectres de déplacement. Le déplacement de dimensionnement est contrôlé par les limites imposées aux déplacements relatifs d'étage par les codes et sa valeur à différents étages peut être estimée à partir d'un profil de déplacements typiques de réponse maximum basés sur des analyses élastique temporelles. La masse effective est

évaluée à partir de la définition de la participation massique dans le mode fondamental inélastique (contrairement à l'approche basée sur la force qui utilise le mode fondamental élastique).

L'amortissement efficace est déterminé sur la base de la demande en ductilité, en rapport avec le déplacement de dimensionnement. La répartition des forces dans les principes de dimensionnement est similaire à celle liée à une conception basée sur l'effort tranchant, mais la différence consiste dans la prise en compte du profil de déplacement réel à la place d'une distribution de déplacement proportionnelle en hauteur.

Un gros effort a été consacré à la caractérisation des spectres de déplacement. En particulier, les résultats obtenus dans le Groupe 1 du projet européen ICONS (1997-2000) (Innovative CONcepts in Seismic engineering, European consortium of Shaking Tables (ECOEST), dédiés à la rubrique «Actions sismiques", ont permis la modification des spectres de réponse élastiques en termes d'accélération et déplacements proposés dans le nouveau projet de l'EC8 (PrEn98, 2000). Le résultat le plus important a été la définition de la branche de spectres dans la gamme des périodes longues, car étant une exigence de base dans la procédure de dimensionnement en déplacement, dû au fait que la période de construction de la structure de remplacement est plus longue que pour les spectres élastiques. Il est évident que dans la perspective d'un dimensionnement en déplacement une approche basée sur la performance semble être plus directe, réalisable et fiable afin d'atteindre les objectifs de performance préétablis.

II. 3. Pratique de la conception parasismique

Pour le dimensionnement des structures en zone sismique aussi bien l'EC8 que le règlement parasismique Algérien (RPA99/V2003) spécifient 02 niveaux de performance (Art1.2) basés essentiellement sur deux états :

- (1) dommages limités pour des événements sismiques modérés fréquents
- (2) aucun effondrement dans le cas d'un séisme majeur rare.

Le premier objectif implique que, lors de séismes modérés fréquents, avec une période de retour d'environ 50 ans, les dommages structurels et non structurels, qui compromettent l'utilisation de la construction, soient limités; même si les codes sismiques se référent implicitement à des dommages nonstructurels, en imposant des limites aux déplacements relatifs d'étage, sans tenir compte du fait que les déformations inélastiques dans des éléments structuraux se produisent souvent.

Le deuxième objectif implique que, lorsqu'une structure est soumise à un séisme sévère, même avec une période de retour d'environ 475 années, elle doit préserver l'intégrité structurelle et une capacité portante résiduelle globale, afin de prévenir des effondrements locaux ou globaux.

La structure peut être endommagée mais ne doit pas s'effondrer, ce qui n'est pas le cas des codes étrangers qui précisent plusieurs niveaux de performance relatifs aux bâtiments tels que:

- la sécurité sur les vies humaines
- le contrôle de l'endommagement (endommagement négligeable, endommagement non négligeable mais réparable)
- le non-effondrement lors d'un séisme majeur

Etant donné que durant un fort tremblement de terre, la limite élastique de la structure peut être dépassée, et afin de tenir compte de la dissipation d'énergie en raison de déformations plastiques cycliques, les méthodologies actuelles de conception sismiques prescrivent une réduction des forces de dimensionnement au moyen d'un coefficient appelé «facteur de comportement» associé à la typologie structurelle. Cette procédure permet de simplifier l'analyse structurale sans perdre le bénéfice

économique, les dimensions des éléments étant fortement réduites par rapport à celles données par une conception élastique complète.

Dans le cas des portiques auto-stables en acier, les exigences de ductilité et de capacité de dissipation locales peuvent être assurées par une conception appropriée des détails de construction, destinée à la prévention des modes de défaillance locales. Il s'agit d'emplacements appropriés des rotules plastiques, ce qui permet la redistribution des moments de flexion dans la structure, tout en exploitant les avantages que la redondance structurelle peut donner. Afin de conforter cette condition, des dispositions sismiques récentes proposent une classification des sections. En particulier, dans le cas de la conception parasismique l'utilisation de sections qui sont en mesure de développer une grande capacité de rotation est nécessaire. La version actuelle de EC8 (ENV 1998, 1994) suppose une classification des sections transversales, qui selon l'Eurocode3 est basée sur la limitation du rapport largeur-épaisseur, b/t, des semelles des éléments. Trois classes de ductilité pour structures dissipatives sont implicitement définies.

Afin de contrôler la flexibilité de la structure les codes de dimensionnement limitent les déplacements relatifs d'étages et prescrivent d'évaluer les déplacements au moyen d'une analyse élastique. Les actions sismiques sont définies au moyen d'un spectre de réponse de dimensionnement dont les ordonnées sont uniformément diminuées par rapport à celui du spectre élastique correspondant à un séisme sévère au moyen du facteur de comportement. Dans la pratique, le potentiel de dégâts du tremblement de terre est simplement décrit par l'accélération au sol ou «Peak Ground Acceleration» (PGA), qui est choisi pour chaque zone sismique en fonction de la période de retour de l'événement sismique. Les effets de sol sont pris en compte en définissant des spectres d'accélération de réponse différents. Aussi bien dans la règlementation Algérienne que dans la réglementation européenne 4 types de sol sont préconisés.

II.4 Règles spécifiques relatives aux structures en acier

L'évaluation du facteur de comportement ou de réduction en tant que représentant de la ductilité de structure est une tâche essentielle. Généralement les codes donnent un tel coefficient en fonction de la typologie de la structure, mais une estimation correcte devrait tenir compte de nombreux autres facteurs, tels que la période fondamentale de la structure, la demande maximale de déplacement, la ductilité nécessaire, les conditions du sol sur le site, l'élancement, la régularité, etc.

En outre, la corrélation directe entre le facteur de comportement et la ductilité n'est possible que pour les systèmes à un seul degré de liberté, alors que pour les systèmes à plusieurs degrés de liberté le problème reste posé (Miranda, 1997 ; Fajfar, 2000).

Selon l'EuroCode8 et le RPA99/V2003, la relation entre la ductilité locale et la ductilité globale des structures dissipatives, est exprimée en termes de facteur "R" en associant à chaque catégorie de section transversale une gamme donnée de valeurs du facteur de comportement. En fait, une valeur du facteur de comportement est associée à chaque typologie de structure, une classe de section est associée à chaque catégorie de ductilité.

Les structures ordinaires doivent être utilisées uniquement dans les zones de faible sismicité. Il est par ailleurs précisé qu'une structure appartenant à une classe de ductilité donnée doit répondre aux exigences spécifiques en matière de type de construction, de profilés métalliques et aussi en termes de capacité de rotation des assemblages. Les capacités de rotation plastique des poutres doivent être au minimum égales à 0.035rad pour les structures de types S (ductiles), 0.025rad pour structures de type I

(moyennement ductiles), ce qui est en accord avec les recherches effectuées au cours des dernières années sur les sous-ensembles typiques.

Théoriquement, tous les profilés en en forme de "I" ou en "H" conviennent pour les structures métalliques. Néanmoins en fonction des rapports des dimensions des parois de ces profilés, certains ne seront pas admis pour des raisons d'instabilité. Le voilement local des parois d'une section est un phénomène d'instabilité géométrique analogue, dans son principe, à celui du flambement : à partir d'un certain niveau de contrainte, une paroi de la section fléchit brutalement. Cette contrainte critique dépend du rapport largeur sur épaisseur de la paroi, assimilable à un élancement. À la différence du flambement, cette instabilité n'affecte qu'une petite partie de l'élément. Le voilement local intervient sous l'effet des contraintes normales engendrées par l'effort normal et/ou le moment fléchissant dans les parois constituant la section de la poutre ou sous l'effet de contraintes de cisaillement engendrées par l'effort tranchant.

Les sections transversales des éléments sont divisées en quatre classes en fonction de leurs différentes capacités à résister au voilement local lorsqu'elles sont partiellement ou totalement soumises à une compression, et des conséquences que ceci peut avoir sur la possibilité de redistribution plastique. Le comportement au voilement régit aussi la résistance maximale à la flexion. Leur résistance varie donc entre la pleine résistance plastique (classes 1 et 2) et la résistance élastique (classe 3) ou une résistance élastique réduite (classe 4).

Les sections de classe 1 et 2 peuvent développer leur moment plastique alors que les sections de classe 3 et 4 ne peuvent respectivement développer que leur moment élastique maximum et leur moment critique bien inférieur au moment élastique maximum (Fig II.3).

L'utilisation de profilés de classe 4 est fortement déconseillée ; à la limite interdite ; étant donnée leur instabilité, selonl'EC8, Art3.3.2.



Figure II.3. Comportement des sections suivant la classification de l'Eurocode 3



Tableau II.2: Classifications des sections transversales en fonction du moment résistant et de la capacité de rotation

Le RPA99/V2003 ne préconise aucune classe mais spécifie des conditions à respecter sur les rapports largeur sur épaisseur «b/t» du profilé choisi.

L'affectation d'une section transversale à une classe spécifique est gouvernée par les hypothèses prises sur:

- 1. le comportement à idéaliser pour l'analyse globale (par exemple, la classe 1 autorise la formation d'une rotule plastique et permet la redistribution des sollicitations dans l'ossature au fur et à mesure que les charges augmentent jusqu'au niveau ou au-delà des charges de calcul)
- 2. le comportement à prendre en compte pour les vérifications de calcul locales (par exemple, la classe4 implique que la résistance de la section transversale est basée sur les caractéristiques d'une section transversale efficace appropriée plutôt que de la section transversale brute).

II.5 Choix du type d'assemblages utilisés dans les portiques non contreventés

Selon le RPA9V2003, en zones sismiques, seuls les assemblages rigides sont autorisés (les assemblages semi rigides ne sont pas admis), ce qui nous amène à ne considérer que les assemblages non dissipatifs. L'utilisation d'assemblages rigides non dissipatifs permet de favoriser la formation de la rotule plastique dans la poutre. La conception de l'assemblage doit être telle que les déformations plastiques soient éloignées de la zone d'assemblage.

Dans le cas où les zones dissipatives doivent être situées dans les éléments (but recherché), et conformément à la clause 6.5.2(4) de l'Eurocode 8-1, les assemblages non dissipatifs des zones dissipatives doivent posséder une sur-résistance suffisante afin de permettre la plastification des éléments attachés. Lorsque toutes les différentes parties de l'assemblage sont suffisamment rigides (c'està-dire idéalement infiniment rigides), l'assemblage est rigide, et il n'y a aucune différence entre les rotations respectives aux extrémités des éléments assemblés au niveau de cet assemblage. L'assemblage subit une rotation unique globale en bloc qui est la rotation nodale des méthodes d'analyse couramment utilisées pour les structures discontinues.

Les normes PS 92 ne permettent pas l'utilisation, en général, d'assemblages de type semi-rigide, invoquant la difficulté à contrôler le risque de rupture en fatigue oligocyclique. En conséquence, dans le cas de portiques non contreventés, tout assemblage doit être rigide (ou éventuellement articulé). Une position identique est relevée dans la normalisation japonaise AIJLSD - 90, qui ne permet pas l'utilisation d'assemblages semi-rigides.

II.6 Caractéristiques requises des aciers.

En construction métallique, trois nuances d'acier sont utilisées : S235 et S275 dans la majorité des cas et S355 plus rarement (ouvrages d'art). Ces trois nuances correspondent aux exigences du calcul en plasticité qui est utilisé dans l'analyse des structures à condition que l'acier satisfasse aux exigences suivantes :

- 1. Critère de raffermissement : la contrainte de rupture en traction fu doit être supérieure de 20% au moins à la limite élastique fy: fu ≥ 1.2 fy
- 2. Critère de l'allongement à la rupture : l'allongement à la rupture ε u doit être supérieur à 15%: $\varepsilon u \ge 0.15$
- 3. Critère de ductilité : l'allongement à la rupture ε u (correspondant à fu) doit être supérieur à 20 fois l'allongement ε_v (correspondant à f_v): $\varepsilon_u \ge 20 \varepsilon_v$

	t	fy (MPa)	fu (MPa)	εу	εh	εu	εr	Eh
	(mm)			(%)	(%)	(%)	(%)	(MPa)
S235	< 40	235	360	0.115	1.41	14.0	25.0	5500
	\geq 40	215	340	0.105				
S275	< 40	275	430	0.134	1.47	12.0	22.0	4800
	≥ 40	255	410	0.124				
S355	< 40	355	510	0.173	1.70	11.0	20.0	4250
	\geq 40	355	490	0.163				

Tableau II.3 Caractéristiques de l'acier en fonction des classes

Le module d'élasticité utilisé dans le calcul des différents paramètres est pris égal à E=205000 MPa. A défaut d'essais sur les matériaux, les équations donnant la courbe contrainte -déformation sont celles proposées par Holzer et al (Holzer et al, 1975) inclues dans la base de données du programme SAP2000V14 et sont :

Zone élastique : $\varepsilon < \varepsilon y$ $\sigma s = E. \varepsilon = fy$

Zone plastique : $\epsilon y < \epsilon < \epsilon h$ $\sigma s = \sigma y = f y$ Zone poste plastique $\epsilon h < \epsilon < \epsilon r$ $\sigma s = \sigma y \left[1 + \frac{(\epsilon - \epsilon h)}{(\epsilon u - \epsilon h)} * \left(\frac{f u}{f y} - 1 \right) e^{\left(1 - \frac{\epsilon - \epsilon h}{\epsilon u - \epsilon h} \right)} \right]$

II.7 Comportement des portiques auto-stables sous chargement sismique

Les structures en portiques sont un type commun de construction, qui résiste aux forces latérales à travers la flexion développée dans les éléments structuraux. Dans ce type de structure, il est prévu que le comportement ductile se manifeste par la formation de rotules plastiques par flexion dans les poutres et rarement par formation de rotules plastiques en cisaillement dans l'âme des poteaux ou par combinaison de mécanismes de dissipation d'énergie (FEMA 350, 2000).

En raison de leur souplesse inhérente, ces structures peuvent développer d'importants déplacements relatifs d'étages lorsqu'elles sont soumises à des mouvements sismiques importants. En règle générale, il est recommandé que les zones plastiques soient situées dans les poutres et que les ruptures fragiles dans les connexions soient évitées. Cependant, le développement des zones plastiques dans les poutres peut être inhibé par fatigue oligocyclique, phénomène qui est amplifié par le voilement local des profilés en acier. D'autres types de dommages sont liés au développement des efforts de cisaillement dans les panneaux d'âme des poteaux, soumis à subir de grandes déformations localisées dans les ailes des poteaux résultant d'importants déplacements relatifs d'étages. Ce type de dommages a été observé à la suite de plusieurs événements sismiques importants. Les poteaux sont, par définition, les éléments de structure contribuant à la stabilité globale de la structure. La formation de rotules plastiques dans ces éléments réduit la capacité de la structure sous chargement gravitaire et horizontal (FEMA 267, 1995), conduit à une perte de ductilité et, dans certains cas, à la formation de mécanismes de «étages souples» (Fig. II.4a), qui est la raison pour laquelle le comportement inélastique des poteaux sous charge sismique doit être évité.



(a) étage souple

(b) mécanisme global d'effondrement

Figure II.4. Mécanisme de ruine

Il est prévu dans la plupart des codes sismiques que les rotules plastique se forment dans les poutres et non dans les poteaux. Dans le cas des portiques auto-stables, l'EC8 (EN1998-1, 2004) préconise d'éviter la formation de rotules plastiques dans les poteaux en les dimensionnant de sorte à avoir des moments résistants supérieurs de 30% aux moments résistants des poutres. Cette condition se traduit par l'inéquation suivante :

$$\Sigma \text{ Mp, } c > 1.30 \Sigma \text{ Mp, } b \tag{2.1}$$

où $\sum Mp, c =$ somme des moments résistants des poteaux

$$\sum$$
 Mp, b

= somme des moments résistants des poutres.

Cette condition doit être vérifiée à chaque nœud de la structure.

Chapitre II : Principes de dimensionnement

Cette disposition répond à la condition qui permet d'éviter des mécanismes de type «étage souple», où les rotules plastiques se forment simultanément aux deux extrémités des poteaux d'un étage. Toutefois, cette condition de surdimensionnement des poteaux par rapport aux poutres ne garantit pas que l'effondrement soit du type global (Mazzolani et Piluso, 1997) comme illustré à la Fig. II.4 b. Il est commun dans le dimensionnement des structures métalliques à utiliser des sections de poteaux importantes afin de satisfaire à la fois la condition bien connue du «poteau fort-poutre faible» (**S**trong Column-Weak Beam) (SC_Wb) ainsi que la vérification des déplacements relatifs d'étage.

Une procédure de conception visant à la mise en place d'un mécanisme d'effondrement est nécessaire afin d'optimiser l'exploitation des ressources plastiques du système structurel. Aujourd'hui, pour obtenir ce résultat, les codes sismiques suggèrent une méthodologie de conception basée sur le critère de la hiérarchie des éléments, dont le principe général est le «poteau fort-poutre faible». Cela signifie que les déformations inélastiques doivent avoir lieu dans les poutres plutôt que dans les poteaux, car les poutres ont une capacité de dissipation d'énergie avantageuse, à condition qu'elles soient bien entretoisées pour empêcher le déversement, et que la section est suffisamment compacte pour retarder l'apparition de voilement local. En revanche, en présence d'efforts normaux importants dans les poteaux, la ductilité est fortement réduite (Krawinkler, 1995; Nakashima, 1994).

Basées sur différentes interprétations du critère de hiérarchie des éléments, le concept «poteau fort-poutre faible» est vérifié lorsque (Faggiano et Mazzolani, 1999):

- Cas 1: la condition SC_WB est vérifiée a posteriori, une fois que la structure a été conçue pour résister aux charges sismiques de dimensionnement.
- Cas 2: la condition SC_WB peut être satisfaite par le dimensionnement des poteaux afin de résister aux moments de flexion, résultant de la combinaison de charge sismique, majoré d'un coefficient α qui garantit le respect de l'équation (2.1)

$$\Sigma \operatorname{Mp}, c > \Sigma \operatorname{Mp}, b \tag{2.2}$$

Cas 3: la condition SC_WB est vérifiée au sein de la hiérarchie par des approches plus raffinées basées sur l'application de la théorie du dimensionnement à l'état limite.

La première méthode est utilisée à la fois par l'EC8 (EC8, 1994) et par les codes sismiques américains (UBC et AISC, 1997, 2002), même si ces derniers préconisent de réduire les moments plastiques dans les poteaux pour tenir compte de l'influence des forces axiales. Malheureusement, le simple contrôle du respect du critère de hiérarchie n'est pas suffisant pour permettre le développement de rotules plastiques dans les poutres seulement et, par conséquent, l'atteinte d'un mécanisme global. Pour cette raison, une correction à l'équation (2.1) a été proposée par Lee (Lee, 1996) pour les structures dont le comportement dynamique est représenté par le premier mode de vibration.

En observant la distribution des moments de flexion à l'effondrement, évaluée par des analyses en poussée progressive statique, Lee (1996) a fait remarquer que dans chaque nœud le moment de flexion dans le poteau supérieur diminue considérablement, alors que le moment de flexion dans le poteau inférieur augmente. Le rapport entre la partie inférieure et la partie supérieure des moments de flexion est d'environ 3, ce qui signifie que les 3/4 du moment agissant au nœud sont transmis au poteau inférieur, et il proposa de remplacer l'équation (2.2) par:

$$\Sigma \operatorname{Mp}, c > 0.75 \Sigma \operatorname{Mp}, b \tag{2.3}$$

Chapitre II : Principes de dimensionnement

La seconde méthode n'est valable que pour les structures régulières, ce qui permet l'utilisation de méthode statique équivalente pour la phase de dimensionnement. Dans les dispositions préconisées par l'EC8 (1994), l'utilisation du coefficient « α » pour le dimensionnement résistant est prévue pour le calcul des moments de flexion dans les poteaux dans le cas d'ossatures en portique en béton armé et ou pour le calcul des efforts normaux dans les diagonales tendues dans le cas de structures avec contreventements concentriques. La Convention Européenne de Construction Métallique, CECM, (CECM, 1988) préconisent de considérer séparément les charges verticales et sismique de sorte que le coefficient « α » puisse être interprété comme étant le facteur d'amplification des charges horizontales de dimensionnement conduisant à l'effondrement des poutres, tandis que les charges verticales restent constantes.

La troisième approche qui tient compte des différents modes de courbure appelée «méthode des courbes de mécanisme» (Mazzolani et Piluso, 1994b, 1997), est basé sur l'extension du théorème cinématique de dimensionnement à l'état limite au concept de la géométrie du mécanisme d'équilibre. La méthode identifie trois principales typologies de mécanisme d'effondrement pour les structures en portiques auto-stables. Pour chaque typologie il y a « n» mécanismes d'effondrement possible, «n» étant le nombre d'étages, voir Fig. II.5, (Mazzolani et Piluso, 1996).



Figure II.5 Différents types de mecanisme d'effondrement sous forces horizontales

Pour chaque type de mécanisme d'effondrement, la courbe d'équilibre peut être obtenue au moyen de la balance énergétique entre le travail des forces horizontales sismiques et le travail interne développé par les rotules plastiques impliquées dans le mécanisme d'effondrement. Les poutres sont dimensionnées pour résister aux charges verticales et, en conséquence, il reste donc à dimensionner les sections des poteaux. Les moments plastiques des poteaux sont obtenus en résolvant les conditions de dimensionnement en indiquant que le mécanisme correspondant au mécanisme global plastique limite. Ces conditions doivent être satisfaites en tenant compte des conditions de limitation des déplacements relatifs d'étage en fonction des rotations plastiques dans les pourse et dans les assemblages. Par conséquent, le procédé ne conduit pas seulement à la détermination du mode de rupture, mais aussi pour la détermination la ductilité locale. Jusqu'à présent, seules les méthodes de dimensionnement appartenant au troisième groupe sont en mesure d'assurer un effondrement par un mécanisme plastique global. Même si les rotules plastiques dans les poteaux ne sont pas complètement évitées, les mécanismes d'étages indésirables sont plus rares et un nombre important de zones dissipatives est développé (Landolfo et Mazzolani, 1990; Mazzolani et Piluso, 1995; Faggiano et Mazzolani, 1999).

Même si le concept de dimensionnement en capacité est apparu dans le but d'éviter l'apparition de mécanisme de dissipation tel que l'étage souple, avant que la ductilité de l'ensemble du système ait été exploitée lors d'un séisme sévère (Paulay et Priestley, 1992), le choix de la méthode de dimensionnement en capacité doit être basé sur la possibilité d'optimiser la performance sismique de la structure.

II.8 Conclusion du chapitre :

La stabilité d'une structure nécessite donc :

- 1. que les déformations plastiques locales restent limitées en valeur ; la rotation plastique admissible est limitée à 35 mrd pour les poutres métalliques des structures ductiles ;
- 2. que les zones dissipatives soient aussi nombreuses que possible, afin que le maximum d'éléments interviennent dans la dissipation d'énergie et ce afin d'éviter que des déformations plastiques locales trop élevées apparaissent en peu de points ;
- 3. que les déformations plastiques aient lieu dans des zones de la structure bien déterminées et choisies dans ce but. L'apparition de rotules plastiques dans des zones autres que celles choisies engendreraient des instabilités dans la structure d'une manière localisée, ce qui est contraire au but recherché et qui est d'avoir un mécanisme de ruine global et non un mécanisme de ruine partiel;
- 4. que son comportement et celui des matériaux constitutifs soient ductiles.

CHAPITRE III

DESCRIPTION ET DIMENSIONNEMENT DES STRUCTURES ETUDIÉES

CHAPITRE III : DESCRIPTION ET DIMENSIONNEMENT DES STRUCTURES ETUDIÉES

III.1 Présentation des structures

Afin de disposer de plusieurs types de réponses structurales, les structures en portiques auto stables que nous nous proposons d'étudier sont en (R+2), (R+5), (R+8) et (R+12) avec des hauteurs d'étage constantes de 3 m, et des hauteurs de RDC de 3, 4, 4.5 et 5 m. Les structures sont constituées de trois travées de 5m. Les structures sont supposées être situées en zone de forte sismicité (zone III), avec un sol d'implantation de type sol meuble (S3). Les coefficients sismiques utilisés dans les calculs sont :

- Coefficient de zone A= 0.3
- Facteur de qualité Q = 1
- Facteur de comportement R=6



Figure III.1 : Vue en plan de la structure étudiée

Les charges permanentes du plancher terrasse sont évaluées à 6.20 KN/m², et celles du plancher étage courant à 5.30 KN/m²; quant aux surcharges d'exploitation, elles sont de 1 KN/m² pour le plancher terrasse inaccessible et de 2.50 KN/m² pour les étages courants.

III.2 Dimensionnement des éléments structuraux (poutres et poteaux)

Le dimensionnement est fait sous chargement gravitaire et horizontal en soumettant la structure à une excitation sismique sous forme de spectre d'accélération donné par le RPA99/V2003. Les éléments seront dimensionnés afin de satisfaire les conditions de résistance et de stabilité imposées par les règles EC3 relatives aux structures métalliques. De nos jours, les codes sismiques suggèrent une méthodologie de conception basée sur le critère de la hiérarchie des éléments, dont le principe général est le « poteau fort-poutre faible ». Cela signifie que les déformations inélastiques doivent avoir lieu dans les poutres plutôt que dans les poteaux, car les poutres ont une capacité de dissipation d'énergie avantageuse. Cette procédure de conception permet la mise en place d'un mécanisme d'effondrement afin d'optimiser l'exploitation des ressources plastiques du système structurel. Le règlement parasismique algérien ne donnant aucune formulation pour les structures métalliques, nous utiliserons les préconisations données par l'Eurocode8 ; à savoir que les dimensions des éléments doivent vérifier la relation dite « poteau fort – poutre faible » donnée par :

$$\sum Mp, c > 1.3 \sum Mp, b. \tag{3.1}$$

avec : $\sum Mp, c =$ somme des moments résistants des poteaux $\sum Mp, b =$ somme des moments résistants des poutres. La vérification de cette relation, appelée aussi « condition de dimensionnement en capacité », prévoit la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux car les structures classiques, dimensionnées principalement sous l'effet des actions sismiques, présentent habituellement à l'état ultime des rotules plastiques situées à l'extrémité des poutres. Le dimensionnement en capacité permet d'éviter des ruines prématurées dans ces poteaux et d'éviter aussi des ruptures localisées dans les assemblages. Cette relation doit être vérifiée pour l'ensemble des nœuds sauf pour les nœuds du dernier plancher car la présence de rotules dans les poteaux du RDC. En plus des conditions de stabilité globale de l'ouvrage, ce qui n'est pas le cas pour les poteaux du RDC. En plus des conditions de stabilité requises par les codes de calcul, le règlement RPA2003/V99 ainsi que les règlements étrangers imposent une limitation des déplacements relatifs d'étages. Selon le RPA2003/V99, une limitation à 1% de la hauteur d'étage doit être vérifiée quel que soit le type de structure et quel que soit l'usage.

Selon L'EC8, pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux :

- composés de matériaux fragiles fixés à la structure : dr $v \le 0,005$ he
- ductiles : dr $v \le 0,0075$ he
- n'interférant pas avec les déformations de la structure : dr v \leq 0,010 he
- ou n'ayant pas d'éléments non structuraux : dr $v \le 0,010$ he

où « dr » est le déplacement de calcul inter étages et « he » la hauteur d'étages, et « v » est le coefficient de réduction associé à l'exigence de limitation des dommages. Différentes valeurs de v peuvent être définies pour les différentes zones sismiques, en fonction des conditions de l'aléa sismique et de l'objectif de protection des biens. Les valeurs recommandées sont v = 0,4 pour les catégories d'importance III et IV et v = 0,5 pour les catégories d'importance I et II.

Selon l'UBC 1997, le déplacement relatif d'étage calculé ne devrait pas excéder la valeur de 0.025 fois la hauteur de l'étage pour les structures ayant une période fondamentale de moins de 0.7 seconde et 0.02 fois la hauteur de l'étage pour les structures ayant une période fondamentale supérieure à 0.7 seconde. Selon le code canadien, le CNBC 1995, afin d'éviter une déformation excessive des éléments structuraux et des composants opérationnels et fonctionnels (COF), le déplacement relatif d'étage est limité à « 0.01 he » pour les bâtiments comportant des dispositifs de protection civile, et à « 0,02 he » pour tous les autres bâtiments.

Deux types de structures sont étudiés :

- Structures irrégulières en élévation en termes de rigidité
- Structures régulières en élévation en termes de rigidité : le rapport des rigidités de 2 niveaux successifs est compris entre 0.8 et 1.20. La rigidité étant définie par la relation :

$$RIG = \frac{12EI}{he^3}$$

(3.2)

ou E = module d'élasticité de l'acier

I = Inertie de flexion

he = hauteur d'étage

Les structures retenues sont schématisées dans les figures III.2 à III.8 et le tableau III.1 donne les périodes fondamentales.



Figure III.2 : Structures régulières en R+2



Figure III.3 : Structures irrégulières en R+2



Figure III.4a : Structures régulières en R+5



Figure III.4b : Structures régulières en R+5



Figure III.5 : Structures irrégulières en R+5



Figure III.6 : Structures régulières en R+8



Figure III.7 : Structures irrégulières en R+8



Figure III.8 : Structures irrégulières en R+12

Pour les portiques en (R+12), les résultats obtenus en termes de section de poteaux et de poutres sont relativement importants et donc peu économiques. Il est clair que le prédimensionnement des structures métalliques ductiles selon le RPA99/V2003 doit être revu en termes de limitation des déplacements relatifs d'étages. Un déplacement relatif d'étage limité à 1% de la hauteur d'étage combiné à un facteur de comportement égal à 6 est très pénalisant et oblige à avoir des éléments métalliques de grande section (particulièrement les poteaux). Lorsque la hauteur de la structure augmente, il est difficile de rendre compatibles les exigences à l'état limite ultime avec les exigences de l'état limite de service (exprimées en général par la limitation des déplacements relatifs d'étages), étant donné la diminution de la rigidité latérale avec la hauteur, et ce malgré l'augmentation du nombre de zones dissipatives. Il est clair qu'au-delà d'un certain nombre de niveaux, l'utilisation de contreventements en croix ou similaire est nécessaire si on souhaite avoir des profilés de dimensions acceptables. L'application de la limitation des déplacements relatifs n'y étant préconisée contrairement aux codes étrangers.

Chapitre III : Description et dimensionnement des structures étudiées

PERIODE		H3	H4	H4.5	H5
R+2	REG	0.543	0.525	***	***
R+2	IRREG	***	***	0.606	0.659
R+5	REG	0.611	0.895	0.805	0.802
R+5	IRREG	0.795	0.820	0.821	0.816
R+8	REG	1.064	1.056	1.067	1.078
R+8	IRREG	1.079	1.080	1.079	1.091
R+12	IRREG	1.389	1.433	1.459	1.486

Tab III.1 : Périodes fondamentales des structures étudiées

III.3 Modélisation

La modélisation des poutres et des poteaux est faite en supposant des rotules situées aux deux extrémités des éléments ; travaillant en flexion pour les poutres et en flexion-compression pour les poteaux. Le comportement en cisaillement est supposé élastique. Il n'y a pas de formation de rotules plastiques sous effort tranchant. L'analyse non linéaire est faite en supposant que le comportement des éléments de la structure peut être défini par un modèle analytique de type élasto-plastique caractérisé par un écrouissage de 3%, comme représenté dans la figure III.9.



Figure III.9 Comportement élasto-plastique des poutres « Courbe moment-rotation bilinéaire »

Les poteaux sont modélisés en tenant compte de la loi de la variation du moment résistant en fonction de l'effort normal dans le poteau. Les propriétés des rotules sont calculées selon l'American Technology Council « ATC40 » et le code FEMA-356 par le programme SAP2000V14.

$$\theta y = \frac{W_{p}.F_{ye}.L}{6.E.I}$$
 pour les poutres (3.3)

$$\theta y = \frac{W_{p}.F_{ye}.L}{6.E.I} (1 - \frac{P}{P_{ye}}) \quad \text{pour les poteaux}$$
(3.4)

Avec :

Wp : module de flexion plastique ;
Fye : limite élastique de l'acier ;
L : longueur de l'élément
E : module d'élasticité ;
I : inertie de l'élément dans le sens de flexion ;
P : effort normal et
Pye = A.Fye : effort normal à l'état limite élastique
A = section transversale du poteau
Chapitre III : Description et dimensionnement des structures étudiées

Pour les structures étudiées, le stade de ruine locale correspond à l'atteinte de la capacité de rotation plastique donnée par l'EC8, soit $\theta p=35$ mRd. Cette valeur pouvant être la combinaison de rotations d'assemblages et de poutres, d'où la nécessité de concevoir des assemblages parfaitement rigides. Le logiciel SAP2000 V14 utilisé pour les calculs permet de choisir les valeurs des rotations limites pour les différents états de stabilité de la structure en fonction de la rotation plastique θy , en introduisant les coefficients correspondants.

Pour les poutres choisies, IPE360, IPE400 et IPE450, le calcul des caractéristiques des poutres est fait en utilisant le programme «Rotation Elasto-Plastique» développé par l'auteur. Le tableau III.1 donne les valeurs des rotations pour les différentes poutres en fonction de l'état de déformation ou de rupture.

1			1			
		θy (mRd)	θp (mRd)	θr1 (mRd)	θr2 (mRd)	θr3 (mRd)
	IPE360	6.06	6.83	42.52	81.81	91.83
	IPE400	5.45	6.16	40.07	73.81	82.85
	IPE450	4.85	5.50	35.44	65.89	73.97

Tab III.1. Rotations pour différents états de déformation des poutres

 θy : rotation élastique limite

 θ p : rotation correspondant au début de la phase plastique

θr1 : rotation correspondant à la rupture par voilement local

θr2 : rotation correspondant à la phase d'écrouissage

 θ r3 : rotation correspondant à la rupture de la semelle tendue.

III.4 Conclusion du chapitre

Ce chapitre a eu pour objet de décrire les analyses numériques permises par le logiciel SAP2000V14 en vue de l'étude des structures métalliques non contreventées. Dans la première partie du chapitre, nous avons présenté les méthodes utilisées dans le dimensionnement, ainsi que les structures choisies. Dans la seconde partie du chapitre, nous avons présenté les modélisations et le comportement des éléments.

CHAPITRE IV

METHODES D'ANALYSES

CHAPITRE IV : METHODES D'ANALYSES

IV.1 Introduction

Le choix de la méthode d'analyse est déterminant quant aux résultats recherchés. Deux méthodes d'analyses sont utilisées en fonction des buts recherchés :

- Méthodes d'analyses élastiques
- Méthodes d'analyses inélastiques

IV.2 Méthodes d'analyses élastiques

En dynamique, les exigences de force sur les différents composants sont déterminées par une analyse dynamique élastique, et le nombre de modes à considérer doit avoir une participation massique d'au moins 90 %. L'analyse dynamique est faite soit en considérant un spectre de réponse déduit du spectre élastique en utilisant un facteur de comportement "R" soit en utilisant un accélérogramme. Dans cette approche, il est supposé que l'effort résistant effectif de la structure est supérieur à l'effort de dimensionnement.

Bien que les procédures fondées sur le concept force-déplacement sont bien connues par la profession d'ingénieur et facile à appliquer, elles présentent certains inconvénients. Les composants structurels sont dimensionnés pour avoir un comportement parfaitement élastique, le comportement post-élastique ne pouvant être identifié par une analyse élastique.

Ces méthodes, basées sur le principe force-déplacement, assurent principalement la sécurité de la vie, mais ne permettent pas de définir les niveaux de limitations des désordres. Les limitations de ces procédures ont conduit les chercheurs à élaborer des procédures qui tiennent compte de l'évolution des désordres en fonction des déplacements. Ces procédures sont principalement basées sur les déformations inélastiques plutôt que sur les forces élastiques et utilisent des procédures d'analyse non linéaire compte tenu des exigences sismiques et des capacités disponibles des éléments.

La forme la plus complète d'analyse des structures dont le comportement est non linéaire sous action sismique est le calcul dynamique temporel (ou « chronologique ») non linéaire ou l'on tient explicitement compte du caractère non linéaire du comportement des éléments structurels en fournissant en données les lois de comportement non linéaires de ces éléments (courbe M- θ ,...). L'action sismique est représentée par des accélérogrammes. Le calcul s'effectue pas à pas sur le temps et est réservé à des études particulières, comme pour l'établissement des facteurs de comportement R par exemple.

IV.3 Méthodes d'analyses inélastiques

Sous un fort tremblement de terre, les structures montrent des déformations inélastiques significatives qui modifient les caractéristiques dynamiques de la structure avec le temps, d'où la nécessité d'utiliser des procédures analytiques inélastiques. Ces dernières aident à comprendre le comportement réel des structures par l'identification des modes de ruine et du risque de l'effondrement progressif. Ces procédures d'analyse inélastiques comprennent essentiellement l'analyse temporelle ou analyse sous accélérogrammes et l'analyse statique inélastique qui est également connue sous le nom d'analyse en Pushover (poussée progressive). Contrairement aux méthodes élastiques, les méthodes inélastiques peuvent prédire la capacité inélastique de la structure et indiquer où la première plastification se produira, et prévoir les mécanismes de ruine en tenant compte de la redistribution des efforts dans les différents éléments de la structure.

Chapitre IV : Méthodes d'analyses

L'analyse sous accélérogrammes est la méthode la plus précise pour prédire les forces et les demandes en déformation pour les différents composants de la structure. Cependant, son utilisation reste limitée car la réponse dynamique est très sensible à la modélisation et au mouvement du sol. Elle nécessite une bonne modélisation des relations effort-déformation sous chargement cyclique qui tiennent compte des modifications du comportement des composants.

L'analyse statique inélastique, ou Pushover, reste la méthode préférée pour l'évaluation de la performance en raison de sa simplicité. Il s'agit d'une analyse statique qui incorpore directement les caractéristiques non linéaires des matériaux. Les structures conçues selon les codes sismiques offrent une sécurité minimum pour préserver la vie lors d'un important tremblement de terre; cependant, la conformité aux normes en vigueur ne garantit pas une telle performance ; les normes ne tenant pas compte des performances des éléments non structuraux et ne fournissent pas d'indication sur les performances des différents systèmes structuraux. En effet, on ne peut estimer de façon précise la force et la déformation inélastique de chaque élément élastique en utilisant une analyse linéaire. Bien qu'une analyse élastique donne une bonne indication de la capacité élastique de structures et indique où la première rotule se formera, elle ne peut prévoir ni les mécanismes de ruine et ni le mode de redistribution des efforts pendant la formation des rotules plastiques.

Pour surmonter ce désavantage, une méthode d'analyse statique non linéaire est utilisée pour estimer la performance sismique inélastique des structures. Cette procédure permet de définir le comportement inélastique de la structure et d'identifier le mode de ruine. L'utilisation de telles procédures inélastiques pour la conception et l'évaluation permet aux concepteurs et ainsi qu'aux ingénieurs de comprendre comment les structures se comportent lors de séismes majeurs, où il est supposé que la capacité élastique de la structure sera dépassée. Cela permet aussi de réduire les incertitudes associées aux codes et aux procédures élastiques. La capacité globale d'une structure étant dépendante des capacités de résistance et de déformation de chacun de ses composants, l'analyse en Pushover est nécessaire afin de déterminer les capacités post-élastiques de la structure.

IV.3.1 Analyse en Pushover

L'analyse en push-over est une méthode approximative dans laquelle la structure est soumise à des forces latérales uniformément croissantes sur toute la hauteur jusqu'à l'atteinte du déplacement cible. Un modèle de charge latérale prédéfinie est appliqué sur toute la hauteur du bâtiment. Ces forces latérales sont augmentées jusqu'à ce qu'apparaissent des rotules plastiques dans certains membres. Le modèle structurel est alors modifié pour tenir compte de la rigidité réduite des membres et les forces latérales sont à nouveau augmenté jusqu'à ce qu'apparaissent des rotules plastiques supplémentaires. Le processus se poursuit soit jusqu'à ce que le déplacement cible soit atteint, soit jusqu'à ce que la structure devienne instable. La courbe « effort tranchant-déplacement » de la structure est alors tracée ; cette courbe est définie comme étant la courbe Pushover ou courbe de capacité (Fig IV.1).



Figure IV.1 : Courbe de capacité ou courbe Pushover

L'analyse en Pushover fournit des informations qui ne peuvent être obtenues à partir d'une analyse statique ou élastique telles que :

- les estimations des déplacements inter-étages à chaque étape de calcul,
- la détermination des exigences en force sur les composants fragiles, telles que les demandes en force axiale sur les poteaux, et en moment sur les assemblages poutre-poteau,
- la détermination des exigences en déformation pour les membres ductiles,
- l'identification de l'emplacement des points faibles dans la structure, et l'apparition des faiblesses de conception qui ne peuvent être décelées à travers une analyse élastique (apparition de rotules plastiques dans les zones non prévues pour),
- les conséquences de la détérioration locale des membres sur le comportement structural (effet de la redistribution des efforts),
- l'identification des discontinuités de résistance dans le plan ou en élévation qui peuvent mener à un changement dans les caractéristiques dynamiques de la structure (formation de rotules plastiques dans les poteaux des niveaux intermédiaires).

L'analyse Pushover peut être faite soit en contrôlant les forces agissant sur la structure soit en contrôlant le déplacement au sommet.

Dans le premier cas de figure, la charge appliquée doit être connue. L'analyse permet de déterminer aussi bien le comportement que les points faibles de la structure sous le chargement appliqué ; mais la précision des résultats est affectée par le développement de mécanismes et par les effets de P-Delta ($P-\Delta$).

Dans le second cas de figure, l'intensité du chargement appliqué n'est pas connue mais le type est défini à l'avance (chargement modal, uniforme ou triangulaire). L'intensité du chargement est augmentée ou diminuée jusqu'à ce que le déplacement au sommet ou déplacement cible atteigne la valeur spécifiée. Les forces internes et les déformations calculées sont utilisées pour estimer les résistances et les déformations inélastiques qui seront alors comparés aux capacités disponibles pour un contrôle de la performance.

L'analyse Pushover reste la méthode préférée pour l'évaluation de la performance sismique des structures par les codes de réhabilitation, car conceptuelle et facile d'utilisation. Elle permet le suivi des séquences de formation des rotules plastiques et de l'apparition de la ruine dans les différents composants de la structure. Elle permet aussi de suivre la progression de la formation de mécanismes dans les structures. Comme la réaction de la structure, donc de la courbe de capacité est très sensible au choix du chargement, le choix du type de chargement étant plus important que l'estimation précise du déplacement cible. Les modèles de chargement couramment utilisés sont le chargement modal (premier mode) et le chargement triangulaire déduit du code de calcul en vigueur. Le code FEMA-273 recommande l'utilisation d'au moins deux modèles de chargement qui donnent les limites supérieures et inférieures des distributions des forces d'inerties et qui permettent de prédire les variations probables du comportement global de la structure et de la demande locale alors que selon FEMA 440,il n'y a pas de différence notable dans la précision donnée par les différents types de chargement.

L'utilisation du chargement modal donné par le premier mode de vibration reste valable uniquement lorsque le taux de participation massique est supérieur à 75%, ce qui est généralement vrai pour les structures régulières (Hamid Reza Khoshnoud and Kadir Marsono, 2012), et moyennement élancées. Pour les structures élancées, la prise en compte de plusieurs modes de vibration devient nécessaire afin de ne pas biaiser la réponse de la structure et son comportement dans le cas d'une secousse sismique.

Chapitre IV : Méthodes d'analyses

Krawinkler et Seneviratna (1998) ont mené une étude détaillée qui traite des avantages, des inconvénients et de l'applicabilité de l'analyse Pushover en considérant divers aspects de la procédure. La comparaison des résultats donnés en Pushover et à partir d'analyse dynamique non linéaire ont montré que l'analyse en Pushover offre de bonnes prévisions de la demande sismique des structures de faible hauteur ayant une distribution uniforme de comportement inélastique sur toute la hauteur.

Mwafy et Elnashai (2001) ont effectué une série d'analyses Pushover et incrémentale sur l'effondrement pour vérifier la validité et l'applicabilité. Les résultats ont montré que les résultats sous chargements triangulaires étaient en bonne corrélation avec les résultats d'analyse dynamique. Ils ont déduit que l'analyse en Pushover est plus appropriée pour les structures de faible hauteur.

Les modèles de chargement de forme constante ne peuvent pas tenir compte de la redistribution des forces d'inertie dues aux changements progressifs résultant des propriétés dynamiques de la structure. En outre, ces modèles de chargement constant ne permettent pas de prédire les effets des modes supérieurs dans le domaine post élastique. Ces limitations ont conduit de nombreux chercheurs à proposer des modèles de chargement adaptatifs variant en fonction des paramètres de la structure.

Gupta et Kunnath (2000) ont proposé des modèles de chargement adaptatifs qui tiennent compte des variations des forces d'inertie en fonction du niveau d'inélasticité. Cette nouvelle approche consiste à redistribuer la forme du chargement latéral en fonction des déformations inélastiques.

Fajfar et Fischinger (1987) ont proposé d'utiliser des forces proportionnelles à la déformée de la structure, alors qu'Eberhard et Sozen (1993) ont proposé d'utiliser les modèles de chargement sur la base de formes de mode issus de la rigidité sécante à chaque étape de chargement. Bracci et.al (1997) ont proposé l'utilisation d'un chargement dépendant des distributions de la raideur dans lesquelles les forces sont proportionnelles aux résistances de cisaillement.

La plupart des méthodes d'analyse non linéaire simplifiées utilisées pour l'évaluation de la performance sismique utilisent l'analyse Pushover ou la représentation de la structure sous forme d'oscillateur simple schématisant la structure réelle. Cependant, l'analyse Pushover implique certaines approximations. Pour ce faire, les chercheurs ont étudié différents aspects de l'analyse Pushover afin d'identifier les limites et les faiblesses de la procédure et ont proposé une meilleure procédure de calcul en Pushover qui tienne compte des différents types de chargement, des modes supérieurs, des mécanismes de ruine, etc.

Inel, Tjhin et Aschheim (2003) ont mené une étude pour évaluer l'exactitude des divers types de chargements utilisés dans des procédures d'analyse Pushover. Les procédures simplifiées inélastiques fournissent de très bonnes estimations de la réponse en termes de déplacement au sommet pour les structures à la fois régulières et moyennement élevées. Toutefois, l'estimation des déplacements relatifs d'étage ainsi que les variations des efforts de cisaillement et des moments de renversement est meilleure lorsque plusieurs modes sont considérés.

Moghadam a proposé une procédure pour quantifier les effets des modes supérieurs sur la réponse d'immeubles de grande hauteur. Une série d'analyses Pushover est effectuée sur les bâtiments en utilisant les déformées élastiques comme modèle de chargement. Les réponses sismiques sont estimées en combinant la réponse donnée par chaque analyse en Pushover. La règle de combinaison proposée est que la réponse de chaque mode est multipliée par le coefficient de participation massique du mode considéré et la contribution des différents modes est sommée. Les résultats donnés par plusieurs accélérogrammes sont relativement comparable à ceux donnés par l'analyse en Pushover.

Pour comprendre le comportement réel des structures et d'évaluer l'acceptabilité des méthodes utilisées, Gupta a analysé les réponses enregistrées pour huit bâtiments sous le séisme de Northridge. Les constructions sélectionnés étaient en portiques et en voiles et avaient 5, 7, 10, 13, 14, 17, 19 et 20 étages. Les structures étaient instrumentées au moment du tremblement de terre. Les enregistrements ont été faits sur les déplacements à différents instants. Il a été observé que la réponse des bâtiments a été

significativement affectée par les modes supérieurs à l'exception des structures de faible hauteur. Ces observations ont indiqué que l'analyse Pushover est inadéquate pour les bâtiments de grande hauteur.

Chopra et Goel (2001) ont développé une procédure d'analyse nommée Modal Pushover Analysis (MPA), basée sur la théorie de la dynamique des structures. La procédure a été appliquée à des bâtiments linéairement élastiques et il a été montré que la procédure est équivalente à l'analyse bien connue du spectre de réponse. La procédure a été étendue ensuite à l'estimation des exigences sismiques des systèmes inélastiques. La comparaison des résultats a indiqué que l'analyse en Pushover pour tous les modèles de chargement sous-estime les déplacements relatifs d'étage et conduit à des erreurs importantes dans l'évaluation des rotations des rotules plastiques. Les résultats donnés ont montré que la contribution de deux ou trois modes est suffisante pour que la distribution sur la hauteur des efforts estimés par la MPA soit similaire à celle donnée par une analyse dynamique non linéaire.

Le principe général de la méthode multimodale est de soumettre la structure à des chargements dont la forme correspond à celle déformées des différents modes considérés, (Fig IV.2). Poursha et al. (2009) proposèrent une procédure relativement simple qui combine les effets du mode fondamental et des modes supérieurs en un seul chargement horizontal. Les forces agissant à chaque niveau et pour chaque mode n sont données par :

$$f_n = \alpha_n m \Phi_n Sa(\zeta_n, T_n)$$
(4.1)

 α_n = coefficient de participation massique du mode; ou

m = masse du niveau;

 Φ_n = valeur de la forme propre correspondant au mode et au niveau;

Sa (ζ_n, T_n) = accélération spectrale fonction de l'amortissement et de la période.

Les forces résultantes agissant à chaque niveau sont alors données par :

$$F_{k} = \sum_{i=1}^{k} f_{i} = \sum_{i}^{k} \beta_{i} m \Phi_{i} S_{ai}(\xi_{i}, T_{i})$$

$$(4.2)$$

ou

 $\beta_i = \alpha_i$

$$\begin{split} \beta_i &= \alpha_i & i \leq k\text{-}1 \\ \beta_i &= 1 \text{-} \sum_{i=1}^{k-1} \alpha_i & i = k \end{split}$$



Fig.IV.2 : Chargements correspondants aux différents modes et leur combinaison

IV.3.2 Analyse en dynamique non lineaire sous accélérogrammes

L'analyse sous accélérogrammes est la méthode la plus précise pour prédire les forces et les demandes en déformation pour les différents composants de la structure. Cependant, son utilisation reste limitée car la réponse dynamique est très sensible à la modélisation et au mouvement du sol. Elle nécessite une bonne modélisation des relations effort-déformation sous chargement cyclique qui tiennent compte des modifications du comportement des composants.

Plusieurs accélérogrammes sont nécessaires pour éviter de biaiser certains aspects du contenu fréquentiel du spectre de réponse reconnu comme la référence de l'action sismique de la zone.

IV.4 Evaluation du facteur de comportement R

Les différentes simulations doivent permettre de confirmer ou d'infirmer certains points de dimensionnement, en particulier :

- le choix du facteur de comportement « R » utilisé dans la phase de dimensionnement ;
- la cohérence des limites en déplacements.

La détermination du facteur de comportement se fera sur la base des critères de ruine suivants :

- 1. l'atteinte de la rotation limite préconisée par l'EC8 soit 35 mrd,
- 2. l'atteinte du déplacement relatif d'étage limite de 3% comme préconisé par les codes EC8 et UBC97,
- 3. la formation d'un mécanisme d'étage,
- 4. l'instabilité par effet P- Δ ,
- 5. la ruine locale d'un élément (voilement local)

IV.4.1 Evaluation en Push over

Plusieurs méthodes de calcul du facteur de comportement ont été proposées par différents chercheurs et codes. Basée sur la théorie du facteur de ductilité globale, une formulation faite par l'ATC40 définit R comme étant le produit de plusieurs coefficients à savoir :

$$\mathbf{R} = \mathbf{R}\boldsymbol{\mu}\,\mathbf{R}_{\mathbf{S}}\,\mathbf{R}_{\mathbf{R}} \tag{4.3}$$

Avec Rµ : facteur tenant compte de la ductilité globale en déplacement

R_S : facteur tenant compte de la sur-résistance

 R_R : facteur tenant compte de la redondance structurelle

• <u>Facteur de ductilité globale</u> [Rµ]

La ductilité globale ou ductilité en déplacement est définie comme étant le rapport du déplacement latéral total à l'atteinte d'un mécanisme global au déplacement latéral élastique (facteur traduisant le comportement des structures dans les codes parasismiques), cette ductilité est donnée par :

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta}{\Delta_{y}} = 1 + \frac{\Delta p}{\Delta_{y}} \tag{4.4}$$

avec : $\Delta = deplacement total$; $\Delta y = deplacement elastique limite$; $\Delta p = deplacement plastique$.

Etablies sur des hypothèses différentes, beaucoup de formulations ont été proposées par différents auteurs. Pour le calcul du facteur de ductilité globale seront utilisées celles proposées par Newmark et Hall (1973), Miranda et Bertero(1994), Vidic et al (1994).

Newmark et Hall ont relié R au niveau de demande de ductilité de déplacement, fonction de la période par les expressions suivantes :

$$R\mu = 1$$
 T < 0.03 s (4.5)

$$R_{\mu} = \sqrt{2\mu - 1} \qquad \qquad 0.1 \text{ s} < T < 0.5 \text{ s} \qquad (4.6)$$

$$R\mu = \mu \qquad T > 0.5 \text{ s} \tag{4.7}$$

Miranda et Bertero ont suggéré des expressions de forme unifiée et simple d'utilisation, obtenues à partir de 124 enregistrements de mouvement de sol couvrant des sites rocheux, alluvionnaires et meubles :

$$R\mu = \frac{\mu - 1}{\emptyset} + 1 \tag{4.8}$$

avec Ø: coefficient caractérisant la nature du sol et T1 sa période caractéristique donnée par :

$$\emptyset = 1 + \frac{1}{10T - \mu T} - \frac{1}{2T} \exp[-1.5(\ln(T) - 0.6)^2]$$
 pour un site rocheux

$$\emptyset = 1 + \frac{1}{12T - \mu T} - \frac{1}{5T} \exp[-2(\ln(T) - 0.2)^2]$$
 pour un site alluvionnaire

$$\emptyset = 1 + \frac{T_1}{3T} - \frac{3T_1}{4T} \exp[-3(\ln(T/T_1) - 0.25)^2]$$
 pour un site meuble

Vidic et all., proposèrent d'évaluer le facteur de ductilité par la formule :

$$R\mu = 1 + (\mu - 1)\frac{T}{T_g} \qquad 0 \le T \le Tg \qquad (4.9)$$

$$R\mu = \mu T \ge Tg (4.10)$$

avec Tg : période caractéristique du site.

• Facteur de sur-résistance [R_s]

Beaucoup d'études ont été menées afin de définir R_s et ont abouti à des valeurs relativement différentes. Elnashai et Mwafy et Di Sarno et al. , ont mené des études détaillées sur l'influence de la sur-résistance dans les performances sismiques des bâtiments multi-étagés pour des structures en béton armé et en acier, et suggèrent d'utiliser un facteur de sur-résistance, qui correspondrait à une réserve de résistance observée de la structure, donné par :

$$R_{\rm S} = \frac{V_{\rm u}}{V_{\rm d}} \tag{4.11}$$

Vu étant l'effort tranchant à la base à l'état limite ultime de stabilité et Vd l'effort tranchant de dimensionnement.

• <u>Facteur de redondance structurelle [R_R]</u>

Selon le RPA99/V2003 chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques dans la direction des forces latérales appliquées pour vérifier la condition de redondance et 3 travées pour assurer la condition minimale de files porteuses, ce qui correspond à $R_R = 1$.

IV.4.2 Evaluation en dynamique non lineaire sous accélérogrammes

En analyse dynamique non linéaire, plusieurs méthodes de détermination de «R» ont été proposées. Selon Mazzolani et Piluso (1990), on peut distinguer :

- les méthodes basées sur la théorie du facteur de ductilité pour les structures régulières ;
- les méthodes basées sur l'extension, à des structures à plusieurs degrés de liberté, des résultats concernant la réponse dynamique inélastique des systèmes à un seul degré de liberté;
- les méthodes basées sur une approche énergétique.

J.-M. Aribert et H.- T. Vu (2005), proposèrent de calculer le facteur de comportement lié aux déplacements inélastiques en prenant la valeur maximale du rapport de d_{inel}/d_{el} calculée pour chaque étage soit :

$$\mathbf{R}_{d} = \max_{n} \left(\mathbf{d}_{\text{inel}, j} / \mathbf{d}_{\text{el}, j} \right) \tag{4.12}$$

n étant le nombre de niveaux,

 $d_{inel, j}$ le déplacement relatif relevé au stade λu à l'étage j $d_{el, j}$ le déplacement relatif relevé au stade λe à l'étage j.

Ballio (1985), proposa une définition générale du facteur de comportement pour les systèmes à plusieurs degrés de liberté, donnée par :

$$R = \frac{a_u}{a_e} \tag{4.13}$$

où : a_u est la valeur maximale de l'accélération du sol qui conduit à la ruine de la structure ;

et ae la valeur de l'accélération du sol qui conduit à la première plastification dans la structure.

Le principe de la méthode est le suivant. On effectue, à l'aide d'un programme d'analyse dynamique non linéaire, le programme SAP2000V14 dans notre cas, les calculs de la réponse d'une structure sous l'action d'accélérogrammes. En faisant varier le coefficient multiplicateur de l'accélération (Scale Factor) « λ », on détermine 2 valeurs « λ e» et « λ u» qui correspondent à 2 états de stabilité :

- « λe » correspondant à l'état de stabilité limite élasto-plastique, on atteint la résistance plastique dans un élément structural et que toutes les sections de la structure restent dans le domaine élastique. Si on retient la valeur maximale «d » du déplacement d'un point de référence de la structure, on observe que «d », obtenu lors de chaque calcul, est proportionnel au multiplicateur « λ » considéré.
- « λu » correspondant à l'état de stabilité limite plastique, on atteint la ruine de la structure. Cette ruine pouvant se manifester par l'atteinte d'un des critères de ruine prédéfinis au préalable.

Le facteur de comportement R est défini comme étant le rapport des 2 coefficients « $\lambda u / \lambda e$ ». Dans le cadre de cette thèse, nous utiliserons la méthode proposée par Ballio.

IV.5 Sélection des accélérogrammes

La sélection d'accélérogrammes n'est pas anodine, car les tremblements de terre sont caractérisés par différents paramètres tels que :

1. la durée qui est un paramètre significatif dans les processus de fissurations et dégradations progressives des éléments d'une construction. Elle est liée à la magnitude du séisme. Cette durée est au maximum de l'ordre de 90 s en zone très sismique, mais n'est que de quelques secondes en zone peu sismique. Plus la secousse sismique est longue plus les dégâts sont importants.

2. le déplacement maximal « dg » du sol, paramètre utile pour l'évaluation des effets des séismes à un endroit donné et qui donne une idée de l'ordre de grandeur du déplacement relatif du centre de gravité de la structure par rapport à sa base : quelques centimètres en zone faiblement sismique, jusqu'à un mètre en zone très sismique.

3. l'accélération maximale « ag » du sol ou accélération de pointe, PGA (Peak Ground Acceleration) qui permet l'évaluation des effets des séismes à un endroit. Son ordre de grandeur est de 0,4 g à 0,6g en zone très sismique (Japon, Turquie) et de 0 à 0,1g en zone faiblement sismique. L'amplitude de l'accélération maximale du sol permet de se faire une idée de la résultante des forces appliquées à la construction.

4. séisme proche et séisme lointain.

Les enregistrements sous forme d'accélérogrammes des mouvements du sol ont permis de comprendre comment sont induites les déformations développées par les séismes ainsi que les efforts agissant sur les structures.

La nature des accélérogrammes dépend d'un certain nombre de facteurs, tels que la magnitude du séisme, la distance de la source de libération d'énergie, les caractéristiques géologiques du rocher le long du trajet de la transmission d'onde, le mécanisme de source et les conditions locales du sol. Malgré le nombre de ces facteurs et leur nature variable, il est toutefois possible de prédire le type de mouvement attendu même s'il persiste encore un grand manque d'informations sur les caractéristiques du mouvement du sol particulièrement ceux des séismes de grande ampleur.

En réalité, l'influence de certains de ces facteurs est mieux comprise que celle d'autres facteurs. Par exemple, l'influence du mécanisme de source et de la géologie du trajet peut être comprise uniquement d'une manière générale, tandis que les effets des conditions locales du sol ont été étudiés analytiquement pour plusieurs cas.

Les mouvements de tremblement de terre typiques ont été classifiés dans le passé en quatre différents types :

- mouvement de choc unique (ex, Port Hueneme (1957) ; Libye (1963) ; Skopje, (1963) ; San Salvador, (1986)
- 2. mouvements extrêmement irréguliers, modérément longs (ex, El Centro, 1940 ; Chilie, 1985 ; Loma Prieta, 1989 ; Northridge, 1994)
- 3. mouvement long du sol exhibant des périodes de vibration permanentes prononcées (ex, Mexico, 1964 ; Bucharest, 1977 ; Mexico, 1985)
- 4. mouvement de sol faisant intervenir des déformations permanentes à grande échelle du sol (Ex, Anchorage, 1964 ; Niagata, 1964, Kobé, 1995 ; Tohoku, 2011).

Au vu des facteurs énumérés ci-dessus, on peut noter que les périodes de vibration de type 3 peuvent être décrites comme étant les effets des couches molles filtrant les ondes ; le type 4 est aussi le résultat des conditions particulières du sol, comme par exemple la présence de sables saturés ; tandis que les types 1 et 2 sont beaucoup plus susceptibles d'être enregistrés dans un sol dur. Il est donc possible

Chapitre IV : Méthodes d'analyses

d'enregistrer des mouvements sismiques du sol de différents types produits par le même tremblement de terre dans différents sites. Un exemple de mouvement du sol généré par le même séisme est celui du tremblement de terre de Kobé en 1995. Quelques enregistrements près du site peuvent être classifiés comme étant pratiquement un mouvement de choc, mais plusieurs enregistrements ont aussi montré des mouvements longs et irréguliers (type 2) ou les périodes de vibrations sont longues et permanentes (type 3), ou dans plusieurs endroits des déformations permanentes à grandes échelles ont été induites (type 4).

Le dommage potentiel d'un séisme dans un site donné résulte de la combinaison des facteurs tels que le pic d'accélération du sol, le contenu fréquentiel et la durée du mouvement du sol. Il a été démontré par plusieurs évènements sismiques (ex, Parkfield, 1996 ; Ancona, 1970) qu'un grand pic d'accélération du sol peut produire un dommage mineur dans le cas de courts enregistrements contenant seulement de grandes fréquences, par contre un pic d'accélération modéré du sol combiné à un grand nombre de cycles contenant des fréquences faibles peut avoir un potentiel dommage élevé.

L'EC8, partie 1, donne les exigences pour l'introduction des données sismiques pour l'analyse dynamique Sec. 3.2.3 :5. Le mouvement sismique peut être représenté en termes d'accélération au sol et en fonction de la nature de la demande et en fonction des données disponibles, la description du mouvement sismique peut être faite en utilisant des accélérogrammes soit artificiels, soit enregistrés ou simulés.

Selon l'EuroCode8, quel que soit le type d'accélérogrammes, les critères suivants doivent être vérifiés :

- un minimum de trois accélérogrammes doit être utilisé ;
- la moyenne des valeurs des accélérations de la période zéro (PGA) ne devrait pas être inférieure à la valeur de « ag S » pour le site en question ;
- dans l'intervalle [0,2T1, 2T1], où T1 est la période fondamentale de la structure dans la direction considérée ; aucune valeur des spectres déduits des accélérogrammes ne doit être inférieure à 90% de la valeur correspondante du spectre de réponse pour un amortissement de 5%.

Dans le cas de notre travail, en dynamique non linéaire, 9 accélérogrammes seront utilisés. Le choix des accélérogrammes réels (Acc1, Acc2, Acc3, Acc4, Acc5 et Acc6), Figure IV.5, a été guidé par la forme des spectres déduits après mise à l'échelle des accélérogrammes, de sorte à couvrir la plage des périodes fondamentales des structures étudiées.

Les accélérogrammes ont été choisis de sorte que leurs spectres de réponse soient comparables en forme et dont les plateaux sont décalés par rapport à celui du RPA99/V2003 qui est limité par 0.15 et 0.50 s. Les accélérogrammes ont été choisis de sorte que leurs spectres de réponse soient calés sur celui du RPA99/V2003. (Source accélérogrammes Acc1 à Acc6: Pacific Earthquake Engineering Research Ground Motion Database).

Les caractéristiques des différents accélérogrammes choisis, voir Tab IV.I et IV.2; sont obtenues en utilisant le programme SeismoSignal V4.0.0 de SeismoSoft.

	Séisme	Période	Durée	Acceleration		
		prédominante (s)	effective (s)	maximale (g)		
Acc1	Loma Prieta Emeryville station. (USA) 10-18-1989	1.18	8.8	0.25		
Acc2	Taiwan Chi-Chi TCU052, N 09/20/99	1.14	16.14	0.42		
Acc3	Big Bear City - Yermo - (USA) 01-1992	0.68	17.46	0.24		
Acc4	Taiwan Chi-Chi TCU122, N 09-20-1999	0.44	30.30	0.26		
Acc5	El Centro Imperial Valley 10-15-1979	0.20	19.10	0.41		
Ассб	Loma Prieta Bear Valley (USA) 10-18-1989	0.24	17.75	0.72		

Tab IV.1. Caractéristiques des accélérogrammes réels choisis

Les 03 derniers accélérogrammes, Acc7, Acc8 et Acc9, Figure IV.5, sont des accélérogrammes artificiels déduits du spectre du RPA99/V2003 à l'aide du programme Simqke de SeismoSoft.

Tab IV.2. Caractéristiques des accélérogrammes artificiels choisis

	Période prédominante (s)	Durée effective (s)	Acceleration maximale (g)
Acc7	0.50	21.24	0.375
Acc8	0.32	19.39	0.375
Acc9	0.24	37.55	0.375

Les figures IV.3a IV.3b montrent les différents spectres déduits des accélérogrammes naturels (Acc1 à Acc6) après mise à l'échelle, calés sur le spectre élastique du RPA99/V2003 ainsi que le spectre moyen des accélérogrammes.



Figure.IV.3a : Spectres déduits des accélérogrammes Acc1 à Acc6



Figure.IV.3b : Spectres déduits des accélérogrammes Acc1 à Acc6 et spectre moyen

<u>Nota</u>: La courbe « moyenne spectres » correspond à la moyenne des spectres déduits des accélérogrammes naturels Acc1 à Acc6.



Figure.IV.4 Accélérogrammes enregistrés retenus.



Fig.IV.5 Accélérogrammes générés retenus.

IV.6 Conclusion du chapitre

La première partie de ce chapitre a eu pour objet de présenter les différentes méthodes d'analyse non-linéaires utilisées dans les calculs, à savoir l'analyse non-linéaire en pushover et l'analyse dynamique non-linéaire sous accélérogrammes. Dans la seconde partie du chapitre, nous avons présenté les différents accélérogrammes utilisés dans l'analyse dynamique non-linéaire.

CHAPITRE V

PRESENTATION ET DISCUTION DES RESULTATS

CHAPITRE V: PRESENTATION ET DISCUTION DES RESULTATS

Ce chapitre est consacré à la présentation et à l'interprétation des résultats obtenus à partir des analyses effectuées. Sont présentées les courbes de capacité, les mécanismes de ruine et les paramètres définissant le comportement global des structures étudiées, à savoir le facteur de comportement (R), la ductilité globale ($R\mu$), et la sur-résistance (Rs) ainsi que les déplacements relatifs d'étage (DRE).

V. 1. Courbes de capacité

Les courbes de capacité représentées par les figures V.1 à V.4 montrent les variations de l'effort tranchant à la base des structures en fonction des déplacements au sommet pour les différentes structures. Pour les structures en (R+5) et (R+8), régulières ou non, la capacité en effort tranchant maximale est celle donnée par les structures avec des hauteurs de RDC de 5m ; alors que pour les structures basses (R+2) et élancées (R+12), la capacité des structures avec des hauteurs de RDC de 5m est la minimale. On observe aussi que le rapport (Δ / H) du déplacement au sommet « Δ » à la hauteur « H » de la structure est compris entre 1.13% et 2.69%. Pour les structures régulières, le rapport (Δ / H) diminue avec le nombre de niveau comme le montre la figure V.5. Pour les structures irrégulières la même tendance est observée à l'exception des structures en (R+12).



Figure V.1 : Courbes de capacité pour les structures en (R+2) en pushover



Figure V.2 : Courbes de capacité pour les structures (R+5) en pushover



Figure V.3 : Courbes de capacité pour les structures (R+8) en pushover



Figure V.4 : Courbes de capacité pour les structures irrégulières (R+12) en pushover



Figure V.5 : Variation du rapport (Δ / H) en fonction du nombre de nivaux

V. 2. Mécanismes de ruine en pushover

Les figures V.6 et V.7 montrent les différentes distributions des rotules plastiques pour les structures étudiés en (R+2). Pour les structures régulières, la ruine se matérialise par l'atteinte de la rotation limite à la base des poteaux du RDC alors que pour les structures irrégulières, il y a ruine par atteinte du déplacement limite inter-étages de 3% he et atteinte de la rotation limite à la base des poteaux du RDC.



Figure V.7 : Distribution des rotules plastiques à l'état de ruine pour les structures irrégulières en (R+2) en pushover

Pour l'ensemble des structures en (R+5) étudiés, le critère de ruine correspond à l'atteinte de la rotation limite comme indiqué sur les figures V.8 et V.9. On remarque que les rotules définissant l'état de ruine se situent à la base des poteaux pour les structures dont les hauteurs de RDC sont de 3 et 4m indépendamment de la régularité alors que pour les structures dont la hauteur du RDC est de 4.5 et 5m, il y a ruine par formation de rotules plastiques à la base des poteaux du 1^{er} niveau, ce qui est dû aux dimensions importantes des poteaux des différents RDC. La ruine par formation d'un mécanisme « étage souple » est évitée malgré l'importante hauteur des RDC. Cependant on remarquera la formation d'un mécanisme « étage souple hybride » pour la structure irrégulière avec un RDC de hauteur 4.5m ; il y a formation de rotules plastiques à la base de tous les poteaux aussi bien du Rez-de-Chaussée que du 1^{er} étage. On remarque aussi que pour l'ensemble des structures en (R+5), régulières et irrégulières, les poutres des deux derniers niveaux ne presentent aucune rotulation. Le développement d'un mécanisme global n'a pas pu se faire de part l'atteinte des rotations limites provoquant la ruine des structures.



Figure V.8 : Distribution des rotules plastiques à l'état de ruine pour les structures réguliéres R+5



Figure V.9 : Distribution des rotules plastiques à l'état de ruine pour les structures irréguliéres en (R+5) en pushover

Pour les structures régulières en (R+8) (Fig V.10), de hauteur de RDC de 3m, la ruine est atteinte par formation d'un rotule plastique limite à la base des poteaux du RDC alors que pour les structures de hauteur de RDC de 4, 4.5 et 5m, la ruine est atteinte par formation de rotules plastiques à la base des poteaux du 1^{er} niveau.



Figure V.10 : Distribution des rotules plastiques à l'état de ruine pour les structures réguliéres en (R+8) en pushover

Pour les structures irrégulières en (R+8) de hauteur de RDC de 3 et 4 m, la ruine est atteinte par atteinte de la rotation limite à la base des poteaux du RDC alors que pour les structures de hauteur de RDC de 4.5 et 5m, la ruine est atteinte par formation de rotules plastiques à la base des poteaux du 1^{er} niveau comme le montre la figure V.11.

On remarque que pour l'ensemble des structures en R+8, régulières et irrégulières, les poutres des deux derniers niveaux ne presentent aucune rotulation.



Figure V.11 : Distribution des rotules plastiques à l'état de ruine pour les structures irréguliéres en (R+8) en pushover

Chapitre V : Présentation et discution des résultats

La figure V.12 montre les différents états de ruine pour les structures en (R+12). Pour l'ensemble des structures étudiées, il y a ruine par atteinte de la rotation limite dans les poutres. Pour les structures de hauteur de RDC de 4 et 5m en sus des rotules plastiques limites dans les poutres, il y a atteinte des rotations limites à la base des poteaux. On remarque que pour l'ensemble des structures, les poutres des trois derniers niveaux ne presentent aucune rotulation.





NB : Les mécanismes de ruine obtenus en dynamique non-linéaire sous accélérogrammes sont donnés en annexe.

V. 3. Facteur de Comportement R

Les figures V.13 à V.19 montrent les variations du facteur de comportement pour les différentes structures étudiées. Le premier constat est que pour les structures peu élevées (R+2), les valeurs du facteur de comportement trouvées en push over sont supérieures à celles trouvées en dynamique non linéaire, ce qui n'est pas le cas des autres structures pour lesquelles les valeurs du facteur de comportement calculées en dynamique sous accélérogrammes sont inférieures à celles trouvées en pushover.

Pour les structures en (R+2), on remarque que les tendances des variations du facteur de comportement sont inversées ; pour les structures régulières, le facteur de comportement calculé en pushover augmente avec la hauteur du RDC ,alors qu'il diminue pour les structures irrégulières avec l'augmentation de la hauteur du RDC. En dynamique non linéaire, le phénomène inverse est observé.

En push over, pour les structures régulières en (R+5), le facteur de comportement augmente de manière constante jusqu'à une hauteur du RDC de 4.5m, pour ensuite décroitre pour une hauteur de RDC de 5m ; alors que pour les structures irrégulières en (R+5), le facteur de comportement est quasi constant.

Pour les structures régulières en (R+8), le facteur de comportement augmente de manière constante jusqu'à une hauteur du RDC de 4m, pour ensuite décroitre. Pour les structures très élancées (R+12), on remarque qu'en pushover le facteur de comportement diminue progressivement avec l'augmentation de la hauteur du RDC, alors qu'en dynamique non linéaire il diminue comme illustré à la figure V.19.



Figure V.13 : Variation du facteur de comportement pour les structures régulières en (R+2) pour différentes hauteurs du RDC

<u>Nota</u>: **MACC** correspond à la moyenne des valeurs obtenues en dynamique non linéaire sous accélérogrammes.





Figure V.14 : Variation du facteur de comportement pour les structures irrégulières en (R+2) pour différentes hauteurs du RDC



Figure V.15 : Variation du facteur de comportement pour les structures régulières en (R+5) pour différentes hauteurs du RDC



Figure V.16 : Variation du facteur de comportement pour les structures irrégulières en (R+5) pour différentes hauteurs du RDC



Figure V.17 : Variation du facteur de comportement pour les structures régulières en (R+8) pour différentes hauteurs du RDC



Figure V.18 : Variation du facteur de comportement pour les structures irrégulières en (R+8) pour différentes hauteurs du RDC



Figure V.19 : Variation du facteur de comportement pour les structures en (R+12) pour différentes hauteurs du RDC





Figure V.20 : Variations du facteur de comportement en dynamique non linéaire en fonction du nombre de niveaux pour differentes hauteurs de RDC



Figure V.21 : Variations du facteur de comportement en pushover en fonction du nombre de niveaux pour differentes hauteurs de RDC

Les figures V.20 et V.21 regroupent les variations des valeurs moyennes du facteur de comportement en dynamique non linéaire sous accélérogrammes (MACC) et en pushover pour les structures étudiées en fonction du nombre de niveaux, de la hauteur du RDC et de l'irrégularité . La même tendance est observée que ce soit en dynamique non linéaire ou en pushover ; le facteur de comportement atteint son maximum pour les structures en (R+5) et diminue ensuite pour les structures en (R+8) et (R+12). En dynamique non linéaire, pour toutes les structures en (R+5),(R+8) et (R+12) les valeurs du facteur de comportement obtenues sont supérieures à la valeur préconisée par le RPA99V2003 à savoir : R=6.

V. 4. Facteur de ductilité globale Rµ

Les figures V.22 à V.30 montrent les variations du facteur de ductilité en fonction de la régularité et pour les différentes hauteurs de RDC.

Pour les structures peu élevées (R+2), la ductilité augmente avec la hauteur des RDC ; les valeurs calculées en push over sont supérieures à celles calculées en dynamique non linéaire.

Pour les structures régulières moyennement élevées (R+5), on a une diminution de la ductilité avec l'augmentation de la hauteur du RDC, alors que pour les structures irrégulières moyennement élevées (R+5) on remarquera que la ductilité varie peu et qu'aucune tendance n'est observée.

Pour les structures élevées (R+8), on a une diminution de la ductilité avec l'augmentation de la hauteur du RDC jusqu'à une hauteur de RDC de 4.5m pour ensuite avoir une augmentation pour une hauteur de RDC de 5m. Pour les structures très élevées (R+12), en push over, on observe une diminution de la ductilité avec la hauteur du RDC alors qu'en dynamique non lineaire on observe la tendance inverse.



Figure V.22 : Variation de la ductilité globale pour les structures régulières en (R+2) pour différentes hauteurs du RDC



Figure V.23 : Variation de la ductilité globale pour les structures irrégulières en (R+2) pour différentes hauteurs du RDC



Chapitre V : Présentation et discution des résultats

Figure V.24 : Variation du facteur de ductilité globale pour les structures régulières en (R+5) pour différentes hauteurs du RDC



Figure V.25 : Variation du facteur de ductilité globale pour les structures irrégulières en (R+5) pour différentes hauteurs du RDC



Figure V.26 : Variation du facteur de ductilité globale pour les structures régulières en (R+8) pour différentes hauteurs du RDC





Figure V.27 : Variation du facteur de ductilité globale pour les structures irrégulières en (R+8) pour différentes hauteurs du RDC



Figure V.28 : Variation du facteur de ductilité globale pour les structures irrégulières en (R+12) pour différentes hauteurs du RDC



Figure V.29 : Variation du facteur de ductilité globale en pushover en fonction du nombre de niveaux pour differentes hauteurs de RDC



Figure V.30 : Variation du facteur de ductilité globale en dynamique non linéaire en fonction du nombre de niveaux pour differentes hauteurs de RDC

V. 5. Facteur de sur-résistance Rs

Les figures V.31 à V.39 montrent les variations du facteur de sur-résistance pour les structures étudiées et pour les différentes hauteurs de RDC. Pour les structures peu élevées (R+2) et très élevées (R+12), les valeurs des sur-résistances calculées en dynamique non lineaire sont supérieures à celles calculées en push over. Pour les structures moyennement élevées (R+5) et élevées (R+8), la tendance inverse est observée sauf pour les structures régulières en (R+8) avec une hauteur de RDC de 5m.



Figure V.31 : Variation du facteur de sur-résistance pour les structures régulières en (R+2) pour différentes hauteurs du RDC





Figure V.32 : Variation du facteur de sur-résistance pour les structures irrégulières en (R+2) pour différentes hauteurs du RDC



Figure V.33 : Variation du facteur de sur-résistance pour les structures régulières en (R+5) pour différentes hauteurs du RDC



Figure V.34 : Variation du facteur de sur-résistance pour les structures irrégulières en (R+5) pour différentes hauteurs du RDC





Figure V.35 : Variation du facteur de sur-résistance pour les structures régulières en (R+8) pour différentes hauteurs du RDC



Figure V.36 : Variation du facteur de sur-résistance pour les structures irrégulières en (R+8) pour différentes hauteurs du RDC



Figure V.37 Variation du facteur de sur-résistance pour les structures en (R+12) pour différentes hauteurs du RDC



Figure V.38 Variation du facteur de sur-résistance en pushover en fonction du nombre de niveaux pour differentes hauteurs de RDC



Figure V.39 Variation du facteur de sur-résistance en dynamique non linéaire en fonction du nombre de niveaux pour differentes hauteurs de RDC

VI.6. Déplacements relatifs d'étage

Les figures V.40 à V.48 montrent les variations des déplacements relatifs d'étage pour les structures étudiées pour différentes hauteurs de RDC. Pour toutes les structures étudiées, à l'exception des structures irrégulières en (R+2), le déplacement relatif limite d'étage (3%) n'est pas atteint. Il y a atteinte des rotations plastiques limites dans les poutres ou dans les poteaux avant la formation d'un mécanisme global ou atteinte du déplacement relatif limite de 3% du fait du dimensionnement pour un DRE de1% et avec un facteur de comportement égal à R=6.



Chapitre V : Présentation et discution des résultats

Figure V.40 : Variation des déplacements relatifs d'étage pour les structures régulières en (R+2) pour différentes hauteurs du RDC



Figure V.41 : Variation des déplacements relatifs d'étage pour les structures irrégulières en (R+2) pour différentes hauteurs du RDC



Figure V.42 : Variation des déplacements relatifs d'étage pour les structures régulières en (R+5) pour différentes hauteurs du RDC



Chapitre V : Présentation et discution des résultats

Figure V.43 : Variation des déplacements relatifs d'étage pour les structures irrégulières en (R+5) pour différentes hauteurs du RDC



Figure V.44 : Variation des déplacements relatifs d'étage pour les structures régulières en (R+8) pour différentes hauteurs du RDC



Figure V.45 : Variation des déplacements relatifs d'étage pour les structures irrégulières en (R+8) pour différentes hauteurs du RDC


Figure V.46 : Variation des déplacements relatifs d'étage pour les structures irrégulières en (R+12) pour différentes hauteurs du RDC



Figure V.47 : Variation des déplacements relatifs d'étage en pushover en fonction du nombre de niveaux pour differentes hauteurs de RDC



Figure V.48 : Variation des déplacements relatifs d'étage en dynamique non linéaire en fonction du nombre de niveaux pour differentes hauteurs de RDC

V.7. Effet de l'élancement sur le facteur de comportement

Les figures V.49 et V.50 montrent bien l'influence de l'élancement des structures sur le facteur de comportement, même si ce paramètre n'est pas pris en compte par le code algerien dans la phase de dimensionnement, l'elancement des structures a un effet réducteur sur le facteur de comportement. L'élancement est défini comme étant le rapport de la hauteur « H » sur la longueur « L » de la tructure.

Pour toutes les structures étudiées, le facteur de comportement est maximal pour un élancement variant entre 1.27 et 1.3 ce qui correspond aux structures en (R+5) avec une hauteur de RDC de 4 et 4,5m. On observe les mêmes tendance aussi pour les structures régulières que pour les structures irrégulières.



Figure V.49 : Variation du facteur de comportement en fonction de l'élancement pour les structures regulières



Figure V.50 : Variation du facteur de comportement en fonction de l'élancement pour les structures irregulières

V.8. Effet de l'irrégularité sur le facteur de comportement

Les figures V.51 et V.52 montrent l'influence de l'irrégularité sur le facteur de comportement. En push over, pour les structures en (R+5), on remarquera que les valeurs du facteur de comportement pour les structures régulières sont inférieures à celles des structures irrégulières, alors qu'en dynamique non linéaire la tendance inverse est observée.

Pour les structures étudiées en (R+8), le facteur de comportement varie peu aussi bien en pushover qu'en dynamique non linéaire, l'irrégularité en rigidité a peu d'effet sur la valeur du facteur de comportement. Ceci pourrait s'expliquer par le fait que pour les bâtiments élancés, le mécanisme de ruine (distribution des rotules plastiques) est similaire et que l'atteinte des rotules plastiques survient à la base des poteaux au niveau du RDC et 1^{er} niveau (Voir figures V10 et V.11). Ce qui résulterait en des coefficients de comportement similaires.

On remarque aussi que les valeurs obtenues en dynamique non linéaire sont supérieures à celles obtenues en pushover. Sous excitation dynamique variable, les structures ont tendance à réagir différemment que sous excitation monotone, ce qui est dû à la réversibilité des chargements et donc des déformations.



Figure V.51 : Effet de l'irrégularité sur le facteur de comportement pour les structures en (R+5)



Figure V.52 : Effet de l'irrégularité sur le facteur de comportement pour les structures en (R+8)

V.9. Effet de l'irrégularité sur la ductilité globale

Les figures V.53 et V.54 montrent respectivement l'influence de l'irrégularité sur la ductilité pour les structures en (R+5) et en (R+8) en push over et en dynamique non linéaire. On remarque qu'en pushover la ductilité des structures irrégulières en (R+5) est supérieure à celle des structures régulières. En dynamique non lineaire la même tendance est observée pour l'ensemble des structures étudiées. Pour les structures élevées en (R+8), en push over la ductilité des structures régulières est supérieure à celle des structures irrégulières à l'exception des structures avec une hauteur de RDC de 4m. Sur l'ensemble des couples de valeurs comparées (16 couples), seuls 3 couples de valeurs ne suivent pas la même tendance et cela pour les structures en (R+8) de hauteur de RDC de 3,4.5 et 5m et uniquement en pushover.



Figure V.53 : Effet de l'irrégularité sur la ductilité pour les stuctures en (R+5)



Figure V.54 : Effet de l'irrégularité sur la ductilité pour les stuctures en (R+8)

V. 10. Effet de l'irrégularité sur la sur-résistance

Les figures V.55 et V.56 montrent respectivement l'influence de l'irrégularité sur la surrésistance pour les structures en (R+5) et (R+8) en push over et en dynamique non linéaire. Pour les structures en (R+5), l'effet de l'irrégularité n'est pas significatif pour des hauteurs de RDC supérieures à 4m. Ceci s'explique par le fait que l'effort tranchant obtenu à l'état limite est identique et que l'irrégularité n'affecte pas le coefficient de sur-résistance.

En pushover, pour la sur-résistance des structures irrégulières élevées en (R+8) est supérieure à celle des structures régulières à l'exception des structures avec une hauteur de RDC de 4m ; alors qu'en dynamique non linéaire, la sur-résistance des structures régulières est supérieure à celle des structures irrégulières.



Figure V.55 : Effet de l'irrégularité sur la sur-résistance pour les stuctures en (R+5)



Figure V.56 : Effet de l'irrégularité sur la sur-résistance pour les stuctures en (R+8)

V.11. Conclusion du chapitre

Au vu des résultats obtenus et particulièrement aux mécanismes et distribution des rotules à l'état limite ultime de stabilité, la formation de rotules plastiques dans les poutres n'est pas systématique. Pour beaucoup de structures, que ce soit en pushover ou en dynamique non linéaire sous

accélérogrammes (voir Annexe : distribution des rotules plastiques sous accélérogrammes), les ruines apparaissent dans les poteaux des RDC ou du 1^{er} étage et cela indépendamment du nombre de niveaux, de l'irrégularité ou de la hauteur des RDC. La condition de predimensionnemt « poteau fort – poutre faible » n'est pas suffisante à elle seule. Elle doit être revue en termes de rapport reliant les moments résistants des poteaux à ceux des poutres ou complétée par d'autres conditions. L'utilisation de poutres de section réduite (Reduced Beam Section) permettrait d'éviter l'apparition de rotules dans les poteaux sauf à la base de l'ossature, sans quoi il n'y aurait de mécanisme global, au dernier plancher des bâtiments étagés et pour les bâtiments à un seul étage.

Le facteur de comportement varie en fonction de l'irrégularité et de l'élancement. Même si les tendances sont parfois identiques, les valeurs calculées en pushover sont différentes de celles obtenues en dynamique non lineaire ; le choix de la méthode d'analyse est primordial dans la compréhension du comportement réel des structures dans le cas d'un séisme. Le facteur de comportement obtenu en dynamique non lineaire sous accélérogrammes est supérieur à celui obtenu en pushover à l'exception des structures peu élevées (R+2) pour lesquelles les valeurs du facteur de comportement obtenues seraient plus proches de celles des « *Ossatures contreventées par portiques auto stables ordinaires »* comme préconisé par le RPA99V20003 Art3.4- Alinéa B8. Cette différence pourrait être attribuée au mécanisme de ruine final ou aux critères de choix du facteur de comportement. Pour les structures peu élevées, le choix d'un facteur de comportement égal à 6 ne reflète pas le comportement réel de la structure.

CHAPITRE VI

CONCLUSION GENERALE

CHAPITRE VI: CONCLUSION GENERALE

Dans la pratique courante en matière de calcul, de conception et de protection sismique, le principal objectif à atteindre est d'assurer la sécurité des ouvrages lors et après l'avènement d'un séisme. En d'autres termes, les fonctions de ces ouvrages ne devraient pas être interrompues par des séismes modérés, et ces ouvrages ne devraient en aucun cas atteindre l'état de ruine ou d'effondrement lors d'un séisme majeur. Cependant, suite aux séismes survenus de par le monde, les enquêtes post-sismiques ont révélé que les dommages observés sont principalement dus à un comportement différent de celui prévu par le concepteur ou par manque de ductilité. La philosophie de base dans la conception souligne de nouveaux aspects tirés des derniers puissants tremblements de terre. Afin de limiter les pertes économiques il devient nécessaire d'adopter une approche de dimensionnement à plusieurs niveaux. Il a été prouvé par ailleurs que la conception à trois niveaux de performance où la méthodologie de dimensionnement intéresse respectivement le service, l'endommagement et l'ultime ou survie est la plus pratique. Pour aboutir à une conception rationnelle on doit adopter à la limite une conception à deux niveaux de performance à savoir le service et l'ultime.

La cohérence dans la stratégie du dimensionnement parasismique exige la vérification de la rigidité de la structure pour le niveau de service, la résistance pour le niveau d'endommagement et la ductilité pour le niveau ultime.

Le but essentiel de cette thèse a été de déterminer les valeurs du facteur de comportement en tenant compte de plusieurs paramètres et d'observer leur influence. L'étude a été faite sur un ensemble de 24 structures en acier de 3 travées de 5m, de nombre de niveaux différent, (R+2; R+5; R+8 et R+12), de hauteurs de RDC différentes (3 ; 4 ; 4.5 ; 5m) et de régularité en rigidité différentes.

Le dimensionnement des poteaux et des poutres établi sur la base de la réglementation algérienne et en concordance avec l'EuroCode3 a donné des sections de poteaux très différentes selon que les structures soient régulières ou irrégulières en rigidité.

Des analyses en pushover et en dynamique non linéaire, en utilisant 9 accélérogrammes, dont 6 sont enregistrés et 3 artificiels, il ressort les conclusions suivantes :

- 1. Pour les structures peu élevées le facteur de comportement est inférieur à celui préconisé par le RPA99V2003 que ce soit en push over ou en dynamique non lineaire.
- 2. Les valeurs du facteur de comportement calculées en push over sont inférieures à celles calculées en dynamique non linéaire sauf pour les structures peu élevées (3à 5 niveaux).
- 3. La même tendance de variation du facteur de comportement en fonction du nombre de niveaux est observée en push over et en dynamique non linéaire.
- 4. L'influence de l'élancement est importante. Les valeurs du facteur de comportement sont maximales pour un élancement variant entre 1.27 et 1.30 pour les structures régulières et irrégulières. Le facteur de comportement a tendance à diminuer avec l'augmentation de l'élancement.
- 5. Les valeurs des ductilités obtenues en push over sont supérieures à celles obtenues en dynamique non linéaire sauf pour les structures élevées en (R+8).
- 6. La surésistance des structures étudiées varie peu en fonction de la hauteur du RDC mais varie en fonction du nombre de niveaux.
- 7. L'irrégularité en rigidité influe peu sur le facteur de comportement des structures élevées en (R+8), mais influe sur la ductilité des structures.

- 8. Les critères de ruine sont autres que ceux attendus. Pour les structures en (R+2), (R+5) et (R+8) la ruine s'est matérialisée par formation de rotules plastiques limites dans les poteaux alors que prévue dans les poutres. Le dimensionnement en capacité ne suffit pas à lui seul pour assurer un comportement tel que la ruine se manifeste dans les poutres et non dans les poteaux. La limitation des déplacements relatifs à 1% de la hauteur d'étage et la nécessité d'avoir des nœuds rigides obligent à avoir des sections de poutres importantes.
- 9. L'utilisation de poutres de section réduite permettrait de palier à ce problème d'apparition de rotules dans les poteaux.
- 10. La formation d'un mécanisme global est difficile à avoir dans le cas des structures étudiées en (R+5), (R+8) et (R+12), les poutres des derniers niveaux ne présentent aucune rotulation.

Dans le souci d'établir la cohérence nécessaire dans le processus de dimensionnement, il devient impératif :

- 1. de préciser les valeurs limites différentes pour les déplacements relatifs d'étage dans la phase de dimensionnement en fonction :
 - du type de structures (structures nues ou avec remplissage); car si le remplissage est en maçonnerie rigide cette limite s'avère très restrictive;
 - de l'usage : un déplacement relatif d'étage de 1%, conviendrait pour les bâtiments avec des équipements sensibles ou devant rester fonctionnels après un séisme majeur, mais serait très limitatif pour des bâtiments à usage d'habitations, de bureaux ou autres ;
- 2. de proposer une formulation pour le facteur de comportement en intégrant les paramètres qui influent sur le comportement global ;
- de préciser la méthode calcul en fonction des caractéristiques géométriques et mécaniques des structures ; les résultats obtenus en pushover sont différents de ceux obtenus en dynamique non linaire ;
- 4. réévaluer le rapport liant les moments résistants des poteaux à ceux des poutres afin d'assurer la formation des rotules dans les poutres et non dans les poteaux, en différenciant entre les niveaux et entre les hauteurs d'étages ou utiliser des poutres de section réduite (Reduced Beam Section), ce qui permettrait d'éviter l'apparition de rotules dans les poteaux autres que ceux du RDC. Cette disposition modifierait le comportement de la structure en réduisant la possibilité de formation de rotules plastiques dans les poteaux ;
- 5. de différencier entre les structures peu élevées et les structures élevées ou très élevées dans le choix du facteur de comportement.

Une formulation basée sur différents paramètres fournirait une base logique pour la détermination du facteur de comportement. Il serait nécessaire d'améliorer la fiabilité des valeurs attribuées au facteur de comportement pour des systèmes structurels différents, en caractérisant l'interdépendance des facteurs intervenant dans le comportement des structures.

PERSPECTIVES

Notre étude a consisté en l'étude de l'influence de divers paramètres tels que la hauteur du RDC, le nombre de niveaux, et l'irrégularité en termes de rigidité sur le facteur de comportement pour des structures en acier. En perspectives, une étude similaire pour des structures mixtes acier-béton pourrait faire l'objet d'une recherche future.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

AISC 97 (1997) - Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction, Inc. Chicago, Illinois, USA, 1997;

AISC 2002 - Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction, Inc. Chicago, Illinois, USA, ANSI/AISC 341-02 May 21, 2002;

AIJLSD-90, Standard for Limit State Design of Steel Structures (draft). Architectural Institute of Japan, 1990 AIJ 90;

Aribert J.M., Vu H.T., "Proposal of improvements for a simplified seismic design of steel momentresisting frames. Proceeding of ICASS 2005 Conference in Shanghai, p.1187-1192, Elsevier Ltd, June 2005

ATC 40, ATC 1995a. Structural response modification factors. ATC-19, Applied Technology Council (ATC), Redwood City, Calif.

A Astane, N. Nader: « Proposed Code Provision for seismic Design of Steel Semi rigid Frames », submitted to AISC Engineering Journal for review and publication, 1992.

Ballio G., "Approach for the design of steel structures against earthquakes", ECCS Symposium on steel buildings in Luxembourg -IABSE-AIPC-IVBH report, Vol. 48, p. 373-380, 1985.

Behrouz Asgarian, Hamideh Khazaee, 2012, "Performance evaluation of different types of steel moment resisting frames subjected to strong ground motion through incremental dynamic analysis", International Journal of Steel Structures.

Bertero, V.V.,"Evaluation of Response Reduction Factors Recommended by ATC and SEAOC",cProc.3rd U.S.Nat. Conf. Earthquake Engineering. Charleston, South Carolina, pp.1663-1673, 1986.

Bracci J., Kunnath S.K. and Reinhorn A. M., 1997, Seismic Performance and Retrofit Evaluation of Reinforced Concrete Structures, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 123, 3-10.

Bruneau, M., Uang, C.M& Whitaker, A. 1998. Ductile design of steel structures. McGraw-Hill.

Cheol-Kyu Kang, Byong-Jeong Choi, 2011, "New approach to evaluate the response modification factors for steel moment resisting frames",

Chopra A.K. and Goel R.K., A Modal Pushover analysis Procedure to Estimating seismic Demands for Buildings: Theory and Preliminary Evaluation, PERR Report 2001/03, Pacific earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

CNBC 1995 : Code national du bâtiment du Canada, 1995

De Matteis G., Landolfo R., Mazzolani F.M., Fulop, L.A., Dubina D., Seismic Response of MR Steel Frames with Different Connection Behaviour, Proceedings of the 6th International Colloquium Stability and Ductility of Steel Structures, SDSS '99conference, Sept. 1999, Timisoara, Romania, Elsevier, p 409-420;

Références Bibliographiques

De Matteis G., Mazzolani, F.M. & Landofo, R.2000. The behavior of connections in steel MR-frames under high intensity earthquake loading. In abnormal Loading on structures, London, 17-19 April, Rotterdam: Balkema

Di Sarno, L., Elnashai, A.S., and Nethercot, D.A ;(2003), "Seismic performance assessment of stainless steel frames", Journal of Constructional Steel Research, 59, 1289-1319.

D. S. Sophianopoulos, A. E. Deri, 2011 "Parameters affecting response and design of Steel Moment Frame Reduced Beam Section connections: An overview", International Journal of Steel Structures.

Elnashai, A.S., and Mwafy, A.M; (2002), "Overstrength and force reduction factors of multistorey reinforced-concrete buildings", The Structural Design of Tall Buildings, 11, 329-351. Eurocode 3 «Calcul des structures en acier» et Document d'Application Nationale — Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments

Eurocode 8 : Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance aux séismes et document d'application nationale Partie 1-1 : Règles générales — Actions sismiques et prescriptions générales pour les structures

Fajfar P. and Fischinger M., 1987, nonlinear seismic analysis of R/C buildings: Implications of a Case study, European Earthquake Engineering, 31-43

Fajfar P., «Capacity Spectrum Method Based on Inelastic Demand Spectra », Earthquake Engineering and Structural Dynamics, no28, 1999, p 979-993.

Fajfar P., «Structural Analysis in Earthquake Engineering – A Breakthrough of Simplified Non-Linear Methods. », Proc. 12th European Conference on Earthquake Engineering, 2002, P 843.

Federal Emergency Management Agency FEMA 267 (1995). Interim Guidelines: Evaluation, repair, modification and design of welded steel moment frames. Report No. FEMA 267/SAC-95-02, SAC Joint Venture, Sacramento, California, USA

Federal Emergency Management Agency (2000). Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings. Report No. FEMA 350. Washington, D.C., USA.

Federal Emergency Management Agency FEMA 356 / November 2000, Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

Federal Emergency Management Agency. FEMA 389 edition 2000, NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C. 2001;

Guerra C.A., Mazzolani F.M., Piluso V., Evaluation of the q-factor in steel frames: state of the art, Ingegneria Sismica, No. 2, 1990 ;

Gupta A., Krawinkler H., Influence of Different Types of Fully Restrained Connections on the Response of SMRF Structures, 12-th World Conference on Earthquake Engineering, 12 WCEE 2000, Auckland, New Zeeland p 1706 ;

Gupta B. and et Kunnath, 2000, adaptive spectra-based pushover procedure for seismic evaluation of structures, Earthquake Spectra, Vol.16,No.2, pp.367-391.

Références Bibliographiques

Hamid Reza Khoshnoud and Kadir Marsono; 2012, "Assessment of FEMA356 nonlinear static procedure and modal pushover analysis for seismic evaluation of buildings", Structural Engineering and Mechanics, An Int'l Journal Vol. 41 No. 2.

Holzer et al. 1975. SINDER. A Computer Code for General Analysis of Two-Dimensional Reinforced Concrete Structures. Report. AFWL-TR-74-228 Vol. 1. Air Force Weapons Laboratory, Kirt-land, AFB, New Mexico.

Inel M., Tjhin T. and Aschheim A.M., 2003, The significance of Lateral load Pattern in Pushover analysis, Istanbul Fifth national Conference on Earthquake engineering, Paper no: AE-009, Istanbul, Turkey.

Kishi N., Komuro M., Chen W.F., Seismic Response Analysis of Steel Frame with Mixed Use of Rigid and Semi-Rigid Connections, Proceedings of the Conference on Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas, STESSA 2003, 9-12 June 2003, Naples, Italie, A.A. Balkema, Rotterdam, 2003 p 527-532

Krawinkler H. and Seneviratna G.D.P.K., 1998, Pros and Cons of pushover analysis of Seismic Performance, Engineering Structures, Vol. 20, 452-464.

Krawinkler, H. (1996). "Pushover Analysis: Why, How, When, and When Not to Use It," Proceedings of the 1996 Convention of the Structural Engineers Association of California, Maui, Hawaii, October 2-4, 1996, pp. 17-36.

Lee, S.S. and Goel, S.C. (2001), "Performance based design of steel moment frames using target drift and yield mechanism", Research Report UMCEE 01-17, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, MI., USA.

Massimiliano Ferraioli, Angelo Lavino, 2014, "Behaviour Factor of code-designed steel moment-resisting frames", International Journal of Steel Structures.

Mazzolani F. M., Piluso V. (1996): Theory and Design of Seismic Resistant Steel Frames, London: E& FN Spon, 1996;

Mazzolani (1998), Plastic design of seismic resistant steel frames, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Volume 26, Issue 2, pages 167–191, February 1997

Mazzolani, F.M., Gioncu, V. (eds).2000: Seismic Resistant Steel structures. CIMS Courses, Udine, Springer, Wien.

Mazzolani, F. M., and Piluso V., Member behavioral classes of steel beams and beam-columns. In XIV Congresso CTA, Viareggio, 24-27 October 1993, Ricerca Teorica e Sperimentale, pp 405-416

Mazzolani, F. M., and Piluso, V., Evaluation of the rotation capacity of steel beams and beam-columns. Proceedings of 1st State of the Art Workshop COST C1, Strassburg, 1992.

Mazzolani, F. M., and Piluso, V., Design of of steel structures in seismic zones. ECCS Document, 1993.

Mazzolani F. M., Piluso V. (1997 a). A simple approach for evaluating performance levels of moment resisting steel frames. In proceedings of the international workshop on "Seismic Design Methodologies for the next generation of Codes". Bled, June, published by Balkema, Rotterdam.

Références Bibliographiques

Miranda E., Bertero V.V; 1994, "Evaluation of Strength Reduction Factors", Earthquake Spectra, Earthquake Engineering Research Institute, Vol. 10, No. 2, pp. 357-379.

Miranda, E., (1997) "Strength Reduction Factors in Performance Based Design", The EERC-CURE Symposium in Honor of Vitelmo V. Bertero, EERC, University of California, Berkeley.

Moghadam A.S., A Pushover Procedure for Tall Buildings, 12th European Conference on Earthquake engineering, Paper Reference 395.

Mwafy A.M. and Elnashai A.S., 2001, Static Pushover versus Dynamic Analysis of R/C Buildings, Engineering Structures, Vol. 23, 407-424.

Newmark N.M., Hall J.W;1973, "Procedures and criteria for earthquake resistant design", Building Practice for Disaster Mitigation, Building Science Series 45, National Bureau of Standards, Washington.

Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), (2006). PEER NGA Database, University of California, Berkeley, CA, Available at http://peer.berkeley.edu/nga/.

Paulay and Priestley, Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, Wiley Ed., 1992.

Petcu, D. and Gioncu, V., Plastic rotation capacity of steel beams and beam columns, DUCTROT 96, Guide for users, INCERC, Timisoara, 1996.

Poursha M, Khoshnoudian F, Moghadam AS (2009) A consecutive modal pushover procedure for estimating the seismic demands of tall buildings. Eng Struct 31:591–599

prEN 1998-1 Eurocode 8 : Design of structures for earthquake resistance – Part 1 : General rules, seismic actions and rules for buildings; stage 49, January 2003, Brussels: CEN, European Committee for Standardisation, Doc CEN/TC250/SC8/N342;

Reza Banihashemi, A. R. Mirzagoltabar, 2015, "Development of the performance based plastic design for steel moment resistant frame", International Journal of Steel Structures.

RPA99v2003, Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003, DTR BC248; Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismiques, Alger.

SAP2000V14 Computers and Structures (2000). "SAP2000, Three Dimensional Static and Dynamic Finite Element Analysis and Design of Structures", Computers and Structures Inc., Berkeley, California, U.S.A.

SeismoSoft. Earthquake Engineering Software Solutions.(http://info@seismosoft.com)

Simqke, SeismoSignal, SeismoSoft Ltd, 2011. (http://www.seismosoft.com/en/HomePage.aspx)

Turgay Cosgun, Baris Sayin, 2014 "Geometric and material nonlinear analysis of threedimensional steel frames", International Journal of Steel Structures.

UBC 1997, Uniform Building Code, Volume 2, Structural Engineering Design Provisions. International Conference of Building Officials, Whittier, California, USA, 1997;

Vidic. T., Fajfar P., Fishinger M; 1994, "Consistent Inelastic Design Spectra: Strength and Displacement", Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 23 507-521.