

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

**UNIVERSITE HASSIBA BEN BOUALI DE CHLEF
FACULTE DE GENIE CIVIL ET D'ARCHITECTURE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL**



MEMOIRE DE MAGISTERE

Spécialité : **GENIE CIVIL**
Option: **Structures et géotechniques**

Présentée par :

BOUYAKOUB Samira

Titre :

**EVALUATION DE LA PERFORMANCE ET ANALYSE DU
COMPORTEMENT NON LINEAIRE DES OSSATURES EN BETON
ARME SOUMISES A DES ACTIONS SISMIQUES**

Soutenu publiquement lundi 03/12/2012 devant le jury composé de :

- MAKHLOUF Ali	Maître de conférences A, UHB-Chlef	Président
- KADRI Tahar	Maître de conférences A, UAB-Mostaganem	Examinateur
- HAMRAT Mustapha	Maître de conférences B, UHB-Chlef	Examinateur
- AIT ATMANE Hassen	Maître de conférences B, UHB-Chlef	Examinateur
- BRANCI Taïeb	Maître de conférences A, UHB-Chlef	Encadreur

MEMOIRE DE MAGISTERE

Spécialité : **GENIE CIVIL**
Option: **Structures et géotechniques**

Présentée par :

BOUYAKOUB Samira

Titre :

**EVALUATION DE LA PERFORMANCE ET ANALYSE DU
COMPORTEMENT NON LINEAIRE DES OSSATURES EN BETON
ARME SOUMISES A DES ACTIONS SISMIQUES**

Remerciements

L'écriture des remerciements est finalement un travail aussi difficile que celui de la mémoire

Tout d'abord nous tenons compte à remercier le bon dieu de nous avoir aidés à terminer ce modeste travail.

Je tiens à décrire ma profonde reconnaissance et ma gratitude à Monsieur : **Branci Taïeb**, Maître de conférences à l'Université de Chlef, de m'avoir guidé pour l'élaboration de ce travail. Je le remercie aussi pour le soutien moral et les conseils qu'il m'a prodigués, ainsi la matière scientifique par sa compétence technique.

J'adresse également mes profonds remerciements au président de jury Mr. **MAKHLOUF Ali**, Maître de conférences à l'Université de Chlef, de l'honneur qu'il m'a fait en acceptant la présidence du jury de cette thèse.

J'exprime aussi ma profonde gratitude à Mr. **KADRI Tahar**, maître de conférences à l'Université de Mostaganem, Mr. **HAMRAT Mostapha**, maître de conférences à l'université de Chlef et Mr. **AIT ATMANE Hassen**, maître de conférences à l'université de Chlef de m'avoir honoré en acceptant d'examiner ce travail.

Je n'oublie pas mes parents pour leur contribution, leur soutien et leur patience spécialement ma mère qui m'a toujours encouragée à terminer mes études et mon frère **Lakhder** qui m'a beaucoup aidé durant toute la période.

J'adresse mes plus sincères remerciements à tous mes proches amis, qui m'ont toujours soutenue et encouragée au cours de la réalisation de ce mémoire.

Finalement, mes remerciements s'adressent également à Monsieur : **Benzerga AEK** le gérant du bureau d'études « B.E.T.E.C. » pour sa générosité et la grande patience dont il a connu faire preuve.

Merci à tous et à toutes.

DEDICACE

*Ce mémoire est dédié :
A tous ceux qui me sont chers.....*

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE	4
CHAPITRE II : PRINCIPE DE LA METHODE D'ANALYSE STATIQUE NON- LINEAIRE OU (METHODE PUSHOVER)	17
II.1 Introduction	17
II.2 Origine de l'analyse Pushover	17
II.3 But de l'analyse Pushover	17
II.4 Système linéaire équivalent	18
II.5 Formulation de la méthode Pushover	20
II.5.1 Diagramme de Capacité	20
II.5.2 Distribution des forces	21
II.5.3 Déplacement cible	22
a) Code FEMA 450	22
b) L'Eurocode 08	25
II.5.4 Diagramme de Capacité	27
II.5.5 Calcul du point de performance	30
a) FEMA 450	30
b) Code ATC 40	31
II.6 CONCLUSION	33
CHAPITRE III : CARACTERISTIQUES STRUCTURALES ET PHENOMENE DE LA FORMATION DES ROTULES PLASTIQUES	
III.1 Introduction	34
III.2 Différents types de contreventement des structures de bâtiment	34
III.3 Ductilité et coefficient de comportement	36
III.3.1 Définition	36
III.3.2 Ductilité et coefficient de comportement selon les codes parasismique en vigueur	37
III.3.2.1 Selon R.P.A.	37
III.3.2.2 Selon l'Eurocode	37
III.4 Evaluation de la vulnérabilité sismique et identification des degrés de dégâts	39
III.4.1 Introduction	39
III.4.2 L'indice de dommages	39
III.4.3 Les degrés de dégâts	40
III.5 Rotule Plastique	41
III.5.1 Définition	41

III.5.2 Mécanismes Plastiques	42
III.6 Conclusion	46
CHAPITRE IV : APPLICATION DE LA METHODE PUSHOVER AU CALCUL DE LA REPOSE STATIQUE ET DYNAMIQUE NON LINEAIRE DES STRUCTURES ETUDIEES	48
IV. Introduction	48
IV.2 Choix des structures a analyser	48
IV.3 Evaluation de la réponse des structures considérées par la méthode statique non linéaire (Pushover)	50
IV.3.1 Introduction	50
IV.3.2 Etude de la structure mixte (voiles, portiques) du bâtiment existant	50
IV.3.3 Description de la structure mixte (voiles + portiques)	51
IV.3.4 Caractéristique des matériaux	55
IV.3.5 Action Sismique	56
IV.3.5.1 Spectre de réponse de calcul du code RPA 99	56
IV.3.5.2 Détermination de la courbe de capacité de la structure	57
IV.3.5.3 Calcul d'indice d'endommagement	61
IV.3.6 Etude de la structure équivalente contreventée par des portiques	61
IV.3.6.1 Description de la structure	61
IV.3.6.2 Détermination de la courbe de capacité de la structure	62
IV.3.6.3 Calcul d'indice d'endommagement ID	65
IV.3.7 Etude de la structure équivalente contreventée par des voiles	
IV.3.7.1 Description de la structure en voiles	65
IV.3.7.2 Calcul linéaire de la structure en voiles	67
a. Valeurs des périodes propres fondamentales	67
b. Valeurs des efforts à la base de la structure	67
IV.3.7.3 Détermination de la courbe de capacité de la structure	68
IV.3.7.4 Calcul d'indice d'endommagement	69
IV.3.8 Comparaison des réponses des structures analysées	69
IV.3.8.1 Déplacements latéraux maximaux	70
IV.3.8.2 Effort tranchant	70
IV.3.9 Conclusion	71
IV.4 Evaluation de la réponse des structures considérées par l'analyse dynamique non linéaire	73
IV.4.1 Introduction	73
IV.4.2 Accélérogrammes utilisés	73
IV.4.3 Résultats et analyse	74
a) El Centro	74
a1) Déplacement latéral maximal d'étage	74
a2) Déplacement relatif maximal d'étage	77

a3) Effort tranchant maximal d'étage	78
b) Kobé	81
b1) Déplacement latéral maximal d'étage	81
b2) Déplacement relatif d'étage	83
b3) Effort tranchant maximal d'étage	83
IV.4.4 Comparaison des résultats entre ceux d'El Centro et de Kobé	86
IV.4.5 Conclusion	87
CONCLUSION GENERALE	89

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUES

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

SYMBOLE ET ABREVIATION

INTRODUCTION GENERALE

Dans les règlements parasismiques, l'étude de la réponse des structures aux effets des tremblements de terre est conduite en utilisant des méthodes simplifiées basées sur les spectres de réponse. Ces Méthodes permettent aux ingénieurs d'utiliser soit une analyse linéaire pour le calcul des forces et des déplacements, mais les méthodes linéaires élastiques classiques ne sont pas en général conformes, donc il a fallu utiliser des méthodes non linéaires pour déterminer la conception d'une structure, par exemple la méthode d'analyses statique non linéaire « Pushover » et la méthode dynamique non linéaire temporelle basée sur des accélérogrammes.

Les séismes récents tels que les séismes (El Centro, 1940 ; Boumérdes, 2003 ; Kobé, 1995) où la majorité des structures en béton armé ont été endommagées ou détruites ont indiqué la nécessité d'évaluer le comportement sismique réel des bâtiments existants. En particulier, la réhabilitation sismique des structures en béton armé dans les zones à fortes sismicités.

La présente étude a pour but d'évaluer la résistance structurale des structures en béton armé face à des actions sismiques par les deux méthodes statique et dynamique non linéaire. L'objectif principale de cette étude est d'appliquer l'application de la méthode Pushover sur trois types de structures en béton armé composé d'un rez-de chaussée et cinq étages (R+5) : 1) une est constituée d'un système de contreventement mixte (voiles + portiques), 2) est constitué d'un système autostable et 3) l'autre structure contreventé par des voiles dans les deux sens implantées dans une zone à forte sismicité et dimensionnées selon le règlement parasismique Algérien RPA 99 /2003. La 2^{eme} et 3^{ieme} structure sont utilisées a titre de référence par servi de comparaison à la 1^{iere} structure plus précisément à calculer la courbe de capacité, le point de performance sismique, vérifier la vulnérabilité et l'état d'endommagement que peut subir la structure lors d'un prochain tremblement de terre. Les techniques d'analyse des structures consistent essentiellement à comparer un paramètre de demande de déplacement avec un paramètre de capacité. A cet effet, les structures considérées

ont été soumises à des charges monotones croissantes qui constitue la demande par pouvoir calculer la réponse en termes de déplacement et d'effort tranchant à la base de la structure et voire les séquences d'apparition des rotules plastiques qui constituent les zones critiques de la structure.

Egalement, a titre de comparaison une analyse dynamique non linéaire directe a été menée sur les structures considérées basée sur les deux accélérogrammes choisis (El Centro 1940 et Kobé 1995) pour évaluer la réponse dynamique des mêmes structures considérées (autostable, mixte et en voiles) en termes de déplacement relatif maximal, déplacement latéral maximal et d'effort tranchant d'étage ainsi les déplacements relatifs et latéraux temporels chacun séparément et de vérifier les résultats obtenues avec le règlement parasismique algérien RPA99 version 2003 .

Les résultats obtenus sous les deux accélérogrammes indiqués ont fait finalement l'objet de comparaison.

Le présent travail est composé par des chapitres qui traitent les méthodes d'évaluation du comportement non linéaire des structures en béton armé. Ce travail a été subdivisé en 4 chapitres déterminés comme suit :

Introduction définissant la problématique du sujet et les objectifs recherchés.

Le chapitre 1, c'est une étude bibliographique donne un aperçu sur les travaux relatifs au comportement non linéaire et l'évaluation des dommages causés aux ossatures utilisés les méthodes non linéaire en particuliers : la méthode statique non linéaire « Pushover » et la méthode dynamique non linéaire pour des différents accélérogrammes.

Le chapitre 2, a été orienté principalement sur les principes de la méthode d'analyse statique non linéaire commençant par l'origine, le but et le système linéaire équivalent après la formulation de la méthode pushover dans les règlements parasismiques en particulier le FEMA 450 et L'aurocode8.

Le chapitre 3, contient d'une part les caractéristiques structurales et comportementales par la définition des différents types de contreventement des ossatures en béton armé et leur classification dans les règles et les méthodes de calcul, en fréquenté par la ductilité selon les parasismiques en vigueur et après un rappel sur l'évaluation de la vulnérabilité sismique et l'identification des degrés de dégâts et d'autre part, le phénomène de la formation des rotules

plastiques qui est un pas nécessaire pour la méthode statique non linéaire et expliqué les différentes formules de la longueur plastique par plusieurs auteurs.

Le chapitre 4, est consacré à l'application de la méthode statique et dynamique non linéaire sur trois types de structures (structure mixte (voiles + portiques) , structure autostable et structure en voiles).

Des études ont été effectuées pour la détermination ,d'une part , la courbe de capacité et le point de performance pour les structures considérées et la vérification de l'état d'endommagement et la rigidité par l'utilisation de la méthode Pushover,d'autre part, la détermination des déplacements relatifs maximums d'étages , les déplacements latéraux maximums et les efforts tranchants à la base ainsi les déplacements relatifs et latéraux temporel sous l'effet des actions sismiques réelles.

Enfin, une étude comparative est faite entre les déplacements et les efforts obtenus respectivement sous deux accélérogrammes (El Centro 1940 et Kobé 1995) .

Conclusion générale sortie les conclusions principales et les perspectives des futures recherches ultérieurement utiles dans le domaine.

CHAPITRE I

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

Ce chapitre présente une synthèse bibliographique du problème posé et sur les méthodes utilisées (la méthode statique non linéaire (Pushover) et la méthode dynamique temporelle non linéaire) dans ce domaine précis. Les méthodes, les applications, les modèles et les logiciels utilisés pour étudier le comportement des structures sous les actions sismiques, ainsi que les différents résultats obtenus pour certains auteurs.

Durant ces dernières années quelques auteurs ont menés des études sur la méthode statique non linéaire, parmi lesquelles nous citerons, en particulier (**M.-J. Nollet et al.**)[1] qui ont étudié le développement des courbes de fragilité par la méthode des éléments appliqués (MEA) utilisant deux types d'analyse pour atteindre la courbe de réponse :

- Une analyse statique non linéaire de type « Pushover » induisant la courbe de capacité d'un bâtiment (ou sa courbe de réponse statique).

- Une analyse dynamique incrémentale temporelle générant la courbe de réponse dynamique d'un bâtiment lorsqu'il est soumis à un séisme. D'après cette étude, la Figure (1a) illustre les courbes de fragilité obtenues en supposant une probabilité de dépassement de 50 % pour chaque degré de dommages. Le déplacement du toit, δ , peut ensuite être traduit en déplacement spectral pour un système équivalent à un degré de liberté dynamique en considérant une période réduite effective tenant compte de la dégradation de la rigidité. Par ailleurs, l'analyse dynamique incrémentale du même bâtiment, modélisé à l'aide de la MEA, a permis d'obtenir des courbes de fragilité pour différentes régions sismiques de la ville de Québec. L'analyse a été répétée pour 42 accélérogrammes différents, soient 14 par région industrielle sismique (faible, modérée et élevée).

La Figure (1b) présente les courbes de fragilité dans la direction principale du bâtiment pour une région de sismicité élevée pour trois limites de performance:

(1) Occupation immédiate, (2) Sécurité des occupants et (3) Prévention de l'effondrement.

Les résultats montrent que le comportement non linéaire des structures comportant des éléments en maçonnerie non armée, offre l'avantage de pouvoir modéliser la séparation des unités. Par ailleurs, les résultats obtenus par analyse statique non linéaire ne considèrent pas la modification des propriétés dynamiques reliée à la dégradation de rigidité lors de vibrations. L'utilisation de l'analyse dynamique incrémentale, jumelée à une modélisation par la méthode des éléments appliqués, permet de considérer les propriétés dynamiques de la structure. La demande sismique étant alors représentée par des accélérogrammes de différents séismes, il est possible d'obtenir pour une typologie située dans une région donnée des courbes de fragilité plus réalistes.

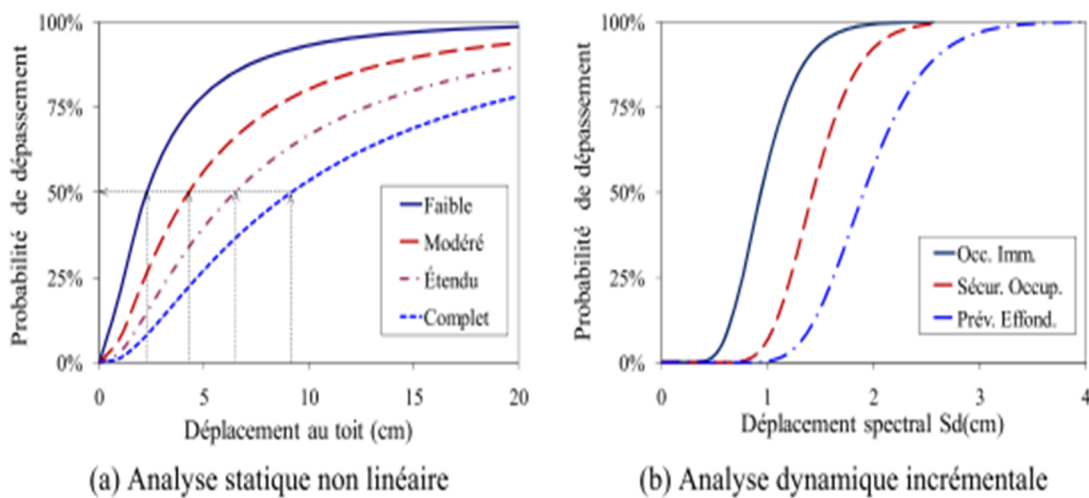


Figure 1 : *Courbes de fragilité d'un bâtiment en maçonnerie non armée à vocation* [1]

(Boumekkik Ahmed et Al.) [2] ont fait des études sur l'analyse Pushover des structures en béton armé, théorie de l'endommagement au cas des portiques renforcés par des voiles selon le règlement parasismique Algérien pour la zone III utilisant le logiciel sap 2000 et les résultats montrent que le comportement du bâtiment original n'est pas très adéquat puisque la structure est du type poutre plus rigide que le poteau qui est typique dans la conception des structures en Algérie. Ajoutant des voiles, et non seulement au premier niveau, peut améliorer considérablement le comportement du bâtiment et l'augmentation du nombre montre clairement une grande amélioration de la marge de sécurité parce qu'il se comporte d'une manière élastique. Ainsi le renforcement des bâtiments par des voiles peut être adopté comme solution mais on doit étudier plusieurs cas dans le but de déterminer la solution optimale et une grande attention doit être accordée à l'étude des poteaux situés juste au dessus des voiles dans le cas où les voiles ne sont pas prévus sur toute la hauteur de la structure.

(Estéban SAEZ, 2006) [3] a mené une étude sur la conception des bâtiments basés sur la notion de performance :

L'étude a été menée sur une ossature de (R+5) en béton armé appliquée la méthode Pushover qui donne une courbe de capacité reliant l'effort tranchant totale V_b à la base en fonction du déplacement de la toiture δ_t :

Plusieurs points de repères ont été placés sur la courbe afin de montrer les différents états du bâtiment lors du chargement figure (2). Le point A dénote l'apparition de la plasticité dans le bâtiment (étoiles sur les éléments de la structure). Le premier point de plasticité apparaît sur la colonne droite du dernier étage dû à la force axiale nécessaire pour équilibrer le moment imposé par les forces latérales, et aussi sous l'effet du poids du dernier étage figure (3). On rappelle que la tension limite d'élasticité des colonnes du dernier étage est plus faible que celles des poteaux des étages inférieures. Malgré l'apparition de la plasticité, globalement la structure continue à avoir un comportement élastique. Le point où on commence à apercevoir un vrai changement du comportement est noté par B. Ce point correspond à l'apparition de la plasticité dans le poteau central au niveau de la base. Cet élément contrôle de façon significative le comportement globale du bâtiment. Si l'on continue le chargement la courbe de Pushover atteint un plateau (point C). A ce niveau de chargement, la structure est considérablement plastifiée (endommagée). On observe sur la figure (3) l'apparition de la plasticité sur les trois poteaux du premier niveau. Par contre, les rotules plastiques nées sont pas encore développées à la base de chaque poteau et la structure est encore stable globalement. On continue le chargement et avec un petit incrément de l'effort tranchant on obtient une augmentation significative du déplacement au toit. L'effort tranchant maximal est obtenu approximativement au point D. Au delà de cette valeur, l'instabilité globale apparaît avec la formation de rotules plastiques à la base des poteaux. Le système n'est plus capable de tenir et l'effort tranchant diminue en mesure que le déplacement augmente rapidement. Du point de vue numérique, la convergence n'est plus assurée au delà du point D.

La comparaison des réponses peut conclure que la réponse globale du bâtiment diminue en mesure que la période prédominante du signal diminue par rapport à celle du bâtiment. Aussi, on trouve que la méthode d'analyse non linéaire du bâtiment sous les différents séismes permet d'avoir une idée générale de l'influence du contenu fréquentiel. En général, la méthode est capable de prédire globalement le comportement de la structure et la localisation de la plasticité.

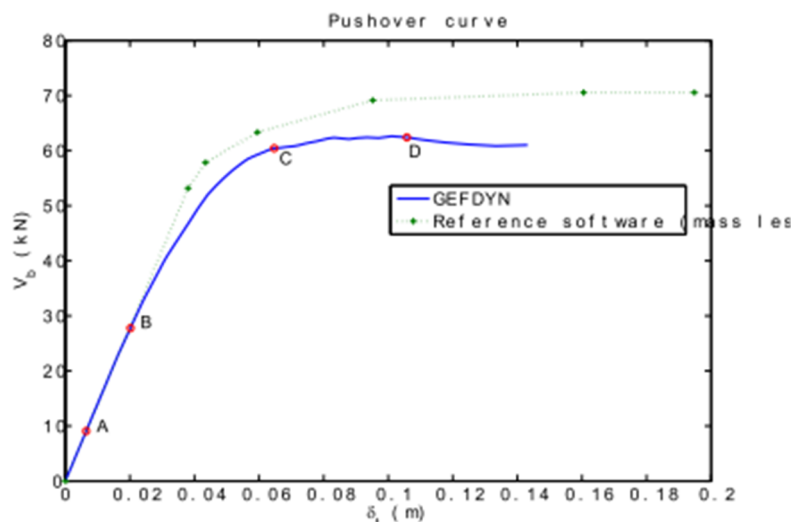


Figure 2 : Courbe Pushover [3]

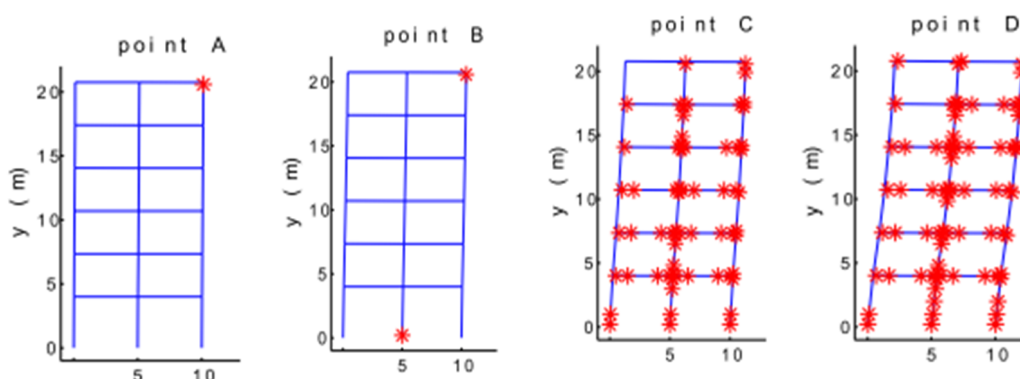


Figure 3 : Etats de plasticité de l'ossature étudiée [3]

(Paul IOAN, et AL.) [4] Ont fait une recherche sur plusieurs types d'analyses (analyse élastique multimodale, analyse statique élasto-plastique « Pushover ») sur des structures métalliques à planchers composites (dalle en béton armé et poutres métalliques) soumises aux actions sismiques, dont le but est de procéderai:

- Une analyse élastique sur un modèle 3D, à l'aide des logiciels (IMAGES et SAP), selon laquelle les caractéristiques dynamiques élastiques de référence de la structure tel que : la période fondamentale et la participation des modes propres sont calculés.
- Une analyse statique élasto-plastique (Pushover) sur un modèle 2D de la structure, au moyen du logiciel (DRAIN 2+) pour déterminer le déplacement maximum et l'apparition des rotules plastiques.

- Une analyse dynamique non linéaire effectuée sur le même modèle 2D que l'analyse Pushover et en utilisant le même logiciel DRAIN 2D+ avec plusieurs accélérogrammes (Vrancea '77, Northridge '94, El Centro '40, etc.), montrant l'effet des modes supérieurs de vibration de la structure ainsi que celui de la composition spectrale pour une structure au comportement élasto-plastique.

D'après cette étude il en résume les conclusions principales des analyses « Pushover » et la méthode dynamique non linéaire :

- La prise en compte de la section composite engendre une réduction importante (environ 40%) des déplacements horizontaux de la structure et des rotations plastiques des barres dissipatives (figure 4).

- Bien que l'accélération maximale du sol soit beaucoup plus grande dans les cas de Northridge et El Centro par rapport à Vrancea, le déplacement enregistré au dernier étage de la structure est plus grand dans le cas de Vrancea. Donc l'accélérogramme de Vrancea est la plus sévère. Cela s'explique par le spectre de réponse de ce séisme, qui a les périodes dominantes proches de la période fondamentale de la structure.

Toutefois, même si les fréquences dominantes sont plus hautes, il peut y avoir des sollicitations locales très sévères, qui peuvent mener à un mécanisme local de ruine, comme par exemple dans le cas de la même structure excitée par l'accélérogramme Northridge '94, avec 0% amortissement, qui ils ont montré la ruine d'une poutre aux étages supérieures.

Dans tous les cas étudiés, les déplacements horizontaux sont inférieurs au déplacement maximal admis : pour les analyses avec l'accélérogramme Vrancea'77, toutes les variantes donnent des déplacements compris entre 64% et 78% du déplacement admis.

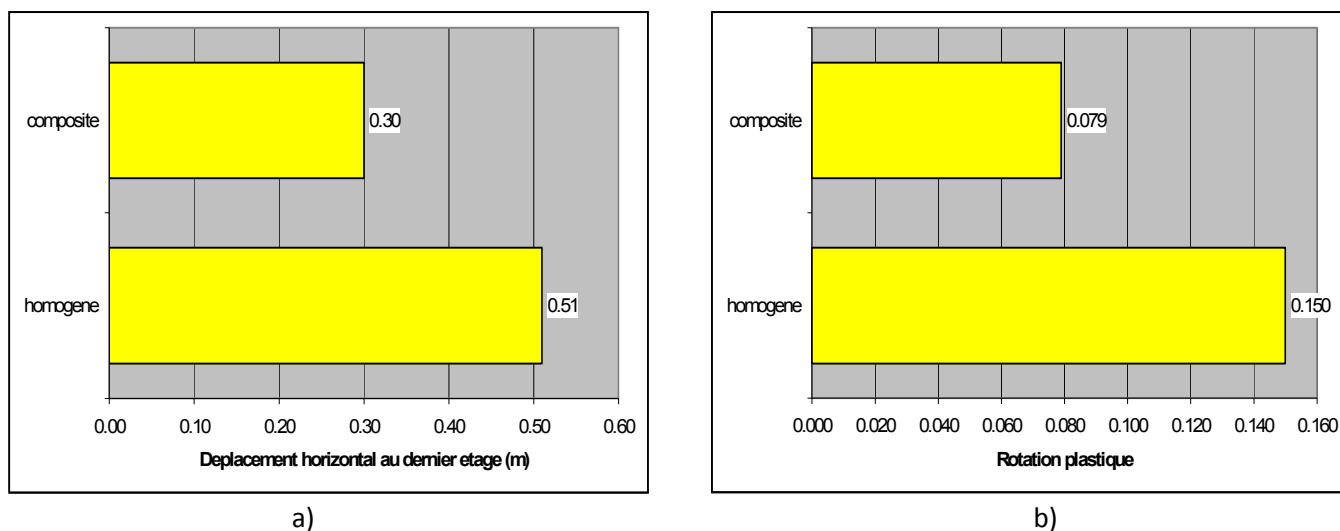


Figure 4 : Comparaison entre les valeurs caractéristiques pour les modèles composite et respectivement homogène : a) déplacement horizontal ; b) rotation plastique [4]

(A-Kahil et Al.) [5] ont étudiés l'évaluation de la performance sismique d'un bâtiment à ossature auto-stable avec la méthode non itérative utilisant une ossature à usage d'habitation dont le rez-de-chaussée est destiné au commerce, la structure est constituée des portiques auto stable en béton armé en (R+5), avec des remplissages en maçonnerie.

Les points à traiter dans cette étude sont : les points de performance pour différentes accélérations, l'évaluation des dommages et l'attribution de degré de dommage. D'après les résultats de cette étude figure (5), il en résulte que:

- Une constatation des variations possibles de la position du point de performance, en fonction des courbes respectives de la demande et de la capacité, en amortissement.
- Une visualisation des variations des dommages, qui sont fonction de la plastification progressive des éléments de la structure.

De même la figure (6) montre le degré de dommage pour les différentes accélérations sous forme d'histogramme.

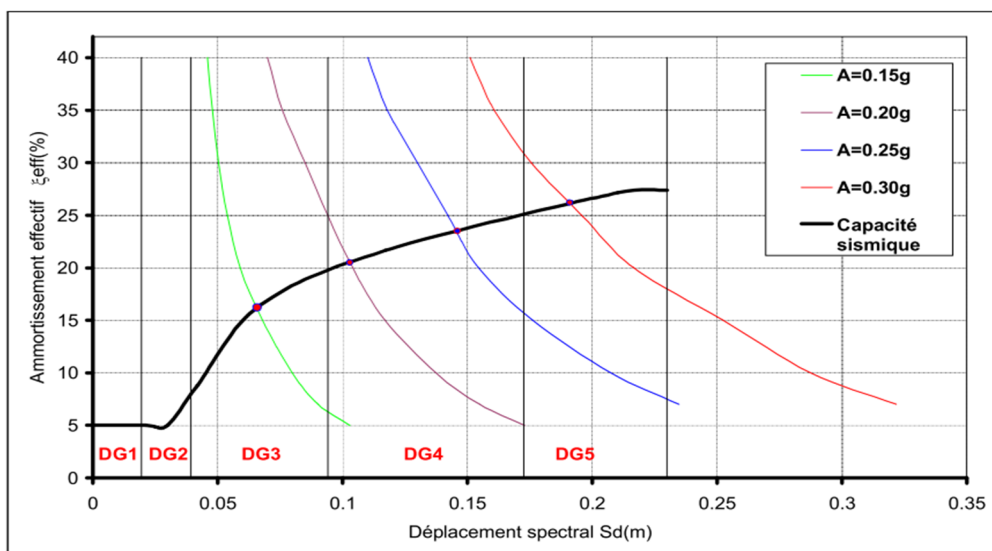


Figure 5 : Domaine des dommages selon la direction (xx) [5]

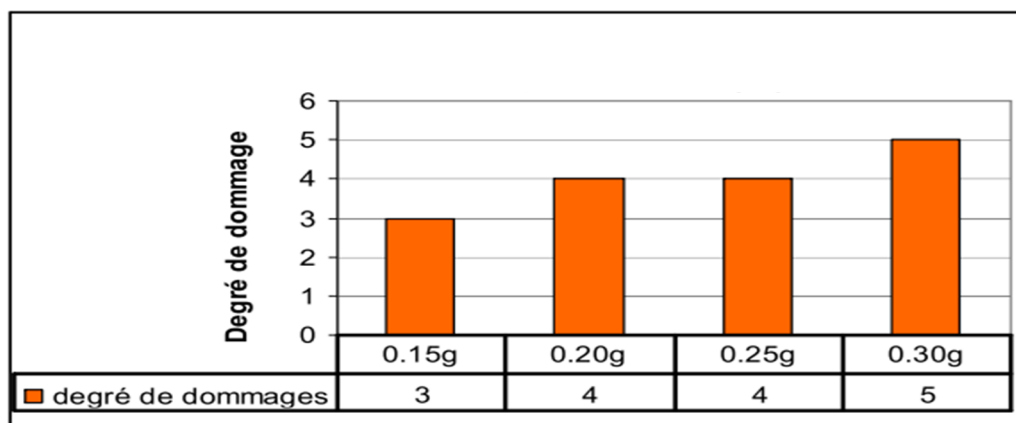


Figure 6 : Variation des dommages en fonction de l'accélération sismique (direction (xx)) [5]

On constate également selon cette étude que les résultats obtenus sont compatibles avec la réalité. En effet ; le bâtiment étudié ayant subi le choc du séisme de Boumerdes en 2003, présente selon la figure (7) les symptômes suivants :

Des fissures dans les poteaux et dans les nœuds à la base de l'ossature, écaillage du revêtement de béton, flambement des barres d'armatures longitudinales et fissures importantes dans les cloisons et les murs de remplissage.

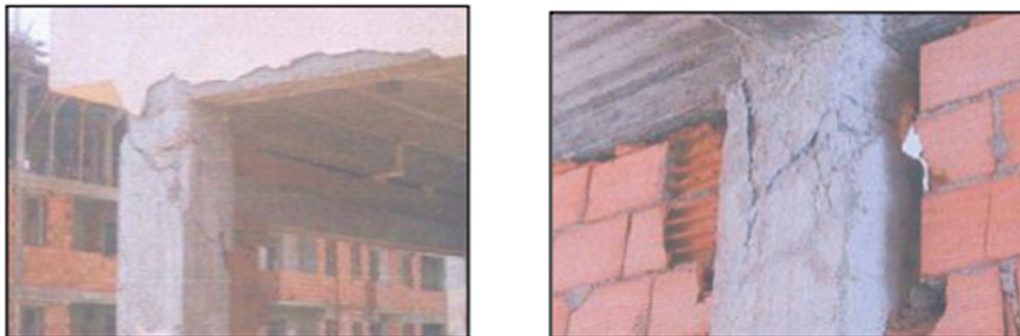


Figure 7 : Apparition des fissures obliques plus ou moins importante au droit de zone nodale

Donc la méthode non itérative permet de faire un diagnostique rigoureux et peut évaluer le comportement et le risque sismique du bâtiment existant.

(Hamou kada et Al.) [6] ont mené une étude sur l'augmentation de la capacité du vieux bâti (Réduction du Risque Sismique de la Ville d'Oran). Dans ce travail, ils présentaient une estimation de vulnérabilité des constructions de la ville d'Oran basée sur des méthodes analytiques d'analyse de vulnérabilité et aussi par l'établissement de la courbe de fragilité par la méthode non-linéaire « Pushover », utilisant le Sap2000 comme logiciel de calcul.

L'étude concerne des bâtiments stratégiques de la ville d'Oran tel que : Le bloc d'opération de CHU d'Oran : C'est une ossature en béton armé auto-stable en (R+4) avec un remplissage en maçonnerie et le siège des pompiers : Ce bâtiment est constitué d'une ossature en béton armé contreventé par voile (ép.=15cm) en (R+2), Les résultats obtenues déduits de cette étude montrent que:

- La conception initiale des bâtiments étudiés n'est pas conforme au règlement parasismique actuel.
- L'analyse effectuée a mis en évidence une conception qui peut nuire au fonctionnement des ouvrages, compte tenu du groupe d'usage pour lequel ils sont assignés. Ceci est dû à ce qui suit: - La capacité de la structure à l'effort tranchant est nettement supérieure à celle de la demande donnée par le RPA99 / 2003, ainsi que, la quasi-totalité des niveaux se comportent dans le domaine élastique préconisé par la méthode. C'est-à-dire, un minimum des dégâts dans les éléments secondaires de la structure (par exemple la maçonnerie) seront observés.

Le coefficient de sécurité calculé, pour les différents niveaux, est supérieur au coefficient minimum limité à 1.15 pour tous les bâtiments et dans les deux directions d'excitation.

- Par contre, les structures présentent une insuffisance de la capacité en déplacement et en ductilité pour un séisme majeur, alors que les bâtiments ne vérifient pas le critère de déformation pour quelques étages.

Après l'ajout des murs voiles, les résultats obtenus par les deux méthodes utilisées (statique et dynamique non linéaire) montrent que le bloc vérifie les conditions de déplacements limites préconisés par le RPA pour tous les niveaux dans les deux directions. Sous l'effet des séismes modérés et majeurs, les déplacements vérifient les déplacements limites préconisés par la méthode. Ceci est aussi vérifiable pour les ductilités, donc la structure a pu atteindre son point de performance la figure(8).

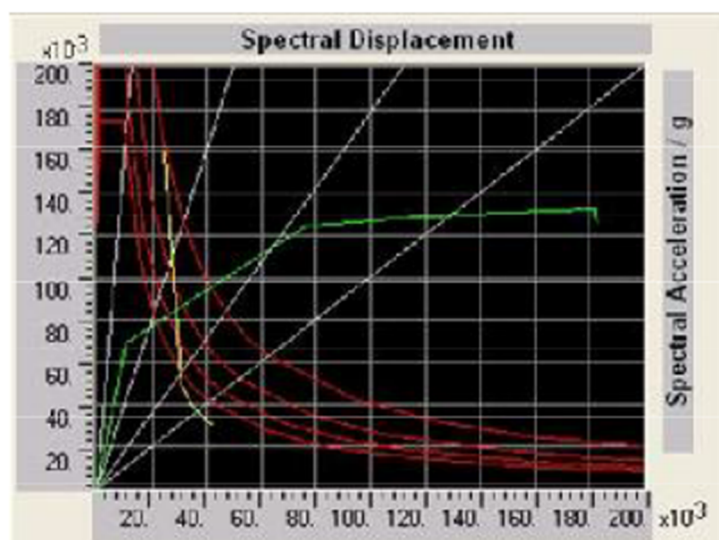


Figure 8 : courbe représentatif de capacité et de point de performance sens xx [6]

(A. El Ghoulbzouri et Al.) [7] Ont fait une étude sur le couplage mécano-fiabiliste en vue d'évaluer la performance sismique des bâtiments le but de cette étude est toujours l'évaluation de la performance sismique des bâtiments. On utilise le concept de surface de réponse afin d'exprimer la fonction de défaillance obtenue par régression des résultats de simulations éléments finis de type Pushover effectuées à l'aide du logiciel Etabs. Un plan factoriel complet est employé afin de définir les points expérimentaux où la valeur de la fonction de défaillance, déplacement maximal inter étages, est évaluée.

Les simulations Pushover sont effectuées sur un cas réel. La structure modélisée est celle d'un immeuble en (R+4) en béton armé, situé à Tanger. Après calcul des déplacements inter-étage en fonction des variables utilisés (la résistance caractéristique à l'âge de 28 jours, f_{c28} et la limite d'élasticité garantie f_e), les résultats de calcul obtenus permettent de construire

artificiellement la fonction d'état limite associée dans ce cas à la ruine du bâtiment en utilisant un polynôme de degré deux ajusté aux résultats de calculs Pushover. Cette fonction est utilisée pour évaluer la probabilité de défaillance, L'analyse fiabiliste emploie l'appel à la méthode des éléments finis pour effectuer les différentes évaluations de la fonction de défaillance G , la fonction d'état limite est définie par:

$G(f_{c28}, f_e) = \delta_c - \delta(f_{c28}, f_e)$ avec $\delta_c = 0.03h/K$ où h est la hauteur inter-étage, K le coefficient de ductilité et $\delta(f_{c28}, f_e)$ la fonction de réponse déterminée par régression quadratique.

L'indice de fiabilité β , varie en sens contraire de la probabilité de fiabilité. Il varie dans le même sens que la probabilité de défaillance. Il est évident, comme le montre la figure (9), que l'indice de fiabilité diminue avec le niveau de ductilité présent dans la structure.

La méthodologie appliquée dans cette étude pour analyser la fiabilité utilise les surfaces de réponses polynomiales qui a montré ses limites en présence de probabilités de défaillance importantes.

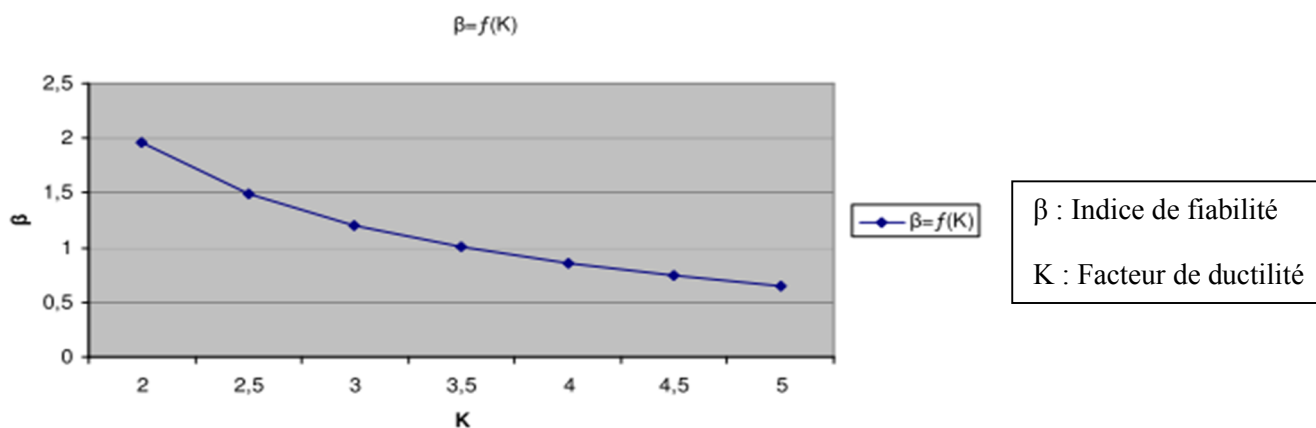


Figure 9: Indice de fiabilité en fonction de la ductilité de la structure du bâtiment [7]

(Stéphane Grange et Al.) [8] a mené une étude sur l'analyse sismique du comportement d'une structure de 7 étages à échelle 1 en béton armé, la modélisation présentée dans cette étude a consisté en une étude dynamique non linéaire par une discrétisation de la structure à l'aide d'éléments poutres multifibres Timoshenko, et l'utilisation de lois d'endommagement pour le béton. On montre ici, d'une manière quantitative, que la modélisation effectuée permet de décrire de manière assez précise le comportement expérimental de la structure, et d'une manière qualitative que le modèle donne de bons résultats concernant la distribution de l'endommagement.

Le but de ce travail est d'étudier une structure de 7 étages à échelle 1 d'une hauteur d'environ 20m en béton armé soumise à des séismes d'intensités croissantes et uniquement dans une direction. Ces expériences ont été réalisées sur la table sismique de haute performance (masse embarquable 400 tonnes) située proche de l'université de Californie à San Diego.

Le chargement est appliqué seulement dans la direction Y (parallèlement au mur d'âme), et d'après les résultats obtenus lors des simulations en aveugle les valeurs maximales expérimentales et numériques des moments, déplacements latéraux et des déplacements latéraux relatifs entre étages pour chaque niveau et chacun des 4 séismes (EQ1, EQ2, EQ3, EQ4) sont présentées dans la figure (10).

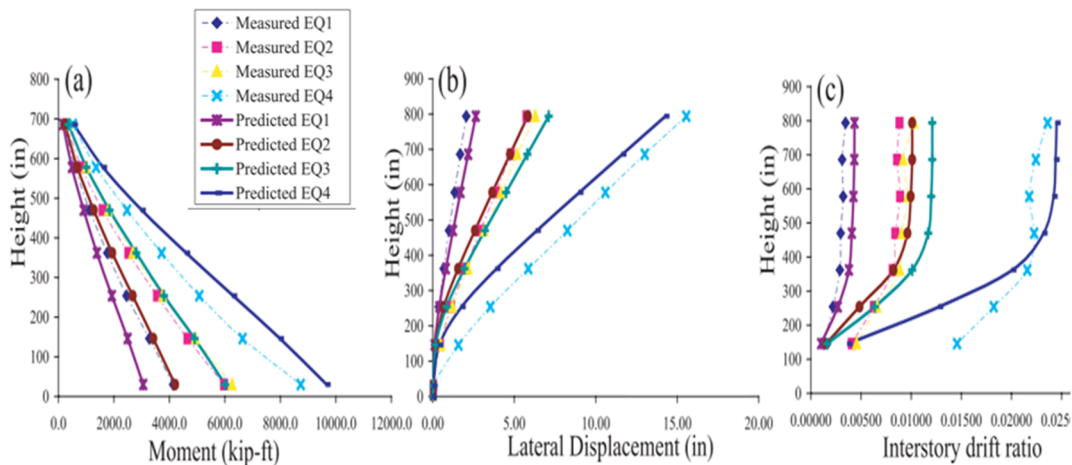


Figure 10 : (a) Moments, (b) déplacements, et (c) déplacements relatifs maximum pour les 4 séismes, comparaisons entre le comportement expérimental (pointillés) et numériques (lignes continues). [8]

Les résultats numériques sont généralement proches des résultats expérimentaux. Les moments ainsi que les efforts tranchants sont en général sous-estimés pour EQ1 et EQ2 alors qu'ils sont surestimés pour EQ4. Les déplacements latéraux sont proches de l'expérience pour EQ1, EQ2, et EQ3 et légèrement sous-estimés pour EQ4.

Cette différence semble provenir du fait que les 4 accélérographes ont été lancés indépendamment ce qui génère un peu moins d'endommagement qu'en réalité, mais aussi du fait que numériquement une rotule plastique s'est développée à la base du 1er étage alors que dans l'expérience cette rotule s'est créée seulement à la base de la structure et aussi vient du

fait que les barres de recouvrement à la jonction entre les étages 0 et 1 n'ont pas été prises en compte lors de la simulation numérique.

Prise en compte de la continuité des aciers de recouvrement ont été ajoutés à la base de l'étage 1 pour renforcer la jonction entre les 2 niveaux aussi certaines propriétés des matériaux, comme la limite élastique de l'acier et la contrainte ultime de traction pour le béton ont été augmentées, pour la « rigidifier » par une diminution de l'endommagement.

Comme nous l'avons montré dans ce papier, la modélisation basée sur l'utilisation d'éléments poutres multifibres Timoshenko ainsi que des lois de comportements issues de la mécanique de l'endommagement et de la plasticité, est capable de reproduire avec une très bonne approximation la réponse globale de cet immeuble de 7 étages. Cette modélisation est aussi capable de donner qualitativement de bonnes indications sur la distribution de l'endommagement de la structure.

Conclusion :

Plusieurs études scientifiques ont été menées par le passé et actuellement dans le domaine de génie parasismique pour mieux comprendre le comportement sismique des structures en général (béton armé, métallique, bâtiments, ponts...etc.). Plusieurs méthodes sont prise en compte dans ce domaine en particuliers : la méthode statique non linéaire (MSNL) considérés comme étant le squelette de ces études car sa méthodologie permet d'obtenir les courbes de capacité qui peuvent être utilisées pour considérer un état d'endommagement a une structure donnée pendant un séisme.

Dans ce chapitre, on constate que l'application de la méthode statique non linéaire et la méthode dynamique non linéaire pour l'évaluation du comportement des structures par l'obtention des différents résultats, telque le développement des rotules plastiques sous la MSNL dans des éléments structuraux permet d'avoir la localisation de la plasticité et le mécanisme de ruine probable dans la structure et de faire un diagnostic sismique sur l'état d'endommagement dans une région sismique par le calcul de degré d'endommagement et renforcement d'ouvrage existant , et aussi pour évaluer la probabilité de défaillance et leur variation en fonction de niveau de la ductilité.

Ainsi la méthode dynamique non linéaire permet de vérifier les conditions de déplacements limites préconisés par les règlements parasismiques tels que RPA et obtenir

l'évolution de la réponse structurale complète dans le temps.

Du point de vue du choix entre la méthode statique non linéaire et la MDNL on choisit la 1^{ière} méthode à cause de sa rapidité de diagnostiquer les structures et permet la possibilité de suivre l'évolution de la réponse linéaire et non linéaire et de pouvoir par la suite de trouver des solutions adéquates pour le confortement et la réhabilitation des ouvrages conformément aux règlements parasismiques en vigueur.

CHAPITRE II

PRINCIPE DE LA METHODE D'ANALYSE STATIQUE NON-LINEAIRE OU (METHODE PUSHOVER)

II.1 INTRODUCTION

Le plus grand défi pour la conception des bâtiments sur la base de leur performance sismique a été le développement des méthodes à la fois simples et efficaces pour l'analyse, la conception et la vérification des effets des séismes sur les structures. Les méthodes d'analyse doivent être capables de prédire la demande des forces et des déplacements imposés par les séismes de façon réaliste. En réponse à ces besoins, certaines réglementations, notamment l'ATC 40[10] et le FEMA 450[9] ont incorporé des méthodes pour déterminer la demande en déplacement imposé à un bâtiment susceptible d'avoir un comportement inélastique pendant un séisme. Parmi les méthodes pour la prise en compte du comportement non-linéaire, la procédure la plus répandue est la méthode **d'analyse non-linéaire statique développée** originellement par certains auteurs. [3]

II.2 ORIGINE DE L'ANALYSE PUSHOVER

La méthode Pushover est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure qui peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent, ce qui implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et la forme de ce mode demeure constante durant la durée du séisme.

Les chercheurs ont montré que ces hypothèses donnent de bons résultats concernant la réponse sismique (déplacement maximale) donnée par le premier mode de vibration de la structure simulé à un système linéaire équivalent [5].

II.3 BUT DE L'ANALYSE PUSHOVER

Le but de l'analyse Pushover est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en termes des sollicitations et déplacements dans les éléments de la structure. L'analyse Pushover est supposée fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique, on cite :

- L'estimation des déformations dans le cas des éléments qui doivent subir des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol.
- La détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles, telles que les sollicitations sur les assemblages de contreventements, les sollicitations axiales sur les poteaux, les moments sur les jonctions poteau-poutre, les sollicitations de cisaillement.
- Les conséquences de la détérioration de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure ce qui permet de déterminer les points forts et les points faibles de notre structure.
- L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes.
- L'identification des discontinuités de résistance en plan et en élévation qui entraînent des variations dans les caractéristiques dynamiques dans le domaine inélastique.
- L'estimation des déplacements inter-étage qui tiennent compte des discontinuités de la rigidité et de la résistance qui peut être utilisés dans le contrôle de l'endommagement. [5]

II.4 SYSTEME LINEAIRE EQUIVALENT

On considère un système d'un degré de liberté des propriétés (élastiques): m , k et c . La relation entre l'effort tranchant à la base V et le déplacement de l'oscillateur δ est de type élastoplastique parfaite. La déformation limite d'élasticité δ_y est associée à un effort tranchant V_y (figure 1).

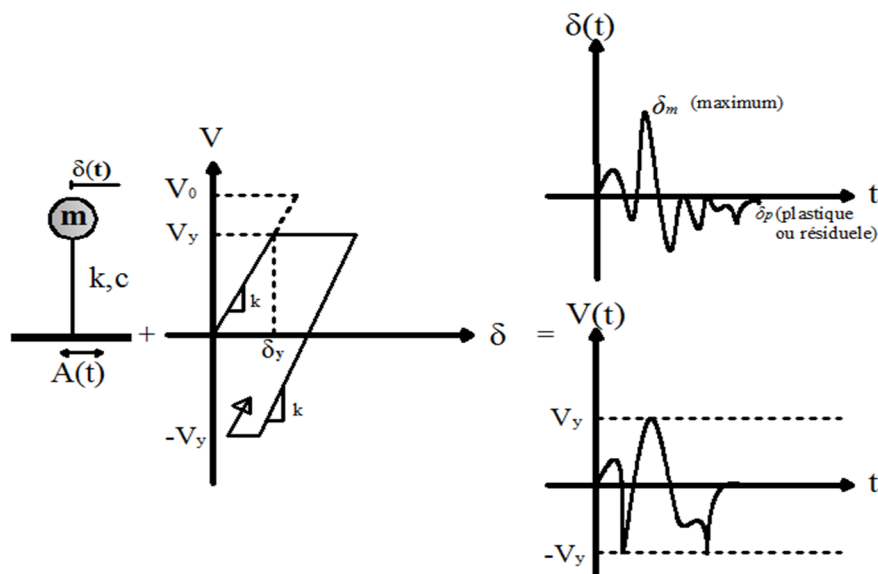


Figure 1 : Système d'un degré de liberté élastoplastique

Sous l'action d'un certain chargement dynamique, le système atteindra la plasticité et subira un déplacement maximal de δ_m et un certain déplacement résiduel ou permanent δ_p . On peut comparer le déplacement plastique maximal δ_m avec celui correspondant à un système avec les mêmes propriétés élastiques, mais qui reste linéaire pendant tout le chargement (figure 2). Les deux systèmes ont donc la même masse m , la même rigidité initiale k et le même amortissement c . La période propre des deux systèmes est la même si $\delta < \delta_y$, pour des déplacements supérieurs, il n'est plus possible de définir une période élastique pour le système inélastique. On peut interpréter V_0 comme la résistance minimale requise pour qu'un système reste élastique pendant tout le chargement. Le coefficient de réduction de forces R peut être défini selon:

$$R = \frac{V_0}{V_y} \quad (1)$$

De façon analogue, on peut définir le facteur de ductilité μ selon:

$$\mu = \frac{\delta_m}{\delta_y} \quad (2)$$

Avec la rigidité élastique k on peut relier le coefficient de réduction des forces au facteur de ductilité:

$$R = \frac{V_0}{V_y} = \frac{K \delta_0}{K \delta_y} = \frac{\delta_0}{\frac{\delta_m}{\mu}} \quad \longrightarrow \quad \frac{\delta_m}{\delta_0} = \frac{\mu}{R} \quad (3)$$

- Si le coefficient de réduction des forces R est égal à 1, $\delta_0 = \delta_m$ et le système reste tout le temps linéaire élastique, il n'y a pas de déplacements permanents δ_p .

Si le coefficient R est plus grand que l'unité, le déplacement maximal sera supérieur à celui de la limite d'élasticité δ_y et donc la ductilité μ sera supérieure à l'unité. Les déplacements permanents seront aussi non-nuls. Si l'on augmente la valeur de R , la limite d'élasticité δ_y diminue et le facteur de ductilité μ augmentera. [3]

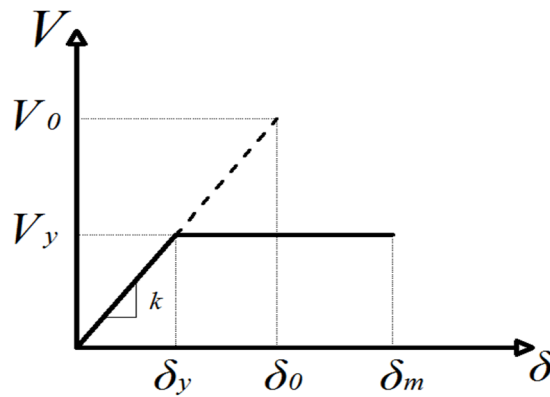


Figure 2 : Système linéaire correspondant au système inélastique.

II.5 FORMULATION DE LA METHODE PUSHOVER

La méthode Pushover suit les pas généraux suivants:

1. Construction de la courbe de capacité à partir de la courbe de Pushover de la structure.
2. Conversion du spectre de réponse élastique ou spectre de demande.
3. Détermination du point de performance de la structure.
4. Conversion du point de performance à la demande de ductilité sur chaque élément de la structure.

II.5.1 Diagramme de Capacité

La construction de la courbe de capacité démarre avec l'obtention de la courbe de Pushover. La courbe de Pushover est obtenue avec le chargement incrémental latéral de la structure jusqu'à ce qu'on atteigne la rupture ou un certain déplacement cible (figure 3). La courbe consiste de la représentation de la force latérale totale en fonction du déplacement dans un certain point de contrôle (normalement sur le centre de masses du niveau supérieure).

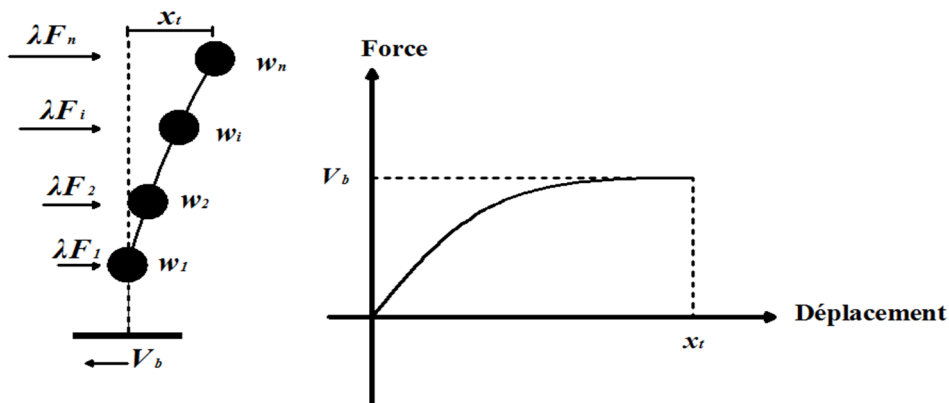


Figure 3 : Courbe de capacité de la structure

L'objectif de l'analyse est d'évaluer la performance de la structure à travers l'estimation des efforts et des demandes en déplacement sous l'action d'un séisme.

Cette méthode non-linéaire statique prend en compte de façon approchée la redistribution des efforts internes de la structure. L'analyse est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure peut être reliée à celle d'un système équivalent d'un degré de liberté. Autrement dit, la réponse est contrôlée par seulement un mode, qu'on suppose constant pendant tout le chargement de façon indépendante du niveau de déplacement. [3]

II.5.2 Distribution des forces

Le choix de la distribution des forces pour le chargement incrémental est un des aspects le plus critique de la méthode. En général, la distribution des forces d'inertie sera dépendante de la sévérité du séisme (déplacements inélastiques induits) et sera aussi dépendante du temps (pendant le séisme). Si la réponse de la structure n'est pas trop influencée par les modes propres non-fondamentales, et si la structure présente un unique mode de défaillance qui peut être identifié avec une distribution des forces constantes, le choix d'une distribution unique est suffisant. Par contre, l'emploi d'une distribution unique des forces ne peut pas représenter les variations locales de demande de déplacements ni prévoir tout mécanisme de défaillance locale. Les auteurs conseillent d'employer au moins deux distributions des forces. On emploie souvent une distribution uniforme (proportionnel au poids de chaque étage), laquelle augmente la demande sur les étages inférieures devant les supérieures (favorise l'effort tranchant devant le moment tournant), et une autre provenant des réglementations, En général, la distribution des forces d'inertie sera dépendante de la sévérité du séisme(déplacements inélastiques induits) et sera aussi dépendante du temps (pendant le séisme). [3]

$$F_i = C_{v,i}V \quad ; \quad C_{v,i} = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} \quad (4)$$

Où :

$C_{v,i}$: le coefficient de distribution des forces.

V : la force latérale totale.

W_j : le poids du niveau j.

h_j : la hauteur du niveau j (mesurée à partir de la base)

F_i : la force latérale du niveau i .

La valeur d'exposant k dépend de la réglementation, par exemple le FEMA 450 emploie:

$$K = \begin{cases} 2 & \text{si } T \geq 2.5 \\ 1 & \text{si } T < 0.5 \end{cases} \quad (5)$$

Où: T_e est la valeur de la période fondamentale élastique de la structure.

Des valeurs intermédiaires doivent être interpolées.

Reconnaissant les limitations de l'emploi de la distribution constantes des forces, plusieurs auteurs ont proposé des distributions adaptables pour prendre en compte la variation de la distribution des forces d'inertie pendant le mouvement. Certaines méthodes proposent des charges proportionnelles aux déplacements latéraux sur chaque incrément, la distribution des forces étant basée sur des combinaisons modales SRSS des modes dérivés de la rigidité tangente à chaque incrément et les charges proportionnelles à la résistance au cisaillement de chaque étage pendant les pas de charge précédentes. Malgré les recherches, il n'existe pas encore une distribution unique adaptable plus avantageuse pour tous les systèmes structuraux. En général, l'emploi des distributions adaptables est nécessaire pour des bâtiments de période fondamentale longue avec des mécanismes de plastification localisés.

II.5.3 Déplacement cible

La question qui se pose lorsqu'on développe la courbe de Pushover d'un bâtiment est: quand arrêter le chargement ?

A. Code FEMA 450 : Propose d'arrêter le chargement lorsqu'on atteint 150% d'un déplacement cible δ_t (au point de contrôle) défini selon:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (6)$$

Où :

C_0 : le facteur qui relie le déplacement spectrale du système équivalent d'un degré de liberté au déplacement du toit du bâtiment.

Tableau 1 : Valeurs du facteur de modification C_0 [11]

Nombre d'étage	Facteur de modification C_0
1	1.0
2	1.2
3	1.3
5	1.4
+10	1.5
Une interpolation linéaire doit être utilisée pour les valeurs intermédiaires	

C_1 : le facteur qui prend en compte la différence entre le déplacement inélastique et celui obtenu d'une analyse linéaire.

$$C_1 = 1 \quad \text{Pour } T_e \geq T_0$$

$$C_1 = \frac{1 + (R - 1)T_0 / T_e}{R} \quad \text{Pour } T_e < T_0 \quad (7)$$

T_0 : La période propre fondamentale.

T_e : La période fondamentale effective selon la direction considérée obtenue de la courbe Pushover donnée par la formule suivante :

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (8)$$

Où :

T_i : la période propre fondamentale élastique selon la direction considérée.

K_e : la rigidité latérale du bâtiment selon la direction considérée.

K_i : la rigidité latérale effective obtenue de la courbe de Pushover (figure 4).

R : Le rapport de résistance pour le calcul du facteur de la limite élastique.

$$R = \frac{S_a}{V_y / W C_0} \quad (9)$$

S_a : L'accélération spectrale

V_y : La limite élastique calculée à partir du diagramme bilinéaire.

W : Poids total de la structure.

C_2 : prend en compte la stabilité et la régularité de la boucle hystérétique du comportement inélastique.

Tableau 2 : Valeur du facteur de modification C_2 [9]

Niveau de performance des structures	T=0.1 sec		T≥T ₀	
	Type 1	Type 2	Type 1	Type 2
Occupation immédiate	1.0	1.0	1.0	1.0
Limite service	1.3	1.0	1.1	1.0
Prévention de ruine	1.5	1.0	1.2	1.0

Type 1 : Ouvrages dans lesquels plus de 30% de l'histoire de cisaillement à n'importe quel niveau est résisté par n'importe quelle combinaison des éléments suivants : les cadres ordinaires résistant aux moments, les cadres de façon concentrique-contreventés, cadres avec des connexions partiellement retenue, tension seulement accolades, murs en maçonnerie non armée, de cisaillement critique, les quais de béton armé ou en maçonnerie.

Type 2 : Tous les cadres non affectés de type 1.

C_3 : prend en compte les effets P –Δ (non-linéarité géométrique).

$$C_3 = 1 + \frac{|\alpha|(R - 1)^{3/2}}{T_e} \quad (10)$$

α : Le rapport de la rigidité post-élastique et de la rigidité élastique.

En effet, le code FEMA 450 emploie justement ce déplacement cible δ_t comme déplacement induit par le séisme pour le calcul des demandes de ductilité sur les éléments structuraux. [2]

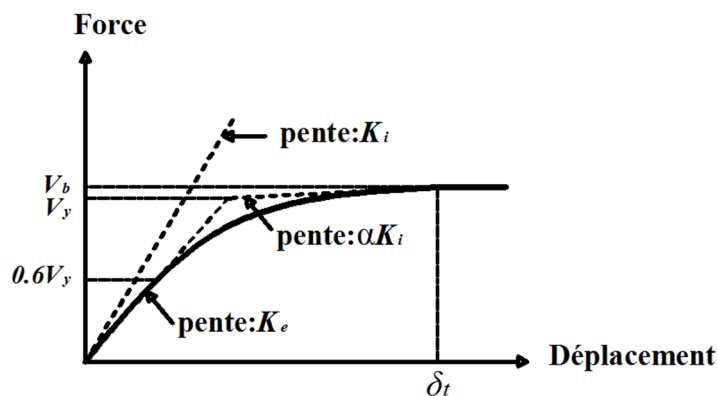


Figure 4 : Idéalisat ion bi-linéaire de la courbe Pushover (FEMA 450, 2003) [11] [12]

B. L'Eurocode 08

B.1 Paramètres d'un système équivalent à un seul degré de liberté

La masse d'un système équivalent à un seul degré de liberté, m^* , est déterminée comme suit [11]:

$$m^* = \sum m_i \phi_i = \sum \bar{F}_i \quad (11)$$

Le coefficient de transformation est donné par :

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2} = \frac{\sum \bar{F}_i}{\sum \left(\frac{\bar{F}_i^2}{m_i} \right)} \quad (12)$$

La force F^* et le déplacement d^* d'un système équivalent à un seul degré de liberté sont donnés par :

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (13)$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad (14)$$

Où :

F_b : l'effort tranchant à la base

d_n : le déplacement du nœud de contrôle du système à plusieurs degrés de liberté.

Le déplacement à la limite d'élasticité du système équivalent à un seul degré de liberté d_y^* , est donné par :

$$d_y^* = 2 \left[d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right] \quad (15)$$

Où :

E_m^* : l'énergie de déformation réelle jusqu'à la formation d'un mécanisme plastique.

F_y^* : L'effort plastique, qui représente également la résistance ultime du système idéalisé, est égal à l'effort tranchant à la base à la formation du mécanisme plastique. La rigidité initiale du système idéalisé est déterminée de telle sorte que les zones situées sous les courbes force/déformation réelle et idéalisée soient égales (voir Figure 5).

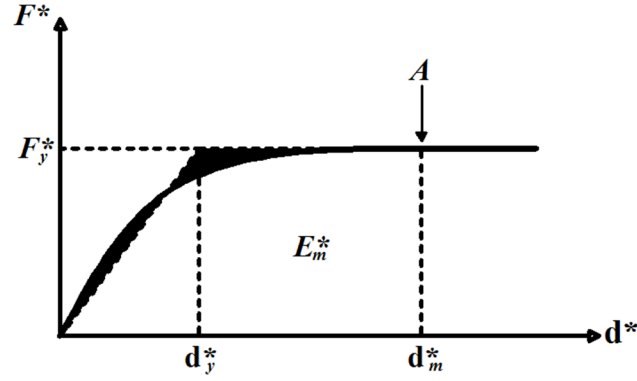


Figure 5 : Détermination de la relation idéalisée force/déplacement élasto-plastique parfaite [11]

B.2 Le déplacement cible

Le déplacement cible est donné par la formule suivante et le chargement arrêté lorsqu'on atteint 150% d'un déplacement cible δ_t :

$$d_{e\ t}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad (16)$$

Où :

$Se(T^*)$: le spectre de réponse en accélération à la période T^* .

Pour la détermination du déplacement cible d_t^* des structures dans le domaine des périodes courtes et des structures dans les domaines des périodes moyennes et longues, il convient d'utiliser différentes expressions, comme indiqué ci-dessous. La période limite entre les domaines des périodes courtes et des périodes moyennes est T_C .

a) $T^* < T_C$ (domaine des périodes courtes) :

$$\text{Si } F_y^*/m^* \geq Se(T^*), \text{ la réponse est élastique et donc : } d_t^* = d_{e\ t}^* \quad (17)$$

Si $F_y^*/m^* < Se(T^*)$, la réponse est non linéaire et donc :

$$d_t^* = \frac{d_{e\ t}^*}{q_u} \left[1 + (q_u - 1) \frac{T_C}{T^*} \right] \geq d_{e\ t}^* \quad (18)$$

Où :

q_u : le rapport entre l'accélération $Se(T^*)$ dans la structure ayant un comportement élastique illimité et l'accélération F_y^*/m^* dans la structure avec une résistance limitée.

$$q_u = \frac{S_e(T^*) m^*}{F_y^*} \quad (19)$$

b) $T^* \geq T_C$ (domaine des périodes moyennes et longues) :

$$d_t^* = d_{et}^*$$

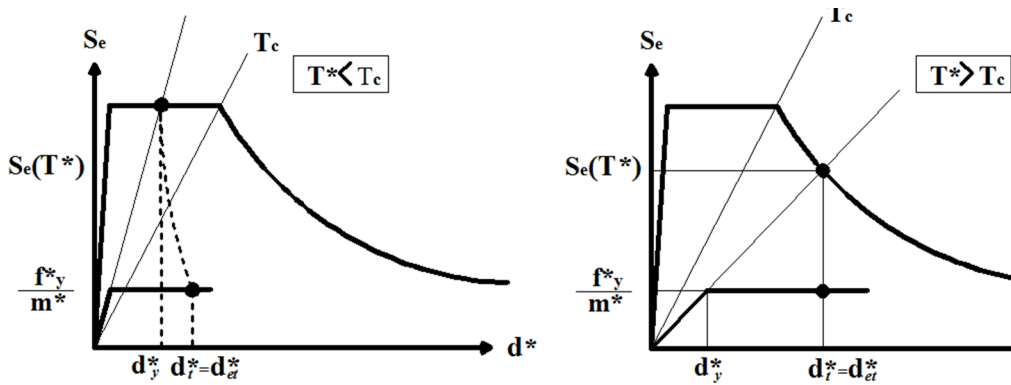
Il n'est pas nécessaire que d_t^* dépasse $3 d_{et}^*$.

La relation entre les différentes grandeurs peut être visualisée dans les figures 6.a) et 6.b). Les figures sont présentées dans des axes accélération/déplacement. La période T^* est représentée par la droite radiale partant de l'origine du système de coordonnées jusqu'au point du spectre de réponse élastique défini par les coordonnées

$$d^* = S_e(T^*)(T^*/2\pi)^2 \text{ et } S_e(T^*).$$

B.3 Procédure itérative (facultative) :

Si le déplacement cible d_t^* déterminé dans la 4^e étape est très différent du déplacement d_m (Figure 5) utilisé pour la détermination de la relation idéalisée force/déplacement élasto-plastique parfaite dans la 2^e étape, une procédure itérative peut être appliquée, dans laquelle les étapes 2 et 4 sont répétées en utilisant dans la 2^{ème} étape d_t^* (et la valeur F_y^* correspondante) à la place de d_m^* .



(a) Domaine des périodes courtes (b) Domaine des périodes moyennes et longues

Figure 6 : Détermination du déplacement cible pour le système équivalent à un seul degré de liberté

Le déplacement cible du système à plusieurs degrés de liberté est donné par : $d_t = \Gamma d_t^*$

Le déplacement cible correspond au nœud de contrôle. [6]

II.5.4 Diagramme de Capacité

Une fois la courbe de Pushover obtenue, on cherche à la transformer en une courbe de capacité équivalente reliant l'accélération d'une structure à un degré de liberté à son déplacement. Pour obtenir cette équivalence on commence par l'équation d'équilibre dynamique linéaire du système réel soumis à une accélération sismique à sa base $\ddot{U}_g(t)$:

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [C]\{\dot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = -[M]\{1\}\ddot{u}_g(t) \tag{20}$$

Où : $\{\mathbf{x}(t)\}$ sont les déplacements de chaque niveau; $[M]$, $[C]$ et $[K]$ les matrices de masse, amortissement et rigidité respectivement. On peut décomposer les déplacements sous forme d'une série de n modes propres :

$$\{x(t)\} = \sum_n \{x(t)\}_n = \sum_n \{\phi\}_n q_n(t) \quad (21)$$

Où : $q(t)$ sont les coordonnées modales.

Si on est capable de résoudre l'équation (20) on obtiendra les déplacements $\{x(t)\}$ pour chaque niveau j du bâtiment. Du point de vue de la conception, il est nécessaire de récupérer les forces et les contraintes sur chaque élément de la structure. Ces forces peuvent être obtenues sur chaque élément en introduisant des forces équivalentes statiques $\{F(t)\}$. A chaque instant t, ces forces doivent produire les mêmes déplacements $\{x(t)\}$, c'est à dire:

$$\{F(t)\} = [K]\{x(t)\} \quad (22)$$

L'application des forces $\{F(t)\}$ sur une analyse statique pour chaque instant t donne les forces et contraintes sur les éléments. La caractérisation de la force $\{F\}$ peut être obtenue avec une décomposition de l'inertie du système:

$$[M]\{1\} = \sum_n \Gamma_n [M]\{\phi\}_n = \sum_n \{S\}_n \quad (23)$$

Où :

Γ_n : les facteurs de participation.

$\{S\}_n$: Les distributions des forces sur la structure.

Si les modes proviennent d'une analyse des valeurs et des vecteurs propres, on profite de leur orthogonalité pour obtenir la valeur de Γ_n :

$$\{\phi\}_n^t [M] \{1\} = \Gamma_n \{\phi\}_n^t [M] \{\phi\}_n \quad \text{donc } \Gamma_n = \frac{\{\phi\}_n^t [M] \{1\}}{\{\phi\}_n^t [M] \{\phi\}_n} = \frac{L_n}{M_n} \quad (24)$$

L'application des propriétés d'orthogonalité des modes sur (23) permet d'obtenir l'expression classique:

$$\begin{aligned} \ddot{q}_n(t) + 2\xi_n \omega_n \dot{q}_n + \omega_n^2 q_n(t) \\ = -\Gamma \ddot{u}_g(t) \end{aligned} \quad (25)$$

Où : ζ : le taux d'amortissement du mode et ω_n sa pulsation.

Si on fait la substitution $q_n(t) = \Gamma_n \cdot D_n(t)$ avec $D_n(t)$ le déplacement associé au mode n on obtient:

$$\ddot{D}_n(t) + 2\xi_n \omega_n \dot{D}_n + \omega_n^2 D_n(t) = -\ddot{u}_g(t) \quad (26)$$

L'expression des déplacements de la structure originale en fonction des déplacements modaux donne:

$$\{x(t)\} = \sum_n \{\Phi\}_n \Gamma_n D_n(t) \quad (27)$$

Si on prend seulement le mode fondamental, l'expression se réduit à:

$$\{x(t)\} \simeq \{\Phi\}_1 \Gamma_1 D_1(t) \quad (28)$$

Pour un instant donné, la relation entre le déplacement du toit x_t (composante N de $\{x\}$) et le déplacement correspondant au premier mode est :

$$x_t = \Phi_{N,1} \Gamma_1 D_1 \longrightarrow D_1 = \frac{x_t}{\Phi_{N,1} \Gamma_1} \quad (29)$$

Ce qui permet de relier les déplacements du point de contrôle de la courbe de Pushover aux déplacements correspondant à un système d'un degré de liberté.

Pour obtenir une correspondance entre l'effort tranchant à la base de la courbe Pushover et l'accélération correspondante à un système d'un degré de liberté, on peut prendre les forces latérales équivalentes statiques $\{F\}_n$ pour un mode n :

$$\{F(t)\}_n = [K]\{x(t)\}_n = \{S\}_n A_n(t) = \omega_n^2 \{S\}_n D_n(t) \quad (30)$$

Où : $A_n(t)$ sont les pseudo-accélérations modales. En général si on désire une réponse $r_n(t)$, on peut l'obtenir à partir des résultats r_n^s d'une analyse statique équivalente des forces $\{F\}_n$:

$$r_n(t) = r_n^s A(t) \quad (31)$$

Dans cette approche, l'effort tranchant à la base V_b peut être obtenu en fonction de l'effort $V_{b,n}^s$ induit par les forces $\{S\}_n$ pour un instant donné:

$$V_{b,n}^s = \sum_j^N S_{j,n} = \{1\}^t \{S\}_n = \Gamma_n \{1\}^t [M] \{\phi_n\} \rightarrow V_{b,n}^s = \frac{L_n^2}{M_n} = M_n^* \quad (32)$$

Avec : $L_n = \{1\}^t [M] \{\Phi_n\}$

Où : M_n^* est la masse effective modale associée au mode n.

Finalement, l'effort tranchant à la base V_b peut être approximé selon:

$$V_b(t) = \sum_n V_{b,n}^s A_n(t) \approx V_{b,1}^s A_1(t) \rightarrow A_1(t) = \frac{V_b(t)}{M_1^*} \quad (33)$$

On obtient ainsi une expression pour transformer l'effort tranchant à la base de l'analyse Pushover à l'accélération correspondante à un système d'un degré de liberté (figure 7). La courbe (D1 – A1) est connue sous le nom de diagramme de capacité de la structure.

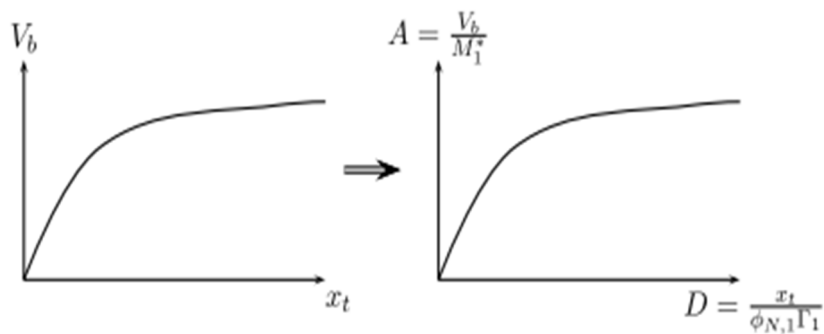


Figure 7 : Conversion d'un système à PDDL vers celle d'un système à un SDL

II.5.5 Calcul du point de performance

Parmi les règlements qui étudies le point de performance on cite :

A. FEMA 450

La procédure pour obtenir le point de performance (PP), c'est à dire la demande de déplacement sur la structure induite par le séisme, suit de façon générale les pas suivants:

1. Sélection d'un point de performance test, obtenu par exemple avec la sélection d'un D_m^1 sur le diagramme de capacité ou du spectre de réponse élastique.
2. Construction de l'approximation bilinéaire.
3. Calcul de l'amortissement équivalente $\widehat{\xi}_{e,q}$ Réduction du spectre de demande calculé avec l'amortissement $\widehat{\xi}_{e,q}$ obtenu.
4. Obtention de l'intersection de la courbe de capacité bilinéaire avec le spectre réduit D_m^2 .
5. Si les valeurs de D_m^1 et D_m^2 se ressemblent (5% de tolérance par exemple) le point de performance est D_m^1 , sinon sélectionner un nouveau D_m^1 ou choisir $D_m^1 = D_m^2$ et retourner au pas 2 Une fois que la convergence est atteinte, on retourne au déplacement au toit du bâtiment avec l'équation (2.26). La démarche générale se montre schématiquement sur la figure 8.

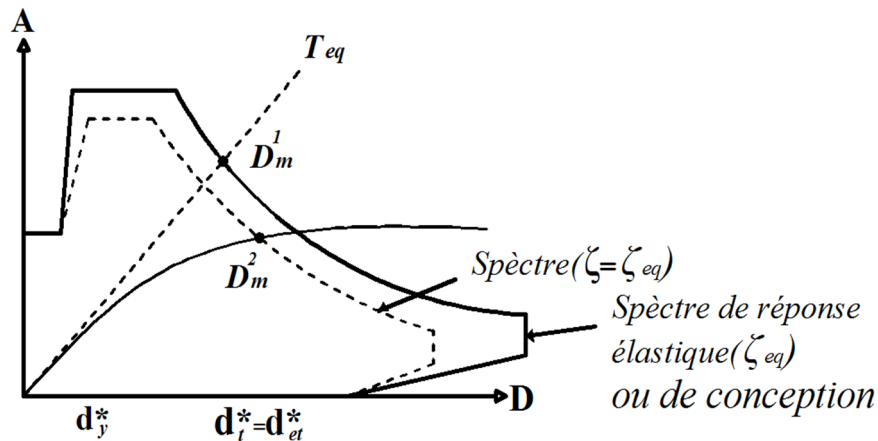


Figure 8 : Détermination du point de performance PP.

B. Code ATC 40

Le code ATC 40 spécifie trois types des méthodes pour estimer la déformation induite, tous les trois basées sur les principes déjà exposés. Les procédures A et B sont analytiques et peuvent être implémentées directement. La méthode C est plutôt graphique. En général la méthode A donne des meilleurs résultats. Il est important d'ajouter que la convergence d'aucune des méthodes n'est garantie, les chances d'obtenir un résultat dépend principalement de la courbe de Pushover originale.

- La procédure A : suit les pas suivants :

1. Ajustement de la courbe bi-linéaire sur le diagramme de capacité. On gardera la déformation limite d'élasticité D_y et la courbe bi-linéaire pendant les itérations.
2. Construction du spectre de réponse élastique ou de conception dans le plan A – D pour un taux d'amortissement visqueux de 5%.
3. Estimation de la demande de déplacement D^i et de l'accélération respective A^i . Initialement prendre la valeur $D^i = D(T_e, \zeta_e = 5\%)$.
4. Calcul de la ductilité $\mu = \frac{D^i}{D_y}$
5. Calcul de l'amortissement équivalent $\widehat{\xi}_{e\ q}$
6. Construction du spectre A – D pour $\widehat{\xi}_{e\ q}$ (avec de facteur de réduction, courbes R – T – μ ou le simple recalculé). Obtention de la nouvelle intersection D^j .
7. Si $D^j - D^i \leq \text{tol}$ le séisme induit une déformation de $D = D^j$. Sinon, $D^i = D^j$ et répétition des pas 4–7.

Ils existent plusieurs expressions pour la réduction des spectres en fonction d'un certain taux d'amortissement. Par exemple l'Eurocode 8 emploie:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi_{e q}}} \quad (34)$$

Où : η est le facteur de réduction sur les accélérations du spectre. Les facteurs les plus employés sont ceux proposés par Newmark et Hall, 1982:

$$\eta_A = \frac{3.1 - 0.68L \widehat{\xi_{e q}}}{2.12}$$

$$\eta_V = \frac{2.3 - 1.41L \widehat{\eta_{e q}}}{1.65} \quad (35)$$

Où : η_A et η_V sont les facteurs de réduction des accélérations et des vitesses appliqués aux spectres de réponse respectivement.

- La procédure B : proposée dans le code (ATC 40) suit une démarche similaire:
 1. Ajustement de la courbe bi-linéaire sur le diagramme de capacité. On gardera la déformation limite d'élasticité D_y et la courbe bi-linéaire pendant les itérations.
 2. Construction du spectre de réponse élastique ou de conception dans le plan A – D pour un taux d'amortissement visqueux de 5%.
 3. Estimation de la demande de déplacement D_i et de l'accélération correspondante A_i .
Initialement Prendre la valeur $D_i = D(T_e, \zeta_e = 5\%)$.
 4. Calcul de la ductilité $\mu = D_i / D_y$.
 5. Calcul de l'amortissement équivalent $\widehat{\xi_{e q}}$ et de la période équivalente T_{eq} .
 6. Calcul des points $D(T_{eq}, \widehat{\xi_{e q}})$ et de pseudo-accélérations $A(T_{eq}, \widehat{\xi_{e q}})$.
 7. vérification que la droite qui relie le point $(D(T_{eq}, \widehat{\xi_{e q}}), A(T_{eq}, \widehat{\xi_{e q}}))$ et le point déterminé précédemment intercepte la courbe de capacité. Si cette intersection n'existe pas, répétition des pas 4 – 7 pour un nouveau point D_i . Si l'intersection existe, ce point correspond à la demande de déplacement induite par le séisme.

Plusieurs auteurs ont proposé des méthodes perfectionnées pour trouver le **point de performance**. Par exemple Chopra et Goel (1999) proposent une technique basée sur les spectres de réponse de ductilité constante. Autres auteurs (Albanesi et al. 2000) proposent l'emploi des spectres de réponse d'amortissement variable.

II.6 CONCLUSION

La plupart des règlements parasismiques décrivent les principes et la méthodologie de la méthode statique non linéaire en particulier : l'Eurocode 8, FEMA 450 et ATC 40.

Le calcul des différents paramètres de la structure considérée est différent d'un règlement à un autre. Exemple pour le calcul du déplacement cible, selon le code FEMA, plusieurs facteurs de modification sont pris en considération: le déplacement spectrale du système équivalent d'un système à un seul degré de liberté, la différence entre le déplacement inélastique et celui obtenu d'une analyse linéaire, l'effet P- Δ , la stabilité et la régularité de la boucle hystérétique du comportement inélastique, contrairement à l'Eurocode 8 dont le calcul se fait par le spectre de réponse en accélération par rapport à la période propre en utilisant différentes expressions mathématiques.

Aussi pour le calcul du point de performance le code ATC 40 utilise plusieurs procédures reposant sur l'ajustement de la courbe bilinéaire par rapport à la courbe de capacité, construction du spectre accélération-déplacement (A-D) ensuite le choix du point de déplacement. Le calcul de la ductilité et l'amortissement équivalent (ξ_{eq}). L'intersection entre la courbe de capacité et le spectre de réponse (A-D) réduit donne le point de performance. Par contre le code FEMA, le calcul considère initialement sur un point de performance au choix (comme test) sur la courbe de capacité en éliminant le calcul de la ductilité, contrairement à l'Eurocode 8 qui est de l'égalité des déplacements.

On a considéré comme méthode de travail celle établie par le code FEMA 450 en utilisant le logiciel de calcul Sap2000 version 14.

CHAPITRE III

CARACTERISTIQUES STRUCTURALES ET PHENOMENE DE LA FORMATION DES ROTULES PLASTIQUES

III.1 Introduction

En premier lieu, l'objet de ce chapitre est de définir les différents types de contreventement des bâtiments et leur classification dans les règles et les méthodes de calcul, suivi de la notion de ductilité selon les codes parasismiques en vigueur et par un rappel sur l'évaluation de la vulnérabilité sismique et l'identification des degrés de dégâts. En deuxième lieu, on doit définir au préalable, pour appliquer l'analyse Pushover, les rotules plastiques ainsi que leurs longueurs sur les différents éléments structuraux (poteau et poutre) pour cela nous devons expliquer les notions suivantes relatives : la rotule plastique et longueur plastique.

III.2 Différents types de contreventement des structures de bâtiment

La classification des structures est faite en fonction de leur comportement et de leur mode de résistance aux forces horizontales donc on distingue les structures "**contreventées**" et "**non contreventées**", et les structures "**rigides**" et "**souples**", et aussi selon leur composition des matériaux (acier, béton ...).

Un élément est dit mixte quand acier et béton sont "reliés" pour résister ensemble aux sollicitations. Les colonnes mixtes sont classées en 2 grands types : les profils acier enrobés de béton (béton entre les ailes ou profil entièrement noyé dans du béton) et les tubes d'acier remplis de béton. Une poutre mixte est généralement composée d'un profil acier de type H éventuellement enrobé et collaborant avec une dalle de béton armé ou une dalle mixte (béton armé coulé sur une tôle profilée à froid). [13]

Une structure est dite : **contreventée** si sa rigidité latérale dans son plan est assurée par un système de contreventement séparé suffisamment rigide pour réduire sa réponse sous charges

horizontales d'au moins 80%, c'est-à-dire que le déplacement horizontal de la structure contreventée doit être inférieur ou égal à 1/5 du déplacement horizontal de la même structure sans le contreventement.

Il existe 4 types fondamentaux de structure de contreventement en béton armé selon le règlement parasismique Algérienne (RPA): [14]

1) Portiques autostables

C'est une ossature constituée uniquement des portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales. Si les dispositions sont prises pour réaliser un mécanisme plastique global (poutres faibles – poteaux forts par exemple), leur coefficient de comportement q est égale 5.

2) Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé

Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

3) Structure à ossature en béton armé contreventée entièrement par noyau en béton armé

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

4) Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux. Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

- a) portique b) mur ou voile c) mur de grandes dimensions faiblement armé

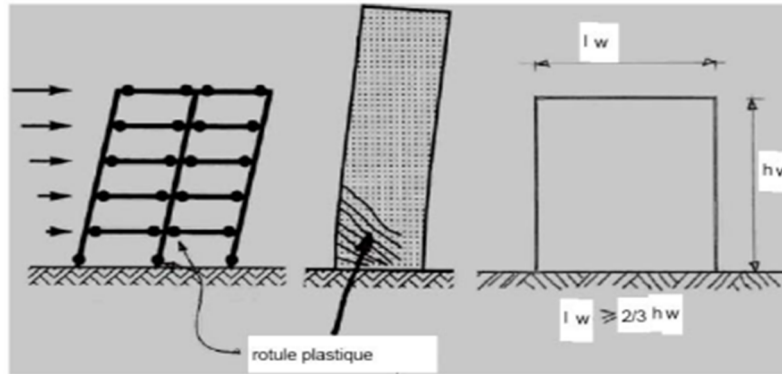


Figure 1 : Les 3 types fondamentaux de structure parasismique en béton armé selon le règlement Eurocode 3,4

On définit une limite de déplacement horizontal telle que, en dessous de cette limite, la structure est peu sensible aux effets du second ordre et est dite "**rigide**". Au-delà de cette limite de déplacement horizontal, la structure est classée "**souple**" et il faut prendre en compte les effets du second ordre.

Le critère de classement est basé sur la valeur d'un paramètre $\alpha_{cr} = V_{cr}/V$, appelé facteur de charge critique. Si l'on note V la charge verticale totale appliquée à la structure, α_{cr} est, par définition, le facteur par lequel il faut multiplier cette charge pour atteindre l'instabilité élastique de la structure. Une structure est dite souple si le facteur de charge critique est inférieur à 10. Une structure est dite rigide si le facteur de charge critique est supérieur à 10. [13]

$\alpha_{cr} < 10$ structure souple effets du 2^{ème} ordre pris en compte

$\alpha_{cr} \geq 10$ structure rigide effets du 2^{ème} ordre négligés

III.3 Ductilité et coefficient de comportement

III.3.1 Définition : La ductilité est la capacité de la structure (élément) à subir une déformation après la fin de la phase élastique avec une dégradation significative de sa résistance ou de sa rigidité (Bertero, 1988).

III.3.2 Ductilité et coefficient de comportement selon les codes parasismique en vigueur

III.3.2.1 Selon R.P.A .99 / 2003

Les coefficients de comportement pour les différents types du système de contreventement sont définis dans le tableau 1 suivant :

Tableau 1 : Valeurs du coefficient de comportement R [14]

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
<u>A</u>	<u>Béton armé</u>	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

III.3.2.2 Selon l'Eurocode 8

Pour les structures en béton armé, la valeur supérieure du coefficient de comportement R est calculée comme suit pour chaque direction de calcul :

$$R = q_0 K_w \geq 5,1 \quad (1)$$

q_0 : est la valeur de base du coefficient de comportement, dépendant du type de système structural et de la régularité en élévation. On donne au Tableau 2 les valeurs de q_0 associées aux différents types de structures. Pour les bâtiments qui ne sont pas réguliers en élévation, il faut réduire q_0 de 20 %

k_w : est un coefficient reflétant le mode de rupture prédominant dans les systèmes structuraux de murs.

$k_w = 1,0$ si la ruine est atteinte par flexion, ce qui est le cas des systèmes de type ossature ou équivalent à des ossatures.

$k_w < 1$ si la ruine est atteinte plutôt par cisaillement, c'est-à-dire dans les systèmes à murs ;

$$k_w = (1 + \alpha_0) / 3 \quad (2)$$

Avec des limites: $0,5 \leq k_w \leq 1$

α_0 est le rapport de forme prédominant des murs du système structural, déterminé par :

$$\alpha_0 = \sum h_{wi} / \sum l_{wi} \quad (3)$$

l_{wi} et h_{wi} sont respectivement la longueur et la hauteur du mur i . Note : par hauteur, on attend la hauteur totale ; dans un bâtiment de hauteur H , pour un mur présent sur toute la hauteur, $h_{wi} = H$

Tableau 2 : Valeurs de base q_0 du coefficient de comportement [15]

Type structural	Variante du type structural	$\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	q_0 DCM	q_0 DCH
Système à ossature ou Système à contreventement mixte équivalent à une ossature	- Bâtiment d'un étage →	1,1	$3,0 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	$4,5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
	- Une travée, plusieurs étages.....→	1,2		
	- Bâtiment à plusieurs travées et plusieurs étages→	1,3		
Système de murs couplés ou Système à contreventement mixte équivalent à des murs		1,2	$3,0 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	$4,5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
Système de murs non couplés	- Avec uniquement deux murs non couplés par direction horizontale →	1,0	3,0	$4,0 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
	- Autres Système de murs couplés →	1,1		
Système de murs de grande dimension faiblement armé		1,0	3,0	Non
Système à noyau		1,0	2,0	3,0
Système en pendule inversé		1,0	1,5	2,0

III.4 Evaluation de la vulnérabilité sismique et identification des degrés de dégâts

III.4.1 Introduction

L'efficacité d'un plan d'urgence ou de réponse à un séisme vient du fait que les bâtiments puissent être capables de résister à un effondrement en cas de secousse. Dans ce sens, le risque sismique dans une certaine zone est lié au comportement de nos structures.

La Vulnérabilité sismique c'est le degré d'endommagement pour différents événements, et dépend des caractéristiques physiques et géométriques des bâtiments. [16]

III.4.2 L'indice de dommage

L'un des paramètres représentatif de l'évolution des degrés de dégâts dans une structure est L'indice de dommages ou indice d'endommagement (Damage Index), ID. Cet indice étant normalisé et discrétisé en une série de valeurs partant de 0, indiquant que la structure n'a subi aucun dommage structurel, jusqu'à la valeur de 1 indiquant que la structure a atteint sa capacité maximale et une instabilité structurel au voisinage de la rupture ou l'effondrement total. Par exemple :

Si $ID \geq 1$, le bâtiment est complètement effondré et irrécupérable, si par contre $ID < 1$, le bâtiment sera considéré comme récupérable et donc peut être conservé avec un dispositif de renforcement adéquat. Plusieurs modèles sont donnés dans la littérature spécialisée. Le tableau ci-dessous donne les indices d'endommagements en pourcentage proposés par le Risk-UE.

A titre d'exemple, on donne la formule de l'indice d'endommagement le plus utilisé, celui de Park and Ang tel que :

$$ID = \frac{\delta_a - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} \frac{1}{\left(1 + \frac{E_h}{4 (\delta_a - \delta_y) F_y}\right)} \quad (4)$$

Avec :

δ_a : la déformation maximale subie, δ_y : la déformation à l'état de plastification globale de la structure, δ_u : la déformation à l'état ultime, F_y : l'effort tranchant correspondant à δ_y , E_h : l'énergie totale dissipée durant les cycles de charges et décharges.

Tableau 3 : Equivalence entre le niveau d'endommagement et l'indice d'endommagement donné par Park et Ange, 1985

niveau de dégâts	Définition	l'indice de dommages de Park et Ange
0	Aucun dégât	<0.10
1	Faible endommagement	0.10-0.25
2	Endommagement modéré	0.25-0.40
3	Dégâts importants	0.40-1.00
4	Effondrement	>1.00

III.4.3 Les degrés de dégâts

Les courbes d'endommagement fournies par plusieurs programmes (Hazus ,.....) qui définies généralement 5 niveaux ou degrés de dégâts: faibles, modérés, importants et très importants. On se basera sur les degrés de dommages structurels.

Le DG1 : Correspond au niveau élastique du bâtiment. Il nous renseigne sur le niveau de conception et de dimensionnement initial du bâtiment. En fait, il caractérise, à la limite, un endommagement superficiel et non structurel.

Le DG2 : Représente un niveau de dégât contrôlé. La stabilité du bâtiment est assurée, mais des dommages structuraux mais mineurs se sont développés.

Le DG3 et DG4 : Représentent des niveaux d'endommagements avancés pour lequel la stabilité est assurée dans une certaine mesure et la sécurité d'une partie de l'édifice limitée.

Le DG5 : Représente la limite au delà de laquelle le bâtiment perde sa capacité portante et sa stabilité, autrement dit l'effondrement du bâtiment. Il faut noter que dans le programme HAZUS, les courbes de capacité bilinéaire sont des courbes moyennes, et toutes les grandeurs associées le sont aussi. La même constatation est valide pour Risk-UE. D'autres critères d'évaluation de l'endommagement sont utilisés tel que le déplacement inter-étages ou le déplacement au sommet du bâtiment en termes de déplacements limites.

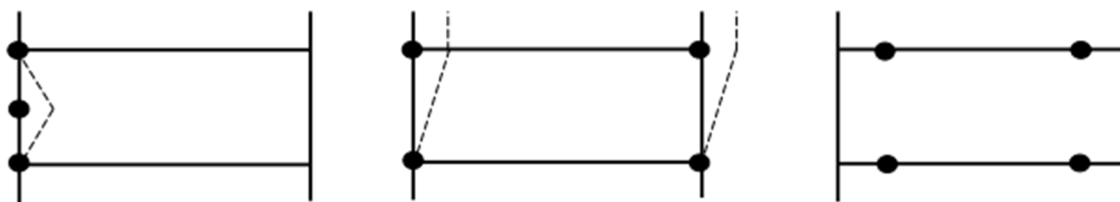
III.5 ROTULE PLASTIQUE

III.5.1 Définition

Dans une structure comportant des éléments linéaires, on appelle **rotule plastique** une zone dans laquelle, sous l'effet des forces sismiques, apparaît une concentration de courbure avec dépassement des limites élastiques des matériaux et affaiblissement de la rigidité.

La détérioration progressive dépend du nombre de l'ampleur des déformations forcées et peut être limitée par des dispositions constructives comportant en particulier, pour le béton armé, le confinement du béton comprimé. L'étendue de cette zone contrôle le comportement post élastique des éléments structurels donc de tout le système porteur.

La zone où une rotule est susceptible de se produire est dénommée zone critique. En particulier, on doit veiller à éviter la ruine des nœuds avant l'épuisement de la résistance et de la ductilité des éléments de type poutre (éventuellement de type poteau) aboutissant à ces nœuds. [17]



a) Configuration à proscrire

b) configuration à éviter

c) configuration à favoriser

Figure 2 : Les configurations ultimes pour les rotules plastiques

La configuration a : qui correspondrait à des poteaux très insuffisants est à proscrire. La configuration b : correspondant à la formation des rotules plastiques dans les éléments porteurs, est à éviter grâce à des dispositions de « dimensionnement en capacité » (donner aux poteaux une raideur telle que les rotules plastiques ne puissent se produire que dans les éléments horizontaux, poutres, linteaux ou dalles, et dans les éléments inclinés). On peut admettre dans des poteaux l'apparition des rotules plastiques, moyennant une justification montrant que, malgré l'affaiblissement des raideurs des zones critiques, une limite d'instabilité n'est pas atteinte.

En outre, et autant que possible, toutes dispositions doivent être prises pour que la formation des rotules plastiques dans les éléments porteurs verticaux ne puisse pas précéder la formation

des rotules dans les éléments horizontaux (poutres horizontales, linteaux, traverses inclinées).
[18]

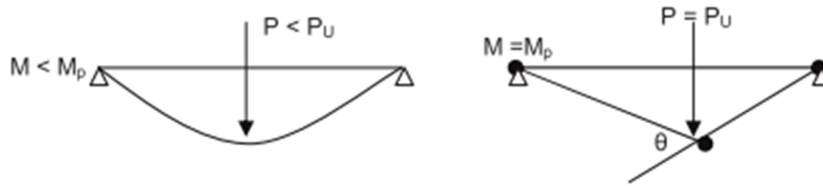


Figure 3 : Formulation d'une rotule plastique

Donc le fait d'ajouter une rotule à une structure diminue son degré d'hyperstaticité d'une unité. La poutre pour les systèmes isostatiques de la figure ci-dessus se transforme en une structure statiquement instable lorsque la rotule plastique se forme : on dit qu'elle constitue un mécanisme.

III.5.2 Mécanismes Plastiques

Dans le cadre du dimensionnement en capacité, le premier pas est de choisir un mécanisme plastique approprié. Ce mécanisme doit permettre les déformations plastiques globales de la structure en minimisant les rotations locales des rotules plastiques. La figure 3 illustre le cas d'un mécanisme plastique approprié et d'un mécanisme plastique inapproprié pour un cadre.

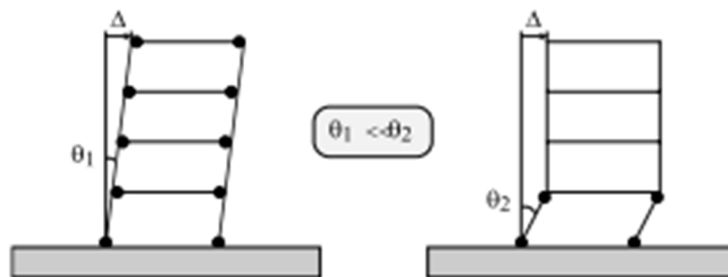


Figure 4 : Mécanisme plastique approprié (à gauche) et inapproprié (à droite).

Pour les refends, qui se comportent généralement comme des consoles, la rotule plastique est normalement située dans la partie inférieure. Il s'agit alors de s'assurer que le mécanisme plastique est bien contrôlé par la flexion et non par l'effort tranchant figure 4.

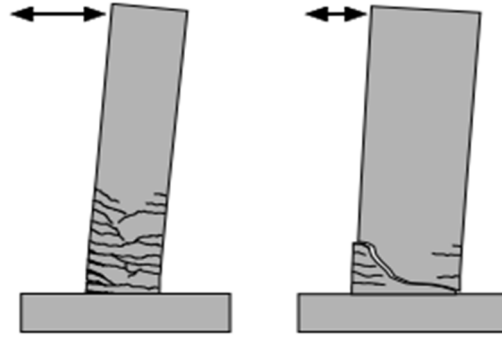


Figure 5 : Comportement ductile dominé par la flexion (à gauche) et fragile dominé par l'effort tranchant (à droite) de refends en béton armé.

Il faut donc tenir compte de la surrésistance et de l'influence des modes supérieurs dans la détermination de l'effort tranchant maximal qui peut agir sur la section considérée. [18]

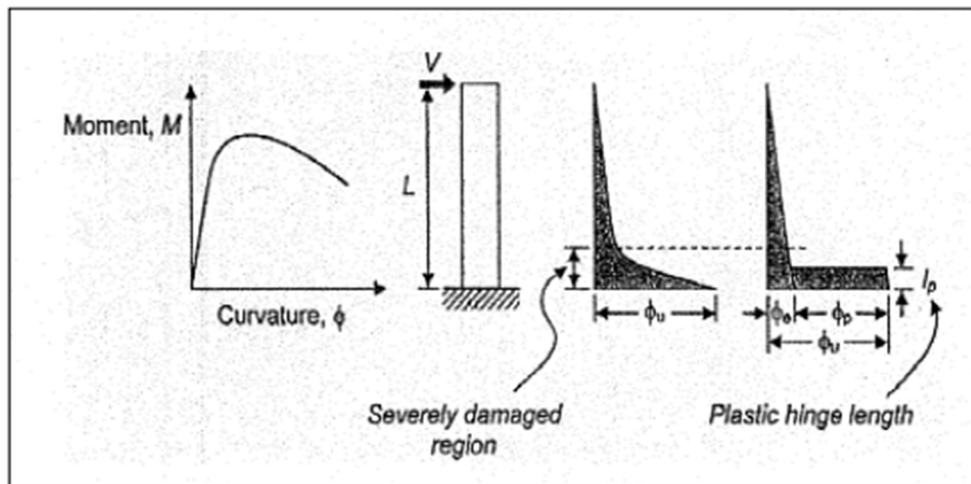


Figure 6: Définition de la longueur de la rotule plastique. [18]

Sous la supposition de linéarité entre la courbure à la limite élastique ϕ_y et la longueur de l'élément l , le déplacement à la limite élastique : Δ_y pour le poteau en porte-à-faux est estimé :

$$\Delta_y = \frac{\phi_y l^2}{3} \quad (5)$$

La courbure ϕ_y est considérée constante à l'intérieur de la longueur l_p d'où on peut écrire :

$$\theta_p = \phi_p l_p = (\phi_u - \phi_y) l_p \quad (6)$$

Alors que, le déplacement à la rotule plastique, Δ_p , est donné par :

$$\Delta_p = \theta_p (l - 0,5 l_p) \quad (7)$$

D'où :

$$\Delta u = \Delta y + \theta_p(l - 0,5l_p) \quad (8)$$

Pour isoler la longueur de la rotule plastique, on peut écrire :

$$l_p = l - \sqrt{l^2 - 2(\mu - 1) \frac{\Delta y}{\theta_u - \theta_y}} \quad (9)$$

D'où :

$$\mu = \frac{\Delta u}{\Delta y}$$

La notion de longueur plastique a fait l'objet un travail de recherche considérable de part le monde ; plusieurs expressions ont été formulées [19]:

1- Formule de Baker [19]

Pour mieux comprendre la relation moment-courbure pour les poteaux et les poutres, 94 poteaux/poutres essais ont été conduit par six (06) laboratoires sous la direction du CEB en 1960. Les variables suivantes ont été considérées :

- résistance du béton
- résistance d'acier.
- nature du chargement

A la base des résultats obtenus, Baker a proposé l'équation suivante pour le calcul de l_p :

$$l_p = K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot \left(\frac{z}{d}\right)^{0.25} \cdot d \quad (10)$$

Où :

Z : la distance entre la section critique et le point de déflexion.

d : la hauteur effective de la poutre.

2- Formule de Baker et Amarakone [19]

Baker et Amarakone simplifient l'équation précédente pour obtenir l'expression suivante :

$$l_p = 0.8K_1 \cdot K_3 \cdot \left(\frac{z}{d}\right) \cdot c \quad (11)$$

Où :

C : la profondeur de l'axe neutre au moment de ruine.

3- Formule de Mattock [19]

Mattock a conduit 37 essais sur poutres en étudiant l'effet de plusieurs paramètres :

- 1- résistance du béton : $f'_c = 28 \div 40 \text{ M P A}$
- 2- hauteur effective de poutre $d = 254 \div 508 \text{ mm}$.
- 3- résistance de l'acier : $f_y = 324 \div 414 \text{ M P A}$
- 4- Gradient du moment : $\left(\frac{z}{d}\right) = 2.75 \div 11$

A la base de ces essais, Mattock nous a donné l'équation empirique suivante :

$$l_p = \frac{d}{2} \left[1 + \left(1.14 \sqrt{\frac{z}{d}} - 1 \right) \left\{ 1 - \left(\frac{q - \hat{q}}{q^b} \right) \sqrt{\frac{d}{1.62}} \right\} \right] \quad (12)$$

En 1967, Mattock a revenue sur sa formule en la simplifiant ainsi : $l_p = \frac{d}{2} + 0.05z$ (13)

4- Formule de Corley [19]

Pour investir le travail de Mattock, Corley a testé 40 poutre simplement appuyée, il a étudié l'effet du confinement, les dimensions géométriques, le gradient du moment et la résistance à la traction du renforcement. Corley a conclu que la longueur de la rotule plastique est fonction de la géométrie des poutres mais, la taille de la poutre n'a pas d'influence significative sur la capacité de rotation. Le travail de recherche conduit par Corley a été couronné par l'expression simplifiée suivante pour le calcul de l_p .

$$l_p = \frac{d}{2} + 0.2 \frac{z}{\sqrt{d}} \quad (14)$$

5- Formule de Park et al. [19]

Park et al. ont testés des poteaux avec des sections carrés ($550 \times 550 \text{ mm}^2$) et $\frac{l}{h} = 2$

Ils conclurent que l_p obtenu expérimentalement a une valeur autour de $0.42h$ où h est la hauteur du poteau. Ils prennent pour les poteaux en béton armé une longueur plastique $l_p = 0.4h$. En utilisant la même approche Priestley et Park propose les équations suivantes :
 $l_p = 0.08l + 6d_b$

En révisant cette équation pour différents nuances de l'armature de flexion renforcement flexionnel, Pauley et Priestley ont proposés l'expression suivante :

$$l_p = 0.08l + 0.022d_b f_y \quad (15)$$

Où :

d_b : diamètre de la barre longitudinale de flexion.

f_y : résistance de l'acier en traction.

Avec une longueur de la rotule plastique $l_p=0.5h$ pour des poteaux typiques.

6- Formule de Sakai et Sheikh [19]

Sur la base d'une recherche bibliographique intense, Sakai et Sheikh ont reportés que l_p augmente avec le rapport l/h . Ils ont établis des courbes bilinéaires illustrant la relation entre l_p et l/h . Ils conclurent que l_p est affectée par renforcement transversal, le taux de chargement axial et le rapport l/h .

8- Formule de Sheikh et Khoury [19]

Sur la base d'essais menés sur des poteaux en béton à haute résistance par Sheikh et al. ont constaté que la longueur de la rotule plastique l_p mesurée est approximativement égale à $0,1h$. ($l_p = 0,10 h$).

III.6 CONCLUSION

Les règles parasismiques définissent la classification des structures selon les types de contreventement et leur coefficient de comportement pour différentes zones sismiques afin d'augmenter la résistance et la rigidité et d'assurer la stabilité horizontale et verticale de la structure sous les charges sismiques.

La philosophie des règles parasismiques consiste à préserver les vies humaines en évitant les risques d'effondrement; pour cela ces règles permettent de calculer un indice d'endommagement pour différents événements selon l'évolution des degrés de dégâts, et elles admettent des dommages structuraux au niveau des éléments telle que les poutres mais pas au niveau des poteaux.

Pour le choix de nos structures, on a sélectionné trois types : une avec un système de contreventement mixte (voile + portique), l'autre avec un système autostable et la 3^{ème} contreventée par des voiles en béton armé a titre de comparaison, implanté toutes les trois dans une région à forte sismicité d'après le règlement RPA99 modifié 2003.

L'évolution de la formation des rotules plastiques est un phénomène très important dans les structures porteuses lors d'un calcul par la méthode statique non linéaire. Elle permet de suivre l'état d'endommagement des éléments structuraux et permet d'évaluer la longueur

plastique au droit des zones critiques. Pour cela il y existe plusieurs expressions différentes déduites des expériences effectuées sur des poteaux et des poutres de différents sections mais qui diffèrent les unes par rapport aux autres en fonction de certains paramètres tels que : la résistance du béton et de l'acier, la géométrie de l'élément testé ...etc.

CHAPITRE IV

APPLICATION DE LA METHODE PUSHOVER AU CALCUL DE LA REPOSE STATIQUE ET DYNAMIQUE NON LINEAIRE DES STRUCTURES ETUDIEES

IV.1 INTRODUCTION

Dans ce chapitre, l'étude porte sur des structures existantes implantées dans une zone de forte sismicité selon le règlement parasismique algérien en vue de leurs analyses sismiques et ceci dans le but de comparer leurs réponses obtenues selon l'approche statique non-linéaire à celle de l'approche dynamique non-linéaire. L'étude est composée de deux parties essentielles :

La 1^{ère} partie a pour but d'appliquer la méthode statique non linéaire sur trois types de structures de conception différentes (mixte (voiles + portiques), auto stable et en voiles) et déterminer leur courbes de capacité et le point de performance de chaque structure et vérifier leur vulnérabilité par le calcul d'indice d'endommagement.

La 2^{ème} partie concerne l'application de la méthode dynamique non linéaire sur les mêmes structures mentionner ci-dessous en imposant directement le mouvement sismique à la base de chaque structure pour évaluer l'histoire de leur réponse respective en termes de déplacements relatifs, déplacements latéraux maximums d'étage, déplacements temporels et d'efforts de cisaillement d'étage sous l'effet des séismes d'El Centro et de Kobe. Une comparaison des résultats obtenus sera effectuée.

L'application numérique à été menée grâce au logiciel Sap2000 non-linéaire version 14, disponible à notre niveau développé par le CSI (Computers and Structures, Incorporation) [20].

IV.2 CHOIX DES STRUCTURES A ANALYSER

Pour le choix des structures, trois types de structures classées selon le règlement parasismique algérien comme suit :

- Structure autostable : Constituée uniquement par des portiques en béton armé à 6 étages (figure 1) [21].
- Structure mixte : Formée par des voiles et des portiques en B.A. dans les deux sens à 6 étages (figure 2) [21].
- Structure voile : Constituée uniquement par des voiles en B.A. dans les deux sens à 6 étages (figure 3) [21].

Les trois structures ont les mêmes caractéristiques mécaniques des matériaux et de géométrie des éléments structuraux et le même choix du site.

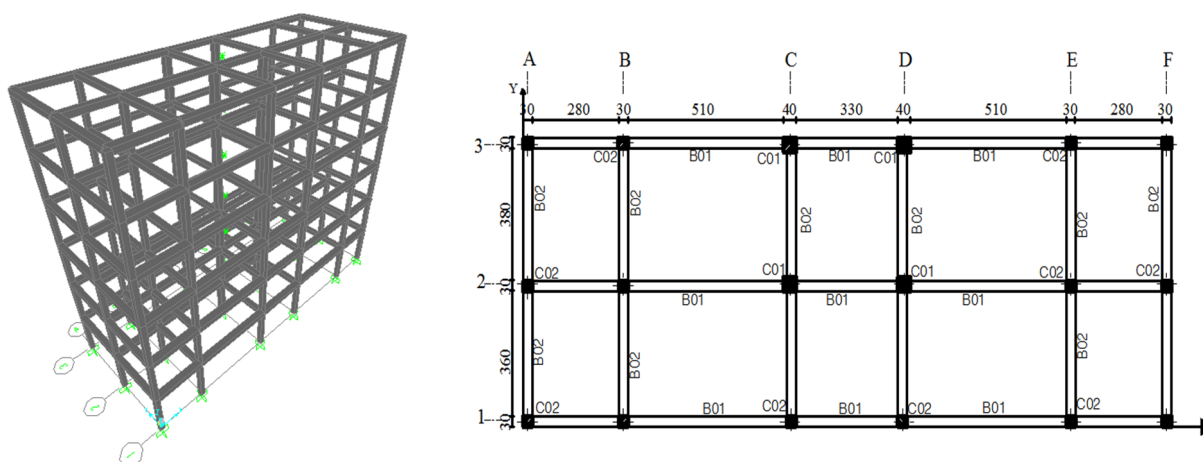


Figure 1 : Configuration et vue en perspective de la structure autostable

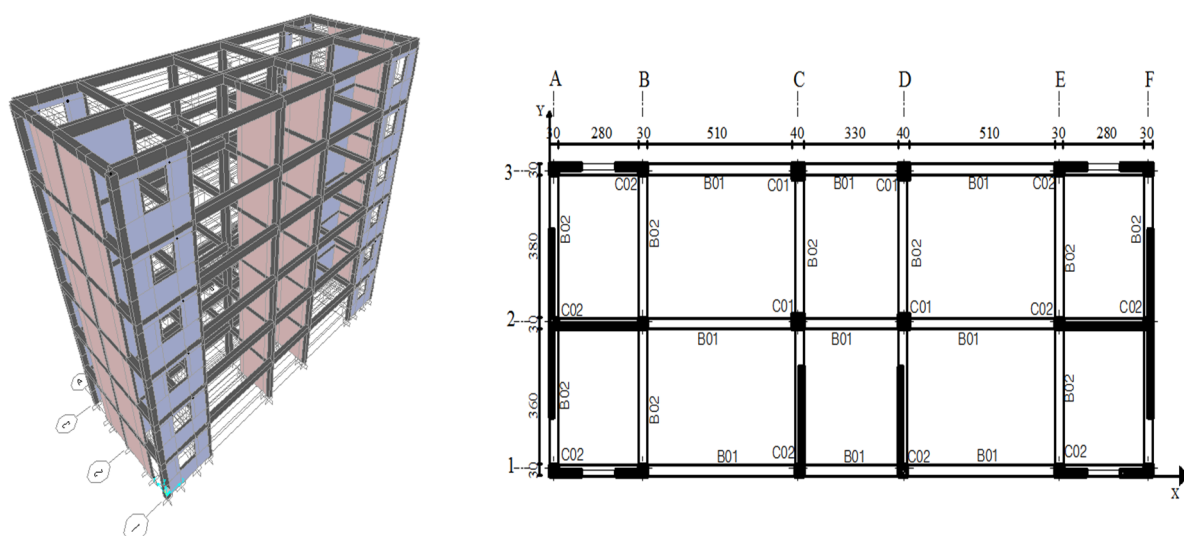


Figure 2 : Configuration et vue en perspective de la structure mixte (voiles + portiques)

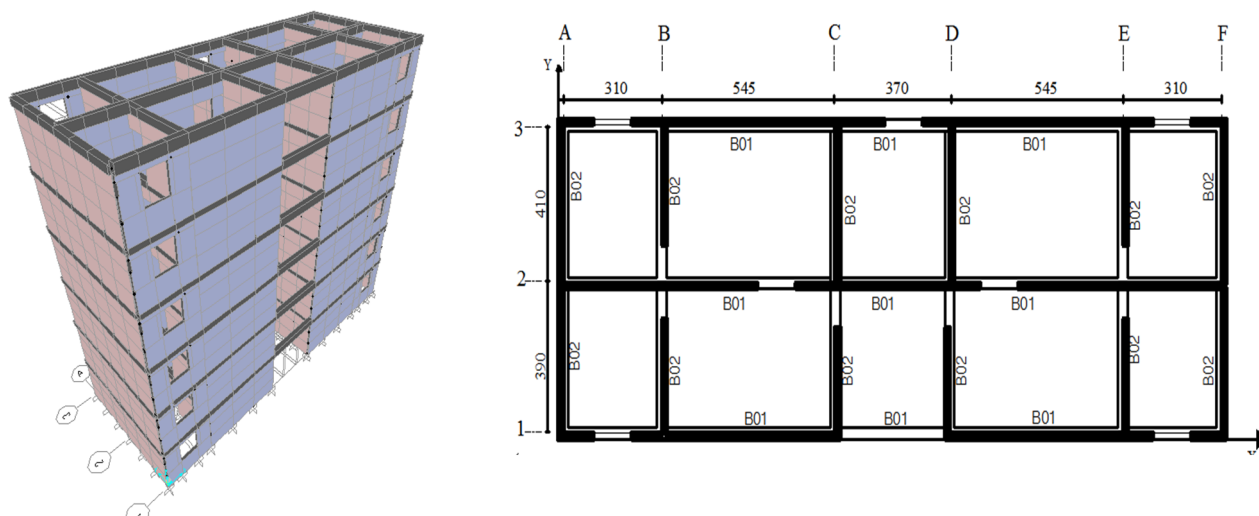


Figure 3 : Configuration et vue en perspective de la structure en voiles

IV.3 EVALUATION DE LA REponse DES STRUCTURES CONSIDEREES PAR LA METHODE STATIQUE NON LINEAIRE(PUSHOVER)

IV.3.1 Introduction

Dans cette partie on applique la méthode statique non linéaire sur les structures considérées et l'obtention de la courbe de capacité, le point de performance et l'indice d'endommagement, ainsi que la détermination des déplacements latéraux à chaque étage et la distribution des efforts tranchants au niveau des étages, et mettre en évidence à quel niveau d'endommagement on peut classer les structures.

IV.3.2 Etude de la structure mixte (voile, portique) du bâtiment existant

Le bâtiment considérée est implantée dans une zone à sismicité élevé Zone III (commune d'Ouled Fares, Chlef), sur un site de nature meuble de classe (S3), groupe d'usage (2) de coefficient d'accélération de zone ($A=0,25$). La figure 4 montre le plan de situation du bâtiment. [22]

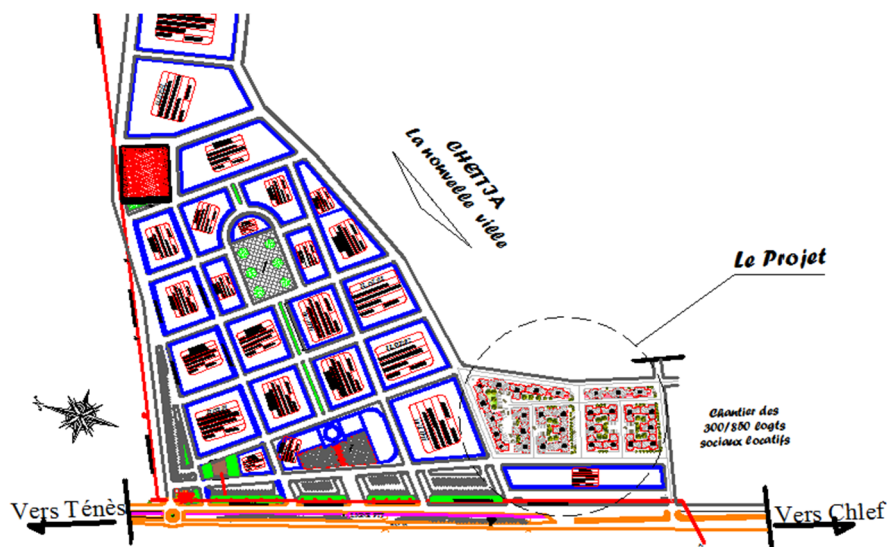


Figure 4: Plan de situation du bâtiment

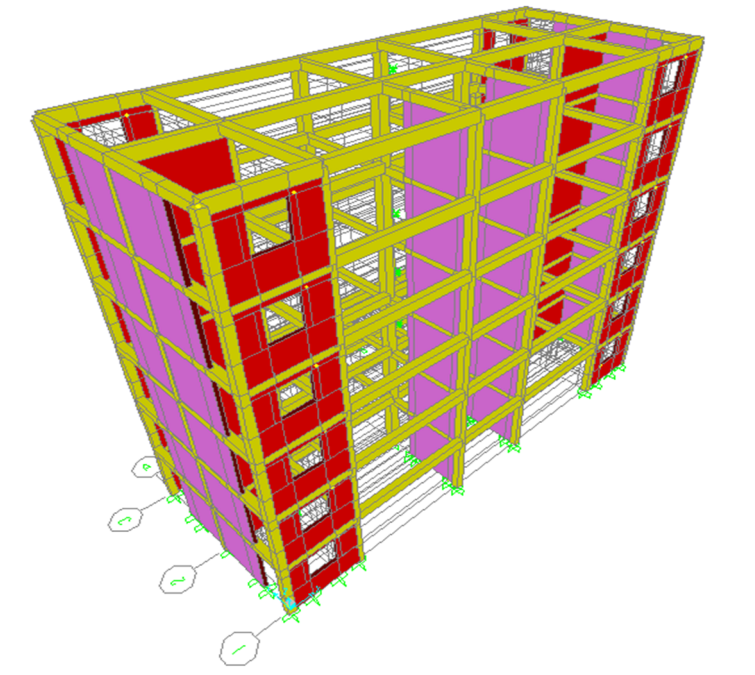
IV.3.3 Description de la structure mixte (voiles + portiques)

Il s'agit d'une structure en béton armé composée de 6 étages (R+5), dont le système de contreventement est composé de portiques et de voiles de 15 cm d'épaisseur dans les deux sens (figures 4,5 et 6). Le plancher est de 20 cm d'épaisseur composé par un corps creux de 16 cm + une table de compression de 4cm. Les dimensions des poutres principales et les poutres secondaires sont respectivement de (30x45) et (30x35) cm². Les poteaux sont de section (40x40) cm² pour le RDC et le 1^{er} étage et de (30x30) cm² pour ceux reliés aux voiles de contreventement, la hauteur de chaque étage est de 3.06 m.

Le ferrailage de tous les éléments structuraux est illustré par la figure 8 et les tableaux 1 et 2 donnés ci-après.



a) Vue réelle de la structure (existante)



b) Vue en perspective selon le logiciel utilisé

Figure 5: *vue en perspective du bâtiment étudié (voiles + portiques).*

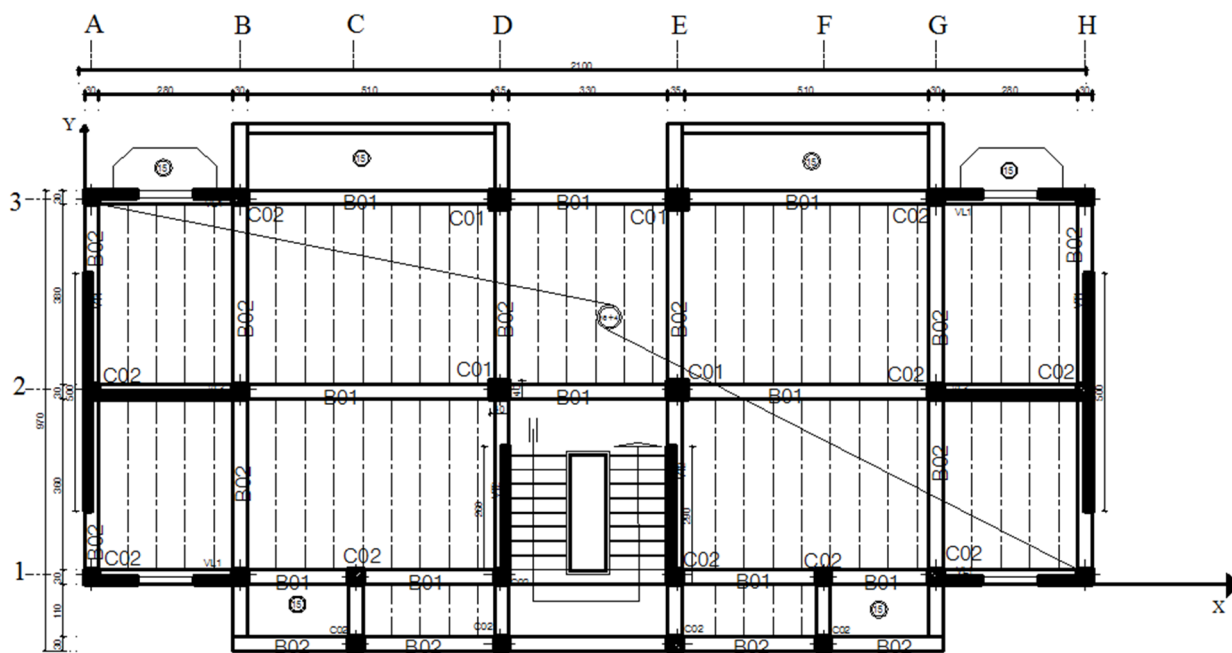


Figure 6: Vue en plan du RDC et des étages courants du bâtiment étudié

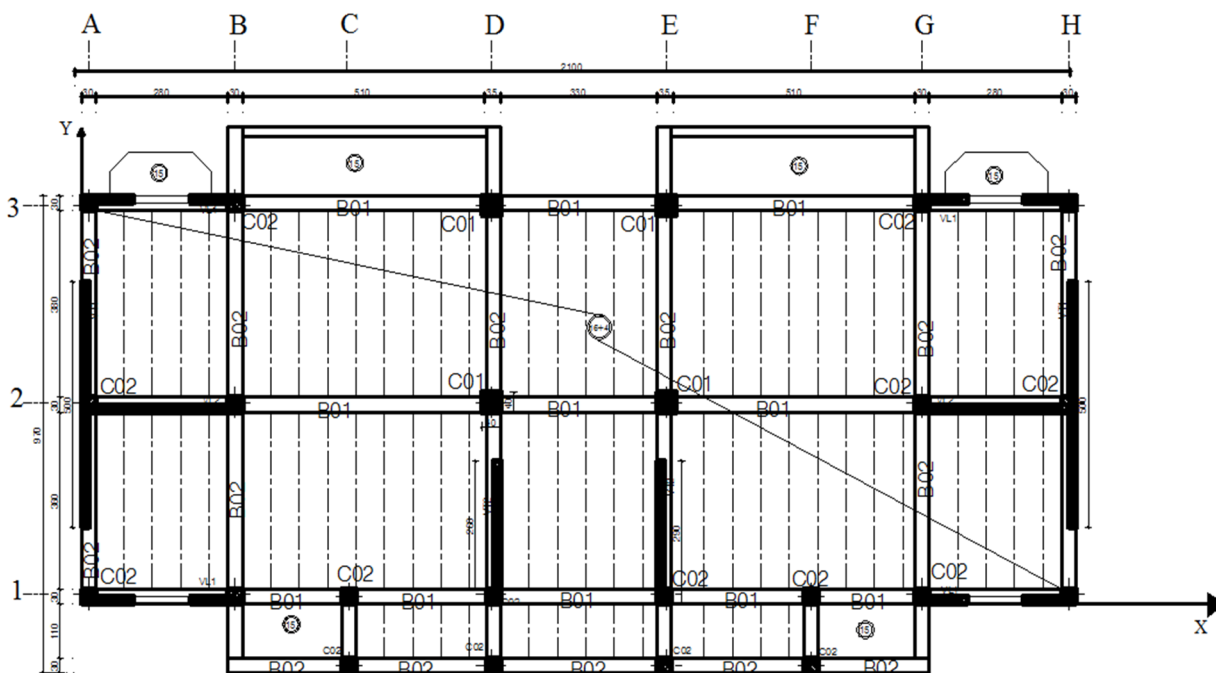


Figure 7: Vue en plan du dernier étage du bâtiment étudié

Légende :


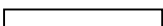

- | | | | |
|---|--------------------------|---|---------------|
|  | Voile de contreventement |  | Les planchers |
|  | Les poutres |  | Les poteaux |

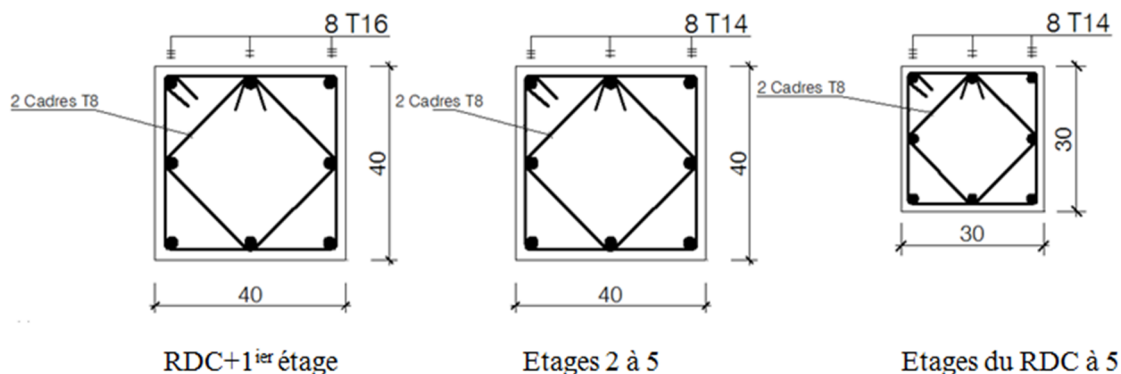
Tableau1: Dimensions et sections de ferrailage des poutres et poteaux, structure mixte [23]

Niveaux	Poutres B1 (30x45) sens x		Poutres B2(30x35) sens y		Poteaux	
	Ferrailage (appuis)		Ferrailage (appuis)		C1(40x40)cm ²	C2(30x30)cm ²
	Sup.	Inf.	Sup.	Inf.	Ferrailage	
RDC	2x3T14	2x3T14	2x3T14	3T14	8T16	8T14
1	2x3T14	2x3T14	2x3T14	3T14	8T16	8T14
2	2x3T14	2x3T14	2x3T14	3T14	8T14	8T14
3	2x3T14	2x3T14	2x3T14	3T14	8T14	8T14
4	2x3T14	2x3T14	2x3T14	3T14	8T14	8T14
5	2x3T14	2x3T14	2x3T14	3T14	8T14	8T14

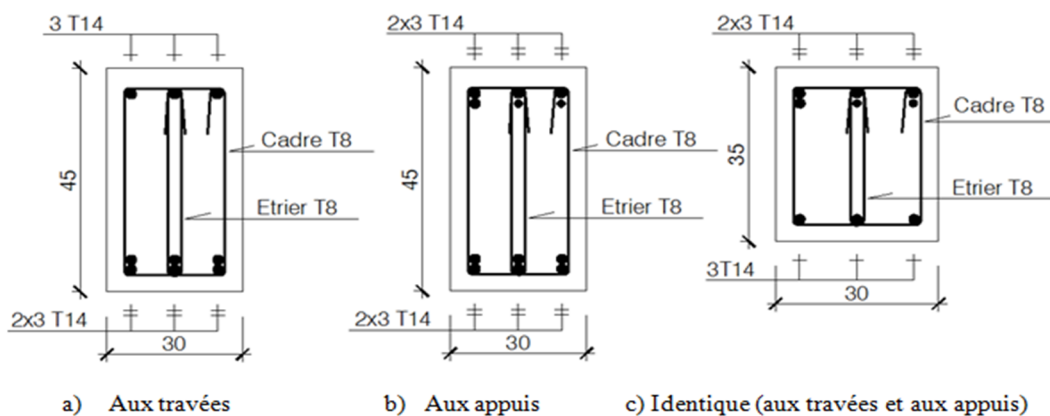
Tableau2: Dimensions et sections de ferrailage des voiles, structure mixte

Niveaux	Voiles ép.=15 cm				
	VL1		VL2	VT1	VT2
	Linteau	Trumeau			
RDC	2x8T14 +15x2T12	2x8T14+8x2T14 +4x2T14	8T14+19x2T12	2x8T14 +2x (11x2T12) +2(7x2T14)	8T14 +2x (4x2T14) +12x2T12
1	2x8T14 +15x2T12	2x8T14+8x2T14 +4x2T14	8T14+19x2T12	2x8T14 +2x (11x2T12) +2(7x2T14)	8T14 +2x (4x2T14) +12x2T12
2	2x8T14 +15x2T12	2x8T14+8x2T14 +4x2T14	8T14+19x2T10	2x8T14 +2x (11x2T10) +2(7x2T12)	8T14 +2x (4x2T12) +12x2T10
3	2x8T14 +15x2T12	2x8T14+8x2T14 +4x2T14	8T14+19x2T10	2x8T14 +2x (11x2T10) +2(7x2T12)	8T14 +2x (4x2T12) +12x2T10
4	2x8T14 +15x2T12	2x8T14+8x2T14 +4x2T14	8T14+19x2T10	2x8T14 +2x (11x2T10) +2(7x2T12)	8T14 +2x (4x2T12) +12x2T10
5	2x8T14 +15x2T12	2x8T14+8x2T14 +4x2T14	8T14+19x2T10	2x8T14 +2x (11x2T10) +2(7x2T12)	8T14 +2x (4x2T12) +12x2T10

a) Poteaux :



b) Poutres :



c) Voiles :

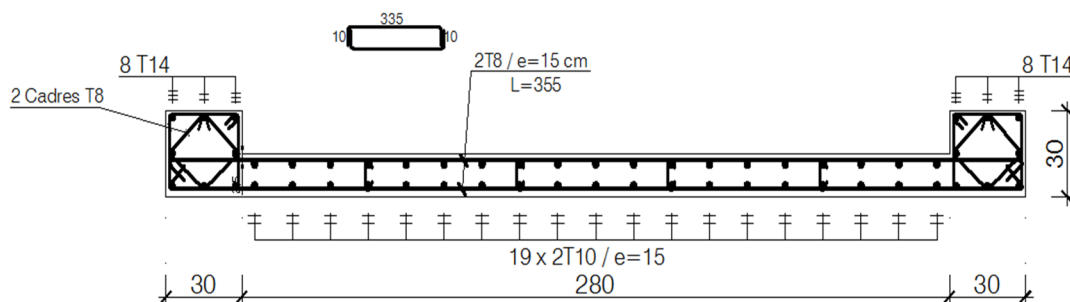


Figure 8 : Ferrailages des éléments structuraux

IV.3.4 Caractéristique des matériaux

Les caractéristiques essentielles des matériaux envisagés dans le cadre de cette étude ; à savoir les contraintes de compression, de flexion et de traction du béton ainsi que les contraintes nominales et admissibles de l'acier à haute adhérence et les ronds lisses sont donnée comme suit :

- Contrainte de compression du béton à 28j : $\sigma_b = 20$ MPa.
- Résistance à la traction du béton à 28j : $f_{t28}=1,92$ MPa.
- Module d'élasticité du béton : $E=298586$ MPa.
- Acier HA feE40 de limite élastique : $f_y = 400$ MPa.
- Acier Ronds lisses feE24 de limite élastique : $f_y = 235$ MPa
- Module d'élasticité de l'acier : $E_s=210000$ MPa.

IV.3.5 Action Sismique

IV.3.5.1. Spectre de réponse de calcul du code RPA 99

L'action sismique est représentée dans ce cas par un spectre de réponse établie selon les formules données ci-dessous :

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

Dans notre cas, les actions sismiques sont correspondantes au site de catégorie meuble S3 d'où $T_1=0.15s$, et $T_2=0.5$ s, d'un groupe d'usage 2, correspond d'un coefficient d'accélération de zone égale à 0,25 , un coefficient de comportement R égale à 4,00 et facteur de qualité égale à 1,2. En fonction des caractéristiques du sol, le coefficient de comportement et le facteur de qualité les valeurs des accélérations obtenues à travers les formules ci-dessus sont montrées dans la figure 9.

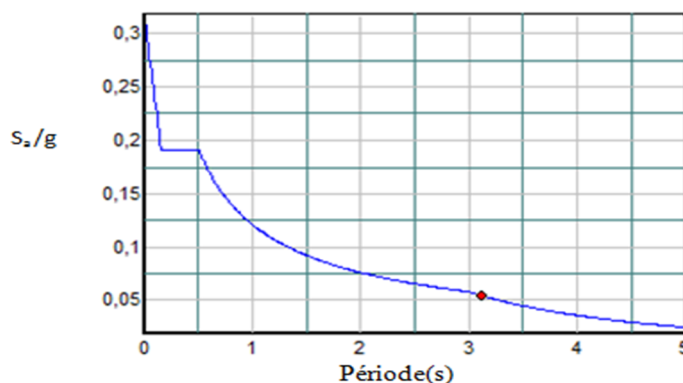


Figure 9: Allure du spectre de réponse du bâtiment étudié.

A- Valeurs des périodes propres fondamentales

Pour les deux directions principales de la structure les valeurs des périodes fondamentales sont :

Selon le sens x : $T_1=0,376\text{sec.}$

Selon le sens y : $T_2=0,321\text{sec.}$

B- Valeurs des efforts tranchants à la base de la structure

Les valeurs des efforts tranchants à la base de la structure sont données comme suites :

Selon le sens x : $V_x= 1514,12 \text{ KN}$

Selon le sens y : $V_y= 1525,95 \text{ KN}$

IV.3.5.2 Détermination de la courbe de capacité de la structure

En premier lieu les résultats sont donnés sous forme de courbe non linéaire qui relie l'effort tranchant à la base et le déplacement au sommet de la structure. Nous allons déterminer cette courbe pour voir quel est le sens le plus vulnérable.

Dans la figure 7 donnée ci-après, on a la forme générale de notre courbe, on ajoute le spectre de réponse, ainsi que les valeurs des coefficients sismiques.

Dans le cadre de l'analyse «Pushover», nous avons considéré une distribution modale des efforts appliqués établie par le code FEMA 450:

$$F_i = C_{v,i}V \quad ; \quad C_{v,i} = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} \quad (2)$$

Où :

$C_{v,i}$: le coefficient de distribution des forces.

V : la force latérale totale.

W_j : le poids du niveau j.

h_j : la hauteur du niveau j (mesurée à partir de la base)

$$C_{v,1} = \frac{838,83 \times 3,06}{838,83 \times (3,06 + 6,12 + 9,18 + 12,24 + 15,3) + (1037,21 \times 18,36)} = 0,0446$$

$$C_{v,1} = C_{v,2} = C_{v,3} = C_{v,4} = C_{v,5} = 0,0446$$

$$C_{v,6} = \frac{1037,21 \times 3,06}{838,83 \times (3,06 + 6,12 + 9,18 + 12,24 + 15,3) + (1037,21 \times 18,36)} = 0,0551$$

Les forces latérales à chaque niveau pour les deux directions x et y sont :

$$\text{Selon x : } \begin{cases} F_{(1,2,3,4,5),x} = 0,0446 \times 1514,12 = 67,53 \text{ K N} \\ F_{(6),x} = 0,0551 \times 1514,12 = 83,43 \text{ K N} \end{cases}$$

(Voir Figure 10)

$$\text{Selon y : } \begin{cases} F_{(1,2,3,4,5),y} = 0,0446 \times 1525,95 = 68,05 \text{ K N} \\ F_{(6),y} = 0,0551 \times 1525,95 = 84,08 \text{ K N} \end{cases}$$

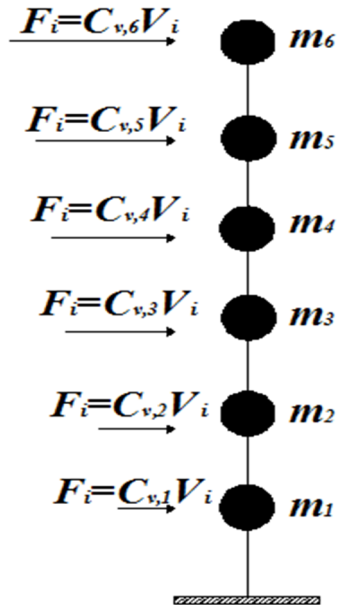


Figure 10 : *Distribution des forces sismiques latérales dans la structure selon FEMA 450*

Le calcul non linéaire permet d'obtenir une courbe de capacité de la structure. Cette courbe représente l'effort horizontal à la base du bâtiment en fonction du déplacement de celui-ci (Figure 11). La courbe de capacité est en général formée par une phase à caractère élastique linéaire suivie par une phase non linéaire correspondant à la formation des rotules plastiques, les caractéristiques des limites élastiques (effort tranchant – déplacement) montrent que la structure a une marge plastique plus importante.

Plusieurs points de repère ont été placés sur la courbe (figure 11) afin de montrer les différents états du bâtiment lors du chargement.

Le point A : correspond au point d'origine.

Le point B : correspond au comportement élastique de la structure et représente le niveau de conception parasismique habituel. Il indique par conséquent un état d'endommagement superficiel (ou bien de non endommagement).

Le point C : On continue le chargement, l'apparition de rotule plastique de type B au niveau des extrémités gauche des poutres intérieures de la file C.

Le point D : Avec l'augmentation du chargement la courbe de capacité atteinte le maximum et à ce niveau la plastification se modérée au type IO et LS au niveau des poutres donc le bâtiment est considéré endommagé.

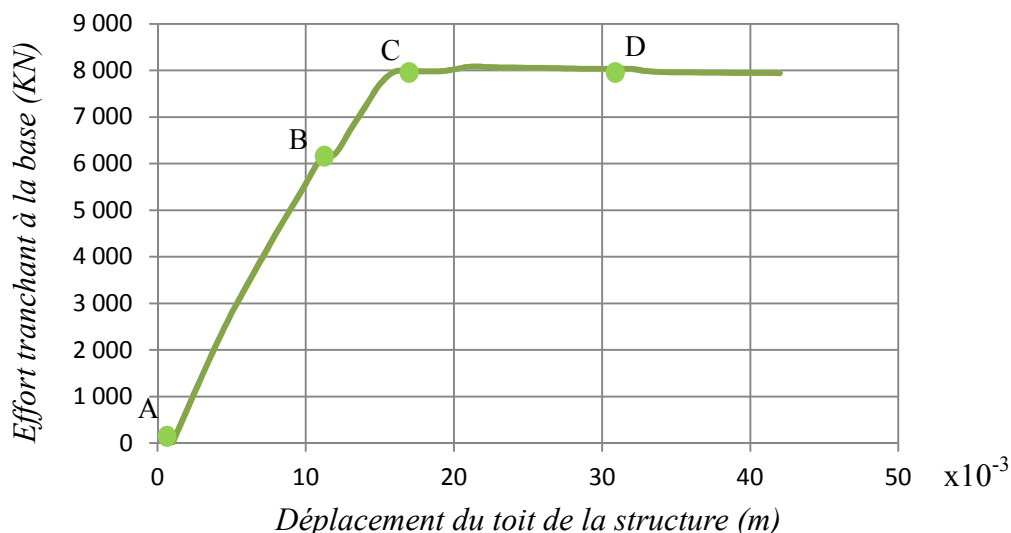


Figure 11: Effort tranchant à la base en fonction du déplacement du toit de la structure.

Après la transformation de la courbe de capacité format (D - T) en format ($S_d - S_a$) (figure 12), et après la modification des coefficients sismique C_a et C_v , l'intersection entre la courbe de capacité et le spectre de réponse donne le point de performance aux coordonnées ($S_a - S_d$) = (0,865 ; 0,028), Cela correspond à un effort latéral à la base de la structure de 6 162,820 KN pour 4,0 centimètres de déplacement du centre gravité de l'étage de toiture. L'apparition de la phase plastique numériquement est très divergente.

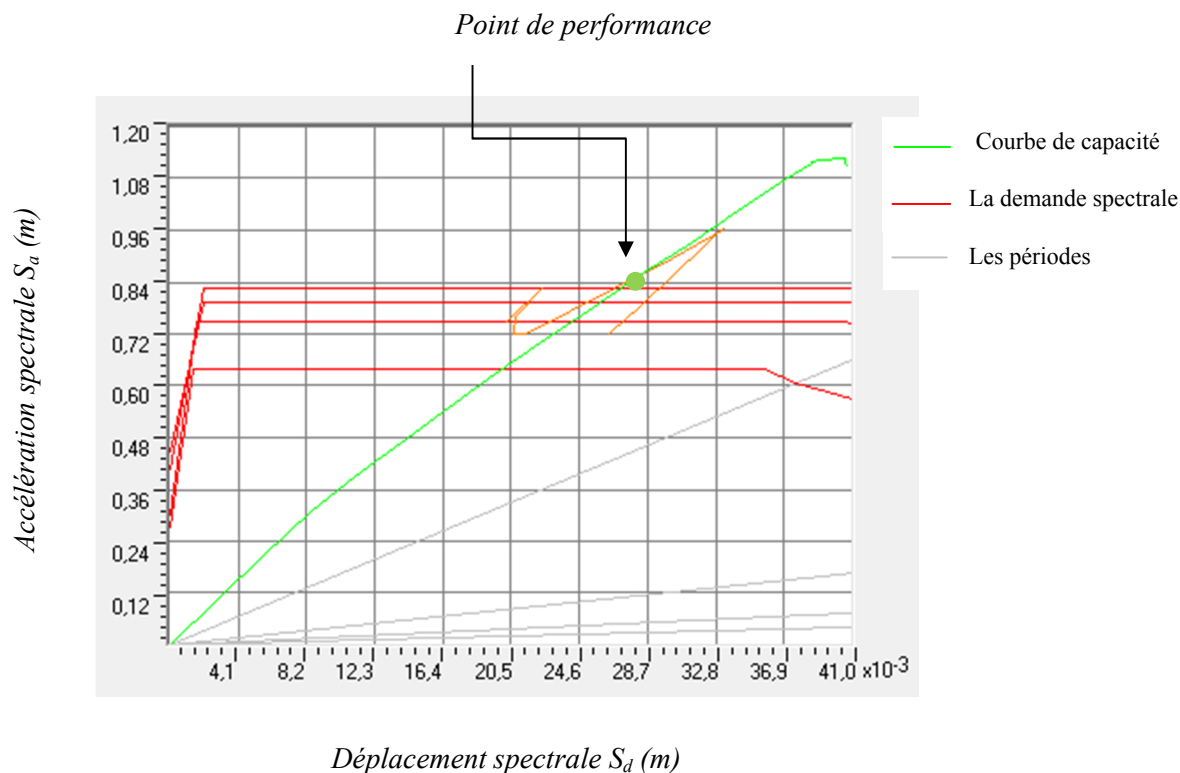


Figure 12: Courbe de capacité

La figure 13, montre la formation des rotules plastique au niveau des poutres de type B correspond à l'occupation immédiate qui ne représente aucun dégâts à ce niveau.

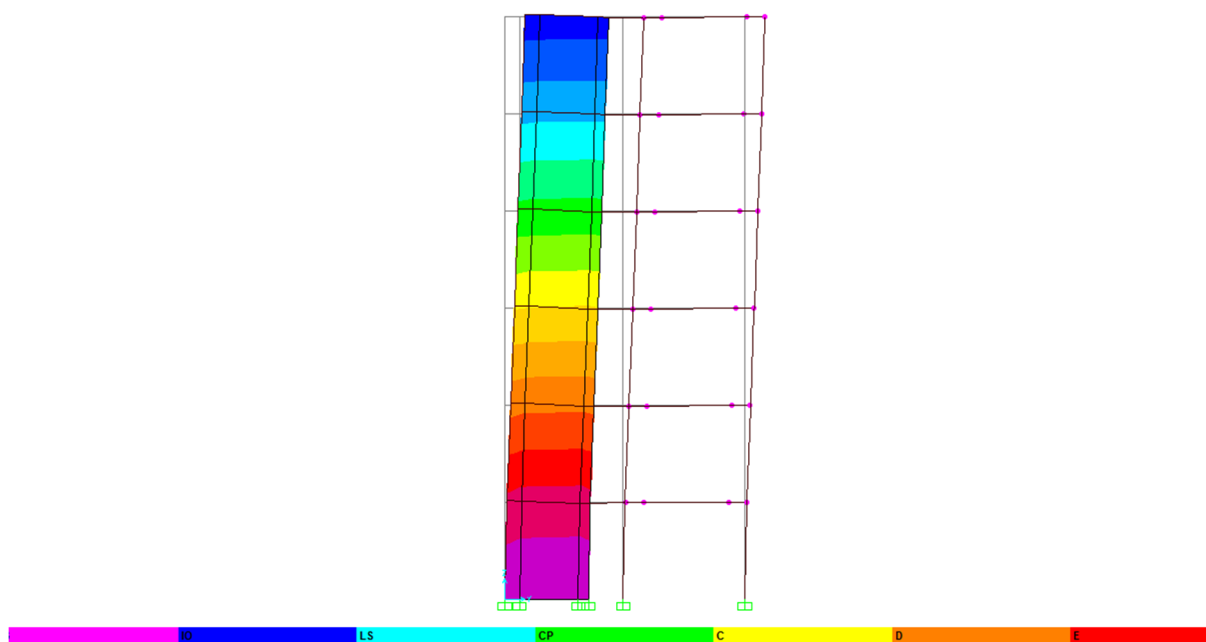


Figure 13 : Formation des rotules plastique au niveau de la structure de type B

IV.3.5.3 Calcul d'indice d'endommagement

Selon le classement de Park et Ang le calcul de degré d'endommagement d'après la formule suivante donne une valeur de 0,984 ($0,40 < ID = 0,984 < 1,0$) dans ce cas la structure subit des dégâts importants au niveau des poutres de la file C.

$$ID = \frac{\delta_a - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} \frac{1}{\left(1 + \frac{E_h}{4(\delta_u - \delta_y)F_y} \right)} \quad (3)$$

Avec :

δ_a : la déformation maximale subie, δ_y : la déformation à l'état de plastification globale de la structure, δ_u : la déformation à l'état ultime, F_y : l'effort tranchant correspondant à δ_y , E_h : l'énergie totale dissipée durant les cycles de charges et décharges.

IV.3.6 Etude de la structure équivalente contreventée par des portiques

IV.3.6.1 Description de la structure

Il s'agit d'une structure (R+5) en béton armé, dont le système est composé de portiques dans les deux sens. Le plancher est de 20 cm d'épaisseur composé par un corps creux de 16cm + table de compression de 4cm. Les dimensions des poutres principales et les poutres secondaires sont respectivement de (30x45) et (30x35) cm². Les poteaux sont de section (40x40) cm² pour le RDC et le 1^{ier} étage et de (30x30) cm² pour, la hauteur de chaque étage est de 3.06 m.

Le ferrailage des éléments structuraux montré dans le tableau 3 ci-après.

On utilise le même spectre de réponse comme le cas précédent.

Tableau 3 : Dimensions et sections de ferrailage des poutres et poteaux, structure autostable

Niveaux	Poutres B1 (30x45) sens x		Poutres B2(30x35) sens y		Poteaux	
	Ferrailage (appuis)		Ferrailage (appuis)		C1(40x40)cm ²	C2(30x30)cm ²
	Sup.	Inf.	Sup.	Inf.	Ferrailage	
RDC	2x3T14	2x3T14	2x3T14	3T14	8T16	8T14
1	2x3T14	2x3T14	2x3T14	3T14	8T16	8T14
2	2x3T14	2x3T14	2x3T14	3T14	8T14	8T14
3	2x3T14	2x3T14	2x3T14	3T14	8T14	8T14
4	2x3T14	2x3T14	2x3T14	3T14	8T14	8T14
5	2x3T14	2x3T14	2x3T14	3T14	8T14	8T14

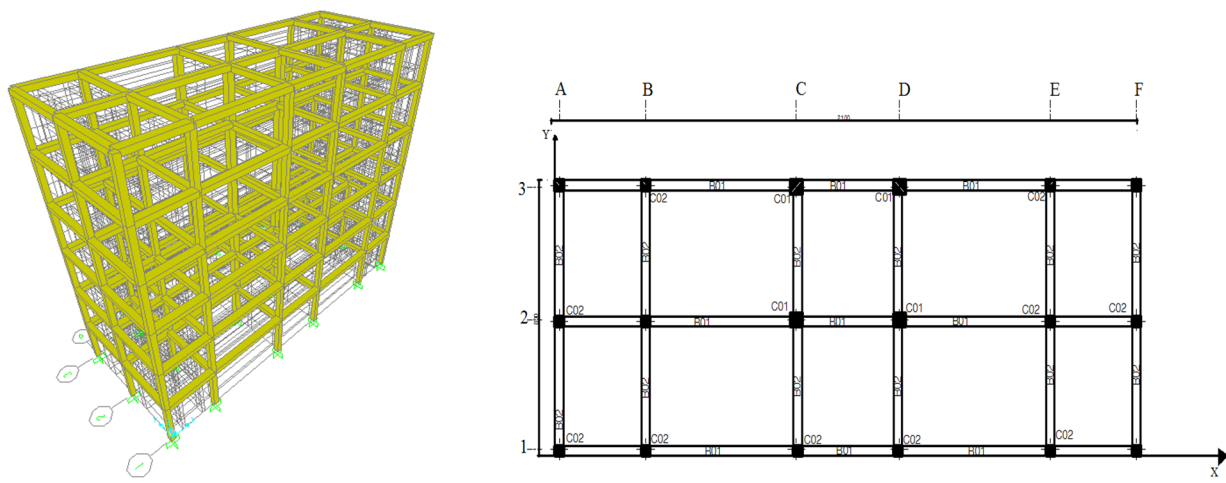


Figure 14: Vue en 3D et en plan de la structure autostable

IV.3.6.2 Détermination de la courbe de capacité de la structure

Comme le cas précédent nous considérons une distribution modale des efforts qui seront appliqués selon le long de la structure de façon que chaque étage est soumis à une force concentrée déterminée par la formule (2) indiquée ci-dessus selon le code américain FEMA 450.

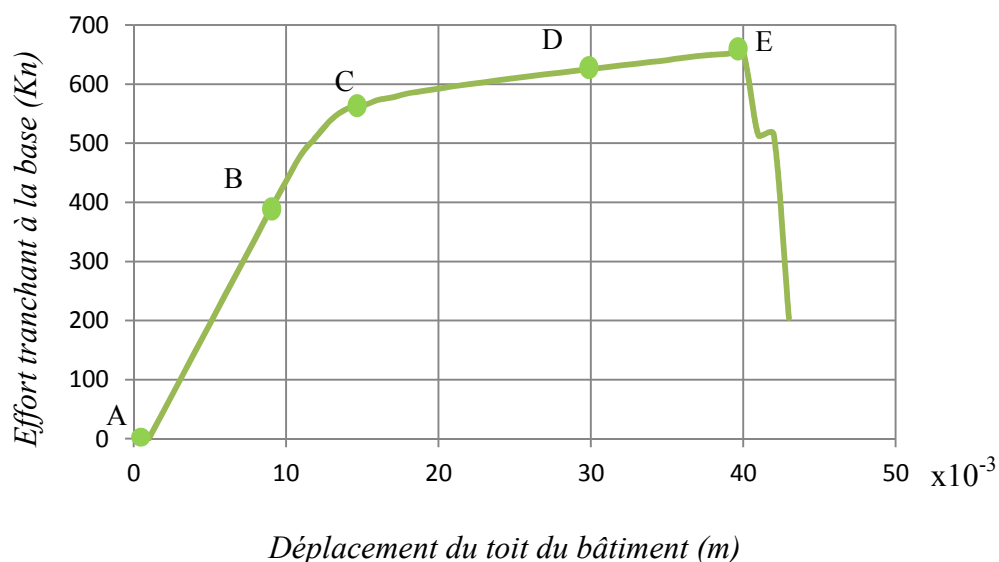


Figure 15 : Effort tranchant à la base en fonction de déplacement

D'après la figure 15 qui illustre l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement du toit de la structure on constate plusieurs points de repère ont été placés sur cette courbe afin de montrer les différents états du bâtiment lors du chargement :

Le point A : correspond au point d'origine.

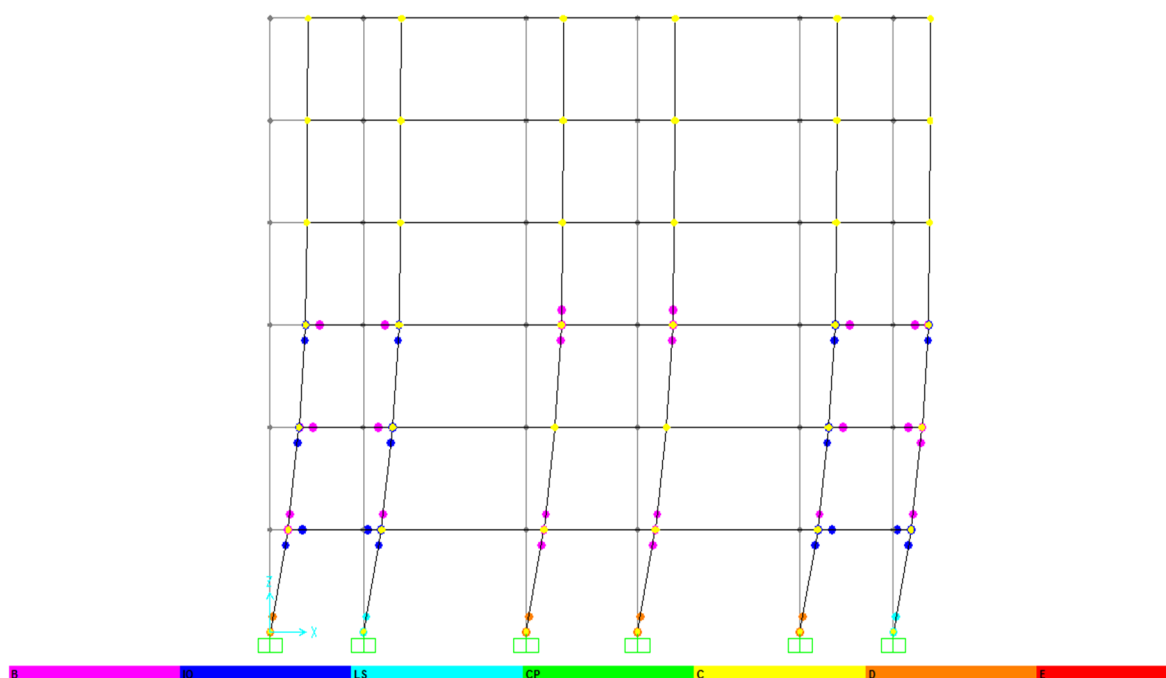
Le point B : correspond à l'apparition de la 1^{ière} plasticité dans le bâtiment (points sur les éléments de la structure). Les premiers points de plasticité apparaissent dans les poutres du RDC (axe 1) atteint sa limite élastique (plastification de type B) et se localise au niveau de leurs extrémités et l'effort tranchant correspond reste inférieur à celle de règlement algérien, après l'apparition des rotules au niveau des poteaux du RDC (axe 1 file A, B, C et D) dû à la force axiale nécessaire pour équilibrer le moment imposé par la force latérale, et aussi sous l'effet du poids des étages supérieurs. Ces éléments vérifient le vrai comportement de la structure.

Le point C : on continue le chargement, l'apparition des rotules plastiques de type IO et la courbe de capacité atteint le maximum et à ce niveau le bâtiment est considéré endommagé.

Le point D : L'effort tranchant maximal est obtenu approximativement en ce point et la plastification se modérée de type LS, au-delà de cette valeur le système n'est plus capable de soutenir le chargement et l'effort tranchant reste constant bien que le déplacement augmente.

Le point E : l'effort tranchant prend la valeur maximal jusqu'au le déplacement maximal après une diminution rapide de la valeur de l'effort tranchant et l'apparition de différentes plastifications importants (CP, C et D) donc l'effondrement de la structure.

La figure 16, montre la formation des rotules plastiques jusqu'à le type « D » qui correspond à la ruine au niveau des poteaux, plus particulièrement ceux du RDC à cause des efforts importants qui leurs sont soumis ainsi qu'au niveau des poutres.



B : Représente la plastification, aucune déformation au niveau des rotules

IO : Occupation immédiate LS : Sécurité de vie CP : Présentation de l'effondrement

C : Capacité ultime D : Ruine E : Effondrement total

Figure 16 : Formation des rotules plastique juste avant la ruine

Après la transformation de la courbe de capacité décrite ci-dessus du format (D – T) en format (A – D), la superposition avec le spectre et l'intersection entre la courbe de capacité et le spectre de réponse et la modification des coefficients sismique C_a et C_v donne le point de performance aux coordonnées $(S_a, S_d) = (0.126, 0.104)$ qui correspond à un effort latéral à la base de l'ouvrage de 619,541 KN pour 12,5 centimètres de déplacement au centre du gravité de l'étage de toiture (figure 17).

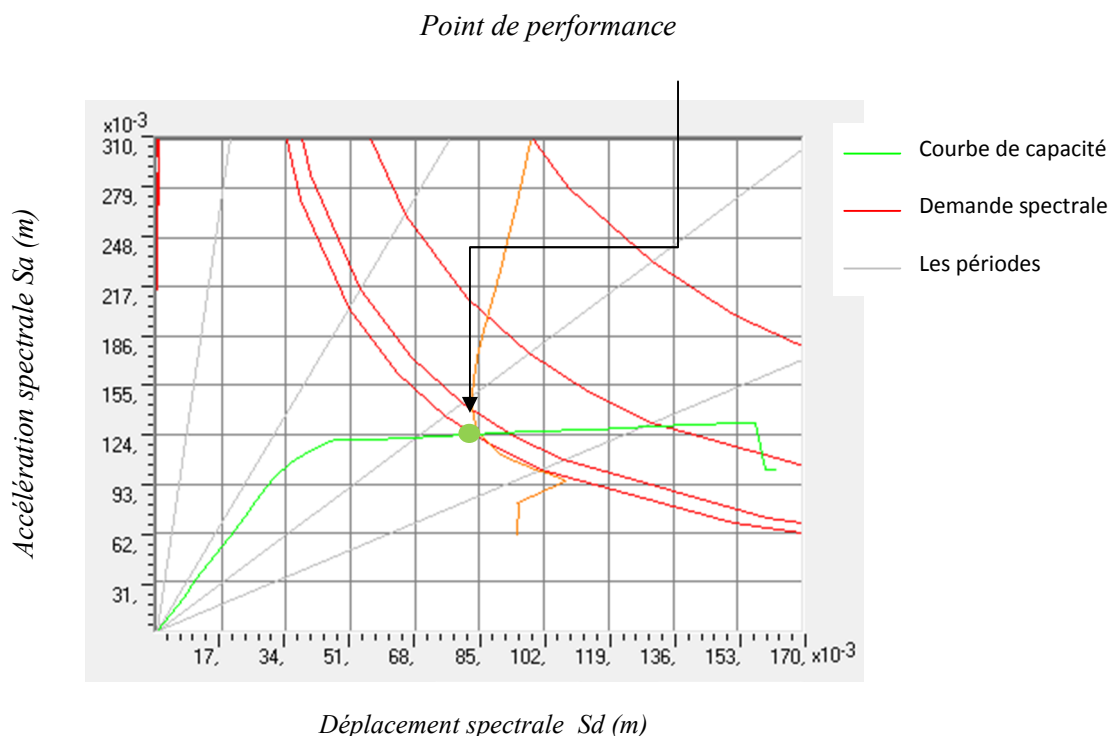


Figure 17 : Courbe de capacité de la structure autostable

IV.3.6.3 Calcul d'indice d'endommagement ID

Selon le classement de Park et Ang le calcul de degré d'endommagement d'après la formule (3) indiquée ci-dessus donne une valeur de 1,25 ($ID = 1,25 > 1,0$) dans ce cas la structure atteint sa capacité maximale et perd sa stabilité d'où l'effondrement total de la structure.

IV.3.7 Etude de la structure équivalente contreventée par des voiles

IV.3.7.1 Description de la structure

Il s'agit d'une structure (R+5) en béton armé, dont le système de contreventement est assuré par des voiles d'épaisseur de 15 cm dans les deux sens. Le plancher est de 20 cm d'épaisseur composé par un corps creux de 16cm + table de compression de 4cm. Les dimensions des poutres principales et les poutres secondaires sont respectivement de (30x45) et (30x35) cm^2 . La hauteur de chaque étage est de 3.06 m (figure 18). Le ferrailage des éléments structuraux montre dans le les Tableaux 4 et 5.

Le bâtiment est dimensionné selon le règlement parasismique algérien RPA99version 2003. Le bâtiment concerné par la présente étude est à usage d'habitation collective situé dans une zone

sismique (Zone III) et implanté sur un sol de classe (S3) de groupe d'usage (2) et de coefficient d'accélération de zone (A=0,25).

Tableau 4 : *Dimensions et sections de ferrailage des poutres, structure en voiles*

Niveaux	Poutres B1 (30x45) sens x		Poutres B2(30x35) sens y	
	Ferrailage (appuis)		Ferrailage (appuis)	
	Sup.	Inf.	Sup.	Inf.
RDC	2x3T14	2x3T14	2x3T14	3T14
1	2x3T14	2x3T14	2x3T14	3T14
2	2x3T14	2x3T14	2x3T14	3T14
3	2x3T14	2x3T14	2x3T14	3T14
4	2x3T14	2x3T14	2x3T14	3T14
5	2x3T14	2x3T14	2x3T14	3T14

Tableau 5: *Dimensions et sections de ferrailage des voiles, structure en voiles*

Niveaux	Voiles ép.=15 cm		
	VL1		VL2
	Linteau	Trumeau	
RDC	2x8T14+15x2T12	2x8T14+8x2T14+4x2T14	8T14+19x2T12
1	2x8T14+15x2T12	2x8T14+8x2T14+4x2T14	8T14+19x2T12
2	2x8T14+15x2T12	2x8T14+8x2T14+4x2T14	8T14+19x2T10
3	2x8T14+15x2T12	2x8T14+8x2T14+4x2T14	8T14+19x2T10
4	2x8T14+15x2T12	2x8T14+8x2T14+4x2T14	8T14+19x2T10
5	2x8T14+15x2T12	2x8T14+8x2T14+4x2T14	8T14+19x2T10

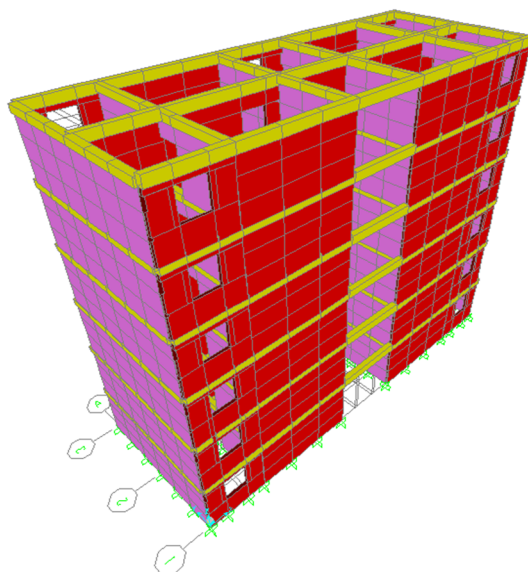


Figure 18: *Vue en 3D de la structure en voiles*

IV.3.7.2 Calcul linéaire de la structure en voiles

Les résultats obtenus par le calcul linéaire de la structure contreventée par des voiles dans les deux sens en termes de périodes propres fondamentaux et d'efforts tranchant à la base sont les suivants :

A- Valeurs des périodes propres fondamentales

Pour les deux directions principales de la structure les valeurs des périodes fondamentales sont :

Selon le sens x : $T_1=0.127\text{sec.}$

Selon le sens y : $T_2=0.102\text{sec.}$

B- Valeurs des efforts tranchants à la base de la structure

Les valeurs des efforts tranchants à la base de la structure sont données comme suites :

Selon le sens x : $V_x=2460,03 \text{ KN}$

Selon le sens y : $V_y=2172,25 \text{ KN}$

IV.3.7.3 Détermination de la courbe de capacité de la structure

Dans le cadre de l'analyse «Pushover», nous avons considéré comme les cas précédents une distribution modale des efforts appliqués selon le long de la structure établie par le code FEMA 450 :

$$C_{v,1} = \frac{2032,4 \times 3,06}{2032,4 \times (3,06 + 6,12 + 9,18 + 12,24 + 15,3) + (2060 \times 18,36)} = 0,0474$$

$$C_{v,1} = C_{v,2} = C_{v,3} = C_{v,4} = C_{v,5} = 0,0474$$

$$C_{v,6} = \frac{2060 \times 3,06}{2032,4 \times (3,06 + 6,12 + 9,18 + 12,24 + 15,3) + (2060 \times 18,36)} = 0,048$$

Les forces latérales à chaque niveau pour les deux directions x et y sont :

$$\text{Selon x : } \begin{cases} F_{(1,2,3,4,5),x} = 0,0474 \times 2460,03 = 116,60 \text{ K N} \\ F_{(6),x} = 0,048 \times 240,03 = 118,08 \text{ K N} \end{cases}$$

$$\text{Selon y : } \begin{cases} F_{(1,2,3,4,5),x} = 0,0474 \times 2172,25 = 102,96 \text{ K N} \\ F_{(6),x} = 0,048 \times 2172,25 = 104,268 \text{ K N} \end{cases} \quad (\text{Voir Figure 10})$$

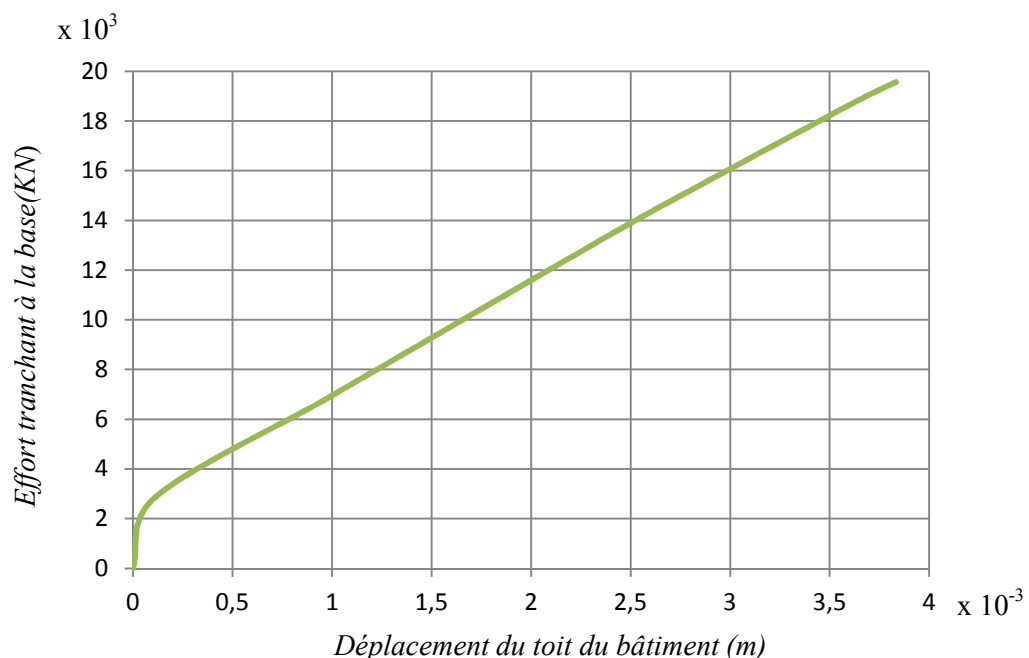


Figure 19: Effort tranchant à la base en fonction de déplacement.

D'après la figure 19 qui illustre les efforts tranchants à la base en fonction de déplacement du toit de la structure on constate que :

- La phase plastique est plus petite par rapport à la phase élastique qui représente un intervalle plus grand et le déplacement augmente avec l'augmentation de l'effort tranchant à la base.

D'après la courbe de capacité (figure 20) et après la modification des coefficients sismique C_a et C_v , l'intersection entre la courbe de capacité et le spectre de réponse donne le point de performance aux coordonnées $(S_a, S_d) = (0,715 ; 0,0013)$, Cela correspond à un effort latéral à la base de l'ouvrage de 8069,914 KN pour 0,0124 centimètres de déplacement au centre gravité de l'étage de toiture. L'apparition de la phase plastique numériquement est très divergente parce que la structure est très rigide.

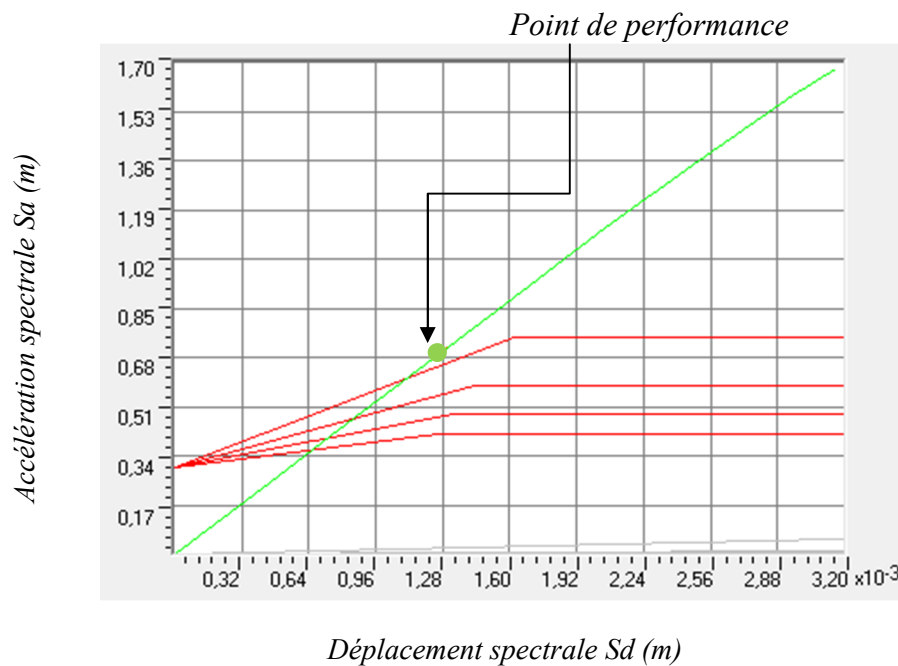


Figure 20: Courbe de capacité de la structure en voiles

IV.3.7.4 Calcul d'indice d'endommagement

Le calcul de degré d'endommagement d'après la formule (3) donne une valeur de 0,109 ($0,1 < ID = 0,109 < 0,25$), la structure subit un faible endommagement qui ne subira aucun de dégâts.

IV.3.8 Comparaison des réponses des structures analysées

Une comparaison des réponses est menée pour les trois types de structure en termes de déplacements latéraux maximaux et d'efforts tranchants à la base.

IV.3.8.1 Déplacements latéraux maximaux

Les déplacements latéraux à chaque étage obtenu par la méthode sont représentés sur la figure 21 au dessous. D'après cette figure on constate que :

- Les déplacements latéraux maximaux de la structure autostable sont plus importants. On note par exemple pour le dernier étage un déplacement de 0,19 m pour la structure autostable et un déplacement de 0,07 m pour la structure mixte et la structure en voile un déplacement de 0,0036 m.
- On constate que le déplacement latéral est très faible pour la structure voile comparativement au deux autres structures à cause de la grande rigidité des éléments de la structure (voiles).

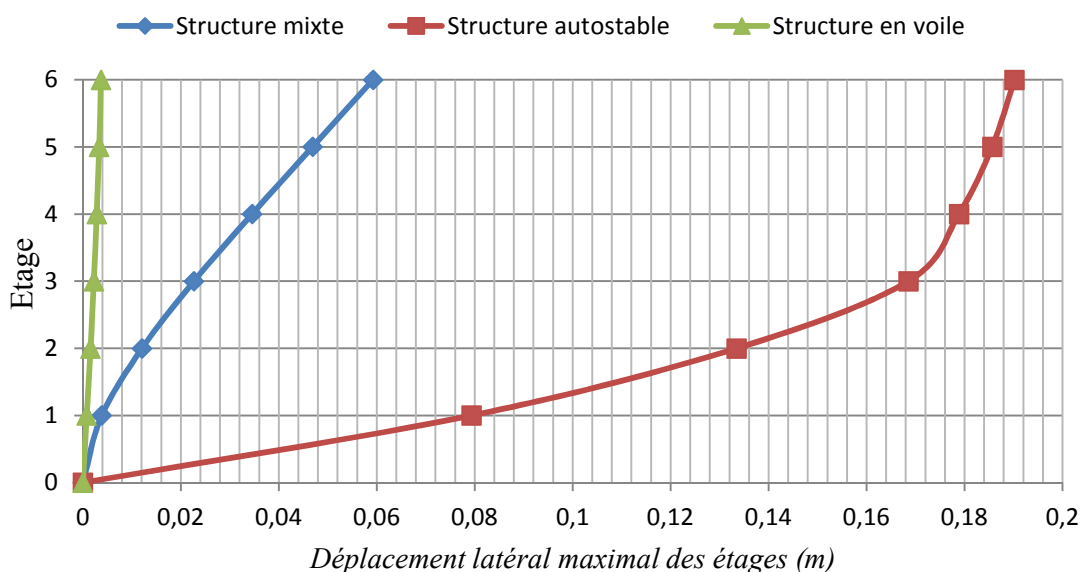


Figure 21: Déplacements latéraux maximaux des structures analysées

IV.3.8.2 Effort tranchant

La figure 22 montre la distribution des efforts tranchants au niveau des étages, on remarque que les valeurs de l'effort tranchant à la base de la structure voile est plus grand à une valeur de 5600 KN contrairement à la structure mixte qui est égale à 1800 KN et la structure autostable

égale à 300 KN. La structure en voiles présente des efforts de cisaillement d'étage plus élevés par rapport aux deux autres structures (mixtes et autostables).

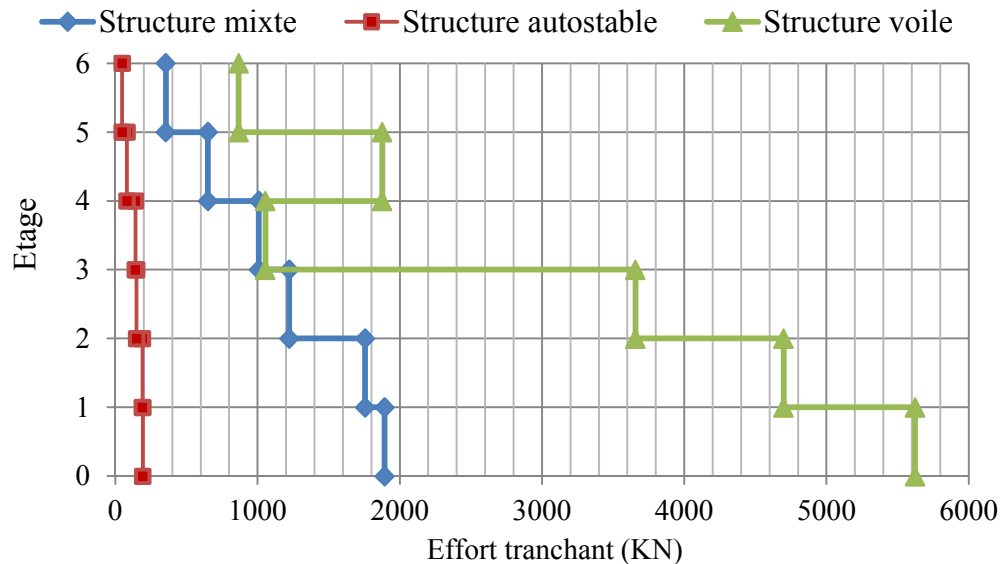


Figure 22 : Efforts tranchants obtenu par l'analyse statique non linéaire

IV.3.9 Conclusion

L'application de la méthode statique non linéaire sur les structures considérées : autostable, mixte (voiles + portiques) et en voiles permet de donner un aperçu sur le comportement de la structure et permet d'avoir une idée sur le processus d'endommagement, et ainsi de déterminer les zones critiques, d'où on peut conclure que :

- la structure contreventée par des voiles présente une phase élastique plus grande que la phase plastique à cause de la distribution des voiles selon les deux directions qui augmente la rigidité de structure d'où l'endommagement est probablement acceptable par rapport au structure autostable qui présente une phase plastique plus grande jusqu'au l'effondrement total de la structure.
- Malgré la distribution des voiles de contreventement et les portiques autostable dans les deux sens, le calcul d'indice d'endommagement montre des dégâts au niveau de la structure donc il faut ajouter des voiles en plus.
- Le degré d'endommagement présente une diminution avec l'augmentation des contreventements.

- La structure en voiles (rigide) déplace moins qu'une structure mixte (voiles + portiques) et structure autostable (plus faible et plus flexible) pour le même niveau d'une demande spectrale, et moins de dommages sont prévus au système structural et aux composants non structuraux sensibles au déplacement.
- l'ajout des murs voiles augmente la résistance de la structure.
- Après le renforcement de notre structure par des murs en voiles, on voit bien que le niveau de performance de notre structure s'est beaucoup amélioré car la structure peut supporter un effort tranchant de 8069,914 KN au lieu de 6162,820 KN pour la structure mixte et de 619,541KN pour la structure autostable.
- La formation des rotules plastiques du type qui ne présente aucun danger pour la structure en voiles, donc la structure est devenue plus performante contrairement aux autres (mixte et autostable).
- Le calcul statique non linéaire est capable d'évaluer la vulnérabilité sismique des structures existantes et d'étudier l'état de la structure sous l'action d'un séisme et de fournir ainsi des informations nécessaires comme la ductilité globale, limites élastiques et limites plastiques.

IV.4 Evaluation de la réponse des structures considérées par l'analyse dynamique non linéaire

IV.4.1 Introduction

Selon cette méthode les résultats seront plus exacts, car elle permet de définir le comportement réel d'une structure face à un séisme en présentant la réponse directement sous forme de déplacement, vitesse et accélération en fonction du temps. Toutefois, dans ce type de méthode, la difficulté se situe dans le choix du séisme, et plus particulièrement de son accélérogramme. En effet, l'étude doit être basée soit sur un séisme naturel mesuré, soit sur un accélérogramme artificiel. La définition de cette donnée de base pose des problèmes non négligeables et parfois reste très approximative.

Le comportement dynamique d'une structure est modélisé par un système à plusieurs degrés de liberté représentant la structure complexe dissociée en éléments simples. Pour rappel l'équation différentielle du mouvement d'un tel système à plusieurs degrés de liberté soumise à une excitation sismique $\ddot{X}_g(t)$ est donnée par la relation suivante [25]:

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = -[M]\{\Delta\}\{\ddot{X}_g\} \quad (4)$$

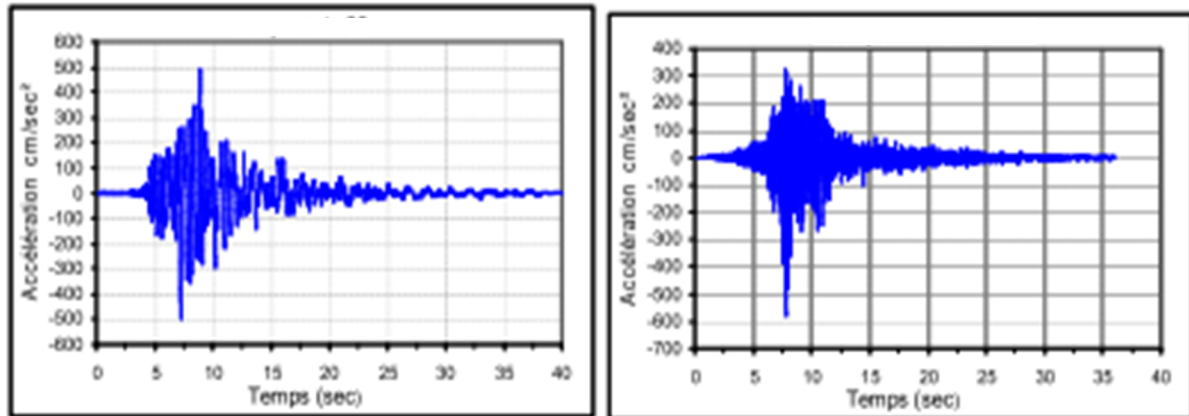
Où :

$[M]$, $[C]$ e $t[K]$ Sont respectivement les matrices de masse, d'amortissement et de rigidité.

$\{\ddot{U}\}$, $\{\dot{U}\}$, e $t\{U\}$ Sont respectivement les vecteurs d'accélération, de vitesse et de déplacement.

IV.4.2 Accélérogrammes utilisés

Les caractéristiques des deux accélérogrammes considérés dans la présente recherche, en l'occurrence d'El Centro (USA) et de Kobé (Japon), sont indiquées dans le tableau 2 donné ci-dessous, et leurs représentations graphiques par la figure 23[26]:



(a) El Centro

(b) Kobé

Figure 23 : Types d'accélérogrammes sismiques utilisés (a) : Elcentro, (b) : Kobé

Tableau 6 : Caractéristiques des accélérogrammes sismiques considérés

Séisme	Date	Composante	Site	Accélération max (g)	Durée totale (sec)
El Centro	18/05/1940	180°	Californie (U.S.A)	0.313	40,00
Kobé	16/01/1995	00°	Japon	0.509	40,96

IV.4.3 Résultats et analyse

Des analyses sont menées sur les trois structures considérées auparavant (mixte, autostable et en voiles) pour évaluer leurs réponses dynamiques en termes de déplacements latéraux, de déplacements relatifs et d'efforts tranchants d'étages sous l'effet des accélérogrammes choisis pris individuellement. Il s'ensuit une comparaison des résultats obtenus. Cette évaluation a pour but de situer les résultats précédents obtenus par la méthode statique non-linéaire à ceux obtenus par la méthode dynamique non-linéaire.

a) El Centro

a1) Déplacement latéral maximal d'étage

Les déplacements latéraux obtenus à chaque étage sont illustrés sur la figure 24 sous l'action de la composante 180° du séisme d'El Centro :

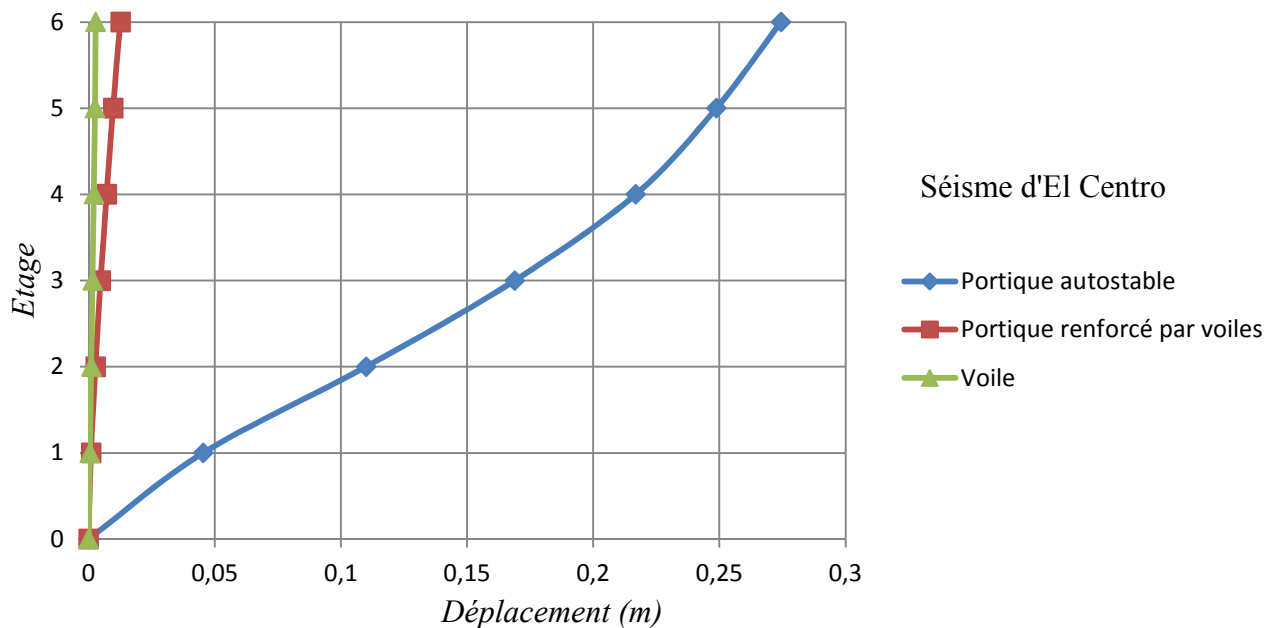
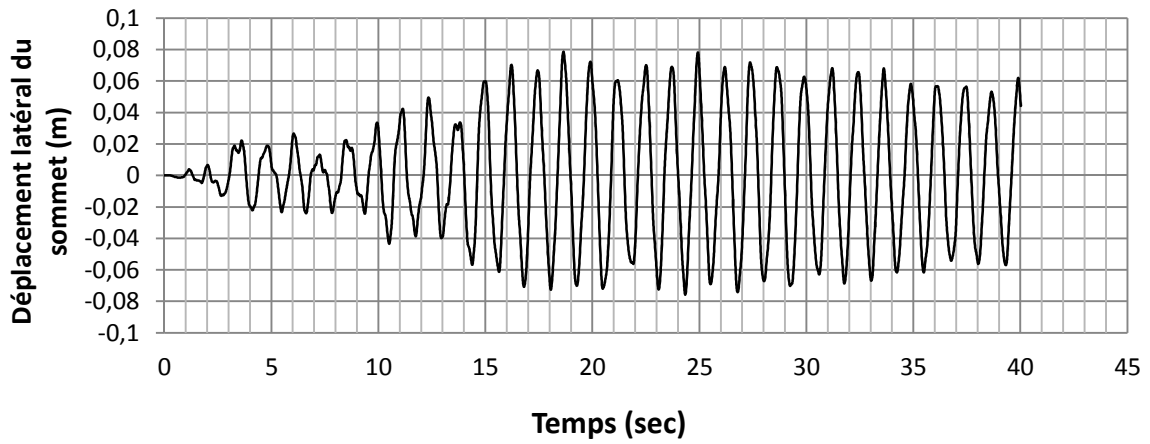


Figure 24 : Déplacement latéral maximal

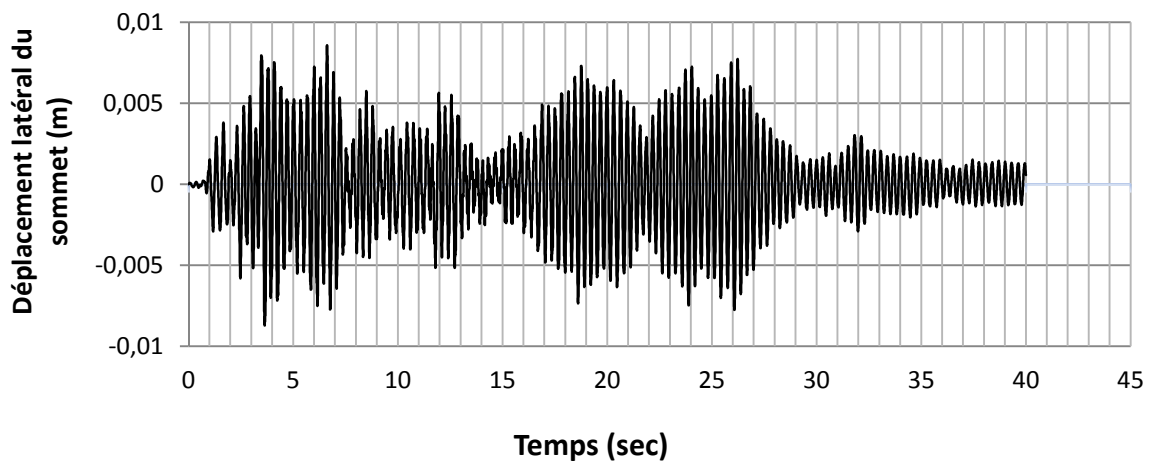
D'après cette figure on remarque que :

- Les déplacements latéraux maximaux des étages du portique autostable sont plus importants que ceux du portique renforcé par des voiles en béton armé et la structure en voile surtout aux derniers étages, ceci est dû à la flexibilité du portique autostable dans lequel la rigidité latérale est plus faible.
- Les déplacements de la structure voile sont très petits de niveau 0,28 cm pour le dernier étage par rapport aux autres structures grâce à sa grande rigidité.
- La structure autostable présente un écart plus grand selon le long de la structure ([0,045 ; 0,274]) contrairement aux deux autres structures mixte et en voiles qui sont respectivement ([0,00092 ; 0,0126]), ([0,00049 ; 0,0028]).
- Les déplacements de la structure autostable dépassent la limite élastique contrairement aux structures mixte et en voiles qui restent toujours inférieurs.

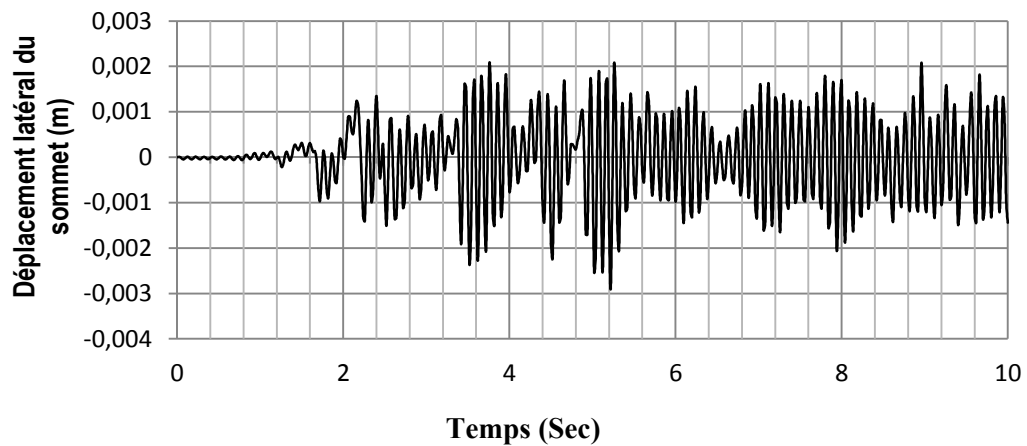
La réponse temporelle en déplacement aux sommets des structures sous l'accélérogramme d'El Centro est distinguée sur la figure 25.



(a) Structure autostable



(b) Structure mixte (voiles + portiques)



(c) Structure en voiles

Figure 25 : Déplacements latéraux temporels du sommet des trois structures analysées sous l'accélérogramme d'El Centro

De même on constate que le déplacement latéral temporel du sommet de la structure en portique est plus important que celui de la structure mixte (voile + portique) et la structure voile lorsque celles-ci sont soumises à l'accélérogramme d'El Centro, où le déplacement du sommet de la structure autostable (0,08 m) est supérieur de dix fois à celui de la structure mixte (0,008m) et quarante fois de la structure voile (0,0021m), ceci est du sans doute à la différence de rigidité existante entre les trois structures.

Pour la structure voile on considère une durée de 10 secondes correspondant à l'accélération max. à cause de la longue durée pendant l'analyse des résultats.

a2) Déplacement relatif maximal d'étage

La figure 26 indiquée ci-dessous, présente l'allure des déplacements relatifs maximums d'étages des structures considérées dans l'analyse non linéaire. D'après cette figure on constate que :

- Le déplacement de la structure autostable est toujours plus important que celui de la structure mixte et la structure voile mais on remarque qu'il y un grand écart de déplacements entre les étages contrairement à la structure mixte et en voiles, ceci est dû à la différence de la rigidité entre les niveaux.
- Le niveau où le ferrailage et la section des poteaux sont réduits le déplacement relatif inter-étage diminue également pour la structure autostable.
- Le déplacement des étages de la structure en voiles est d'ordre 10^{-3} m, à cause de la grande rigidité qui est présente par la structure et la différence de déplacements entre les étages est presque négligeable.

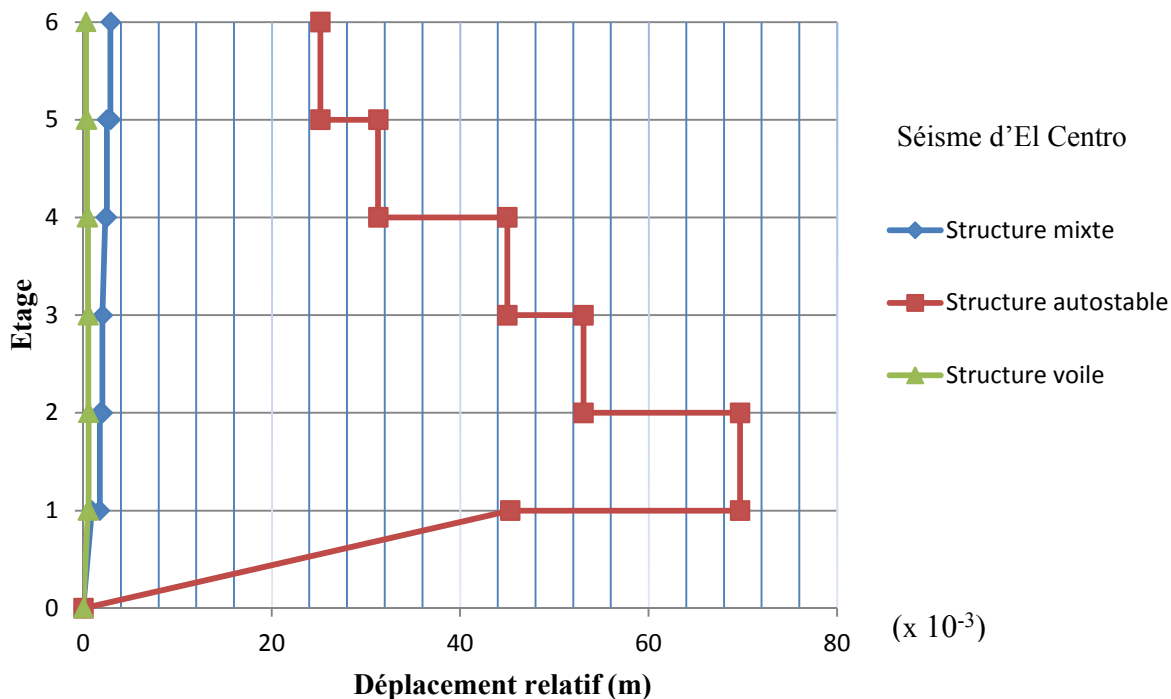


Figure 26 : Déplacement relatif inter-étage maximal

a3) Effort tranchant maximal d'étage

Des analyses concernant le calcul des efforts tranchants maximaux d'étages ainsi que l'évolution temporelle de l'effort tranchant à la base des structures analysées sous l'effet du séisme d'El Centro ont été menés.

La distribution des efforts tranchants au niveau des étages (figure 27) montre que :

- La structure mixte contreventée par des voiles en béton armé présente des efforts de cisaillement d'étage plus élevés par rapport à la structure autostable.
- Peu de variation entre les efforts au sommet et à la base du portique.
- Par contre, un grand écart est enregistré entre l'effort au sommet et celui à la base de la structure (voiles + portiques) et la structure en voiles à cause de la variation de la rigidité des éléments structuraux le long de la hauteur de structure.

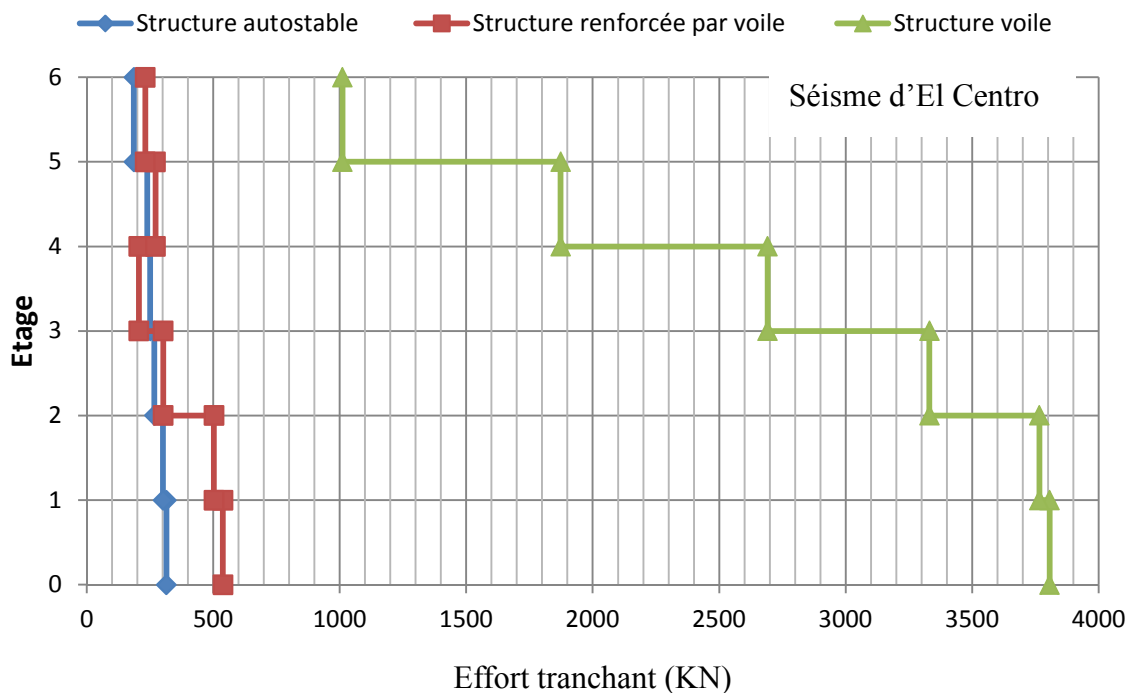
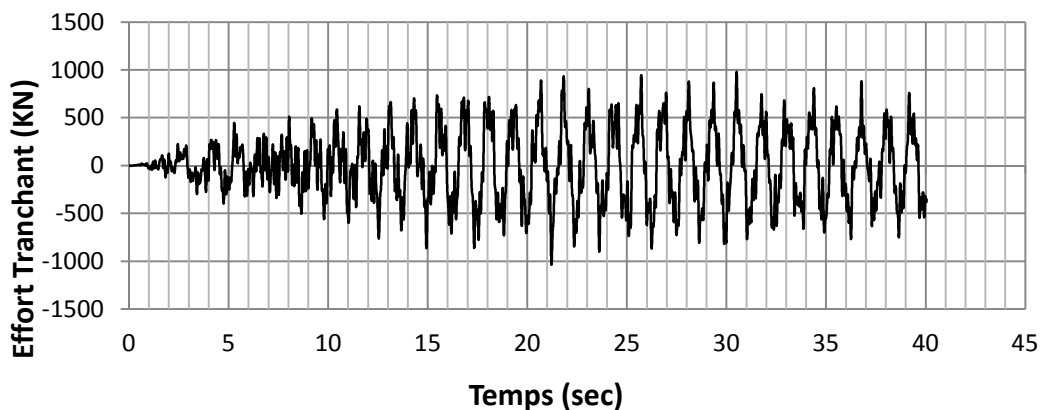


Figure 27 : Efforts tranchants obtenu par l'analyse dynamique non linéaire

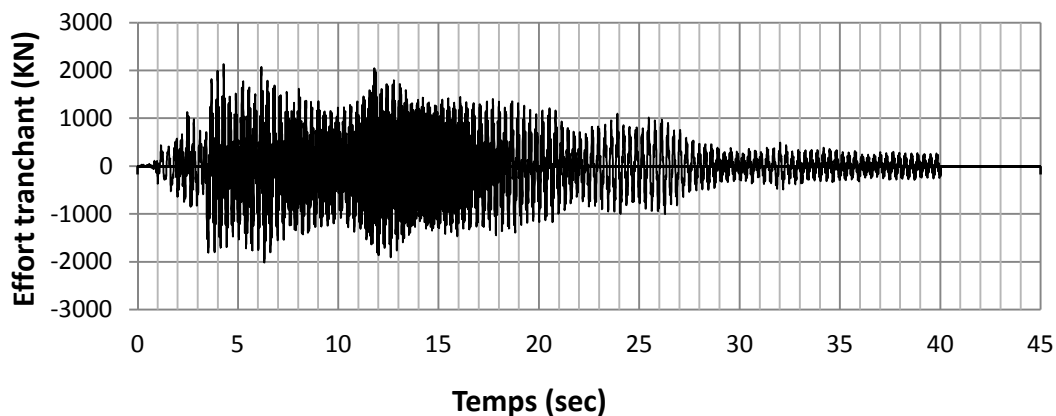
La figure 28 représente la variation temporelle des efforts tranchants à la base des structures étudiées sous l'accélérogramme d'El Centro.

A partir de cette figure, nous à fait ressortir les conclusions suivantes :

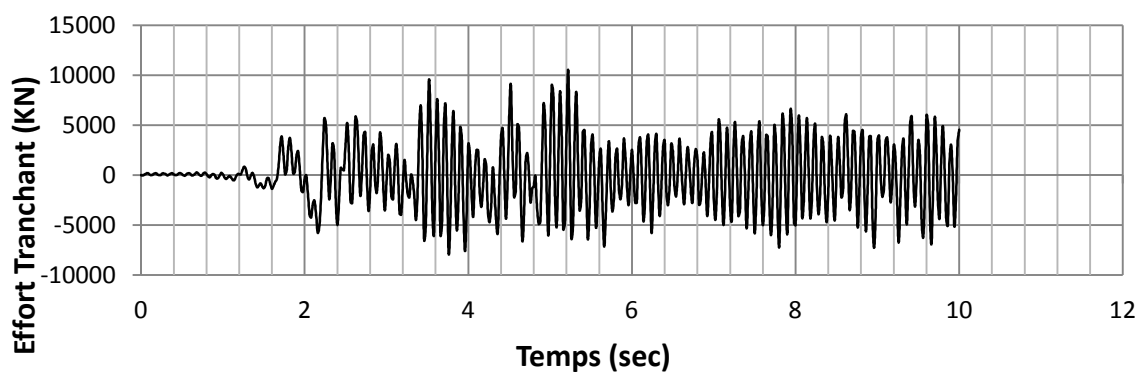
- Les efforts tranchants à la base de la structure en voiles sont grands cinq fois de ceux de la structure mixte et dix fois par rapport à la structure autostable, ceci est dû à la différence de la rigidité des structures.
- la structure en voiles présente un écart plus grand dans les efforts tranchants selon le long de la structure contrairement aux autres structures qui présentent un écart moins important.



(a) Structure autostable



(b) Structure mixte (voiles + portiques)



(c) Structure en voiles

Figure 28 : Efforts de cisaillement à la base des structures sous l'accélérogrammes d'El Centro

b) Kobé:

b1) Déplacement latéral maximal d'étage

Les déplacements latéraux à chaque étage obtenus par la méthode dynamique non linéaire sont représentés sur la figure 29 sous le séisme de Kobé :

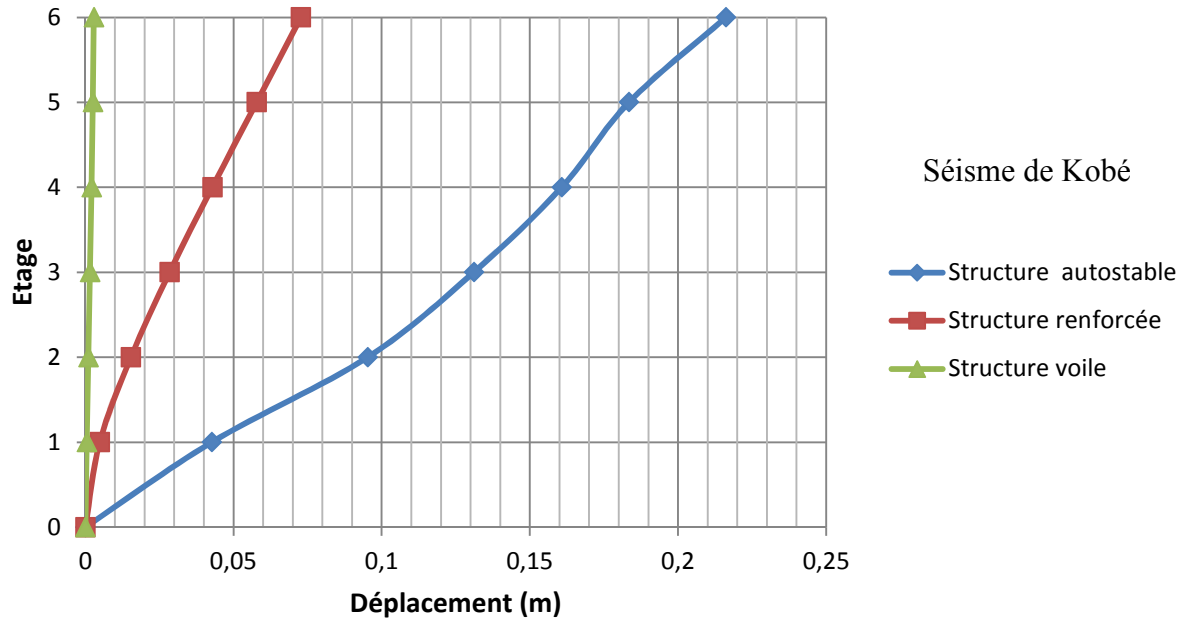
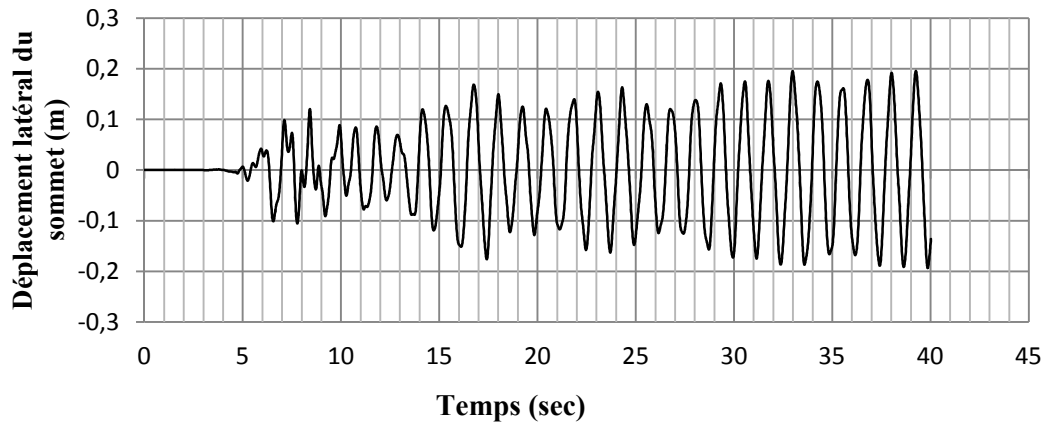


Figure 29 : Déplacement latéral maximal

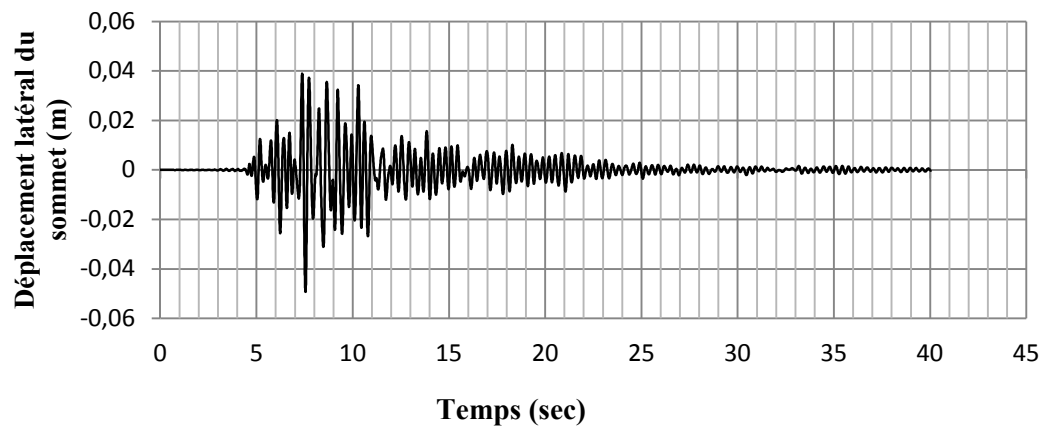
Selon cette figure on constate que :

- Le déplacement latéral au niveau de la structure autostable est toujours plus grand que celui de la structure renforcée par les voiles en béton armé, ceci est dû sans doute à la rigidité plus importante de la 2^{ème} structure.
- L'écart du déplacement de la structure autostable est plus étalé ([0 ; 0,22 m]) par rapport aux autres structures mixte et en voiles dans l'intervalle est respectivement de ([0 ; 0,075 m]) et ([0,00048 ; 0,0028 m]).

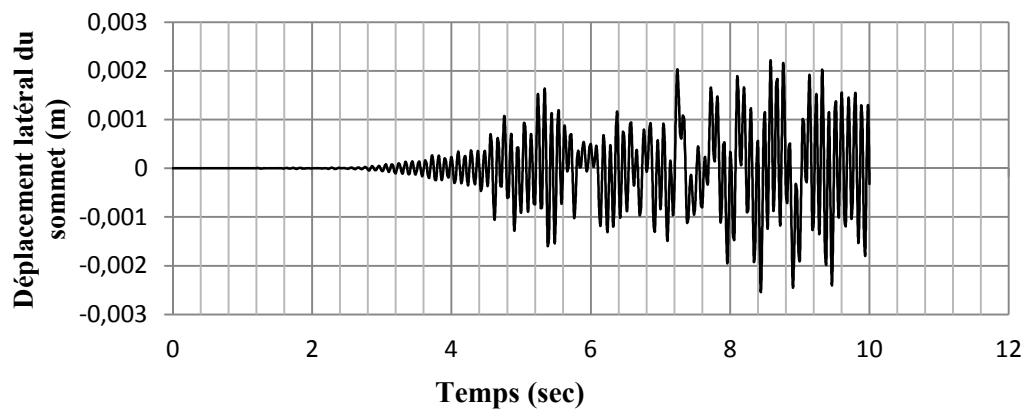
La réponse temporelle en déplacement aux sommets des structures sous l'accélérogramme de Kobé est montrée sur la figure 30, on constate que le déplacement latéral de la structure contreventé par des portiques est plus grand par rapport à celui de la structure mixte et de la structure en voiles.



(a) Structure autostable



(b) Structure mixte (voiles + portiques)



(c) Structure en voiles

Figure 30 : Déplacements latéraux du sommet des structures sous l'accélérogramme de Kobé

b2) Déplacement relatif d'étage

Les déplacements relatifs maximaux d'étages sont illustrés sur la figure 31 :

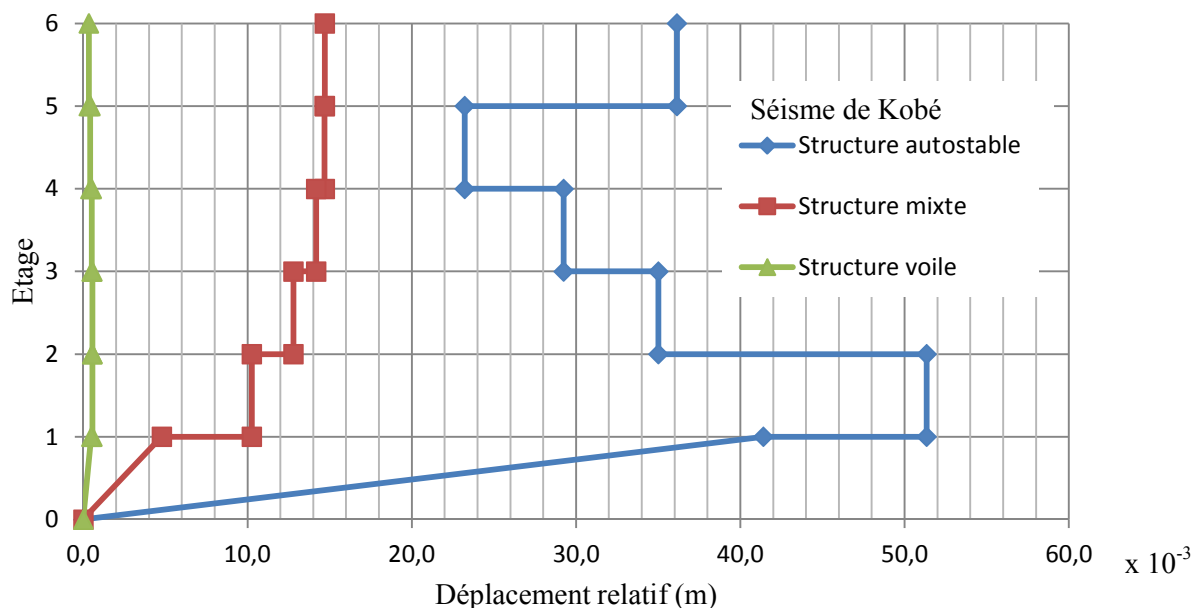


Figure 31 : Déplacement relatif inter-étage maximal

De même que pour le séisme d'El Centro, on remarque que :

- Le déplacement relatif de la structure autostable est toujours plus grand que celui de la structure mixte (voiles + portiques).
- Les valeurs de déplacement relatif le long de la hauteur de structure mixte et celles de la structure en voiles affichent une certaine uniformité contrairement à celle de la structure autostable qui montre une irrégularité très importante sur toute la hauteur de structure.

b3) Effort tranchant maximal d'étage

La distribution des efforts tranchants au niveau des étages est indiquée sur la figure 32. D'après cette figure on constate que :

- La structure contreventée par des voiles en béton armé présente des efforts de cisaillement d'étage plus élevés par rapport à la structure autostable.
- L'effort de cisaillement à la base de la structure en voiles dépasse de deux fois celui de la structure mixte (voiles + portiques), cette différence est due à la variation de la rigidité des structures.

- Sous l'effet du séisme de Kobé, les efforts de cisaillement sont plus élevés que ceux obtenus sous le séisme d'El Centro.

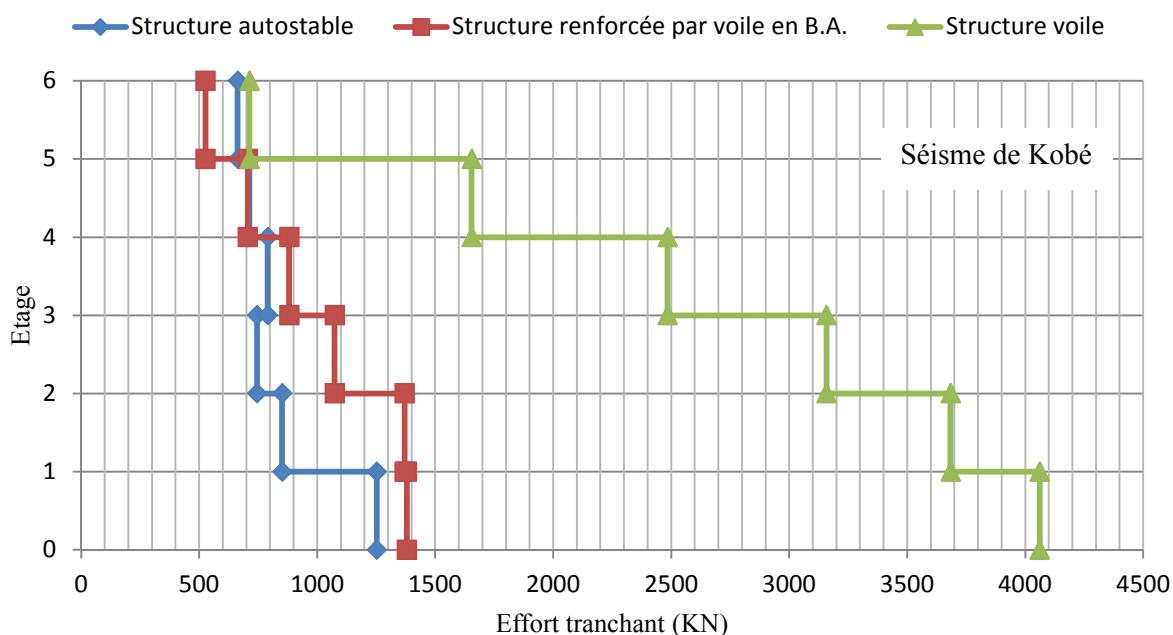
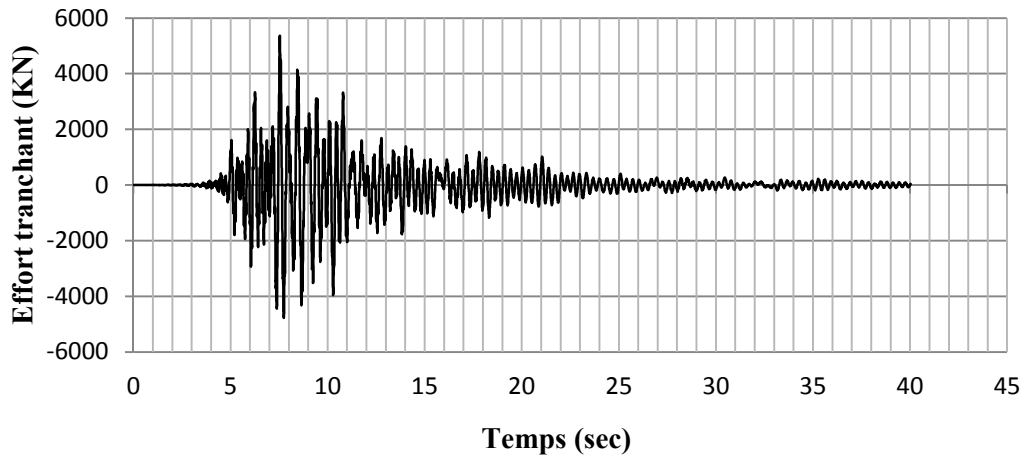


Figure 32 : Efforts tranchants obtenus par l'analyse dynamique non linéaire temporelle

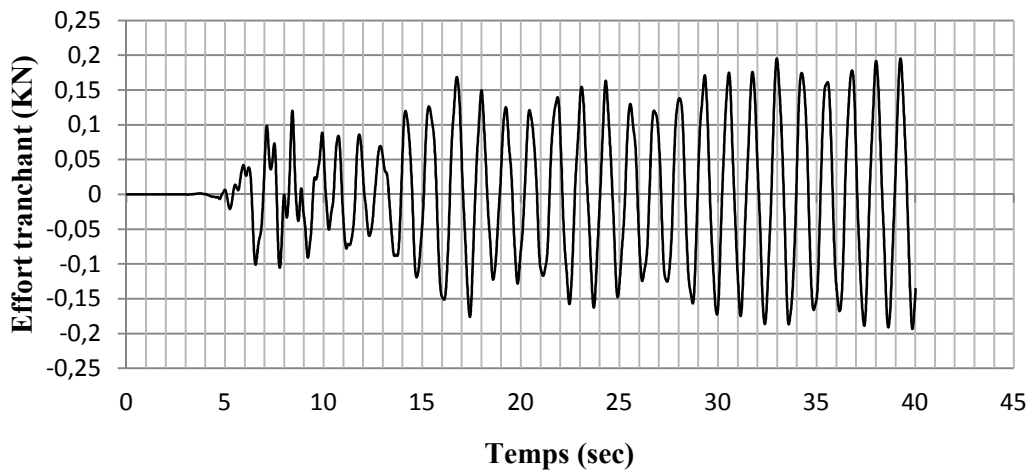
La figure 33 ci-dessous illustre la variation temporelle des efforts tranchants à la base des structures analysées sous l'accélérogramme de Kobé. Pareil au séisme d'El Centro en remarque que :

Les efforts tranchants à la base de la structure en voiles et mixte sont plus importants que ceux de la structure autostable.

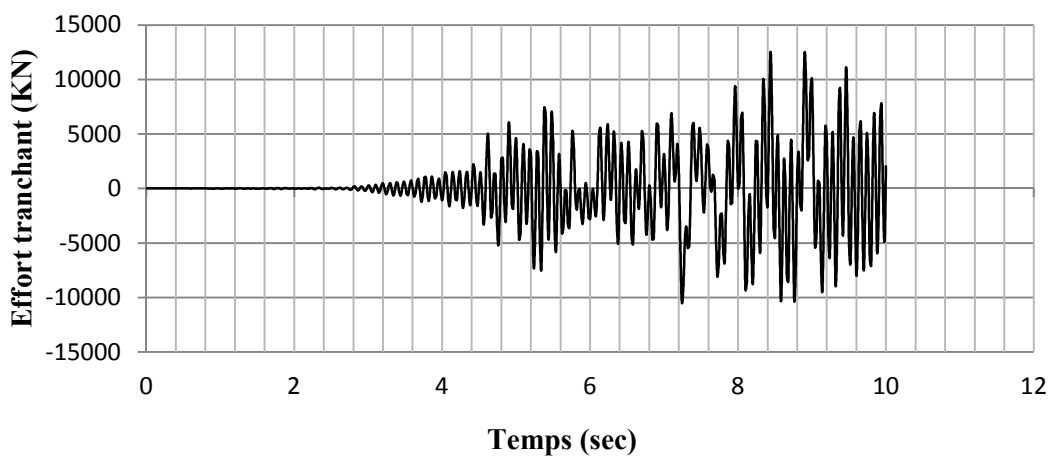
Pour la structure en voiles seule la partie où la réponse est maximal en représentée.



(a) Structure mixte (voiles + portiques)



(b) Structure autostable

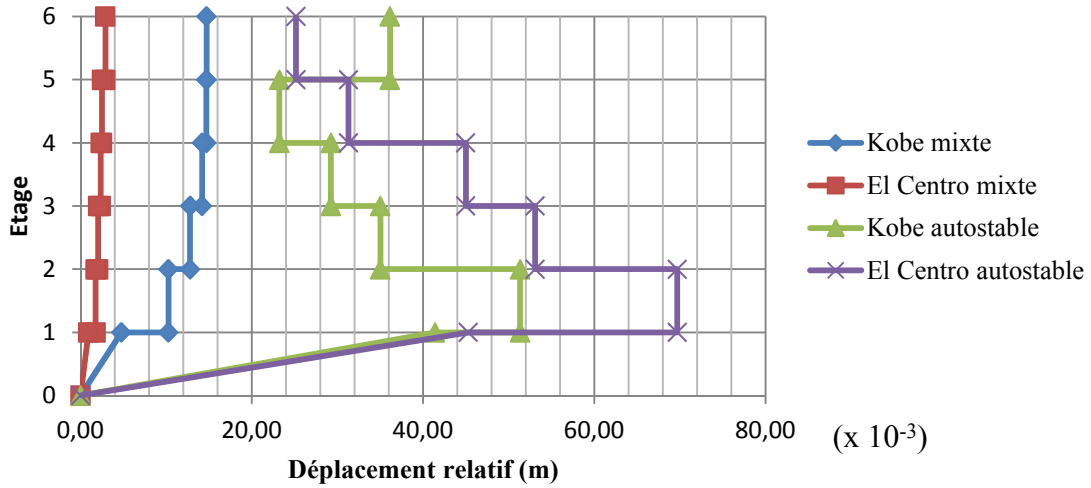


(c) Structure en voiles

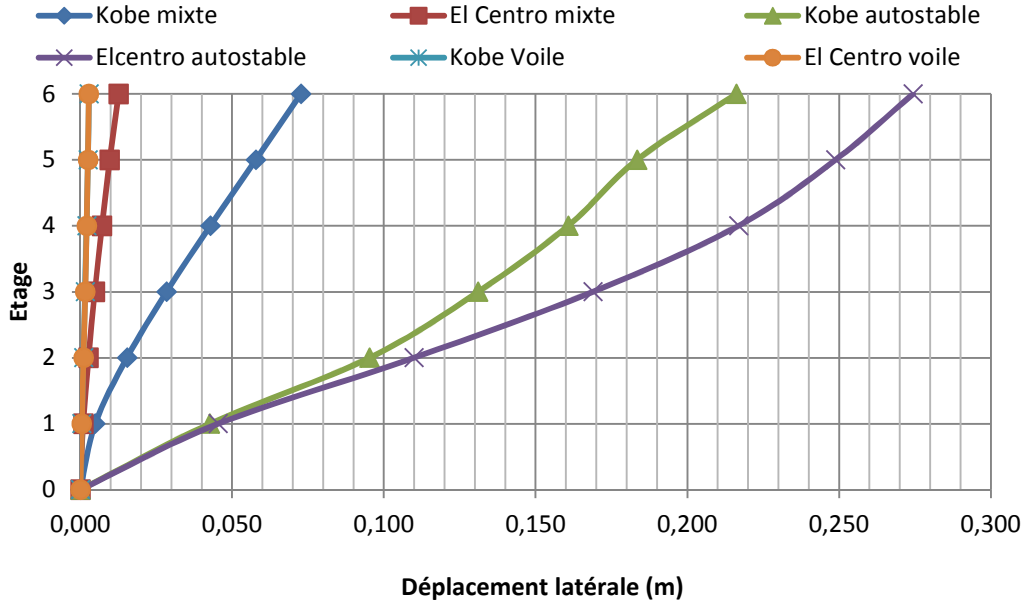
Figure 33 : Effort tranchant à la base des structures sous l'accélérogramme de Kobé

IV.4.4 Comparaison des résultats entre ceux d'El Centro et de Kobé

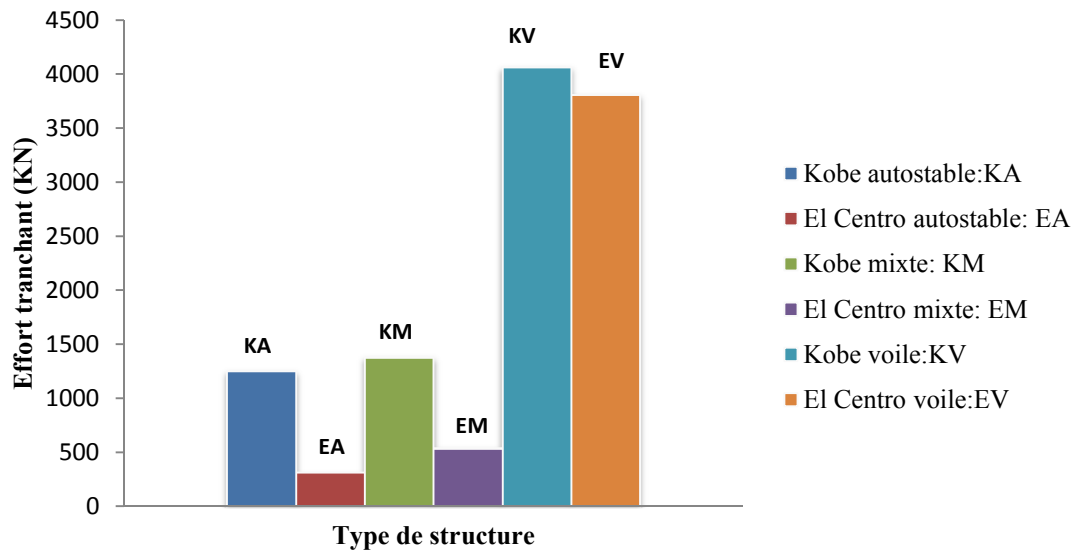
Pour une meilleure comparaison des résultats sous les deux accélérogrammes pour les déplacements latéraux maximums, déplacements relatif inter-étage d'étages des bâtiments considérés sont regroupés dans la figure 34(a, b, c).



(a)



(b)



(c)

Figure 34 : Comparaison des réponses de structures analysées obtenues sous les accélérogrammes d'El Centro et de Kobé

(a) : déplacements relatifs, (b) : déplacements latéraux, (c) efforts de cisaillements.

Les deux figures 34(a) et 34(b) montrent clairement l'écart des réponses dynamiques non linéaires des structures considérées sous l'action des accélérogrammes utilisés, celui d'El Centro et de Kobé. A la lumière de ces comparaisons on constate que :

- Les structures soumises à l'accélérogramme de Kobé présentent une déformation plus importante et sont supérieures, en termes de déplacements latéraux maximums, de déplacements relatifs d'étage, par rapport à celles obtenues sous l'action de l'accélérogramme d'El Centro, sauf dans le cas des déplacements latéraux de la structure autostable. Cette différence revêt un caractère normal à cause du type des accélérogrammes utilisés. Notamment en ce qui concerne la durée et la magnitude.
- Les déplacements des structures mixte et en voiles sont en conformité avec le déplacement calculé par le code RPA99 ($1\%h_e = 0,0306$ m) selon les deux accélérogrammes contrairement à la structure autostable d'où le déplacement dépasse la limite exigé par le code RPA99.
- Les déplacements de la structure en voiles obtenus sous les deux accélérogrammes est identiques.
- Par rapport aux efforts tranchants à la base on observe que la structure mixte (voiles + portiques) présente un écart de 39% sous le séisme de Kobé par rapport au séisme d'El

Centro, un écart de 92% pour la structure en voiles ainsi qu'un écart de 25% pour la structure autostable.

IV.4.5 CONCLUSION

Dans ce cas d'étude de l'application de la méthode dynamique non linéaire sur les structures considérées (mixte (voiles + portiques), autostable et en voiles) soumises à des accélérogrammes connus d'El Centro et de Kobé, on peut conclure les résultats suivantes :

- Les déplacements latéraux maximaux des étages du portique autostable sont plus importants que ceux des portiques renforcés par des voiles, logiquement grâce à leurs flexibilité est reste toujours supérieurs à la limite préconise par le règlement parasismique algérien contrairement aux deux autres structures, d'où le déplacement de la structure autostable est supérieur par dix fois de la structure en voiles et par deux fois de celle de la structure mixte.
- On constate la même conclusion pour les déplacements relatifs inter-étage, a noter un écart plus grand selon le long de la structure autostable dû à la différence de la rigidité entre les niveaux qui influe notamment sur la structure autostable.
- Les structures mixte et en voiles présentent un effort de cisaillement plus grand à celle de la structure autostable.

A titre de comparaison entre les résultats obtenus sous l'accélérogramme d'El Centro et de Kobé on conclure que :

- En termes de déplacements les analyses effectuées montrent que les structures soumises à l'accélérogramme de Kobé présentes une déformation plus grande à ceux de l'accélérogramme d'El Centro et ça grâce à la magnitude du séisme.
- Le déplacement de la structure mixte sous le séisme de Kobé dépasse la limite et non vérifié.
- De même pour les efforts tranchants, on note que la structure en voiles présente un écart de 92% sous le séisme de Kobé par rapport au séisme d'El Centro, 39% pour la structure mixte et 25% pour la structure autostable.

CONCLUSION GENERALE

Le présent travail effectué dans cette étude à deux objectifs principaux : 1) l'évaluation de la performance sismique d'un certain type de structures de bâtiment existantes en béton armé à savoir une structure autostable, une structure mixte (voiles + portiques), et une structure en voiles dimensionnées selon le règlement parasismique algérien RPA99 version 2003, en utilisant la méthode statique non linéaire (Pushover), 2) l'application d'une analyse dynamique temporelle non-linéaire basé sur des accélérogrammes de référence afin de vérifier la performance et la validité de la 1^{ier} méthode.

L'étude bibliographique permettant d'éclairer les différentes méthodes utilisées pour suivre le comportement non linéaire des structures, et l'estimation de sa capacité résistance vis-à-vis des forces latérales suivant une modélisation à été choisi. Le comportement est basé sur la théorie d'endommagement et la plasticité. Parmi les objectifs à atteindre dans cette étude :

- L'application de la méthode Pushover sur trois conception des bâtiments (autostable, mixte (voiles + portiques), et en voiles) et déterminer leurs courbe de capacité et le point de performance de chaque structure.
- Calcul d'indice d'endommagement pour vérifier l'état d'endommagement des structures.
- Une étude complémentaire pour comprendre le comportement réel des mêmes structures par l'effet des actions sismiques (El Centro 1940 et Kobé 1995) en terme de déplacements relatifs inter-étages, déplacements latéraux maximum, l'effort tranchant à la base et les déplacements relatifs et latéraux temporels.

L'outil numérique utilisé dans ce travail est simple et facile d'utilisation. Il s'agit du logiciel informatique SAP2000 permettant la modélisation en éléments finis des structures et conduit à l'obtention de la courbe de capacité. L'interface graphique de la méthode statique

non-linéaire est programmé sur feuille d'Excel permet d'évaluer le déplacement maximal.

D'après cette étude les résultats les plus importants sont résumés comme suit :

- la structure contreventée par des voiles présente une phase élastique plus grande que la phase plastique à cause de la distribution des voiles selon les deux directions qui augmente la rigidité de structure d'où l'endommagement est probablement acceptable par rapport au structure autostable qui présente une phase élastique plus grande jusqu'au l'effondrement total de la structure.
- Malgré la distribution des voiles de contreventement et les portiques autostable dans les deux sens, le calcul d'indice d'endommagement montre des dégâts au niveau de la structure donc il faut ajouter des voiles en plus.
- Le degré d'endommagement présente une diminution avec l'augmentation des contreventements.
- La structure en voiles (rigide) déplace moins qu'une structure mixte (voiles + portiques) et structure autostable (plus faible et plus flexible) pour le même niveau d'une demande spectrale, et moins de dommages sont prévus au système structural et aux composants non structuraux sensibles au déplacement.
- L'ajout des murs voiles augmente la résistance de la structure.
- Après le renforcement de notre structure par des murs en voiles, on voit bien que le niveau de performance de notre structure s'est beaucoup amélioré car la structure peut supporter un effort tranchant en plus.
- La formation des rotules plastiques du type qui ne présente aucun danger pour la structure en voiles, donc la structure est devenue plus performante contrairement aux autres (mixte et autostable).
- Le calcul statique non linéaire est capable d'évaluer la vulnérabilité sismique des structures existantes et d'étudier l'état de la structure sous l'action d'un séisme et de fournir ainsi des informations nécessaires comme la ductilité globale, limites élastiques et limites plastiques.
- l'analyse Pushover en termes de demande de capacité et de rotules plastiques donne un aperçu sur le comportement de la structure et le niveau d'endommagement sous l'effet d'un futur séisme, où le comportement du structure autostable n'est pas très adéquat et ceci est attendu à la faible rigidité qui est particulier dans la conception en Algérie surtout dans les zones à forte sismicité (notre cas) ,et par l'ajout des voiles dans les

deux sens de la structure respectant le règlement parasismique algérien améliore le comportement de l'ossature.

- Le point de performance sismique obtenue associé aux degrés de dommages, nous donnera les dommages attendus selon les accélérations introduites.
- L'analyse Pushover est une méthode puissante et très utile qui peut permettre d'étudier plusieurs schémas de confortement des bâtiments existants et de proposer des nouvelles structures qui se comporteront d'une manière adéquate durant de futurs séismes.

Une deuxième analyse a été effectuée c'est l'analyse dynamique non-linéaire, on peut conclure les conclusions suivantes :

- Les déplacements latéraux maximaux des étages du portique autostable sont plus importants que ceux des portiques renforcés par des voiles, logiquement grâce à leurs flexibilités et reste toujours supérieurs à la limite préconisée par le règlement parasismique algérien contrairement aux deux autres structures.
- On note un écart plus grand pour les déplacements relatifs inter-étage selon le long de la structure autostable dû à la différence de la rigidité entre les niveaux qui influe notamment sur la structure autostable.
- Les structures mixte et en voiles présentent un effort de cisaillement plus grand à celle de la structure autostable.

A titre de comparaison entre les résultats obtenus sous l'accélérogramme d'El Centro et de Kobé on conclure que :

- En termes de déplacements les analyses effectuées montrent que les structures soumises à l'accélérogramme de Kobé présentent une déformation plus grande à ceux de l'accélérogramme d'El Centro et ça grâce à la magnitude du séisme.
- Le déplacement de la structure mixte sous le séisme de Kobé dépasse la limite exigée par le code RPA99.
- De même pour les efforts tranchants, on note que la structure en voiles présente un écart de 92% sous le séisme de Kobé par rapport au séisme d'El Centro, 39% pour la structure mixte et 25% pour la structure autostable.

De plus, malgré la dynamique non linéaire produit tous les résultats recherchés (efforts et déplacement à tous les instants du séisme) mais elle est très coûteuse dans le temps par

rapport à la méthode statique non-linéaire donc est une preuve de favoriser la méthode statique non linéaire à sa rapidité de diagnostiquer les structures.

Le présent thème peut être développé dans plusieurs directions, et à notre sens :

- Elargir l'étude pour différents type de structure (bâtiments en charpente métallique avec différents type de contreventement, ponts ...etc.)
- Il est nécessaire de procéder à une large étude paramétrique, en analysant plusieurs configurations types, pour comparer les comportements de bâtiment par exemple de typologie différentes issus de la même classe.
- Elargir le règlement parasismique algérien par l'étude du spectre élastique en prendre en considération la magnitude des séismes.
- En fin la mise en pratique de ces méthodes fournira dans les années à venir les bases nécessaires pour vérifier et améliorer les règles parasismiques algériennes proposées.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] M.-J. Nollet et Al. Développement de courbes de fragilité des bâtiments existants par la méthode des éléments appliqués.
- [2] Boumekkik Ahmed. Analyse Pushover des Structures en Béton armé (Théorie de l'endommagement). *Projet de recherche rapport Annuel, Université de Batna.*
- [3] Estéban SAEZ. Etude bibliographique, conception des bâtiments basés sur la notion de performance. *Mars 2006.*
- [4] Paul IOAN et Al. Étude des structures métalliques à planchers composites Soumises aux actions sismiques. *Université Technique de Constructions, Bucarest, 124, Bd. Lacul Tei, RO 72302, RO*
- [5] A-Kahil et Al. Évaluation de la performance sismique d'un bâtiment a ossature auto-stable avec la méthode non itérative. *1st International Conference on sustainable Built Environment Infrastructure in Developing Countries ENSET Oran (Algeria) – October 12-14, 2009.*
- [6] Hamou kada et Al. L'augmentation de la capacité du vieux bâti (Réduction du Risque Sismique de la Ville d'Oran). *USTO-MB.*
- [7] A. El Ghoulbzouri et Al. Couplage mécano-fiabiliste en vue d'évaluer la performance sismique des bâtiments. *19^{ème} Congrès Français de Mécanique, Marseille, 24-28 août 2009.*
- [8] Stéphane Grange et Al. Analyse sismique du comportement d'une structure de 7 étages à échelle 1 en béton armé. *19^{ème} Congrès Français de Mécanique, Grenoble, 27-31 août 2007.*
- [9] FEMA273 Federal Emergency Management Agency. « NEHRP recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures ». *Chapitre3, Washington, D.C.*
- [10] ATC 40. 1996. "Seismic evaluation and retrofit of buildings", *Redwood city: Applied Technologies Council.*
- [11] EC8, ENV 1998-1-3, Eurocode 8. 1998. "Calcul des structures pour leur résistance aux séismes. Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments" *Comité Européen de normalisation.*
- [12] Ourabah A. et Al. Analyse pushover d'une structure auto stable (R+8) pushover analysis of multistory Structures. *"SICZS_2010" Symposium International sur la Construction en Zone Sismique -Université Hassiba Benbouali de Chlef (Algérie), 26 – 27 octobre 2010*
-

- [13] DONEUX Catherine. Etude du mécanisme de transfert des flexions à la jonction poutre poteau dans les structures en portiques mixtes surmises à une action sismique, *Thèse de Doctorat, université de liège*, 2001-2002.
- [14] RPA, 2003 "Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003". *Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger*.
- [15] Chapitre 10. Bâtiments en béton armé.
- [16] Garcia Jean-François et Al. Elaboration d'une méthode d'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments. *Rapport final de PFE, Mars-Juillet 2007*.
- [17] Règle d'utilisation et de dimensionnement des boîtes d'attente START Prescriptions pour l'acier à utiliser dans les ouvrages en zone sismique. *Janvier 2010*.
- [18] Marc Badoux et Al. Construction en béton Introduction à la norme SIA 262 Dimensionnement parasismique. *Extrait de la documentation D 0182, Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zürich, 2003*
- [19] Djebbar.N : Evaluation des performances parasismiques des portiques en BA renforcés par chemisage en béton armé et par bandage en CFRP .*Thèse de Magistère, 2010, Université Mentouri, Constantine. Algeria*
- [20] CSI (Computer and Structures Inc). 1999. Web tutorial1-quick pushover analysis tutorial. *Inc.Berkeley, California*.
- [21] CSI (Computer and Structures Inc). SAP2000 v14 integrated Finite Element Analysis and Design of Structures. *CSI, Berkeley*.
- [22] ARTEC Bureau d'étude technique
- [23] BET. ARTEC, Note de calcul DADES bloc F
- [24] MENASRI Y. et Al. Evaluation de la vulnérabilité sismique a L'échelle d'une structure en béton arme par l'analyse statique non linéaire (Pushover), *Symposium International sur la Construction en Zone Sismique « SICZS »Université Hassiba Benbouali de Chlef (Algérie), 26 – 27 octobre 2010*.
- [25] M. Mekki1 et Al. Nouvelles approches de modélisation non linéaire des structures en béton arme, *1st International Conférence on Sustainable Built Environment Infrastructures in Developing Countries ENSET Oran (Algeria), Octobre 12-14, 2009*
- [26] A. Larabat Ziane, T. Branci Effets des palées de contreventement sur la réponse sismique des structures métalliques,"*SICZS_2010" Symposium International sur la Construction en Zone Sismique Université Hassiba Benbouali de Chlef (Algérie), 26 – 27 octobre 2010*
-

LISTE DES FIGURES

Chapitre I :

Figure 1 : Courbes de fragilité d'un bâtiment en maçonnerie non armée à vocation	5
Figure 2 : La Courbe Pushover	7
Figure 3 : Etats de plasticité de l'ossature étudiée	7
Figure 4 : Comparaison entre les valeurs caractéristiques pour les modèles composite et respectivement homogène	9
Figure 5 : Domaine des dommages selon la direction (xx)	10
Figure 6 : Variation des dommages en fonction de l'accélération sismique (direction (xx))	10
Figure 7 : Apparition des fissures obliques plus ou moins importante au droit de zone nodale	11
Figure 8 : courbe représentatif de capacité et de point de performance sens xx	12
Figure 9: Indice de fiabilité en fonction de la ductilité de la structure du bâtiment	13
Figure 10 : (a) Moments, (b) déplacements, et (c) déplacements relatifs maximum pour les 4 séismes, comparaisons entre le comportement expérimental et numériques	14

CHAPITRE II :

Figure 1 : Système d'un degré de liberté élasto plastique	18
Figure 2 : Système linéaire correspondant au système inélastique	20
Figure 3 : La courbe Pushover	20
Figure 4 : Idéalisations bilinéaires de la courbe Pushover (FEMA 450, 2003)	24
Figure 5 : Détermination de la relation idéalisée force/déplacement élasto-plastique parfaite	26
Figure 6 : Détermination du déplacement cible pour le système équivalent à un seul degré de liberté	27
Figure 7 : Conversion de la courbe de Pushover vers la courbe de capacité	30
Figure 8 : Détermination du point de performance (PP)	31

CHAPITRE III :

Figure 1 : Les 3 types fondamentaux de structure parasismique en béton armé selon le règlement Eurocode 3,4	36
---	----

Figure 2 : Les configurations ultimes pour les rotules plastique	41
Figure 3 : Formulation d'une rotule plastique	42
Figure 4 : Mécanisme plastique approprié et inapproprié	42
Figure 5 : Comportement ductile dominé par la flexion (à gauche) et fragile dominé par l'effort tranchant (à droite) de refends en béton armé.	43
Figure 6 : Définition de la longueur de la rotule plastique	43
CHAPITRE IV :	
Figure 1 : Configuration et vue en perspective de la structure autostable	49
Figure 2 : Configuration et vue en perspective de la structure mixte (voiles + portiques)	49
Figure 3 : Configuration et vue en perspective de la structure en voiles	50
Figure 4: Plan de situation du bâtiment	51
Figure 5: vue en perspective du bâtiment étudié (voiles + portiques)	52
Figure 6: Vue en plan du RDC et des étages courants du bâtiment étudié	53
Figure 7: Vue en plan du dernier étage du bâtiment étudié	53
Figure 8 : Ferrailages des éléments structuraux	55
Figure 9: Allure du spectre de réponse du bâtiment étudié	56
Figure 10 : Distribution des forces sismiques latérales dans la structure selon FEMA 450	58
Figure 11: Effort tranchant à la base en fonction du déplacement du toit de la structure	59
Figure 12: Courbe de capacité	60
Figure 13 : Formation des rotules plastique au niveau de la structure de type B	60
Figure 14: Vue en 3D et en plan de la structure autostable	62
Figure 15 : Effort tranchant à la base en fonction de déplacement	62
Figure 16 : Formation des rotules plastique juste avant la ruine	64
Figure 17 : Courbe de capacité de la structure autostable	65
Figure 18: Vue en 3D de la structure en voiles	67
Figure 19: Effort tranchant à la base en fonction de déplacement	68
Figure 20: Courbe de capacité de la structure en voiles	69
Figure 21: Déplacements latéraux maximaux des structures analysées	70
Figure 22 : Efforts tranchants obtenu par l'analyse statique non linéaire	71
Figure 23 : Types d'accélérogrammes sismiques utilisés (a) : Elcentro, (b) : Kobé	73
Figure 24 : Déplacement latéral maximal	75
Figure 25 : Déplacements latéraux temporels du sommet des trois structures analysées sous l'accélérogramme d'El Centro	76

Figure 26 : Déplacement relatif inter-étage maximal	78
Figure 27 : Efforts tranchants obtenu par l'analyse dynamique non linéaire	79
Figure 27 : Efforts tranchants obtenu par l'analyse dynamique non linéaire	79
Figure 28 : Efforts de cisaillement à la base des structures sous l'accélérogramme d'El Centro	80
Figure 29 : Déplacement latéral maximal	81
Figure 30 : Déplacements latéraux du sommet des structures sous l'accélérogramme de Kobé	82
Figure 31 : Déplacement relatif inter-étage maximal	83
Figure 32 : Efforts tranchants obtenus par l'analyse dynamique non linéaire temporelle	84
Figure 33 : Effort tranchant à la base des structures sous l'accélérogramme de Kobé	85
Figure 34 : Comparaison des réponses de structures analysées obtenues sous les accélérogrammes d'El Centro et de Kobé (a) : déplacements relatifs, (b) : déplacements latéraux, (c) efforts de cisaillements	87

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II :

Tableau 1 : Valeurs du facteur de modification C_0 23

Tableau 2 : Valeur du facteur de modification C_2 24

CHAPITRE III :

Tableau 1 : Valeurs du coefficient de comportement R 37

Tableau 2 : Valeurs de base q_0 du coefficient de comportement 38

Tableau 3 : Equivalence entre le niveau d'endommagement et l'indice d'endommagement donné par Park et Ang, 1985 40

CHAPITRE IV :

Tableau 1: Dimensions et sections de ferrailage des poutres et poteaux, structure mixte. 55

Tableau 2 : Dimensions et sections de ferrailage des voiles, structure mixte. 55

Tableau 3 : Dimensions et sections de ferrailage des poutres et poteaux, structure autostable 61

Tableau 4 : Dimensions et sections de ferrailage des poutres, structure en voiles 66

Tableau 5 : Dimensions et sections de ferrailage des voiles, structure en voiles 66

Tableau 6 : Caractéristiques des accélérogrammes sismiques considérés 74

SYMBOLE ET ABREVIATION

A : Coefficient d'accélération de zone

An(t) : les pseudo-accélérations modales

[C] : matrice d'amortissement

C : la profondeur de l'axe neutre au moment de ruine

Ca : coefficient sismique d'accélération

Cv : coefficient sismique de vitesse

C_{v,i} : le coefficient de distribution des forces

C₀ : le facteur qui relie le déplacement spectral du système équivalent d'un degré de liberté au déplacement du toit du bâtiment.

C₁ : le facteur qui prend en compte la différence entre le déplacement inélastique et celui obtenu d'une analyse linéaire

C₂ : la stabilité et la régularité de la boucle hystérétique du comportement inélastique.

C₃ : les effets P – Δ

DI : indice d'endommagement (Damage Index)

D_n(t) : le déplacement associé au mode n

E : Module d'élasticité du béton

E_h : l'énergie totale dissipée durant les cycles de charges et décharges

E_m* : l'énergie de déformation réelle jusqu'à la formation d'un mécanisme plastique.

E_s : Module d'élasticité de l'acier

F* : La force d'un système équivalent à un seul degré de liberté (selon aurocode8)

F_b : l'effort tranchant à la base (selon aurocode8)

F_y* : L'effort plastique égale à l'effort tranchant à la base à la formation du mécanisme plastique

F_i : la force latérale du niveau i.

[K] : matrice de rigidité

K_e : la rigidité latérale du bâtiment selon la direction considérée.

K_i : la rigidité latérale effective obtenue de la courbe de Pushover

[M] : matrice de masse

M_n^* : La masse effective modale associée au mode n.

Q : Facteur de qualité

R : Le coefficient de réduction de forces

Sa: L'accélération spectrale

$Se(T^*)$: le spectre de réponse en accélération à la période T^* .

T_e : La période fondamentale effective selon la direction considérée obtenue de la courbe Pushover

T_i : la période propre fondamentale élastique selon la direction considérée.

T_0 : La période propre fondamentale

$\{S\}_n$: Les distributions des forces sur la structure.

$\ddot{U}_g(t)$: L'accélération à la base

V : l'effort tranchant à la base

V_y : l'effort tranchant correspond à la limite d'élasticité

V_0 : la résistance minimale requise pour un système élastique

W_j : le poids du niveau j.

W : Poids total de la structure.

c : amortissement

d^* : le déplacement d'un système équivalent à un seul degré de liberté

d_b : diamètre de la barre longitudinale de flexion

$d_{e\ t}^*$: déplacement cible selon l'Auro code8

d_n : le déplacement du nœud de contrôle du SPDDL.

d_t^* : déplacement cible

f_{t28} : Résistance à la traction du béton à 28j

f_y : résistance de l'acier en traction

h_j : la hauteur du niveau j (mesurée à partir de la base)

k : la rigidité élastique d'un système à plusieurs degré de liberté

k_w : est un coefficient reflétant le mode de rupture prédominant dans les systèmes structuraux de murs.

l_p : la longueur plastique

m : la masse d'un système à plusieurs degré de liberté

m^* : La masse d'un système équivalent à un seul degré de liberté.

q : le coefficient de comportement

$q(t)$: les coordonnées modales.

q_u : le rapport entre l'accélération $S_e(T^*)$ dans la structure ayant un comportement élastique illimité et l'accélération F_y^*/m^* dans la structure avec une résistance limitée.

q_0 : la valeur de base du coefficient de comportement

$\{x(t)\}$: les déplacements de chaque niveau

α : Le rapport de la rigidité post-élastique et de la rigidité élastique.

α_{cr} : facteur de charge critique

δ : déplacement de l'oscillateur du sommet

δ_a : la déformation maximale subie

δ_m : déplacement plastique maximal

δ_p : déplacement permanent

δ_t : le déplacement cible

δ_u : la déformation à l'état ultime

δ_y : la déformation à l'état de plastification globale de la structure

μ : la ductilité

Γ : Le coefficient de transformation du système de plusieurs degrés de liberté à un seul degré.

Γ_n : les facteurs de participation.

ζ : le taux d'amortissement du mode

$\hat{\zeta}_{eq}$: l'amortissement équivalent

ω_n : la pulsation.

η : le facteur de réduction sur les accélérations du spectre

η_A : le facteur de réduction des accélérations

η_V : le facteur de réduction des vitesses

\emptyset_y : la courbure à la limite élastique

σ_b : Contrainte de compression du béton
