

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique  
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou  
Faculté du Génie de la construction  
Département de Génie Civil

# Mémoire de Magister

Spécialité: Génie Civil  
Option: Structures et matériaux  
Présenté par : Mr. MAZARI Ali

## Thème:

Analyse du comportement sismique de structures en portiques en béton armé dimensionnées suivant les règles parasismiques algériennes et analysées en statique non linéaire suivant les schémas de distribution des forces sismiques recommandées par l'Eurocode 8

### *Soutenu devant le jury d'examen suivant :*

Mr. MEHADDANE Rachid	Professeur-UMMTO	Président
Mr. ABED Ahmed	Maître de Conférences A – U.M.M.T.O.	Promoteur
Mr. DERRADJ Mohamed	Maître de Conférences A – U.M.M.T.O.	Examineur
Mr DRIZI Said	Maître de Conférences A – U.M.M.T.O	Examineur

Le.....

# Remerciements

Je remercie d'abord le bon DIEU le tout puissant qui m'a guidé et m'a donné la force et la volonté de réaliser cette modeste recherche.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes remerciements à mon promoteur **Dr. ABED Ahmed**, Maître de Conférences A au département de génie civil, faculté du génie de la construction, U.M.M.T.O, pour le sujet qu'il m'a proposé et dirigé avec rigueur ainsi que pour sa disponibilité et pour tous les moyens mis à ma disposition pour l'élaboration de ce mémoire.

Je remercie aussi **Mr LOUZAI Amar**, Maître Assistant A et Doctorant au département de génie civil (sous la direction de Dr. ABED A.), faculté du génie de la construction, U.M.M.T.O, pour son dévouement et les connaissances qu'il m'a prodiguées.

Je tiens également à remercier **les membres du jury** qui me font l'honneur de juger mon travail.

Enfin, mes remerciements à tous ceux qui ont apporté une contribution, petite soit elle, pour l'élaboration de cette étude.

# Sommaire

<b>CHAPITRE I: Introduction Générale.....</b>	<b>- 1 -</b>
I.1 Introduction.....	- 1 -
I.2 Objectifs et domaine d'application .....	- 2 -
I.3 Objectifs du mémoire .....	- 2 -
I.4 Plan du mémoire.....	- 3 -
<b>CHAPITRE II: Recherche Bibliographique.....</b>	<b>- 4 -</b>
II.1 Méthodes d'analyse.....	- 4 -
II.2 Méthodes d'analyse élastique .....	- 4 -
II.3 Méthodes d'analyse non linéaire.....	- 6 -
II.4 Description de la méthode d'analyse Pushover.....	- 7 -
II.5 Utilisation des résultats de Pushover .....	- 8 -
II.6 Examen des recherches antérieures .....	- 9 -
II.6.1 Généralités.....	- 9 -
II.6.2 Études antérieures sur des procédures d'analyse non linéaires simplifiées .....	- 10 -
II.6.3 Les études faites sur l'analyse Pushover .....	- 13 -
<b>CHAPITRE III: Structures étudiées .....</b>	<b>- 21 -</b>
III.1 Structures en portique en béton armé .....	- 21 -
III.1.1 Géométrie et configuration structurale.....	- 21 -
III.1.2 Dimensionnement des portiques étudiés .....	- 22 -
III.1.2.1 Pré dimensionnement des sections de béton des poutres et des poteaux :.....	- 22 -
III.1.2.1.1 Les poutres :.....	- 22 -
III.1.2.1.2 Les poteaux : .....	- 23 -
III.1.2.1.3 Prédimensionnement vérifiant le critère de rotules plastiques dans les poutres et pas dans les poteaux .....	- 23 -
III.1.2.2 Charges appliquées.....	- 24 -
III.1.2.2.1 Charges gravitaires.....	- 24 -
III.1.2.2.2 Charges sismiques .....	- 24 -
III.1.3 Ferrailage des portiques .....	- 28 -
III.1.3.1 Introduction .....	- 28 -
III.1.3.2 Ferrailage des poutres.....	- 28 -
III.1.3.3 Ferrailage des poteaux.....	- 28 -

III.1.3.4	Sections de béton et d'acier des poutres et des poteaux .....	- 29 -
<b>CHAPITRE IV:</b>	<b>Analyse pushover .....</b>	<b>- 32 -</b>
IV.1	Introduction.....	- 32 -
IV.2	Distribution verticale des charges horizontales.....	- 33 -
IV.3	Définition du déplacement cible de la structure.....	- 34 -
IV.4	Courbe de capacité .....	- 34 -
IV.5	Point de performance.....	- 35 -
<b>CHAPITRE V:</b>	<b>Modélisation des structures étudiées .....</b>	<b>- 36 -</b>
V.1	Introduction.....	- 36 -
V.2	Modélisation des poutres et poteaux du portique .....	- 36 -
V.2.1	Loi Force – Déplacement généralisé associée aux poutres et poteaux du portique ..	- 36 -
V.2.1.1	Loi Moment – Rotation associée aux poutres :.....	- 38 -
V.2.1.1.1	Plastification par flexion – Rotule plastique : .....	- 38 -
V.2.1.1.2	Plastification par cisaillement – Rotule plastique .....	- 40 -
V.2.1.2	Loi Moment – Rotation associée aux poteaux.....	- 41 -
V.2.1.2.1	Plastification par flexion – Rotule plastique .....	- 41 -
V.2.1.2.2	Plastification par cisaillement .....	- 42 -
<b>CHAPITRE VI:</b>	<b>Présentation et discussion des résultats des études .....</b>	<b>- 43 -</b>
VI.1	Introduction.....	- 43 -
VI.2	Résultat du portique R+4 .....	- 43 -
VI.2.1	Distribution modale : .....	- 43 -
VI.2.1.1	Distribution mode fondamental : .....	- 43 -
VI.2.1.2	<i>Distribution triangulaire</i> : .....	- 46 -
VI.2.2	Distribution uniforme :.....	- 48 -
VI.3	Analyse comparative des résultats relatifs aux portiques R+4.....	- 50 -
VI.3.1	Analyse comparative de leurs caractéristique a l'état élastique limite et l'état ultime de résistance : .....	- 50 -
VI.3.2	Analyse comparative de leurs déplacements latéraux inter-étages .....	- 52 -
VI.3.3	Analyse comparative de leurs mécanismes de ruine.....	- 53 -
VI.4	Résultat du portique R+9 .....	- 53 -
VI.4.1	Distribution modale : .....	- 53 -
VI.4.1.1	Distribution mode fondamental .....	- 53 -
VI.4.1.2	Distribution triangulaire : .....	- 55 -
VI.4.2	Distribution uniforme.....	- 57 -
VI.5	Analyse comparative des résultats relatifs aux portiques R+9.....	- 59 -

VI.5.1	Analyse comparative de leurs caractéristique a l'état élastique limite et l'état ultime de résistance-	59 -
VI.5.2	Analyse comparative de leurs déplacements latéraux inter-étages .....	61 -
VI.5.3	Analyse comparative de leurs mécanismes de ruine .....	62 -
<b>CHAPITRE VII: Conclusion et Recommandations .....</b>		<b>63 -</b>
VII.1	Conclusion .....	63 -
VII.2	Recommandations .....	64 -

## Bibliographie

## Liste des figures

Figure I-1	Distribution verticale des forces sismiques horizontales selon l'Eurocode8. ....	2 -
Figure I-2	Distribution verticale des forces sismiques horizontales selon le mode triangulaire inversé. -	2 -
Figure III-1:	Portique (A) et (b) étudiés .....	21 -
Figure III-2:	Vue en plan des bâtiments comportant les deux portiques.....	22 -
Figure III-3:	Dimensionnement d'un nœud Poteau-poutre [19].....	23 -
Figure III-4:	Illustration schématique des forces sismiques appliquées sur différents niveaux de deux portiques.....	24 -
Figure III-5:	Spectre de réponse de calcul [19]. ....	26 -
III-6	Ferrailage des poutres et des poteaux (R+4) .....	30 -
III-7	Ferrailage des poutres et des poteaux(R+9) .....	31 -
Figure IV-1:	Courbe de capacité de la structure. ....	32 -
Figure IV-2:	différents degrés d'endommagement.....	34 -
Figure V-1:	Loi Force - Déplacement non linéaire idéalisée utilisée pour les poutres et poteaux du portique [15]. ....	37 -
Figure V-2:	Loi moment - rotation non linéaire associé à la plastification des poutres par flexion [15]. -	38 -
Figure V-3:	Section doublement armée à son état élastique limite.....	39 -
Figure V-4:	Diagramme effort tranchant – rotation associé à la plastification des poutres .....	40 -
Figure V-5:	Diagramme moment – rotation associé à la plastification des poteaux par flexion [15]. -	41 -
Figure VI-1:	poussage (pushover) selon le mode 1 .....	43 -
Figure VI-2:	Courbe de capacité du portique .....	44 -
Figure VI-3:	Mécanisme de ruine du portique .....	45 -
Figure VI-4:	déplacements latéraux inter-étage.....	45 -
Figure VI-5:	poussage (pushover) triangulaire.....	46 -
Figure VI-6:	Courbe de capacité du portique .....	46 -
Figure VI-7:	Mécanisme de ruine du portique .....	47 -
Figure VI-8:	Déplacements latéraux inter-étage.....	47 -
Figure VI-9:	poussage (pushover) uniforme .....	48 -
Figure VI-10:	Courbe de capacité du portique .....	48 -

Figure VI-11: Mécanisme de ruine du portique .....	- 49 -
Figure VI-12: Déplacements latéraux inter-étage.....	- 49 -
Figure VI-13: comparaison des courbes de capacité .....	- 50 -
Figure VI-14: comparaison des raideurs latérales initiales .....	- 50 -
Figure VI-15: comparaison des résistances ultimes.....	- 51 -
Figure VI-16: comparaison des ductilités globales.....	- 51 -
Figure VI-17: comparaison des déplacements latéraux inter-étages.....	- 52 -
Figure VI-18: Mécanismes de ruine des portiques .....	- 53 -
Figure VI-19: Courbe de capacité du portique .....	- 54 -
Figure VI-20: Mécanisme de ruine du portique .....	- 54 -
Figure VI-21: Déplacement latéraux inter-étage .....	- 55 -
Figure VI-22: Courbe de capacité du portique .....	- 55 -
Figure VI-23: Mécanisme de ruine du portique .....	- 56 -
Figure VI-24: Déplacement latéraux inter-étage .....	- 56 -
Figure VI-25: Courbe de capacité du portique .....	- 57 -
Figure VI-26: Mécanisme de ruine du portique .....	- 58 -
Figure VI-27: Déplacement latéraux inter-étages.....	- 58 -
Figure VI-28: Comparaison des courbes de capacité.....	- 59 -
Figure VI-29: comparaison des raideurs latérales initiales .....	- 59 -
Figure VI-30: comparaison des résistances ultimes limites $V_u$ .....	- 60 -
Figure VI-31: comparaison des ductilités globales.....	- 60 -
Figure VI-32: comparaison des déplacements latéraux inter-étages.....	- 61 -
Figure VI-33: Mécanismes de ruine du portique .....	- 62 -

### Liste des tableaux

Tableau III-1:Masses "sismiques" des modèles "brochette " associés aux bâtiments.....	- 26 -
Tableau III-2: Propriétés modales du bâtiment R+4.....	- 27 -
Tableau III-3: Propriétés modales du bâtiment R+9.....	- 27 -
Tableau VI-1 : caractéristiques à l'état élastique limite et à l'état limite de résistance des trois modes de distribution.....	- 52 -
Tableau VI-2:Analyse comparative de leurs déplacements latéraux inter-étages .....	- 61 -

# **CHAPITRE I**

## **Introduction Générale**

### CHAPITRE I: Introduction Générale

#### I.1 Introduction

L'analyse statique non linéaire, ou la méthode d'analyse Pushover, a été développée au cours des vingt cinq dernières années et qui est devenue la procédure d'analyse privilégiée pour la conception et l'évaluation des performances sismiques puisque cette procédure est relativement simple en prenant en considération le comportement poste-élastique. Toutefois, la procédure implique certaines approximations et simplifications ainsi que certaines variations dans la prévision de la demande sismique de l'analyse Pushover.

Or, dans la littérature, l'analyse Pushover a été démontrée pour identifier les caractéristiques essentielles du comportement des structures sous l'action sismique. L'exactitude et la fiabilité de l'analyse Pushover a prédit les demandes sismiques globales et locales de l'ensemble des structures qui ont fait l'objet de discussion des procédures améliorées par Pushover proposées pour surmonter certaines de leurs limitations. Toutefois, Ces procédures d'amélioration exigent en grande partie un traitement informatique et conceptuel complexe.

La méthode d'analyse Pushover est largement utilisée pour la conception et l'évaluation des performances sismiques ; ses limites, ses faiblesses et la précision de ses prévisions en application courante, qui doit être identifiées par l'étude des facteurs qui influent sur les prévisions de Pushover. En d'autres termes, l'applicabilité de la méthode d'analyse Pushover dans la prévision des demandes sismiques devrait être étudié pour les structures à petites, moyennes et grandes hauteurs en identifiant certaines questions telles que le comportement des éléments de modélisation non linéaire.

Le schéma de calcul de la procédure, les variations des prévisions de divers modèles des charges latéraux utilisés dans la méthode d'analyse Pushover, l'efficacité des modèles de charge latérale dans la représentation des effets des modes supérieurs et l'évaluation précisent le déplacement cible à laquelle la prévision de la demande sismique est effectuée selon la même procédure.

### I.2 Objectifs et domaine d'application

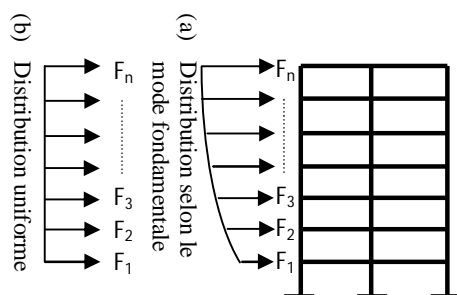
Les différents aspects de la méthode d'analyse Pushover et l'exactitude de cette analyse dans la prédiction des demandes sismiques ont été étudiées par plusieurs chercheurs. Cependant, la plupart de ces recherches utilisent des structures spécialement conçues dans le cadre de l'étude ou des formes particulières de la procédure Pushover qui ont été mis en œuvre dans cette étude. Certaines questions importantes qui influent sur l'exactitude de l'analyse statique non linéaire avec la méthode d'analyse Pushover..

### I.3 Objectifs du mémoire

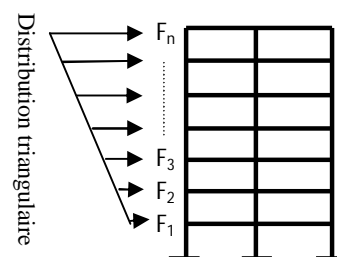
Notre travail consiste en l'étude de comportement sismique des structures en portiques en béton armé en utilisant le schéma de distribution verticale des forces sismiques horizontale préconisé par l'EUROCODE 8.

Pour cela, on appliquera un chargement de mode fondamental et un chargement uniforme (rectangulaire) sur les mêmes structures (figure I-1).

En outre on soumet les structures étudiées à un chargement sismique triangulaire inversé (figure I-2).



**Figure I-1 Distribution verticale des forces sismiques horizontales selon l'Eurocode 8.**



**Figure I-2 Distribution verticale des forces sismiques horizontales selon le mode triangulaire inversé.**

Les objectifs visés dans le cadre de ce mémoire est d'étudier le comportement des structures en portique en béton armé sur leurs résistances ultimes à l'action sismique, leurs ductilités globales et leur raideurs globales initiales et leurs déplacements latéraux inter-étages et leur mode de ruine.

### I.4 Plan du mémoire

Notre mémoire comprend 7 chapitres :

Le **premier chapitre** est la présente introduction.

Le **chapitre 2** est recherche bibliographie

Au **chapitre 3** on effectue le dimensionnement des deux portiques considérés suivant le code de calcul de béton armé aux états limites BAEL91 [35].et le règlement parasismique algérien RPA 2003[19].

Au **chapitre 4** on ; on donne un résumé sur le principe de l'analyse pushover effectuée pour chaque portique considéré.

Le **chapitre 5** est consacré à la modélisation non linéaire des poutres et poteaux du portique en béton armé .la modélisation tient compte du comportement non-linéaire à la fois des poutres et poteaux du portique en béton armé [15 ,16]

Au **chapitre 6** on effectue, pour chaque portique étudié, des analyses pushover à l'aide du programme ETABS [30].les portiques sont analysés sous les trois modes de chargement

Ensuite, on procède à une discussion des résultats obtenus pour chaque paramètre étudié, à savoir la résistance ultime du portique à l'action sismique, sa ductilité globale et sa raideur latérale élastique, ses déplacements latéraux entre-étage et son mode de ruine

Enfin, au **chapitre 7**, on résume les conclusions principales des résultats obtenus dans le cadre de cette investigation, suivies de recommandations relatives aux types des chargements latéraux.

# **CHAPITRE II**

## **Recherche Bibliographique**

## CHAPITRE II: Recherche Bibliographique

### II.1 Méthodes d'analyse

Pour l'évaluation des performances sismiques, une analyse structurelle du modèle mathématique de la structure est nécessaire pour déterminer la force et les déplacements demandés dans les différents étages de la structure. Plusieurs méthodes d'analyse, à la fois élastique et inélastique, sont disponibles pour prédire le comportement sismique des structures.

### II.2 Méthodes d'analyse élastique

La force demandée sur chaque élément de la structure est obtenue et comparée avec des capacités disponibles en effectuant une analyse élastique. Les méthodes d'analyse élastique comprennent un code de procédure statique de la force latérale, le code de procédures dynamique et élastique en utilisant les rapports de la demande-capacité. Ces méthodes sont également connues comme des procédures basées sur la force qui suppose que les structures élastiquement répondent aux tremblements de terre.

Dans le code de la procédure de calcul, la force statique latérale est exécutée en soumettant la structure à des forces latérales obtenues par la révision à la baisse mouvement du sol dépendant de spectre de réponse élastique par un système structurel dépendant du facteur de réduction de la force, " coefficient de comportement R". Dans cette approche, on suppose que la force réelle de la structure est plus élevée que la force de conception de la structure. Cette force réelle est, donc, capable de dissiper l'énergie par la rupture de la structure.

Pour la procédure du code dynamique, les exigences de la force vis-à-vis de divers éléments sont déterminées par une analyse élastique dynamique. L'analyse dynamique peut être une analyse du spectre de réponse ou une analyse élastique en time history. Un nombre suffisant de modes doit être considéré comme un facteur de participation d'au moins 90% de l'analyse du spectre de réponse.

En procédure de rapport de demande / capacité (RDC), les actions de la force sont comparées aux capacités correspondantes comme rapports de demande/capacité. Les demandes de

calculs RDC doivent inclure des effets de gravité. Bien que les procédures du code de calcul de la force statique et de la force dynamique latérales aient réduits la charge sismique par un facteur R, l'approche RDC prend la charge sismique sans réduction et l'ajoute à la charge de gravité.

Néanmoins, les procédures qui sont basées sur la force sont bien connues par la profession d'ingénieur et sont faciles à appliquer, mais elles ont certains inconvénients. Les éléments de la structure sont évalués pour déterminer la résistance de déformation dans le domaine élastique. Le comportement non linéaire des structures ne peut être identifié par une analyse élastique.

Cependant, le comportement non linéaire doit étudier l'ensemble des structures qui sont déformables dans le domaine inélastique lors d'un séisme majeur. Le facteur de réduction de la force sismique "R" est utilisé pour tenir en compte le comportement inélastique indirectement par la réduction des forces inélastiques à des forces élastiques. Le facteur de réduction de Force "R" est assigné en considérant un seul type de chargement latéral dans la plupart des codes, mais il a été démontré que ce facteur est une fonction du rapport de la période et la ductilité de la structure [37].

Les méthodes élastiques peuvent prédire la capacité élastique de la structure et indiquer l'endroit où la première défaillance aura lieu. Mais, ils ne prédisent pas les mécanismes de défaillance en tenant en compte la redistribution des forces qui tiendront l'écoulement progressif. En réalité la lacune présentée dans la structure pourrait être négligée. En outre, les méthodes de force sont fondées principalement sur l'assurance de la sécurité de vie, mais elles ne peuvent pas assurer les limites des dégâts et les réparations difficiles.

Les inconvénients des procédures basées sur la force et la dépendance des dommages sur la déformation ont conduit les recherches à développer des procédures basées sur le déplacement, et sur l'évaluation des performances sismiques. Les procédures de déplacement sont principalement basées sur les déformations élastiques plutôt que sur les forces élastiques. L'utilisation des procédures d'analyse non linéaires tiennent en considération les demandes sismiques en plus des capacités disponibles [36].

### II.3 Méthodes d'analyse non linéaire

Les structures subissent des déformations importantes inélastiques en vertu d'un fort séisme. Ainsi, les caractéristiques dynamiques de la structure change avec le temps. Pour enquêter sur la performance d'une structure inélastique, il faut utiliser des procédures afin de calculer ses caractéristiques. Les procédures analytiques Inélastique aident à assimiler le comportement réel des structures en identifiant les modes de défaillance et le risque d'effondrement progressif. Les procédures d'analyse inélastique essentiellement comprennent l'analyse non linéaire time history et l'analyse statique non linéaire qui est également connu à l'instar de l'analyse par la méthode de Pushover.

L'analyse non linéaire time history est la méthode la plus précise pour prédire la force et les déformations à différents éléments de la structure. Cependant, l'utilisation de l'analyse non linéaire time history est limitée car la réponse dynamique est très sensible aux caractéristiques de modélisation du mouvement de sol. Elle implique la modélisation correcte de la charge cyclique compte tenu des caractéristiques de déformation, des propriétés détérioration de tous les éléments importants. En outre, elle exige la disponibilité d'un ensemble de documents représentatifs du mouvement du sol qui tiennent en compte des incertitudes et des différences dans la sévérité, la fréquence et les caractéristiques de la période. Toutefois, le temps de calcul, le temps requis pour la préparation d'entrée et de sortie exigent une interprétation volumineuse, rendant l'utilisation de l'analyse on linéaire time history peu praticable pour l'évaluation de la performance sismique.

L'analyse statique non linéaire, ou la méthode d'analyse Pushover, était la méthode privilégiée pour l'évaluation de la performance sismique en raison de sa simplicité. Il s'agit d'une analyse statique qui est directement définie par des caractéristiques non linéaires des matériaux. Des procédures d'analyse statique non linéaire comprennent la méthode de capacité du spectre [16], la méthode de coefficient de déplacement [17] et la méthode sécante [38].

### II.4 Description de la méthode d'analyse Pushover

La méthode d'analyse Pushover est une méthode d'analyse approximative dans laquelle la structure soumise à des forces latérales augmente de façon monotone avec une distribution invariante sur la hauteur jusqu'à ce qu'un déplacement prédéterminé soit atteint.

L'analyse statique non linéaire Pushover se compose d'une série d'analyses élastiques séquentielles, superposées se rapprochant d'une courbe qui donne une force en fonction du déplacement global de la structure. À deux ou à trois modèles tridimensionnels incluant dans les diagrammes bilinéaires ou tri linéaires de charge-déformation de tous les éléments de la structure résistant aux forces latérales, créent des charges de gravité et les appliquent ensuite.

Le modèle de charge latérale prédéfini est distribué, d'abord sur la hauteur du bâtiment et il est ensuite appliqué. Les forces latérales sont augmentées jusqu'à une certaine performance.

Le modèle structurel est modifié en tenant en compte la rigidité réduite des éléments, et les forces latérales sont augmentées jusqu'à ce qu'on a atteint la performance supplémentaire des éléments ou la structure devient instable. Le déplacement de terrasse est tracé avec l'effort tranchant à la base pour obtenir globalement la courbe de la capacité.

L'analyse Pushover peut être exécutée en tant que contrôle de la force ainsi que le contrôle de déplacement. Dans la procédure de Pushover pour contrôler la force, les combinaisons de chargements sont appliquées lorsque la charge est connue (comme le chargement de la gravité). En outre, cette force pose certains problèmes numériques qui affectent la précision des résultats qui se produisent, car le déplacement cible peut être associé à une très petite valeur positive ou même une raideur latérale négative en raison du développement des mécanismes et des effets P-delta.

En règle générale, cette analyse est effectuée afin de contrôler le déplacement proposée par Allahabadi [39] pour surmonter ces problèmes. Dans la procédure de déplacement contrôlé, des dérives spécifiques sont cherchées (comme dans le chargement sismique) où l'importance de la charge appliquée est inconnue à l'avance. L'importance de la combinaison de la charge est augmentée ou diminuée jusqu'au déplacement atteignant une valeur spécifique. Généralement, le déplacement de la terrasse au centre de la masse structurelle est choisi comme le déplacement de contrôle.

Les forces internes et les déformations calculées au déplacement cible sont utilisées comme des évaluations de la résistance à la déformation non élastique et les exigences doivent être comparées avec les capacités disponibles pour contrôler la performance.

### **II.5 Utilisation des résultats de Pushover**

La méthode d'analyse Pushover était la méthode préférée pour l'évaluation de la performance sismique des structures par les réglementations et les importants codes des travaux de réhabilitation, parce qu'elle est conceptuellement et informatiquement simple. L'analyse Pushover permet de tracer la séquence d'écoulement, la ruine des éléments et le niveau de dommage structurel, ainsi que les progrès de la courbe globale de la capacité de la structure.

La finalité de la méthode d'analyse Pushover est d'estimer les paramètres critiques de réponse imposée au système structurel. Ses composantes aussi proches que possible de celles prédites par l'analyse dynamique non linéaire, l'analyse Pushover fournit des informations sur d'innombrables réponses caractéristiques qui ne peuvent pas être obtenues à partir d'une analyse élastique statique ou une analyse dynamique élastique [40];

- Les demandes réalistes en termes de forces dans les éléments potentiellement fragiles, telles que les demandes en forces axiales dans les poteaux, les demandes en forces dans les connections des contreventements, les demandes en moments dans les connections poteaux-poutres, et les demandes en cisaillement dans les poutres épaisses
- Les estimations des demandes en déformations pour les éléments qui doivent se déformer inélastiquement pour dissiper l'énergie provenant des séismes.
- Les conséquences de la détérioration de la rigidité des éléments individuels sur le comportement global de la structure .
- L'identification des zones critiques dans lesquelles les demandes en déformations sont supposées être élevées et qui doivent être l'objet d'une attention particulière durant la conception .

- L'identification des discontinuités des résistances en plan ou en élévation qui résultent des modifications des caractéristiques dynamiques dans le domaine non linéaire .
- Les estimations des déplacements entre les niveaux qui tiennent compte des discontinuités des résistances ou des rigidités et qui peuvent être utilisées pour contrôler l'endommagement pour évaluer l'effet P- $\Delta$  .
- La vérification de la complétude du chemin de chargement considérant tous les éléments de la structure, les éléments non structuraux rigides ainsi que les fondations.

La méthode d'analyse Pushover expose également des faiblesses de conception qui peuvent demeurer dissimulées dans une analyse élastique. Ce sont des mécanismes d'étage, qui exigent une déformation excessive de la force et des surcharges potentiellement irrégulières sur les éléments fragiles.

## **II.6 Examen des recherches antérieures**

### **II.6.1 Généralités**

Les structures pourront être déformées inélastiquement lorsqu'elles sont soumises à de sévères séismes. Ceci dit, l'évaluation des performances sismiques des structures devrait mettre en considération le comportement non linéaire. Par conséquent, une procédure d'analyse non linéaire doit être utilisée dans le but d'une évaluation en qualité d'un comportement non linéaire qui ne peut pas être déterminé directement par une analyse élastique. En outre, la demande non élastique de déplacement maximum des structures doit être déterminée par une estimation adéquate de la demande induite par un séisme sur le comportement non linéaire des structures.

Il existe diverses procédures d'analyse non linéaires simplifiées et beaucoup de méthodes d'approximation pour évaluer le déplacement maximal inélastique des structures. Toutefois, la procédure d'analyse non linéaire simplifiée semble être la plus utilisée.

### II.6.2 Études antérieures sur des procédures d'analyse non linéaires simplifiées

L'exactitude et la fiabilité de l'analyse non linéaire dans le time-history simulant un comportement réel de la structure sous l'action sismique, a été largement accepté depuis 1960. Cependant, le temps requis pour la modélisation, la préparation d'entrée, le temps de calcul, les coûts informatiques et l'effort pour l'interprétation volumineuse de ces analyses devient impossible. Cela a conduit les chercheurs à proposer une simplification des procédures d'analyse non linéaire et les modèles structurels afin d'estimer les demandes sismiques non élastiques. Le projet de simplification des procédures d'analyse non linéaire et les modèles structurels sont généralement basés sur la réduction du modèle SPDDL (systèmes à plusieurs degrés de liberté) des structures d'un système équivalent à un SSDDL (systèmes à un seul degré de liberté).

Rosenblueth et Herrera [41] ont proposé une procédure dans laquelle la déformation maximale du système non linéaire SSDDL est estimée comme la déformation maximale d'un système linéaire élastique SSDDL avec une baisse de la rigidité latérale (une période plus élevée de vibration  $T_{eq}$ ) et un coefficient d'amortissement plus élevé ( $\zeta_{eq}$ ) que ceux du système non linéaire. Dans cette procédure, une séquence des systèmes linéaires équivalents avec une mise à jour successive des valeurs de  $T_{eq}$  et  $\zeta_{eq}$  fournis une base en vue de calculer la déformation du système non linéaire

Rosenblueth et Herrera [41] ont utilisé la rigidité sécante à une déformation maximale pour représenter le changement de la période et le facteur d'amortissement équivalent, qui est calculé en assimilant l'énergie dissipée par le cycle non-linéaire et le système linéaire équivalent SSDDL est soumis à un chargement harmonique.

Gülkan et Sözen [42] ont noté que dans la plupart des cas, le déplacement serait beaucoup plus petit que la réponse maximale sous une charge sismique. Ainsi, l'amortissement équivalent proposé par Rosenblueth et Herrera [41] se traduirait par une surestimation de l'amortissement visqueux équivalent que la réponse serait sous-estimée.

Gülkan et Sözen [41] ont développé une équation empirique pour le taux d'amortissement équivalent en utilisant le modèle par hystérésis de Takeda de rigidité sécante [44] et les résultats obtenus à partir des expériences réalisées sur un étage, des portiques à travée unique ont approuvés la procédure proposée. La procédure empirique proposée par Gülkan et Sözen [42] a ensuite été étendu à SPDDL dans la procédure bien connue de remplacement de la

structure par Shibata et Sözen [43]. Les conditions sismiques exigées de conception non élastiques d'une structure en béton armé peuvent être déterminées par l'analyse d'une structure équivalente ayant les propriétés de rigidité et d'amortissement provenant de la structure d'origine en spectre de réponse élastique. Dans la procédure, le rapport de ductilité de déplacement a été remplacé par un rapport de dommages dans un autre d'amortissement visqueux de l'équation équivalente proposée par Gülkan et Sözen [42]. Seulement les modèles des structures 2D qui sont régulièrement en plan et en élévation peuvent être analysés par cette procédure.

Iwan [45] et Kowalsky [46] ont développés des équations empiriques pour définir le changement de la période et le rapport d'amortissement visqueux équivalent afin d'estimer la demande de déplacement maximum de système non linéaire SSDDL à partir de sa représentation linéaire.

En 1981, Q-modèle (low-cost) est un modèle d'analyse de calcul des déplacements de plusieurs étages en béton armé soumis à un chargement sismique. Il a été proposé par Saiidi et Sözen [21], il est aussi un système SSDDL constitué d'une masse équivalente, un amortisseur visqueux, une barre rigide sans masse et un ressort de rotation. La réponse d'hystérésis du ressort était fondée sur la courbe force-déplacement de la structure réelle sous force latérale qui augmente de façon monotone avec une distribution triangulaire. Les enregistrements mesurés de huit déplacements d'une structure en béton armé à 10 étages à petite échelle avec des systèmes d'ossature portique-voile ont été utilisés pour tester le Q-modèle. Pour les structures sans changements brusques de rigidité et la masse sur le long de leurs hauteurs, l'ensemble de performance de Q-modèle dans la simulation de ce séisme a été satisfaisant.

Plus tard, Fajfar et Fischinger [47] ont proposé la méthode N2 comme une procédure simple pour l'analyse non linéaire des dommages sismiques des bâtiments en béton armé. La méthode utilise l'approche du spectre de réponse et l'analyse statique non linéaire. La méthode a été appliquée à trois bâtiments de 7 étages [48]. On a obtenu une courbe de capacité d'un système SPDDL qui a été converti à un seul degré de liberté SSDDL et d'une demande globale. Un modèle d'endommagement qui comprend des dommages cumulatifs était déterminé à cette demande globale. Les performances donnent les résultats de la méthode à condition que la structure vibre principalement dans le mode fondamental.

La méthode de Capacité du Spectre [16] est l'une des méthodes les plus souvent utilisées pour une estimation rapide pour évaluer le comportement sismique des structures. La méthode est recommandée par l'ATC-40 [16] comme l'outil basé sur le déplacement et la conception d'évaluation des structures. La méthode a été développée par Freeman [49] qui a connue plusieurs modifications. Les trois versions les plus récentes (procédures A, B et C) de la méthode capacité du spectre [16] sont présentées en détail dans l'ATC-40 [16]. La méthode nécessite la construction d'une courbe de la capacité structurelle et sa comparaison avec le spectre de réponse de la demande estimée, qui sont tous les deux exprimées en format accélération-déplacement du spectre de réponse (ADSR). Mahaney [50] ont introduit le format des ADSR qui sont les accélérations spectrales tracées en fonction des déplacements spectrales avec des lignes radiales représentant la période  $T$ . La demande (inélastique) comptables de spectre de réponse pour le comportement hystérétique non linéaire de la structure est obtenue en réduisant le spectre de réponse élastique avec une réduction des facteurs spectraux qui dépendent de l'amortissement efficace. Un point de performance qui se situe à la fois sur le spectre de capacité et la demande de spectre (réduit pour les effets non linéaires) est obtenu pour l'évaluation des performances de la structure. La dépendance de réduction des facteurs sur le type spectral de comportement structural (propriétés hystérétiques) et la durée du mouvement du sol et les approximations dans la détermination de ces caractéristiques sont les faiblesses principales de la méthode.

Newmark et Hall [55] et Miranda [51] ont proposé des procédures basées sur la modification des facteurs de déplacement dans lesquels la demande maximale de déplacement inélastique du système SPDDL est estimée par l'application de certaines modifications des facteurs de déplacements à la déformation maximale du système élastique équivalent SSDDL ayant la même rigidité latérale et le coefficient d'amortissement que celle du système SPDDL. De même, la méthode de Coefficient de déplacement décrite dans la FEMA-356 [17] est une procédure approximative non-itérative basée sur la modification des facteurs de déplacements. Le déplacement maximum non élastique prévu du système non linéaire de SPDDL est obtenu par modification du déplacement spectral élastique d'un système équivalent de SSDDL avec une série de coefficients.

La procédure proposée par Newmark et Hall [55] est basée sur l'estimation des spectres de réponses non linéaires à partir des spectres de réponse élastiques alors que la modification des

facteurs de déplacements varie selon la zone spectrale. Ensuite, Miranda [51] a réalisé une analyse statistique des rapports de non élastique maximum à déplacements élastiques maximum calculés des mouvements enregistrés sur des sols fermes et a proposé une expression simplifiée qui dépend de la ductilité et la période de vibration initiale.

Miranda et Ruiz-García [63] ont mené une étude visant à évaluer l'exactitude des procédures approximatives proposées par Rosenblueth et Herrera [41], et Gülkan Sözen [42], Iwan [45], Kowalsky [46], Newmark et Hall [55] et Miranda [51]. Les systèmes SSDDL avec élasto-plastique, modifie le modèle Clough par la dégradation de la rigidité [64], le modèle de Takeda hystérique [44] et les périodes comprises entre 0,05 et 3,0 s en cours de six niveaux différents de la ductilité d'une demande de déplacement maximum lorsqu'il est soumis à 264 mouvements du sol enregistrés et utilisés à partir de 12 sites fermes en Californie.

Pour chaque procédure, les moyens des rapports des déplacements approximatifs précis et la dispersion des erreurs relatives ont été calculées en fonction de la période de vibration et le rapport de ductilité de déplacement. Malgré l'obtention relative des faibles erreurs, la dispersion des résultats, en particulier pour les grands niveaux de comportement non élastique est considérable ; elle conclue que les procédures approximatives peuvent provoquer des erreurs importantes dans l'estimation de la demande maximale de déplacement une fois appliquée des enregistrements individuels du mouvement du sol.

En outre, Chopra et Goel [11] ont proposé une méthode de l'amélioration des diagrammes à la demande des capacités qui utilisent des constantes du spectre de la demande en ductilité pour estimer les déformations sismiques non élastiques des systèmes SSDDL.

### II.6.3 Les études faites sur l'analyse Pushover

La plupart des procédures de l'analyse non linéaire simplifiées utilisées pour l'évaluation de la performance sismique utilisent l'analyse Pushover et / ou représentation réelle de la structure équivalente SSDDL. Toutefois, l'analyse Pushover implique certaines approximations dont la fiabilité et l'exactitude de la procédure doivent être identifiées. À cet effet, les chercheurs ont

étudié divers aspects de l'analyse Pushover pour identifier les limites et les faiblesses de la procédure et les procédures proposées pour l'amélioration de l'analyse Pushover, en tenant en compte les effets des modèles de charge latérale, les modes plus élevés et les mécanismes de défaillance, etc.

Krawinkler et Seneviratna [40] ont mené une étude détaillée qui présente les avantages, les inconvénients et l'applicabilité de l'analyse Pushover en considérant divers aspects de la procédure. Les concepts de base et les principales hypothèses sur lesquelles l'analyse Pushover est fondée sont : l'estimation de déplacement cible de la structure SPDDL par le passage SSDDL équivalent et les facteurs de modification appliquée ; l'importance du modèle de charge latérale sur les prévisions de Pushover ; les conditions dans lesquelles les prévisions de Pushover sont adéquates ou non ; et les informations obtenues par l'analyse Pushover qui ont été identifiées. Les exactitudes des prévisions de Pushover ont été évaluées sur une structure de 4 étages qui ont vu leurs périmètres en acier endommagé en 1994 (séisme de Northridge).

Cela dit, la structure a été soumise à neuf enregistrements du mouvement du sol. Les demandes sismiques locales et globales ont été calculées à partir des résultats d'analyse Pushover au déplacement cible associée à des enregistrements individuels. La comparaison des résultats de l'analyse Pushover et l'analyse dynamique non linéaires a démontré que l'analyse Pushover fournit des bonnes prévisions de demande sismique des structures de faible hauteur ayant une distribution uniforme de comportement non élastique sur toute sa hauteur. Il a également été recommandé de mettre en oeuvre l'analyse Pushover avec prudence en considérant ses nombreuses limites, puisque la méthode est approximative dans la réalité et elle englobe plusieurs questions non résolues qui doivent être étudiées.

Mwafy et Elnashai [52] ont réalisés une série d'analyses Pushover et des analyses dynamiques d'effondrement progressive pour examiner la validité et l'applicabilité de l'analyse Pushover. Douze bâtiments en béton armé renforcés avec différents systèmes structurels (quatre structures de 8 étages irréguliers, quatre structures de 12 étages réguliers et quatre structures de 8 étages à double paroi), avec différentes accélérations de conception (0,15 g et 0,30 g) et avec différents niveaux de ductilité de conception (la base, moyenne et haute) ont été utilisés pour l'étude. L'analyse dynamique non linéaire utilise quatre séismes naturels et quatre séismes artificiels à une série d'enregistrements d'accélération du sol de

0,15 g et 0,30 g, qui ont été effectuées en détail sur les modèles des structures 2D compte tenu des limites prédéfinies d'effondrement local et global.

Ensuite, Pushover complète les courbes force-déplacement sous la forme d'enveloppes de réponse supérieure et inférieure ainsi que le meilleur ajustement (enveloppe idéale) ont été obtenues pour chaque structure en effectuant des analyses de régression en utilisant les résultats des analyses dynamiques non linéaires. En outre, les analyses Pushover à l'aide de modèles de charge uniforme, triangulaire et multimodal ont été réalisées pour obtenir les courbes de Pushover. Les résultats ont démontrés que les résultats de modèle de la charge triangulaire ont été en bonne corrélation avec les résultats d'analyse dynamique, et la prévision conservatrice de la capacité et de l'estimation raisonnable de la déformation ont été obtenues en utilisant le modèle de charge triangulaire. Il a été également noté que l'analyse Pushover est plus appropriée pour une faible hauteur et de courte période sur des structures où le chargement triangulaire est suffisant pour prédire la réponse de ces structures. D'autres développements sur l'inélasticité des modèles de la charge latérale qui permettrait une analyse plus précise des gratte-ciel et des structures très irrégulières ont été recommandées.

L'incapacité des modèles de charge latérale invariants pour tenir compte de la redistribution des forces d'inertie et de prévoir les effets des modes supérieurs dans le domaine non linéaire ont conduit plusieurs chercheurs à proposer des modèles de charge adaptative. Fajfar et Fischinger [47] ont suggéré d'utiliser les forces de chaque étage proportionnel à la forme de déformation de la structure, Eberhard et Sozen [53] a proposé d'utiliser des modèles de charge basés sur des modes dérivés de formes de la rigidité sécante à chacune étape. Bracci et al [54] ont proposé l'utilisation de la rigidité qui dépend de la répartition de la force latérale dans laquelle les forces de chaque étage sont proportionnelles à la résistance aux efforts de cisaillement sur chaque étage.

Inel, Tjhin et Aschheim [56] ont mené une étude visant à évaluer la précision des différents modèles de la charge latérale utilisés dans les procédures actuelles de l'analyse Pushover. Le premier modèle, la charge triangulaire inversé, rectangulaire, "code", est adapté des modèles de charge latérale et l'analyse multimodal de Pushover. L'analyse Pushover utilise les modèles de charge latérale indiqués et effectuées sur quatre bâtiments. Ces derniers composés de 3 et 9 étages avec des portiques en acier suivant un moment résistant ordinaire, conçu

comme une partie du SAC en participation (FEMA-355C) [57] et avec des versions de ces bâtiments modifiés dans le premier étage souple. Les Valeurs maximales de déplacement de l'étage, le déplacement relatif entre les étages, les forces de cisaillement et le moment de renversement sont obtenus à partir des analyses Pushover, à différentes valeurs de déplacement maximum de terrasse et des divers degrés de réponse non linéaire ont été comparés à ceux obtenus par l'analyse dynamique non linéaire.

Les analyses dynamiques non linéaires ont été réalisées avec 11 enregistrements du mouvement du sol sélectionnés par le Centre de recherche Sismique Pacifique (Pacific Earthquake Research Center PEER), les données sont basées sur des mouvements du sol forts. Les limites supérieures approximatives de l'erreur pour chaque modèle de chargement latéral au moyen de réponses dynamiques signalées pour illustrer les tendances de l'exactitude des modèles de chargement. Les procédures non élastiques simplifiées ont été trouvées pour fournir des estimations de très bonnes réponses de déplacement maximum pour les bâtiments réguliers et les étages souples. Toutefois, les estimations de déplacement entre les étages, les efforts de cisaillement et le moment de renversement ont été généralement améliorées lorsque plusieurs modes ont été considérés. Les résultats indiquent que les simplifications dans le modèle de chargement latéral du premier mode peuvent être effectuées sans une perte de précision.

Sasaki, Freeman et Paret [58] ont proposés la procédure Multi-Mode Pushover (MMP) pour identifier les mécanismes de défaillance due à des modes plus élevés. La procédure utilise des modèles de chargements indépendants basés sur des modes plus élevés par rapport à celle fondée sur le mode fondamental. Une analyse Pushover est effectuée et une courbe de capacité est obtenue pour chaque modèle de chargement compte tenu des modes d'intérêt. La capacité de la structure pour chaque mode est comparée à la demande de séisme en utilisant la méthode de capacité du spectre [16]. Les courbes de capacité et de spectre de réponse sont tracées en format ADSR sur le même graphique et les intersections des spectres de la capacité avec le spectre de réponse représentent la demande sismique de la structure. La structure en acier de 17 étages endommagé en 1994 par le séisme de Northridge et une autre structure en acier de 12 étages endommagés en 1989, par le tremblement de terre de Loma Prieta ont été évaluées à l'aide MMP. Pour les deux structures, l'analyse Pushover basée seulement sur le premier mode du modèle de chargement était insuffisante pour déterminer les dommages

réels. Cependant, les résultats de Pushover des modes plus élevés et / ou l'effet combiné de premier mode et les modes plus élevés correspondent plus à la répartition des dommages réels. Il a été conclu que MMP peut être utile dans l'identification des mécanismes de défaillance due à des modes plus élevés pour les structures avec une réponse significative d'un modèle de chargement supérieur.

Bien que MMP soit très utile pour identifier les effets des modes qualitativement supérieur, il ne peut pas fournir une estimation des réponses sismiques et leur distribution dans la structure.

Moghadam [59] a proposé une procédure visant à quantifier les effets des réponses du mode plus élevé dans des grands bâtiments. Une série d'analyse Pushover est effectuée sur les bâtiments en utilisant des formes de mode élastique comme modèle de chargement. Les réponses sismiques maximales sont estimées en combinant les réponses individuelles des analyses Pushover. La règle de combinaison propose que la réponse pour chaque mode soit multipliée par le facteur de participation  $\Gamma$  pour le mode considéré et la contribution de chaque mode est résumée. La procédure a été appliquée à une structure en acier de 20 étages pour évaluer le moment résistant et l'exactitude de la procédure. La structure a été soumise à six séismes et la moyenne des déplacements maximum de chaque étage et les rapports de déplacement relatif entre les étages ; de la structure ont été calculés en six analyses. En outre, les analyses Pushover pour les trois premiers modes ont été réalisées sur une structure et les réponses pour chaque mode ont été combinées pour estimer la réponse finale. La comparaison des déplacements estimés et les déplacements relatifs entre les étages avec la moyenne des réponses maximales ont résulté de six analyses dynamiques non linéaires qui ont indiqué une bonne corrélation.

Gupta [36] a analysé les réponses réelles enregistrées de huit bâtiments que les accélérations du sol expérimentés dans l'excès du séisme de 0.25g en 1994. Quant à Northridge, il présente le comportement des structures réelles et l'évaluation de l'acceptabilité de l'analyse Pushover. Les bâtiments sélectionnés étaient de 5, 7, 10, 13, 14, 17, 19 et 20 étages et les structures ayant un moment résistant avec des systèmes de voile pour résister aux efforts de cisaillement instrumentés au moment du tremblement de terre. Le déplacement enregistré aux multiples étages, force d'inertie et les efforts de cisaillement aux différents instants du temps ont été évalués. Nous avons observé que la réponse des bâtiments a été sensiblement affectée par des modes plus élevés à l'exception des structures de faible hauteur et ces effets ont été mieux

compris par l'analyse de la force d'inertie et les déplacements des étages. Ces observations indiquent que l'analyse Pushover est insuffisante et non sécuritaires.

Par conséquent, Gupta [36] a proposé la procédure modale adaptative de Pushover qui tient compte des effets des modes plus élevés ainsi que les limitations d'analyse Pushover. La méthode proposée à n'importe quelle étape, est identique à l'analyse du spectre de réponse. Une analyse statique incrémentielle des forces à chaque étage de la structure correspondant à chaque mode est effectuée de façon indépendante. L'ensemble des réponses est calculé par une combinaison de SRSS de quantités modales respective. On répète la procédure avec une nouvelle structure crée en modifiant la raideur de la performance d'élément (s). Le processus est réitéré jusqu'à l'atteinte d'un déplacement global spécifié. N'importe quel nombre de mode peut être considéré par la procédure proposée. L'applicabilité et la précision de la procédure ont été évalués en l'appliquant à 4, 8, 12, 16 et 20 étages des structures avec une variété de systèmes résistant aux forces latérales (structure résistante aux moments, les structures ayant premiers étages souples, des structures avec des étages souples et à la flexion contrôlée par cisaillement des voiles isolés). Les résultats de l'adaptatif proposés à la procédure ont été comparées avec ceux obtenus à partir des analyses dynamiques non linéaires et les analyses Pushover et le modèle de chargement latéral extrait du code réglementé.

Quinze des données du séisme à partir des enregistrements SAC de mouvement du sol [65] ont été utilisés dans la région de Los Angeles. Les PGAs (Peak Ground Accelerations) de tous les mouvements du sol utilisés pour les analyses dynamiques non linéaires d'une structure donnée sont échelonnés de façon identique élastique 5% pour amortir l'accélération spectrale de la période fondamentale pour réduire la variabilité de la réponse non linéaire, et d'étudier les effets des modes supérieurs. Le comportement global de la structure, les distributions des forces entre les étages et les emplacements des rotules plastiques ont été étudiées en détail. Les résultats de la procédure adaptative proposée ont été en très bonne corrélation avec les analyses dynamiques tandis que les analyses Pushover n'ont pas réussies à capter les effets des modes supérieurs. La procédure a été également validée à l'aide d'un bâtiment existant à plusieurs étages pour lesquels des données instrumentées étaient disponibles. La procédure peut utiliser des spectres de site précis, mais elles ne peuvent pas expliquer les effets de la dégradation par hystérésis.

Chopra et Goel [61] ont développé une procédure d'amélioration de l'analyse de Pushover nommée : Analyse Modale de Pushover (AMP) qui est basé sur la théorie de la dynamique

des structures. Tout d'abord, la procédure a été appliquée aux bâtiments linéairement élastiques et il a été montré que la procédure est équivalente à l'analyse du spectre de réponse bien connue. Ensuite, la procédure a été étendue à l'estimation des demandes parasismiques des systèmes inélastique en décrivant les hypothèses et les approximations. Les demandes induites par le séisme d'une structure de 9 étages SAC ont été déterminées par l'AMP, analyse dynamique non linéaire et l'analyse Pushover à l'aide d'un chargement uniforme, et des modèles de charge multimodale extraits du code réglementé. La comparaison des résultats a indiqué que l'analyse Pushover pour tous les modèles sous-estime considérablement les demandes de déplacement de chaque étage et conduit à de grandes erreurs dans des rotations en rotule plastique. L'AMP a été plus précise que toutes les analyses de Pushover dans l'estimation des déplacements de terrasse, le déplacement de chaque étage, rotule plastique par rotations et emplacements les rotules plastiques. Les résultats du l'AMP ont été également démontré que l'intensité du mouvement du sol est faible sur la base des résultats obtenus à partir du mouvement du sol mesuré par des facteurs variant de 0,25 à 3,0. Il a été conclu qu'en incluant les contributions d'un nombre suffisant de modes (deux ou trois), en ce qui concerne la distribution des réponses sur la hauteur estimées par AMP est souvent semblable exactement à des résultats de l'analyse dynamique non linéaire.

Chintanapakdee et Chopra [62] ont évalué l'exactitude de la procédure d'AMP pour une large gamme des bâtiments et mouvements du sol. Les structures génériques d'une baie de 3, 6, 9, 12, 15 et 18 d'étage avec cinq plans de résistance correspondant aux facteurs de ductilité de système SSDDL de 1, 1.5, 2, 4 et 6 ont été utilisés. Chaque structure a été analysée par une série de 20 enregistrements de grande ampleur à petites distances obtenues à partir des séismes de Californie. Les valeurs médianes des demandes de déplacement des planchers par AMP et l'analyse dynamique non linéaires ont été calculées et comparées. Il a été démontré qu'avec deux ou trois modes inclus, les prédictions d'AMP ont été en bonne corrélation avec analyses dynamiques non linéaires et l'AMP prévoit le changement de la hauteur et la variation de demande avec la hauteur du bâtiment et le facteur précision de ductilité de système SSDDL. La tendance et la dispersion dans les estimations de l'AMP des demandes sismiques trouvées a pour rôle d'augmenter les périodes des structures et une plus grande ductilité de système SSDDL, même si aucune tendance parfaite n'a été observée. Il a également été illustré que la tendance et la dispersion des estimations d'AMP de la demande sismique pour les structures inélastiques était plus importante que celles des systèmes élastiques à cause des approximations supplémentaires liés à la procédure d'AMP. Enfin, la

procédure de AMP a été étendue à estimer la demande sismique des systèmes inélastique avec une demande séismique étant défini par un spectre élastique de conception.

Jan, Liu et Kao [66] ont proposé une procédure d'analyse Pushover de limite supérieure pour estimer la demande sismique des bâtiments à grande hauteur en considérant les effets des modes supérieurs. Dans cette procédure, les rapports de contribution élastique déplacement-réponse des modes plus élevés par rapport au mode fondamental est d'abord obtenu pour un ensemble d'enregistrements de séisme et le nombre de modes qui dominant la réponse de déplacement est déterminée à partir de l'enveloppe des courbes de taux de contribution. Ensuite, une analyse Pushover utilise le modèle des nouvelles formules de charge latérale et de déplacement cible compte tenu de la contribution des modes supérieurs ainsi que le mode fondamental est exécuté pour estimer la demande sismique. La procédure a été appliquée à 2, 5, 10, 20 et 30 étages et le moment résistant des structures de système portique de poteau-poutre conçu selon les normes sismiques de Taiwan. Les rapports élastiques de contribution réponse-déplacement des modes plus élevés ont été obtenus en soumettant les structures à 13 enregistrements sismiques choisis par un séisme Chi Chi. Les rapports d'enveloppe de la contribution des courbes ont prouvé que les deux premières contributions de mode étaient dominantes que d'autres modes plus élevés ont été ignorés. La méthode d'analyse Pushover proposée était effectuée d'abord en considérant deux modes pour estimer les déplacements des planchers, les rapports de déplacement de l'étage et la rotule plastique par rotations. La précision de la procédure a été évaluée en comparant les résultats obtenus par l'analyse Pushover avec le chargement triangulaire, l'analyse modale de Pushover et l'analyse dynamique non linéaires. Les prévisions sismiques de l'analyse Pushover avec le chargement triangulaire et l'analyse modales de Pushover étaient en bonne corrélation avec l'analyse dynamique non linéaire pour les structures qui ne sont pas supérieures à 10 étages, alors que seulement la procédure proposée pourrait prévoir la demande sismique des bâtiments de 20 à 30 d'étages.

# **Chapitre III**

## **Structures étudiées**

## CHAPITRE III: Structures étudiées

### III.1 Structures en portique en béton armé

#### III.1.1 Géométrie et configuration structurale

Deux portiques plans de différent nombre d'étage sont considérés dans cette étude : un R+4 et l'autre R+9, désignés par portique (A) et (b) (figure III.1) les deux structures supposées encastrées à leurs bases.

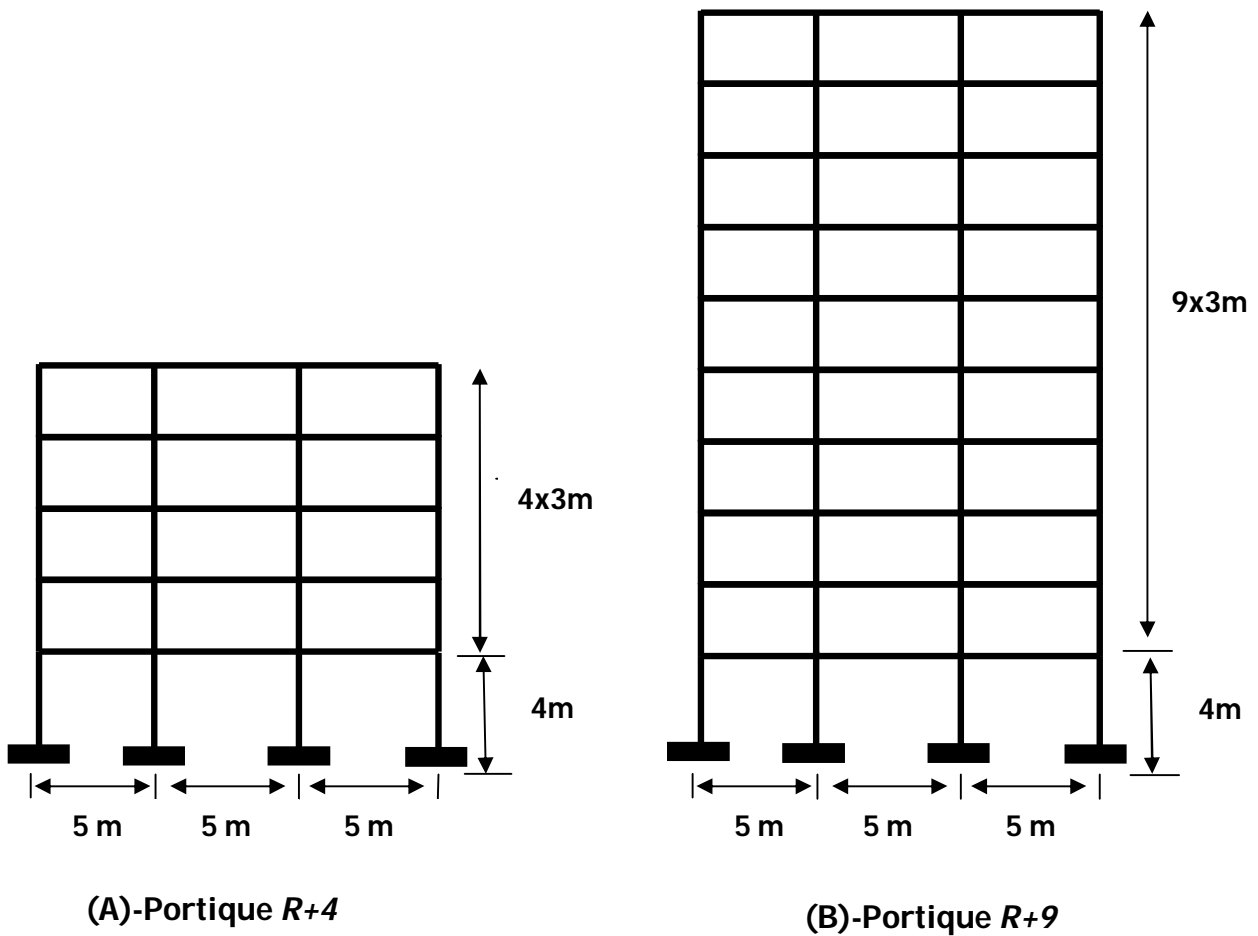


Figure III-1: Portique (A) et (b) étudiés

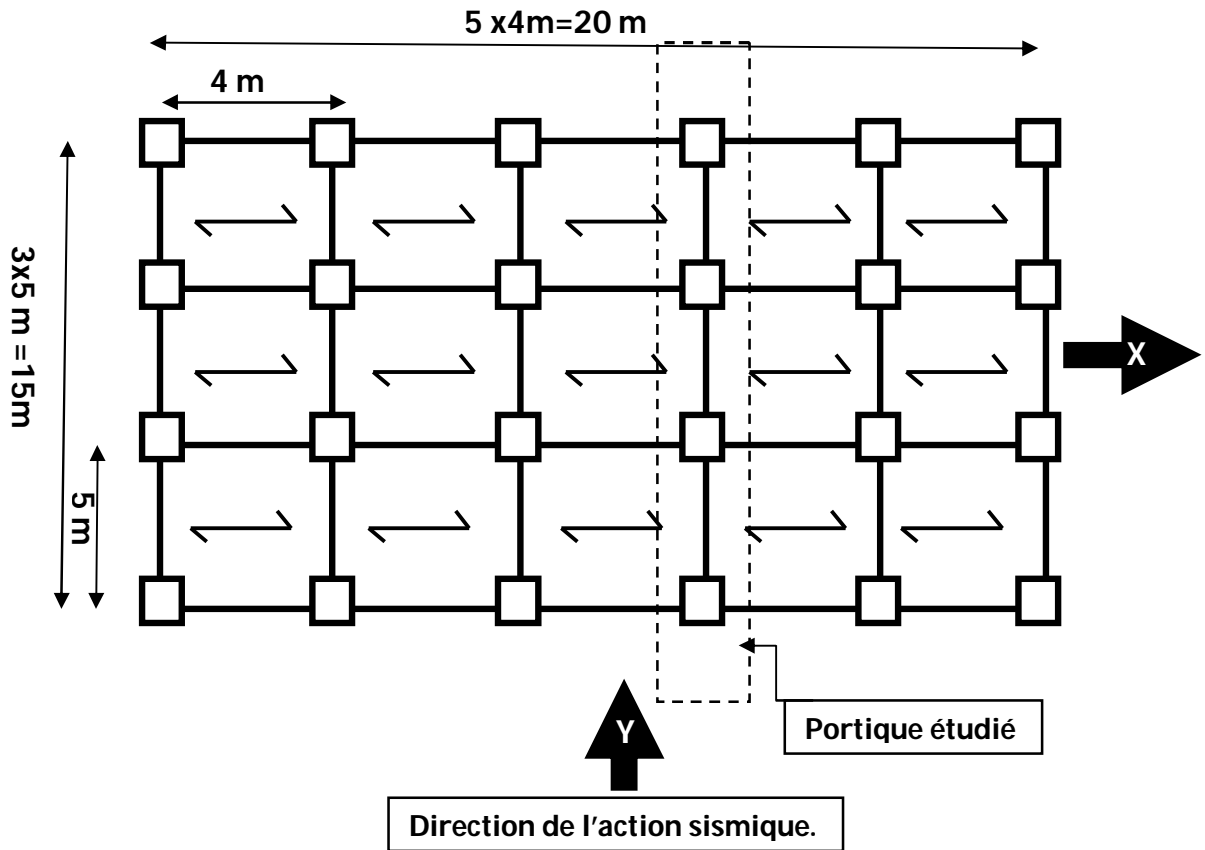


Figure III-2: Vue en plan des bâtiments comportant les deux portiques

Les dimensions des sections de béton des poutres et poteaux ainsi leurs ferrailages sont obtenus après un calcul de dimensionnement des deux portiques étudiés, que nous présentons au paragraphe suivant.

### III.1.2 Dimensionnement des portiques étudiés

#### III.1.2.1 Pré dimensionnement des sections de béton des poutres et des poteaux :

##### III.1.2.1.1 Les poutres :

Les poutres des portiques étudiés sont celles porteuse des deux bâtiments dont font partie les 2 portiques étudiés. Elles sont prédimensionnées selon les formules suivantes :

h : hauteur de poutre est donnée par la formule suivant :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad (III.1)$$

L : longueur de la poutre.

La largeur b de la poutre est donnée comme suit :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \quad (III.2)$$

### III.1.2.1.2 Les poteaux :

Les poteaux sont prédimensionnés en vérifiant la condition ci-après ou leur section,  $B_c$  est déterminée comme suite :

-à l'état limite ultime de résistance, le règlement RPA/version 2003 article 7.4.3.1 [19]; stipule que dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile d'un poteau en béton armé (éclatement ou écrasement du béton) sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul, noté  $N_d$ , exprimé sous forme réduite (effort normal réduit) est limité par la condition suivante :

$$\frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.30$$

$B_c$  : section de béton du poteau

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours ; dans notre cas égale 25MPa

$$\text{Autrement dit } B_c \geq N_d / (0.30 \cdot f_{c28}) \quad (III.3)$$

### III.1.2.1.3 Prédimensionnement vérifiant le critère de rotules plastiques dans les poutres et pas dans les poteaux

Après un prédimensionnement des sections de béton des poteaux des deux portiques selon la relation (III.1), (III.2) et (III.3) d'une part, et après un calcul de leurs ferrillages d'autre part, nous avons constaté que l'article 6.2 du RPA [19] relatif au dimensionnement d'un nœud poutre-poteau vis-à-vis du moment fléchissant, article qui se traduit par les relations (III.2) et (III.3) suivante, n'était pas satisfait. Ce critère conditionne la formation de rotule plastique plutôt dans les poutres que dans les poteaux. Concept : poteaux forts-poutres faibles.

$$|M_n| + |M_s| \leq 1.25(|M_e| + |M_w|) \quad (III.4)$$

$$|M'_n| + |M'_s| \leq 1.25(|M'_e| + |M'_w|) \quad (III.5)$$

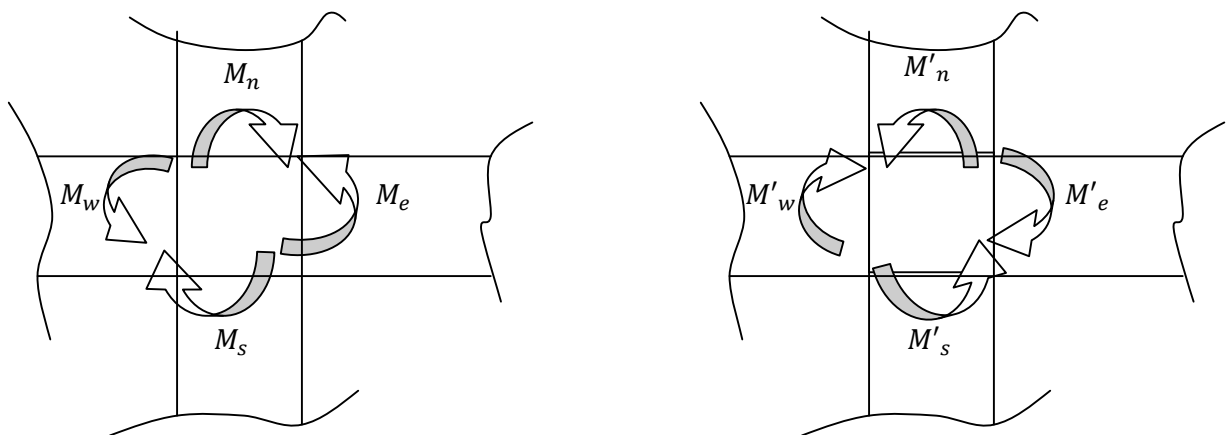


Figure III-3: Dimensionnement d'un nœud Poteau-poutre [19]

Les deux inéquations (III.4) et (III.5) tendant à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

### III.1.2.2 Charges appliquées

#### III.1.2.2.1 Charges gravitaires

Les deux structures considérées sont à usage d'habitation à planchers en corps creux de type (16+4), les charges gravitaires sont évaluées comme suit :

(G) charge permanente ; planchers courants sont évaluée à  $5.1 \text{ KN/m}^2$  et celle plancher terrasse à  $5.8 \text{ KN/m}^2$

(Q) charge d'exploitation, plancher courant et plancher terrasse évaluée à  $1.5 \text{ KN/m}^2$  et celle plancher terrasse à  $1 \text{ KN/m}^2$

#### III.1.2.2.2 Charges sismiques

Les charges sismiques agissant sur chaque portique étudié sont des forces latérales appliquées aux différents niveaux (planchers) du portique comme illustré à la figure III.4.

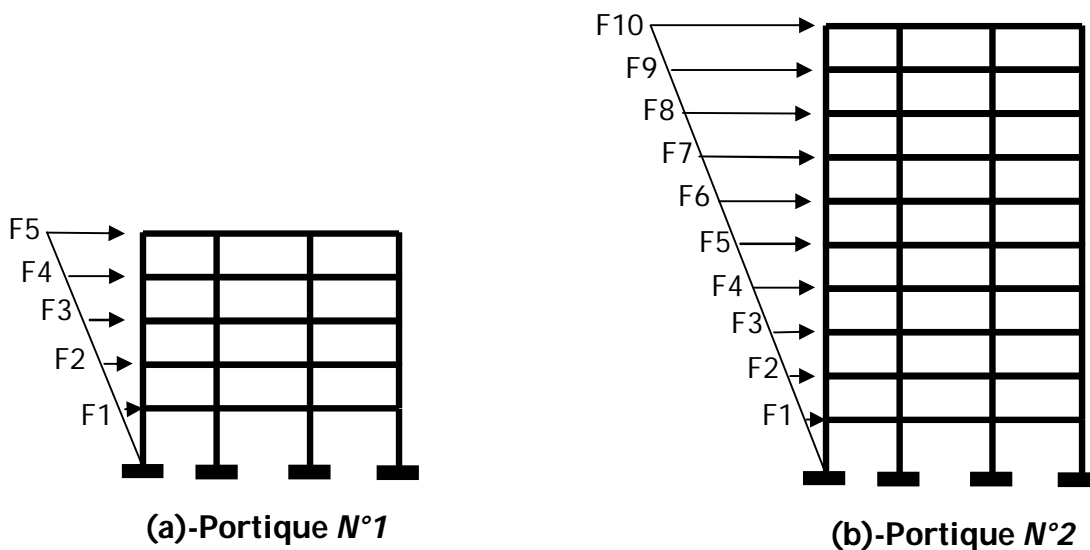


Figure III-4: Illustration schématique des forces sismiques appliquées sur différents niveaux de deux portiques

Ces forces sismiques, agissant sur un portique, représentent une fraction des forces sismiques globales agissant sur l'ensemble du bâtiment comportant ce portique. Cette fraction des forces sismiques globales est proportionnelle à la raideur latérale de ce dernier.

Les forces sismiques globales agissant sur l'ensemble du bâtiment sont calculées sur la base d'une analyse modale spectrale de ce dernier à l'aide de logiciel **ETABS**[30] et en utilisant comme action sismique le spectre de réponse défini dans RPA99/version2003 [19].

Les deux bâtiments supposés être localisé dans zone de sismicité élevé.

**a) Action sismique**

L'action sismique est représentée par le spectre de réponse de calcul donné par le RPA 99/ version 2003 [19], qui est un spectre de réponse en accélération

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

Avec :

$S_a$  : Accélération spectrale associée au mode de vibration de période  $T$  du bâtiment.

$A$  : Coefficient d'accélération de zone.

Dans notre cas, les deux bâtiments considérés sont supposés être localisés en zone sismique III et sont de groupe d'usage 2 :  $A = 0.25$ .

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement pour un amortissement différent de 5 %.

$\eta$  est donné par la formule suivante :

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

où  $\xi$  est le pourcentage d'amortissement critique.

Pour un portique en béton armé avec remplissage dense,  $\xi = 7\%$ , d'où  $\eta$  est égal à :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{7 + 2}} = 0.88$$

$R$  : Coefficient de comportement de la structure.

Pour des portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide, ce qui est notre cas :

$R = 3.5$ .

$Q$  : Facteur de qualité.

$Q$  est donné par la relation suivante :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

Où  $P_q$  est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non.

Dans notre cas, on considère le cas défavorable où les contrôles de la qualité des matériaux et celle de l'exécution ne sont pas satisfaits, ce qui nous donne  $Q = 1.15$ .

$T_1$  et  $T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Dans notre cas, le site est de type  $S_3$  (sol meuble), d'où :  $T_1 = 0.15 \text{ s}$  et  $T_2 = 0.50 \text{ s}$

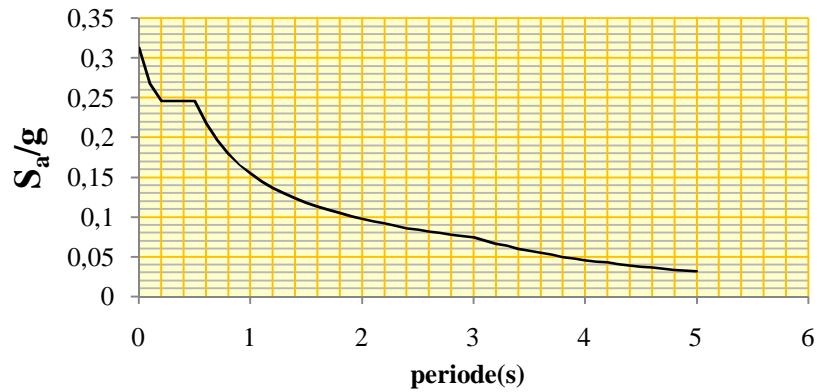


Figure III-5: Spectre de réponse de calcul [19].

**b) Masses "sismiques" concentrées des bâtiments considérés**

La masse "sismique" concentrée par niveau du bâtiment est calculée comme suit [19] :

A un niveau  $i$  (plancher  $i$ ) du bâtiment, cette masse est donnée par :

$$M_i = M_{Gi} + \beta M_{Qi}$$

Avec :  $M_{Gi}$  = Masse relative aux charges permanentes (G) ;

$M_{Qi}$  = Masse relative aux charges d'exploitation (Q) ;

$\beta$  = Coefficient de pondération des charges d'exploitation ; dans notre cas.

les bâtiments considérés sont à usage d'habitation, d'où  $\beta = 0.2$  (RPA 99/2003, Tableau III.5).

Les masses "sismiques" concentrées aux différents niveaux des deux bâtiments considérés sont données au tableau III.1.

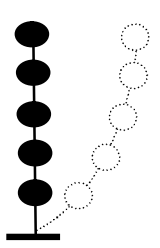
Masses "sismiques" des modèles "brochette" associés aux bâtiments étudiés.		Modèle " brochette" associé aux deux bâtiments étudiés
	<b>Masses, <math>M_i</math> (KN)</b>	
<b>R+4</b>	$M_5$ (KN)	2800
	$M_4$ (KN)	2820
	$M_3$ (KN)	2820
	$M_2$ (KN)	2820
	$M_1$ (KN)	2900
<b>R+9</b>	$M_{10}$ (KN)	2800
	$M_9$ (KN)	2820
	$M_8$ (KN)	2820
	$M_7$ (KN)	2820
	$M_6$ (KN)	2820
	$M_5$ (KN)	2820
	$M_4$ (KN)	2820
	$M_3$ (KN)	2820
	$M_2$ (KN)	2820
$M_1$ (KN)	2900	

Tableau III-1: Masses "sismiques" des modèles "brochette " associés aux bâtiments

c) *Périodes propres et Modes propres de vibration des bâtiments*

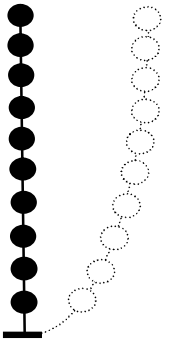
Les propriétés modales des deux bâtiments étudiés, périodes propres, modes propres et le pourcentage de masse modale participante, sont données dans les tableaux III.2 et III.3 suivants :

<b>Bâtiment R+4</b>		
Propriétés modales du bâtiment dans sa direction transversale x-x		
Mode propre de vibration	Période propre de vibration T(s)	Pourcentage de masse modale participante $\alpha$
<b>Mode1</b> de translation	0,68	74,8 %
<b>Mode2</b> de translation	0,25	14.1 %
<b>Mode3</b> de translation	0.15	4.1 %
		<b><math>\Sigma \alpha = 93\%</math></b>



**Tableau III-2:** Propriétés modales du bâtiment R+4

<b>Bâtiment R+9</b>		
Propriétés modales du bâtiment dans sa direction transversale x-x		
Mode propre de vibration	Période propre de vibration T(s)	Pourcentage de masse modale participante $\alpha$
<b>Mode1</b> de translation	1.09	71.7 %
<b>Mode2</b> de translation	0.42	12.5 %
<b>Mode3</b> de translation	0.24	5.0 %
<b>Mode4</b> de translation	0.17	2.6 %
		<b><math>\Sigma \alpha = 91.8\%</math></b>



**Tableau III-3:** Propriétés modales du bâtiment R+9

### III.1.3 Ferrailage des portiques

#### III.1.3.1 Introduction

Le calcul des armatures longitudinales et transversales dans les poutres et poteaux est effectué en considérant les sollicitations dues aux charges gravitaires (charges permanentes et d'exploitation) et sismiques selon les combinaisons d'actions définies dans les deux codes de calcul utilisés à cet effet, le code de calcul en béton armé aux états limites BAEL91 [35] et le Règlement Parasismique Algérien RPA99/version 2003 [19].

Les caractéristiques mécaniques des matériaux béton et acier utilisés pour le ferrailage des poutres et poteaux des deux portiques étudiés sont :

- **pour le béton** : la résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours est

$$F_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

- **pour l'acier** : les aciers longitudinaux et transversaux utilisés sont de nuance FeE400, de limite d'élasticité  $f_y = 400 \text{ MPa}$

#### III.1.3.2 Ferrailage des poutres

##### a) Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales des poutres sont calculées en flexion simple en considérant les combinaisons d'actions définies dans les deux codes de calcul utilisés :

Pour le **BAEL 91** :  $1.35G + 1.5Q$  à l'état limite ultime (ELU)  
 $G + Q$  à l'état limite de service (ELS)

où  $G$  : Charges permanentes et  $Q$  : Charges d'exploitation

Pour le **RPA 99 / Version 2003** :  $G + Q \pm E$  avec  $E$  = Action sismique  
 $0.8G \pm E$

##### b) Armatures transversales

Les armatures transversales sont calculées à l'effort tranchant, lequel est calculé en considérant les mêmes combinaisons d'actions que celles considérées pour les armatures longitudinales.

#### III.1.3.3 Ferrailage des poteaux

##### a) Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales des poteaux sont calculées en flexion composée en considérant les combinaisons d'actions définies également dans les deux codes de calcul utilisés:

Pour le **BAEL 91** :  $1.35G + 1.5Q$  à l'état limite ultime (ELU)  
 $G + Q$  à l'état limite de service (ELS)

Pour le **RPA 99 / Version 2003** :  $G + Q \pm 1.2 E$   
 $0.8G \pm E$

**b) Armatures transversales**

Les armatures transversales sont calculées à l'effort tranchant, lequel est calculé en considérant les mêmes combinaisons d'actions que celles considérées pour les armatures longitudinales

**III.1.3.4 Sections de béton et d'acier des poutres et des poteaux**

Les sections de béton et d'acier des poutres et des poteaux sont présentées aux figures III.6 et III.7 pour les deux portiques étudiés R+4 et R+9

**Précision :**

- Les sections d'acier des poutres présentées aux figures 3.6 et 3.7 représentent le ferrailage des sections d'extrémité de ces éléments structuraux pour les 2 portiques étudiés, car ces sections d'extrémité sont les plus sollicitées sous séisme et aussi sous les combinaisons d'actions les plus défavorables utilisées pour les poutres ( $G + Q \pm E$  et  $0.8G \pm E$ ). Etant donné que ces sections d'extrémité sont les plus sollicitées, elles constituent les zones de formation de rotules plastiques.
  
- Les sections de béton des poutres et des poteaux et leurs ferrailages présentés aux figures III.7 et III.8 satisfont l'article 7.6.2 du code RPA99/version 2003 [19], qui stipule que les rotules plastiques doivent se former dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

### **III-6 Ferrailage des poutres et des poteaux (R+4)**

**III-7 Ferrailage des poutres et des poteaux(R+9)**

# **CHAPITRE IV**

## **Analyse Pushover**

## CHAPITRE IV: Analyse pushover

### IV.1 Introduction

L'analyse en poussée progressive (*pushover* en anglais) est une analyse statique non linéaire. Elle est exécutée en imposant des charges horizontales distribuées sur la hauteur de structure, croissant de façon monotone de zéro jusqu'à l'état limite ultime correspondant à l'initiation de l'effondrement de la structure. Les charges gravitaires demeurent constantes durant l'analyse.

L'analyse *pushover* est appliquée pour vérifier la performance sismique des structures, en particulier pour :

- évaluer les mécanismes plastiques attendus et les dommages en déterminant la formation et la distribution des rotules plastiques successives conduisant à un mécanisme de ruine ;
- évaluer les forces et les déplacements post-élastiques de la structure ;
- évaluer la performance sismique des structures existantes ou renforcées.

Le résultat de l'analyse *pushover* est une courbe de " capacité " de la structure (appelée aussi courbe *pushover*), qui donne une relation graphique entre l'effort tranchant à la base ( $V$ ) de cette dernière et le déplacement de contrôle ( $d$ ), qui, en général, pour un bâtiment, est choisi comme étant le déplacement en tête de ce dernier (figure IV.1).

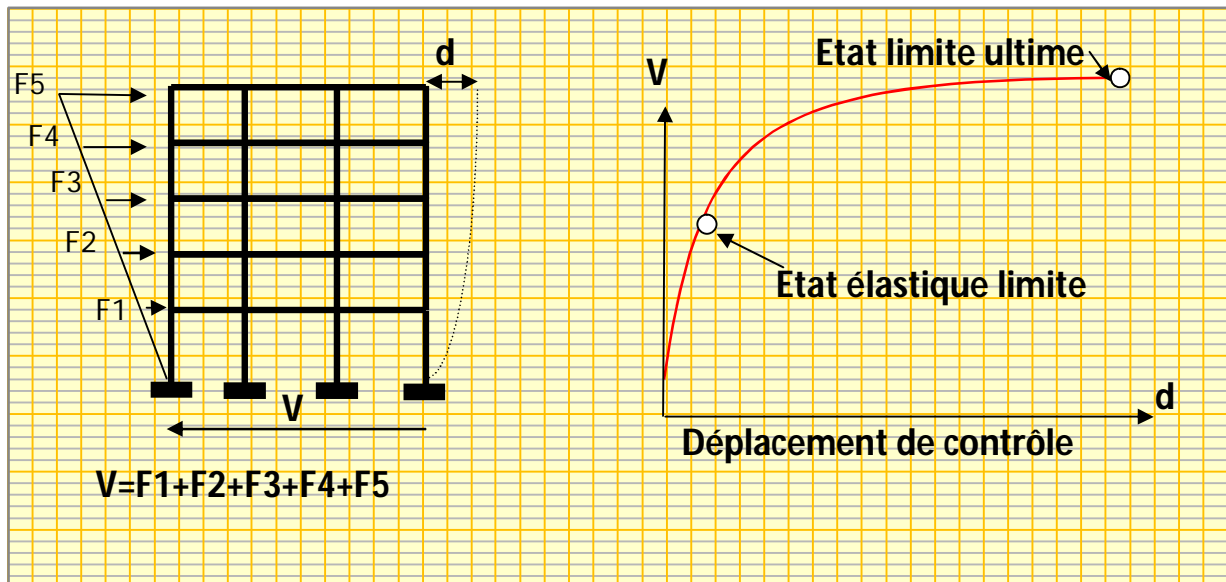


Figure IV-1: Courbe de capacité de la structure.

Deux types de contrôle sont disponibles pour l'application des charges. Le choix dépend de la nature physique de celles-ci et du comportement attendu de la structure.

**Analyse à force contrôlée** : ce type de contrôle est utilisé lorsque les charges sont connues et lorsque la structure est supposée pouvoir supporter ces charges. Ce type de contrôle est en général utilisé pour contrôler l'application des charges de gravité.

**Analyse à déplacement contrôlé** : on contrôle un déplacement type d'un point de la structure. Dans ce cas, l'amplitude de la combinaison de charges est augmentée par le programme jusqu'à ce que le déplacement cible atteigne la valeur spécifiée. On utilise le déplacement cible lorsque des déplacements spécifiques sont recherchés, et lorsque l'amplitude des charges n'est pas connue à l'avance. Ce type de contrôle est en général utilisé pour l'application des forces sismiques.

Les étapes nécessaires pour réaliser une analyse *pushover* sont :

1. Définition et attribution de rotules plastiques aux éléments du modèle de la structure.
2. Définition de la distribution verticale des charges horizontales .
3. Définition d'un déplacement cible comme référence du déplacement attendu de la structure lors du séisme ;
4. Application des charges de gravité comme conditions initiales de l'analyse *pushover*, qui doivent être maintenues constantes durant l'analyse ;
5. Application des charges horizontales représentant le séisme, que l'on fait croître de façon monotone jusqu'à l'atteinte de l'état limite ultime correspondant à l'initiation de l'effondrement de la structure

### IV.2 Distribution verticale des charges horizontales

Les charges horizontales doivent être appliquées suivant une distribution verticale approchant celle des forces d'inertie de la structure pendant un événement sismique. Cependant, à cause du changement de la rigidité de la structure et de l'influence de ses différents modes propres de vibration pendant un séisme, la distribution des forces horizontales ne peut pas être clairement définie.

Dans notre cas, les bâtiments considérés ont une configuration géométrique simple, régulière en plan et en élévation. Cette configuration est choisie de manière à éviter l'influence des modes supérieurs de translation et les modes de torsion. Par conséquent, les structures de bâtiment analysées dans notre étude sont exclusivement influencées par le 1<sup>er</sup> mode de vibration (qui est un mode de translation dans notre cas), voir tableaux III.2 et III.3 du chapitre II du présent mémoire

La distribution des forces horizontales utilisée dans notre étude est celle correspondant plusieurs modes de la structure,

### IV.3 Définition du déplacement cible de la structure

On définit un déplacement cible comme référence du déplacement attendu de la structure lors du séisme, de manière à associer les résultats de l'analyse *pushover* caractérisant la capacité de déformation de la structure à la "demande de déformation" correspondant au déplacement cible.

Le point de contrôle du déplacement peut être pris au centre de gravité de la structure ou à son point le plus haut. Dans notre analyse, il sera pris comme étant situé au niveau le plus haut du portique, c'est-à-dire en tête de ce dernier.

### IV.4 Courbe de capacité

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. 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 de flexion et de cisaillement, jusqu'au moment de la rupture (défaut de résistance). La rupture est identifiable par une chute de l'effort à la base suite à un petit déplacement de la structure. Les stades de plastification, ainsi que les différents degrés d'endommagement, peuvent donc être introduits sur cette courbe.

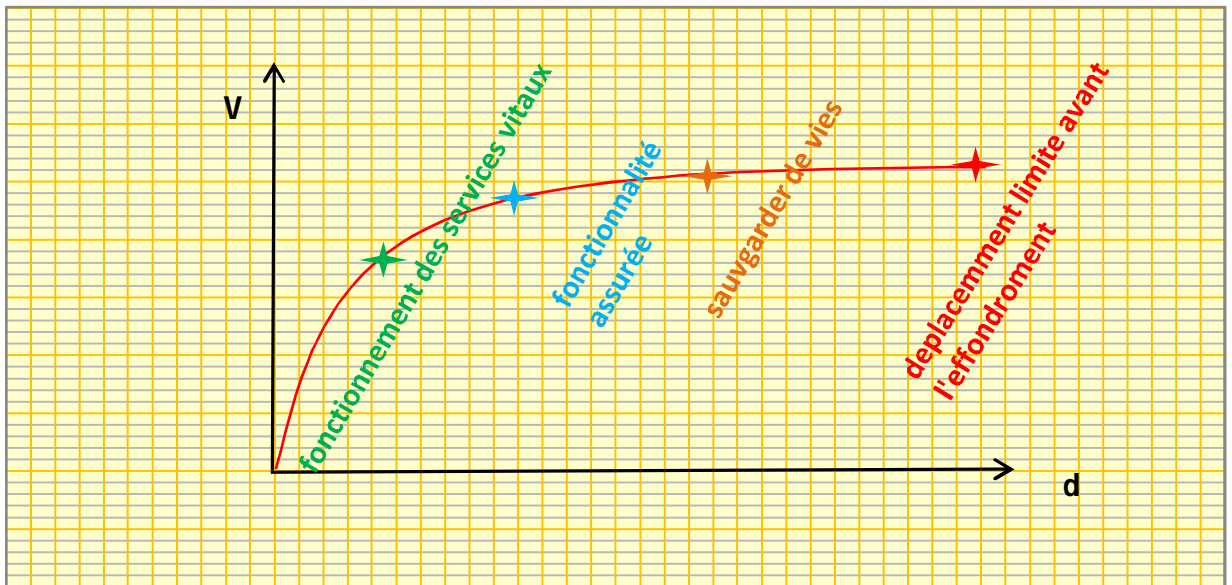


Figure IV-2:différents degrés d'endommagement

### IV.5 Point de performance

A partir de la courbe de capacité, il devient alors intéressant de comparer celle-ci avec la sollicitation d'un séisme. Pour considérer la demande d'un séisme, on utilise en général des Spectres de réponse en accélération ou en déplacement. Les axes de la courbe de capacité doivent donc être transformés afin d'avoir les mêmes unités :

- Réaction à la base / masse → accélération.
- Déplacement / Facteur de participation modale → déplacement.

Plusieurs méthodes d'assemblage des deux courbes sont applicables. L'EC 8[9] par exemple, permet de trouver un point de performance sur la base de la règle des déplacements égaux. Les normes américaines, par contre, prévoient des itérations avec plusieurs spectres représentant différents coefficients d'amortissement visqueux. Dans les deux cas on trouve ce que l'on appelle un « point de performance » qui permet de faire plusieurs considérations concernant le comportement de la structure face au séisme.

Selon les indications de l'EC 8[9], le déplacement élastique d'une structure équivalente est trouvé par le prolongement de la partie élastique de la courbe de capacité jusqu'au croisement avec le spectre (point A). Le déplacement inélastique de la structure réelle est celui qui lui correspond sur la courbe de capacité au point B. Avec cette construction, on peut par exemple définir si la structure nécessite une augmentation de sa capacité de déformation ou bien une augmentation de sa rigidité.

Les normes américaines FEMA-273 [15] prévoient de croiser la courbe de capacité avec plusieurs spectres. Le comportement inélastique est approché par l'accroissement du coefficient d'amortissement visqueux. L'itération consiste en principe à trouver le point d'équilibre entre ductilité demandée et amortissement requis. Le point de croisement de la courbe avec un spectre permet de définir la ductilité nécessaire à la structure

**CHAPITRE V**

**Modélisation Des Structures**  
**Étudiées**

### CHAPITRE V: Modélisation des structures étudiées

#### V.1 Introduction

Ce chapitre est consacré à la modélisation des éléments principaux, poutres et poteaux, des portiques étudiés, présentés et dimensionnés au chapitre III. Cette modélisation est effectuée en tenant compte du comportement non-linéaire des poutres et poteaux du portique en béton armé

#### V.2 Modélisation des poutres et poteaux du portique

Les poutres et poteaux du portique en béton armé sont modélisés en tenant compte de leur comportement non-linéaire en flexion et en cisaillement. Les poutres sont modélisées par des éléments poutres élastiques avec des rotules plastiques concentrées à chacune de leurs extrémités. Les poteaux sont modélisés de la même façon, en tenant compte de la loi de la variation du moment résistant de la section droite du poteau en fonction de l'effort normal sollicitant ce dernier.

Les propriétés des rotules plastiques pour les poutres et les poteaux sont déterminées en utilisant les codes FEMA 273 [15] et ACI 318-95 [20].

##### V.2.1 Loi Force – Déplacement généralisé associée aux poutres et poteaux du portique

La figure V.1 illustre la courbe non-linéaire typique idéalisée utilisée pour définir les paramètres de modélisation des poutres et poteaux du portique ainsi que les critères d'acceptation liés aux niveaux de performance de la structure [15]. La courbe est composée d'un segment linéaire entre les points **A** et **B**. La pente entre les points **B** et **C** est, en général, prise comme étant un faible pourcentage de la pente élastique (pente du segment **AB**). Ce pourcentage prend une valeur variant entre 0 et 10% [15] ; dans notre cas, il est pris égal à 5%.

Le point **C** a une ordonnée qui présente la résistance limite ultime de l'élément structural et une abscisse égale à la déformation à partir de laquelle la dégradation de la résistance de l'élément s'initie (ligne **CD**). Au-delà du point **D**, l'élément structural répond avec une résistance réduite jusqu'au point **E** où elle vaut  $c$ . Pour des déformations supérieures au point **E**, la résistance de l'élément est considérée nulle.

La figure V.1 montre également les déformations généralisées **a** et **b** en relation avec la courbe non-linéaire idéalisée, qui sont jugées acceptables pour les différents niveaux de performance de la structure, lesquels sont désignés par les paramètres **IO**, **LS** et **CP** qui sont définis ci-après.

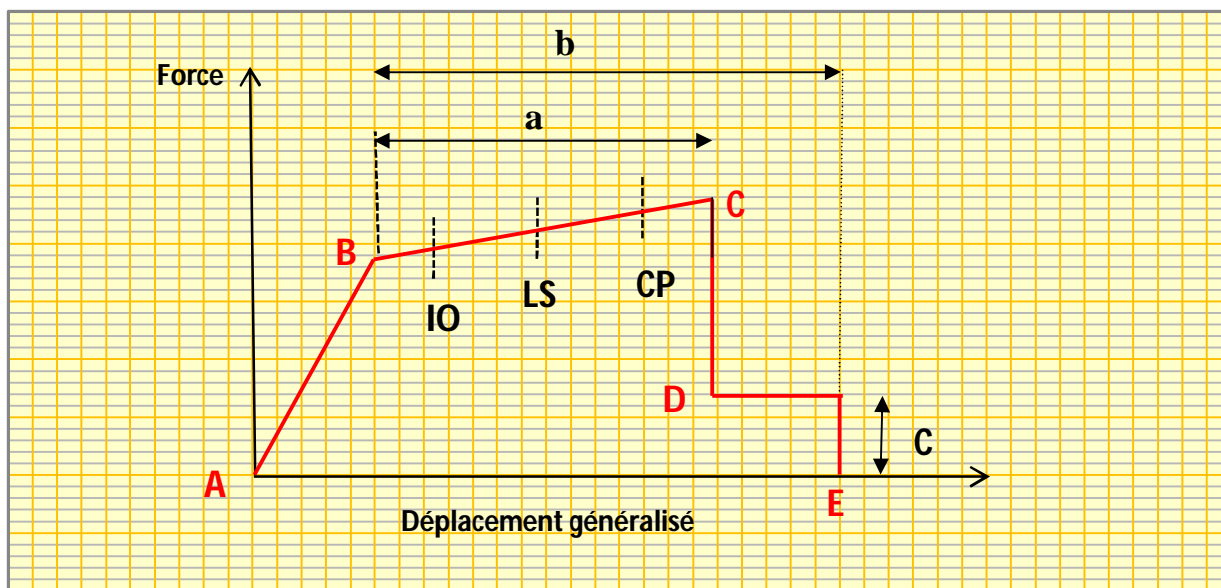


Figure V-1: Loi Force - Déplacement non linéaire idéalisée utilisée pour les poutres et poteaux du portique [15].

### Critères d'acceptation et niveaux de performance de la structure

Pour différentes amplitudes de l'excitation sismique, il s'ensuit des niveaux de déformations dans une structure, de sorte que des éléments de cette dernière vont atteindre et fissurations, d'instabilités, de ruptures de certains de ses éléments. Et lorsqu'un élément structural subit des dommages, sa raideur diminue, et s'ensuit souvent une perte de sa résistance. Lorsque la réponse d'une structure est dans le domaine post-élastique, cette dernière ne reviendra pas à sa condition initiale, et des déformations permanentes subsisteront.

Dans les analyses effectuées dans le cadre de la présente investigation, trois points présentant trois niveaux de dommages (appelés niveaux de performance) sont définis sur la courbe *force-déplacement* de la figure V.1 :

- Niveau **IO** = *Immediate Occupancy* (Occupation Immédiate)
- Niveau **LS** = *Life Safety* (Sécurité de la Vie)
- Niveau **CP** = *Collapse Prevention* (Prévention de la Ruine)

Au niveau *Immediate Occupancy*, les dommages sont relativement limités. La structure garde une grande partie de sa raideur initiale et de sa résistance.

Au niveau *Life Safety*, la structure a subi des dommages importants, qui pourraient induire une perte significative de sa raideur.

Au niveau *Collapse Prevention*, la structure a subi des dommages extrêmes. Et si elle est encore soumise à des déplacements latéraux, elle peut subir une instabilité et s'effondrer.

V.2.1.1 Loi Moment – Rotation associée aux poutres :

V.2.1.1.1 Plastification par flexion – Rotule plastique :

La figure V-2 présente le diagramme *moment – rotation* associé à la plastification par flexion pour les poutres [15].

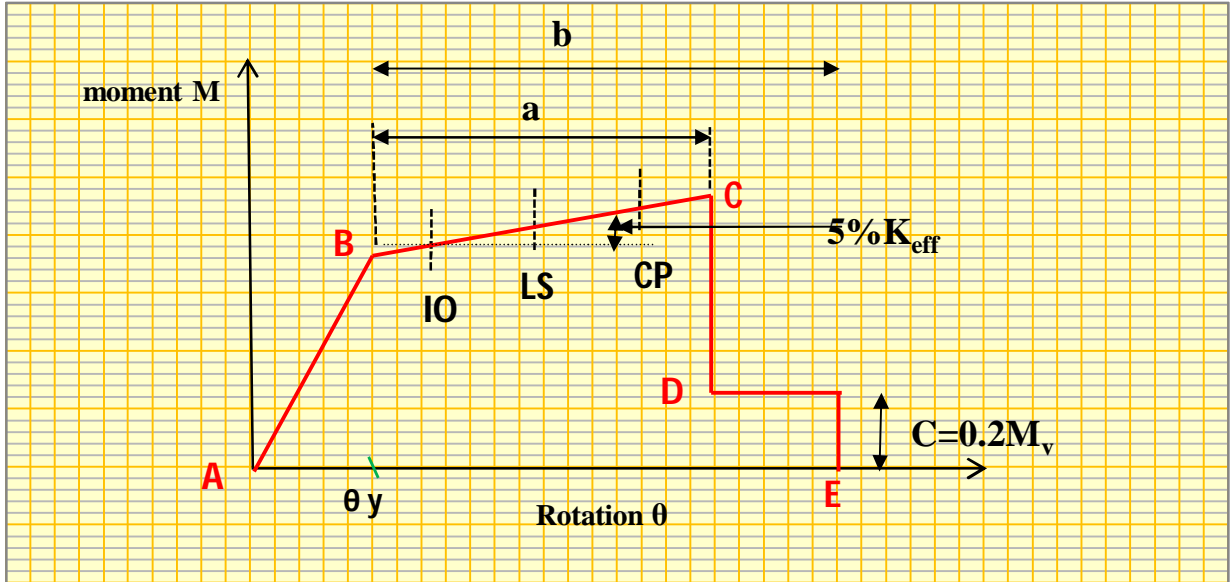


Figure V-2: Loi moment - rotation non linéaire associée à la plastification des poutres par flexion [15].

Les paramètres présentés sur la figure V -4 sont définis comme suit :

$K_{eff}$  : rigidité initiale à la flexion de la section de béton de la poutre. Elle est donnée par la formule suivante [15] :

$$K_{eff} = 0.5E_c I_g \quad (V.1)$$

où  $I_g$  : Moment d'inertie de la section de béton de la poutre.

$E_c$  : Module d'élasticité du béton. Dans notre cas, il est pris égal à  $32164 \text{ MPa}$

$M_y$  : moment élastique limite de la section de béton armé de la poutre, et est donné par la relation suivante [20] :

$$M_y = 0.5f'_c B K d \left[ \frac{kd}{3} - d' \right] + f_c B d [d - d'] \rho \quad (V.2)$$

Où, dans notre cas :  $f'_c = f'_{c28} = 25 \text{ MPa}$  et  $f_y = 500 \text{ MPa}$

$\rho$  et  $\rho'$  sont les pourcentages des armatures longitudinales tendues et comprimées, respectivement.

$k$  est le facteur de la hauteur de l'axe neutre correspondant à l'état élastique limite, et est donné par la formule suivante [17] :

$$k = \sqrt{(\rho + \rho')^2 \eta_{sc}^2 + 2 \left( \rho + \rho' \frac{d'}{d} \right) \eta_{sc} + (\rho + \rho') \eta_{sc}} \quad (V.3)$$

Formule dans laquelle  $\eta_{sc} = \frac{E_s}{E_c}$  ou  $E_c$  et  $E_s$  sont respectivement les modules d'élasticité du béton et de l'acier, avec  $E_{acier} = E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$

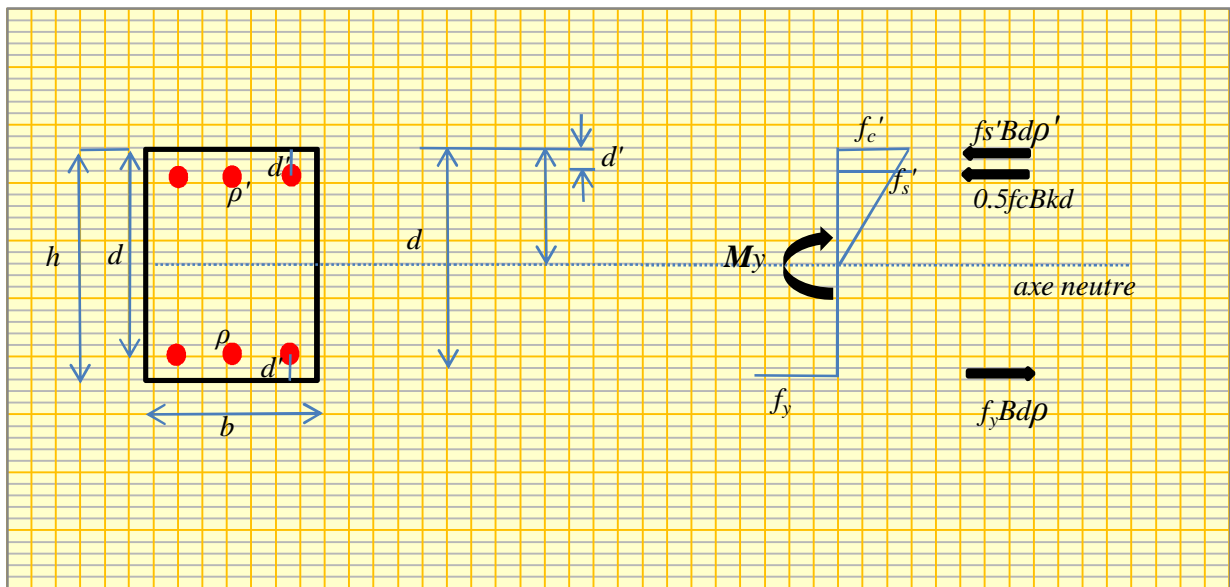


Figure V-3: Section doublement armée à son état élastique limite.

$\theta_y$  : rotation élastique limite de la section en béton armé de la poutre. Elle est calculée sur la base d'une hypothèse utilisée par Saidi et Sozen [21]. Dans cette hypothèse, le moment est supposé avoir une variation linéaire le long de la poutre avec un point d'inflexion à la mi-longueur de cette dernière.  $\theta_y$  est donnée par la formule suivante :

$$\theta_y = \frac{M_y L}{6E_c I_g} \quad (V.4)$$

où  $L$  est la longueur de la poutre.

$M_p$  : moment plastique (moment résistant) de la section de béton armé de la poutre. Il est calculé par la formule suivante, en référence à la figure V.3.

$$M_p = M_y + 5\%k_{eff}a \quad (V.5)$$

où  $a$  est la portion de la partie plastique avec écrouissage du diagramme *moment-rotation*

Paramètres  $a$ ,  $b$  et  $c$  et critères d'acceptation  $IO$ ,  $LS$  et  $CP$  :

Les paramètres  $a$  et  $b$  représentent les valeurs de rotation plastique et  $c$  celui de la résistance résiduelle (en flexion) de la poutre.

Les critères d'acceptation et les niveaux de performance  $IO$ ,  $LS$  et  $CP$  sont définis précédemment au paragraphe V.2.1.

Les paramètres  $a$ ,  $b$  et  $c$  ainsi que les critères d'acceptation  $IO$ ,  $LS$  et  $CP$  sont donnés par le code FEMA 273 [15].

### V.2.1.1.2 Plastification par cisaillement – Rotule plastique

La figure V.4 présente le diagramme *effort tranchant – rotation* associé à la plastification par cisaillement pour les poutres [15].

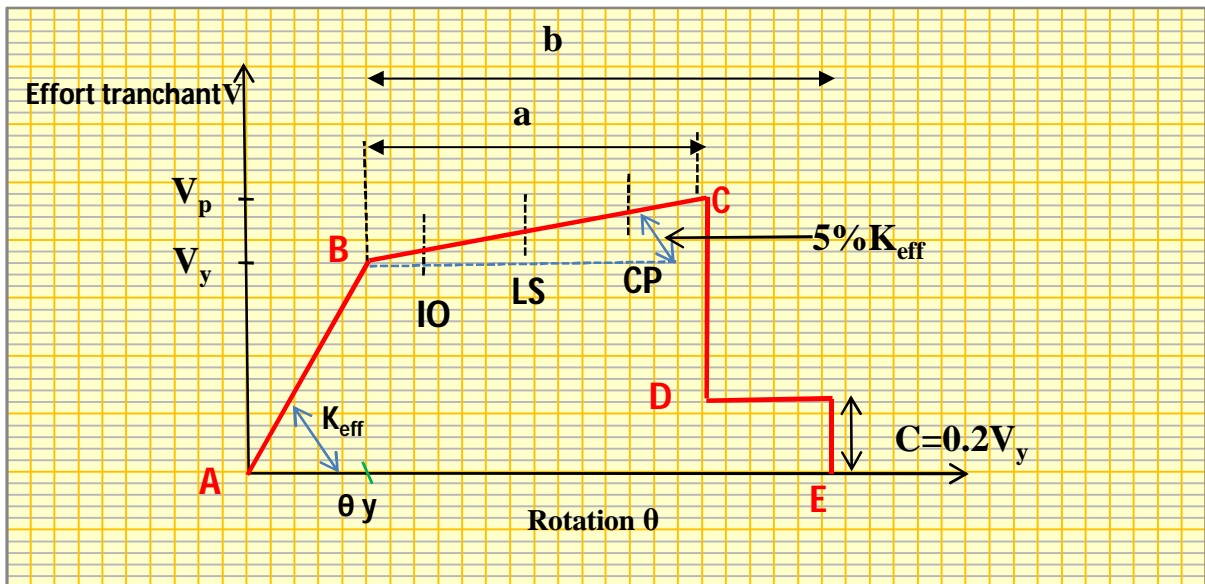


Figure V-4: Diagramme effort tranchant – rotation associé à la plastification des poutres

Les paramètres présentés sur la figure V.4 sont définis comme suit :

- $K_{eff}$  : rigidité initiale au cisaillement de la section de béton de la poutre. Elle est donnée
- par la formule suivante [15] :

$$K_{eff} = 0.4E_c A_w \quad (V.6)$$

où  $A_w$  : Aire de la section de béton de la poutre.  
 $0.4 c E$  : Module de cisaillement transversal,  $G$ , de la section de béton.

- $V_y$  : effort tranchant élastique limite de la section de béton armé de la poutre. Il est donné par la formule suivante [20] :

$$V_y = \frac{A_t f_y d}{s_t} + \frac{\sqrt{f'_c}}{6} B d \quad (V.7)$$

- $\theta_y$ : rotation élastique limite de la section de béton armé de la poutre :

$$\theta_y = \frac{V_y}{K_{eff}} \quad (V.8)$$

- $V_p$ : effort tranchant plastique de la section de béton armé. Il est calculé par la relation suivante, en référence à la figure V.4.

$$V_p = V_y + 5\% k_{eff} a \quad (V.9)$$

où  $a$  est la portion de la partie plastique avec écrouissage du diagramme *effort tranchant-rotation*

- Paramètres **a**, **b** et **c** et critères d'acceptation **IO**, **LS** et **CP** :

Les paramètres **a** et **b** représentent les valeurs de rotation plastique et **c** celui de la résistance résiduelle (en cisaillement) de la poutre.

Les paramètres **a**, **b** et **c** ainsi que les critères d'acceptation **IO**, **LS** et **CP** sont donnés par le code FEMA 273 [15].

### V.2.1.2 Loi Moment – Rotation associée aux poteaux

#### V.2.1.2.1 Plastification par flexion – Rotule plastique

La figure V.5 présente le diagramme *moment – rotation* associé à la plastification par flexion pour les poteaux [15].

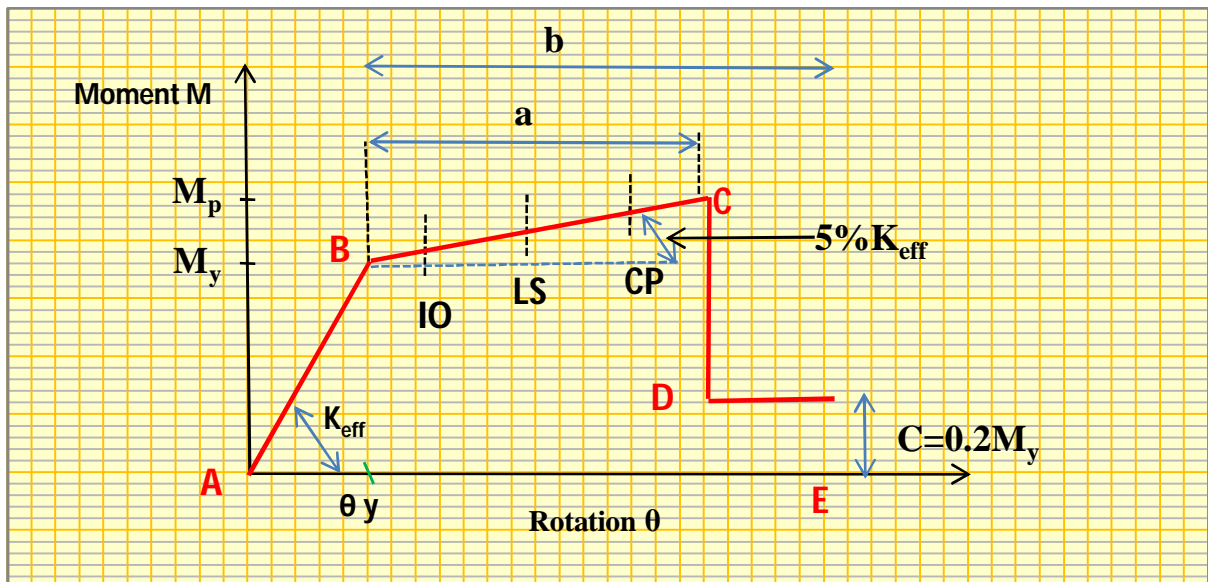


Figure V-5: Diagramme moment – rotation associé à la plastification des poteaux par flexion [15].

avec :

- $K_{eff}$  : rigidité initiale à la flexion de la section de béton du poteau. Elle est donnée par la formule suivante [15] :

$$K_{eff} = 0.7 E_c I_g \quad (V.10)$$

Avec :

$I_g$  : Moment d'inertie de la section de béton du poteau.

$E_c$  : Module d'élasticité du béton. Dans notre cas, il est donné en fonction de la valeur de  $f_{c28}$  considérée dans les analyses *pushover* :  $E_c = 11000 + \sqrt[3]{f_{c28}}$

- $M_y$  : moment élastique limite de la section de béton armé du poteau. Les valeurs des moments élastiques limites des poteaux sont calculés par le programme ETABS V 9 [30] en tenant compte de l'interaction *moment de flexion (M) – effort normal (N)*.
- $\theta_y$  : rotation élastique limite de la section de béton armé du poteau. Elle est calculée avec la même formule que pour les poutres (Cfr.relation V.4).

$$\theta_y = \frac{M_y L}{6 E_c I_g}$$

où  $L$  est la Longueur du poteau.

- $M_p$  : moment plastique de la section de béton armé du poteau, donné par la relation suivante, en référence à la figure V.5.

$$M_p = M_y + 5\% k_{eff} a \quad (V.11)$$

avec  $a$  la portion de la partie plastique avec écrouissage du diagramme moment-rotation.

- Paramètres **a**, **b** et **c** et critères d'acceptation **IO**, **LS** et **CP** :

Les paramètres **a** et **b** représentent les valeurs de rotation plastique et **c** celui de la résistance résiduelle (en flexion) du poteau. Les paramètres **a**, **b** et **c** ainsi que les critères d'acceptation **IO**, **LS** et **CP** sont donnés par le code FEMA 273 [15].

#### V.2.1.2.2 Plastification par cisaillement

La modélisation de la plastification des poteaux par cisaillement est effectuée de la même manière que pour les poutres (Cfr. Paragraphe V.2.1.1.2).

# **CHAPITRE VI**

## **Présentation et discussion des résultats des études**

## CHAPITRE VI: Présentation et discussion des résultats des études

### VI.1 Introduction

Dans ce chapitre on présente et discute les résultats des analyses pushover effectuées sur les deux portiques (A) et (B) étudiés présentés et dimensionnés au chapitre II, les analyse pushover sont effectuées en définissant d'abord les distribution des forces latérale .

On présente d'abord les courbes des capacités des portiques, obtenues par l'analyse pushover, donnant chacune l'effort tranchant à la base du portique en fonction de son déplacement latéral en tête, en suite en montre leurs mécanisme de ruine ainsi que leurs déplacement latéraux inter-étages

Enfin ; on effectue un analyse comparative des comportements sismique

### VI.2 Résultat du portique R+4

Les types distributions de charges latérales

Une **distribution modale** avec des forces proportionnelles aux forces latérales déterminées en utilisant une analyse élastique, elle doit être une des distributions suivantes

- **Distribution mode fondamental** :  $S_j = m_j \phi_{j1}$ ; ou  $\phi_{j1}$  est la valeur du mode propre au niveau j.
- **Distribution triangulaire** :  $S_j = m_j h_j$  ; ou  $h_j$  est la hauteur du niveau j par rapport à la base.

Une **distribution uniforme** avec des forces latérales proportionnelles à la masse sismique de chaque niveau ( $S_j = m_j$ ).

#### VI.2.1 Distribution modale :

##### VI.2.1.1 Distribution mode fondamental :

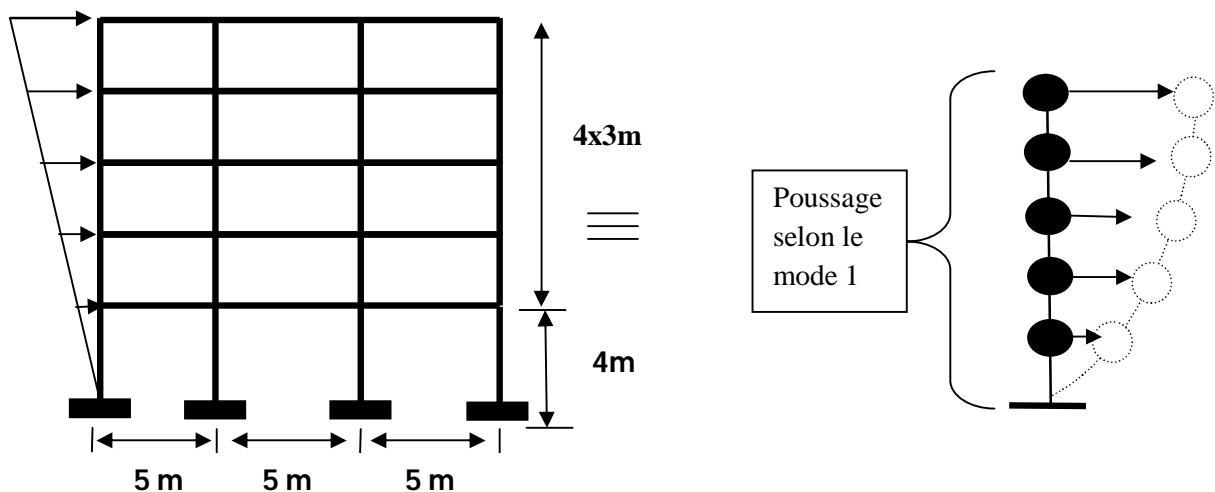
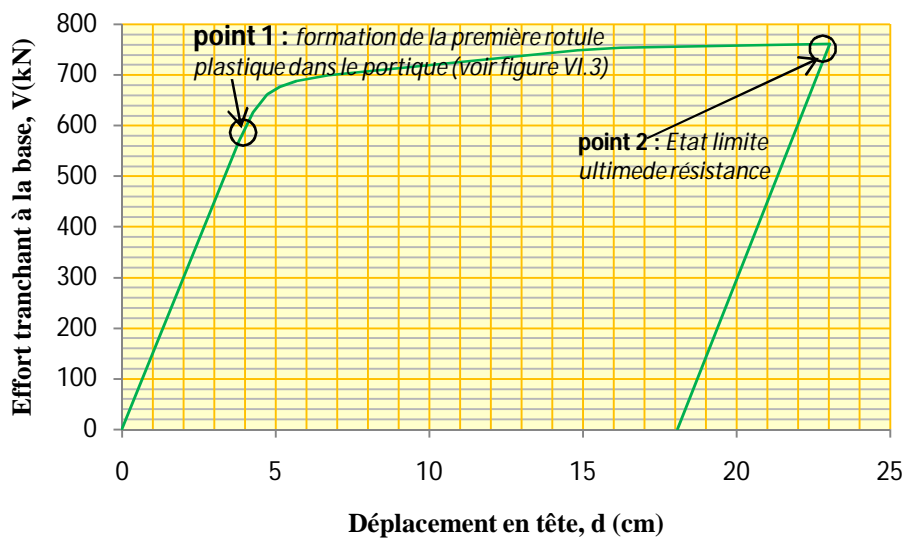


Figure VI-1: poussage (pushover) selon le mode 1

*a/Courbe de capacité du portique*

La courbe de capacité du portique (figure VI.2) est caractérisée par :

- **Un état élastique limite** défini par le point **1** correspondant à la formation de la première rotule plastique dans le portique et où l'on a une résistance élastique limite  $V_y = 558kN$  et un déplacement élastique limite correspondant  $d_y = 3.8\text{ cm}$  et une raideur latérale initiale  $K_e = V_y/d_y = 14940\text{ kN/m}$  ;
- **Un état limite ultime de résistance** défini par le point **2** où l'on a une **résistance ultime**  $V_u = 761kN$  et un **déplacement ultime**  $d_u = 23.03cm$ .



**Figure VI-2:** Courbe de capacité du portique

**b/Mécanisme de ruine du portique et distribution des rotules plastiques**

La figure VI.3 montre le mécanisme de ruine du portique ainsi que les rotules plastiques formées à ce stade. Le mécanisme de ruine est un mécanisme plastique global. Les rotules plastiques se forment successivement dans les poutres et en pied des poteaux du rez-de-chaussée.

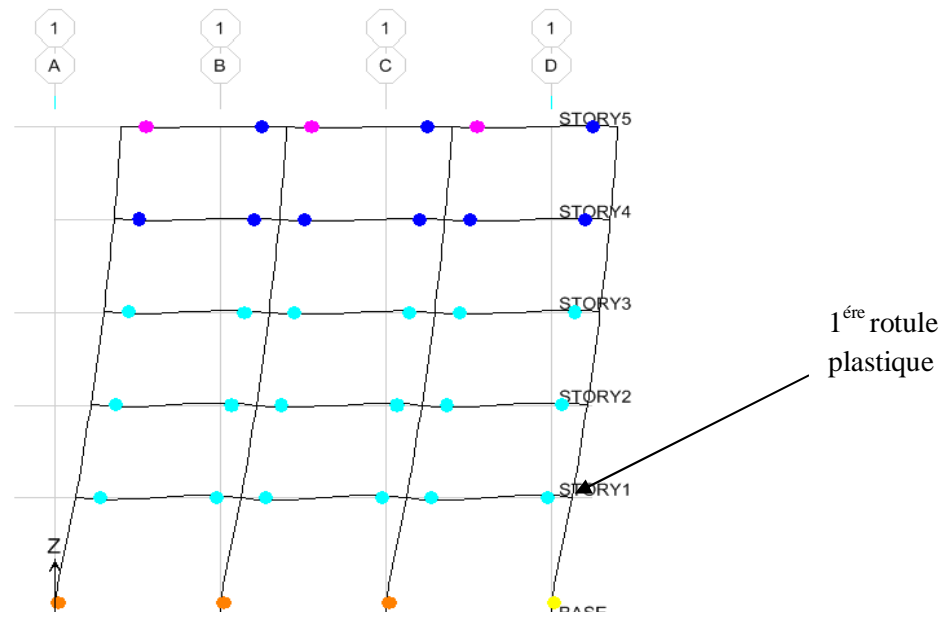


Figure VI-3: Mécanisme de ruine du portique

**c/Déplacement latéraux inter-étage du portique**

On rappelle que le déplacement inter-étage est obtenu comme le rapport

$$\frac{\text{déplacement du niveau } i - \text{déplacement du niveau } i - 1}{\text{hauteur d'étage}} \times 100$$

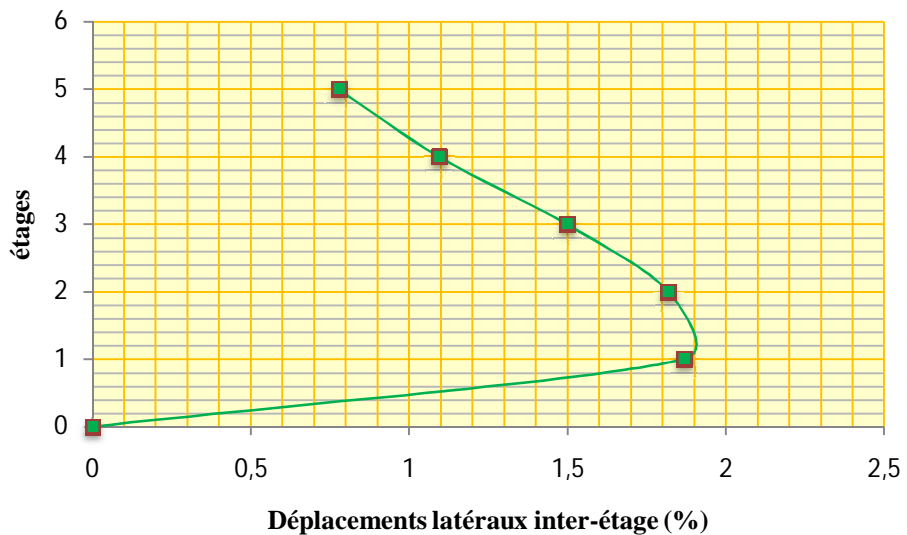


Figure VI-4: déplacements latéraux inter-étage

VI.2.1.2 *Distribution triangulaire :*

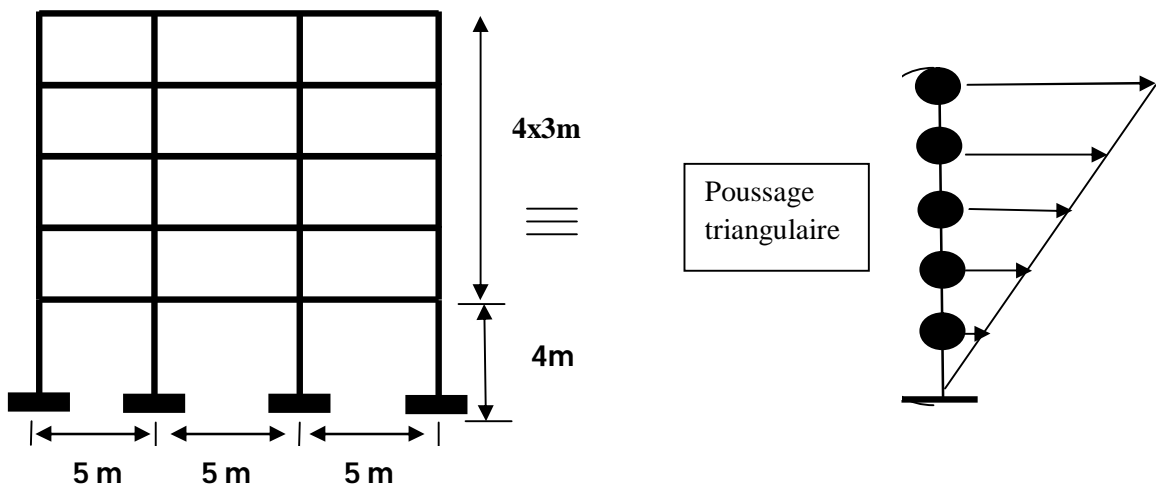


Figure VI-5: poussage (pushover) triangulaire

a/Courbe de capacité du portique

La courbe de capacité du portique (figure VI.6) est caractérisée par :

- **Un état élastique limite** défini par le point 1 correspondant à la formation de la première rotule plastique dans le portique et où l'on a une résistance élastique limite  $V_y = 565\text{kN}$  et un déplacement élastique limite correspondant  $d_y = 3.91\text{ cm}$  et une raideur latérale initiale  $K_e = V_y / d_y = 14434\text{ kN/m}$  ;
- **Un état limite ultime de résistance** défini par le point point 2 où l'on a une **résistance ultime**  $V_u = 737\text{ kN}$  et un **déplacement ultime**  $d_u = 25.13\text{ cm}$ .

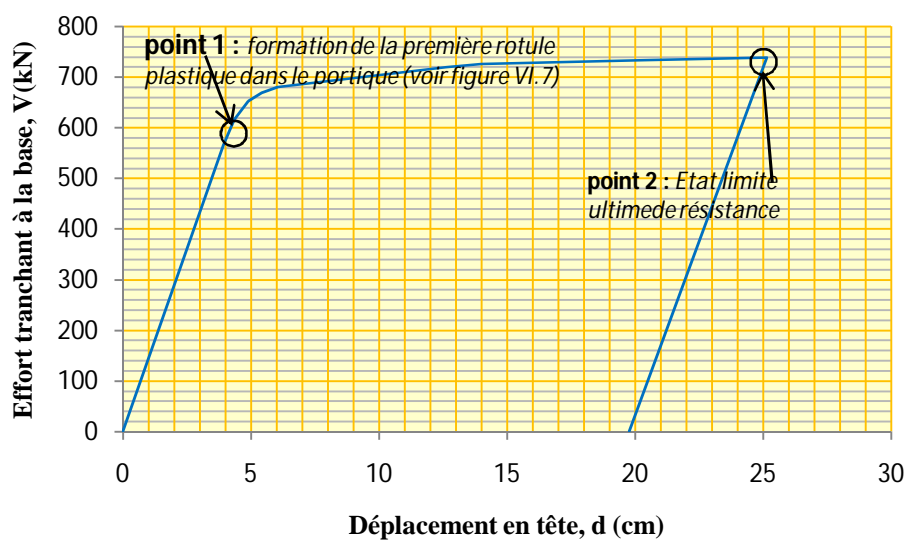


Figure VI-6: Courbe de capacité du portique

*b/Mécanisme de ruine du portique et distribution des rotules plastiques*

La figure VI.7 représente le mécanisme de ruine du portique ainsi que les rotules plastiques formées à ce stade. Le mécanisme de ruine est un mécanisme plastique global. Les rotules plastiques se forment successivement dans les poutres et en pied des poteaux du rez-de-chaussée.

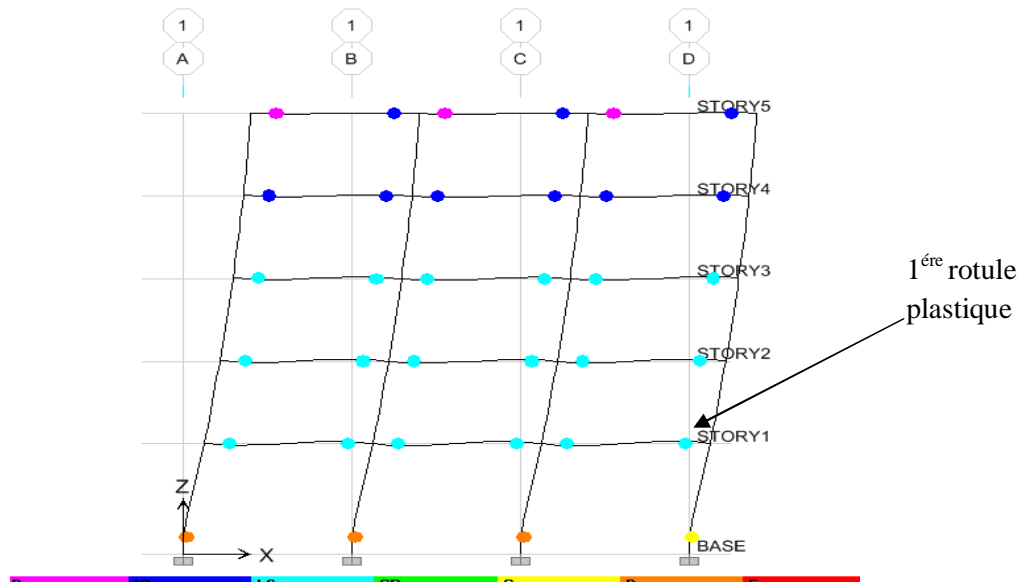


Figure VI-7: Mécanisme de ruine du portique

*c/Déplacement latéraux inter-étage du portique :*

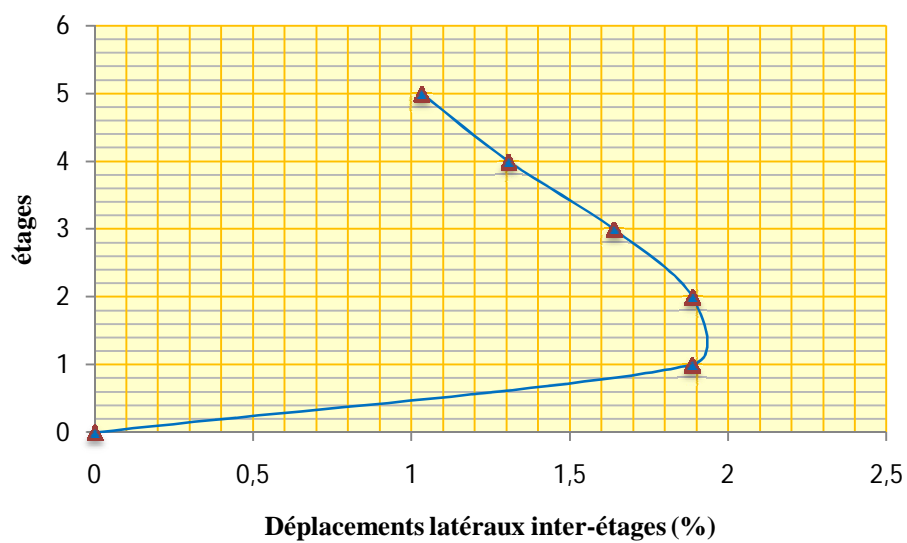


Figure VI-8: Déplacements latéraux inter-étage

VI.2.2 Distribution uniforme :

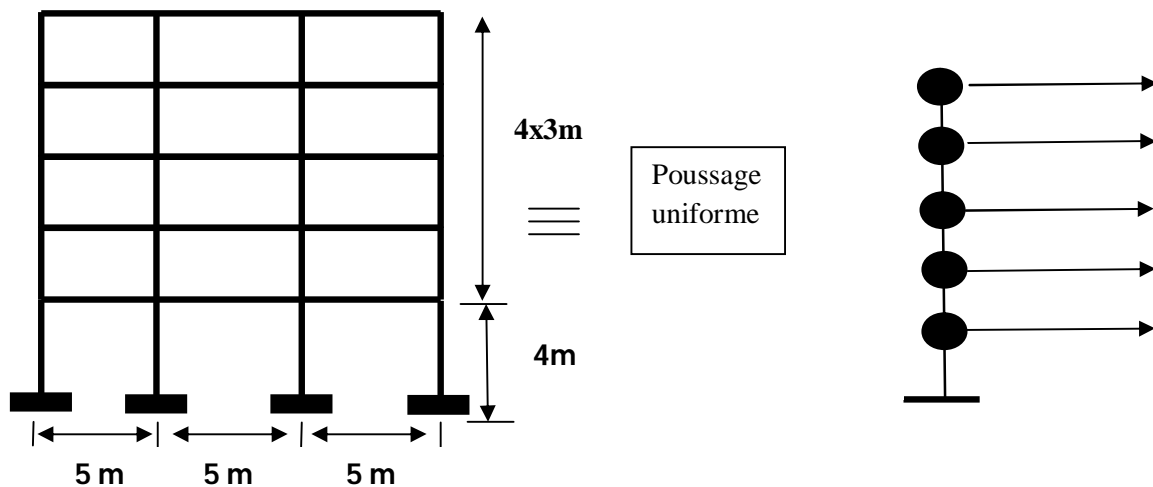


Figure VI-9: poussage (pushover) uniforme

a/Courbe de capacité du portique

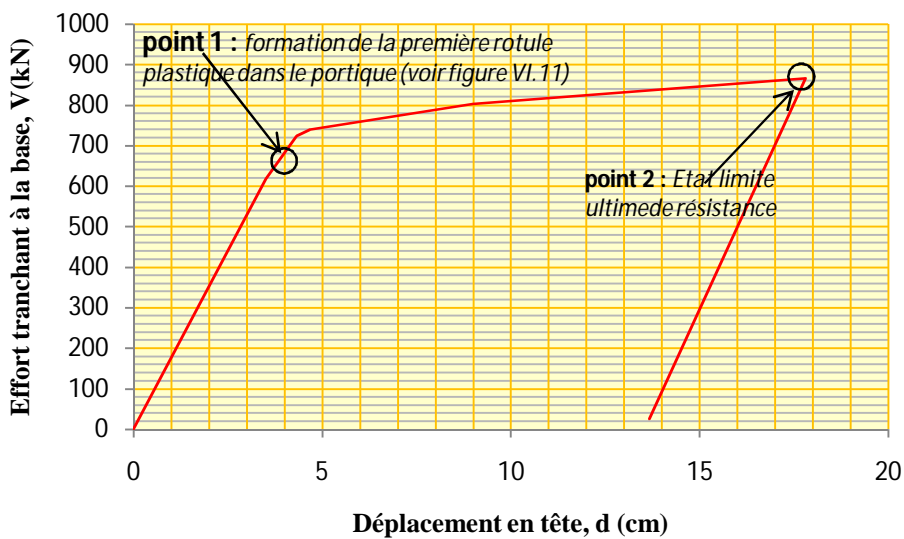


Figure VI-10: Courbe de capacité du portique

Avec :

une **résistance élastique limite**  $V_y = 618kN$  et un  $dy = 3.5\text{ cm}$  et une raideur latérale initiale  $K_e = V_y / dy = 17610\text{ kN/m}$  ;

• Un **état limite ultime de résistance** défini par le point 2 où l'on a une **résistance ultime**  $V_u = 866.76kN$  et un **déplacement ultime**  $d_u = 17.81cm$ .

### b/Mécanisme de ruine du portique et distribution des rotules plastiques

La figure VI.11 représente le mécanisme de ruine du portique ainsi que les rotules plastiques formées à ce stade. Le mécanisme de ruine est un mécanisme plastique. Les rotules plastiques se forment successivement dans les poutres et en pied des poteaux du rez-de-chaussée et en tête des poteaux de 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> niveau.

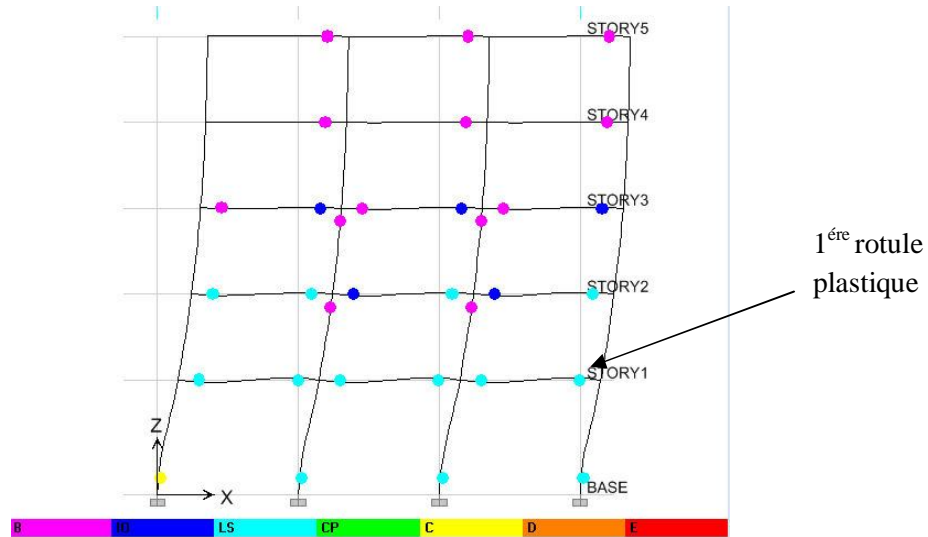


Figure VI-11: Mécanisme de ruine du portique

### c/Déplacement latéral inter-étage du portique :

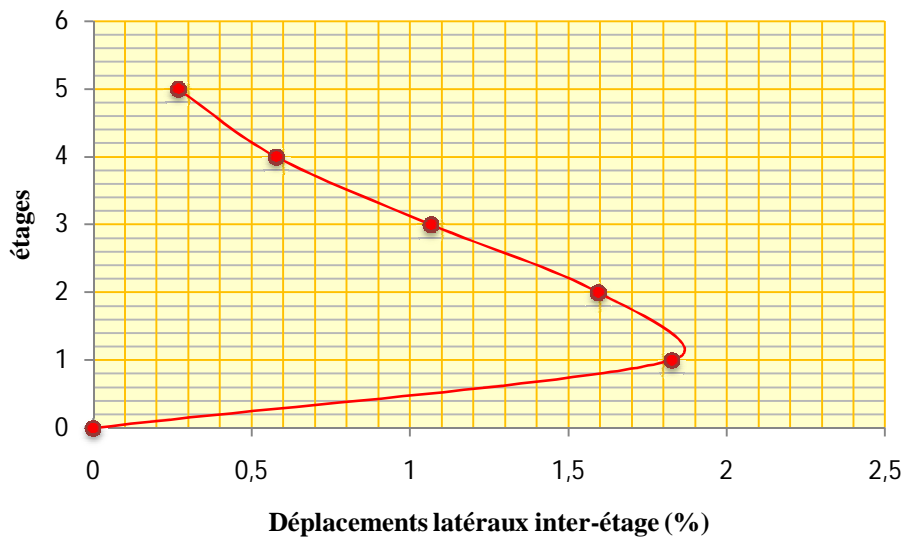


Figure VI-12: Déplacements latéraux inter-étage

### VI.3 Analyse comparative des résultats relatifs aux portiques R+4

#### VI.3.1 Analyse comparative de leurs caractéristique a l'état élastique limite et l'état ultime de résistance :

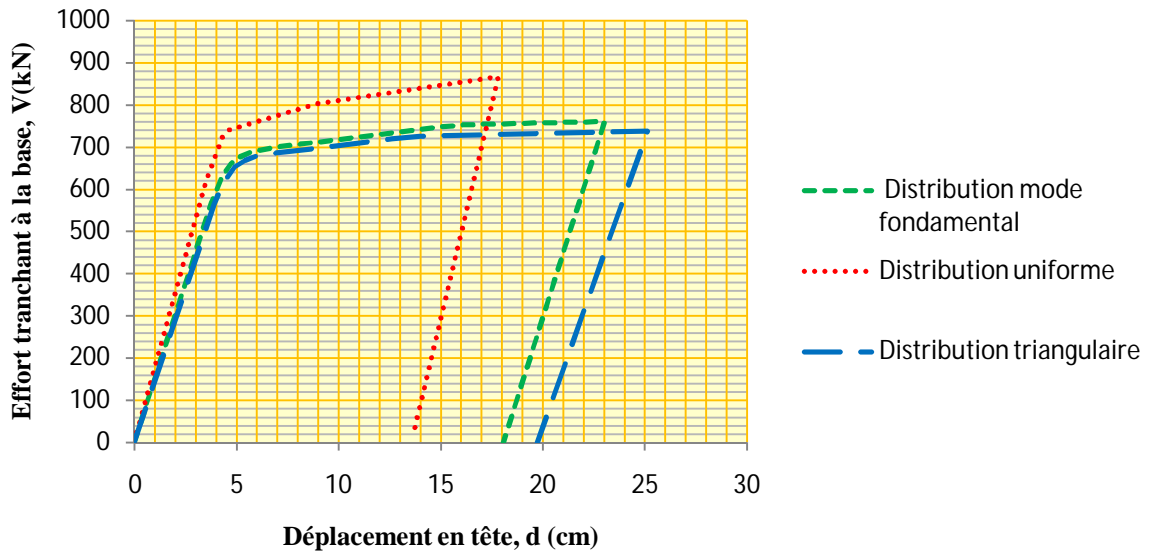


Figure VI-13: comparaison des courbes de capacité

Cette comparaison porte essentiellement sur les résultats relatifs à l'état élastique limite et sur ceux relatifs à l'état limite ultime de résistance et sur leurs déplacement inter étage et la ductilité et mécanisme de ruine avec les différents type des charge latérales

#### a) L'état élastique limite :

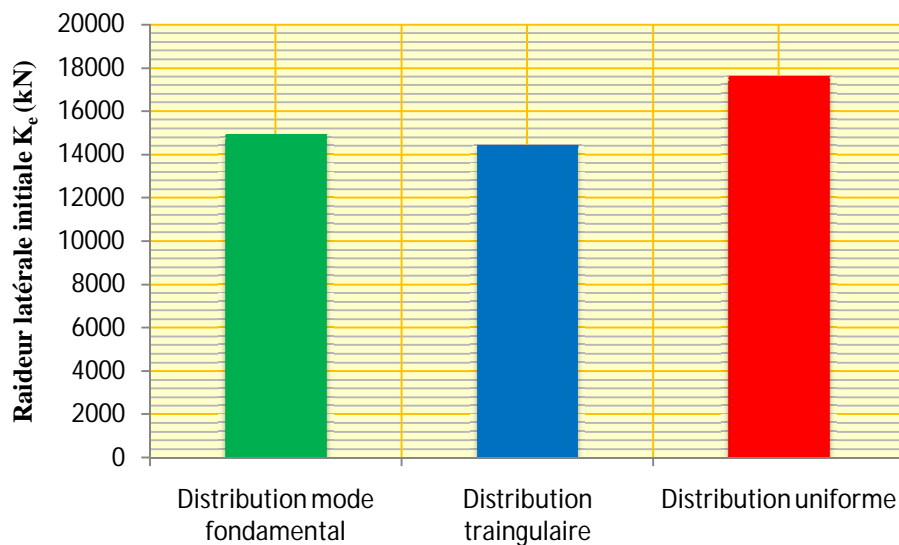
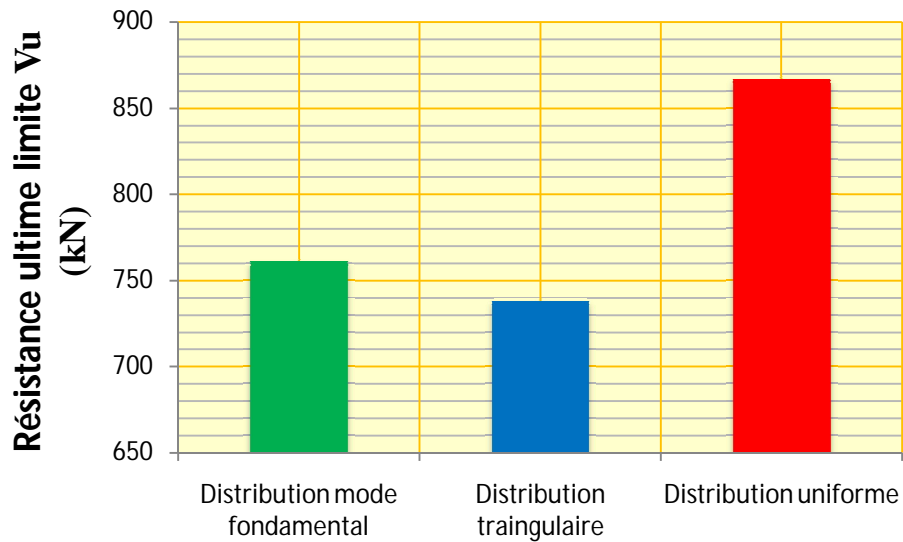


Figure VI-14: comparaison des raideurs latérales initiales

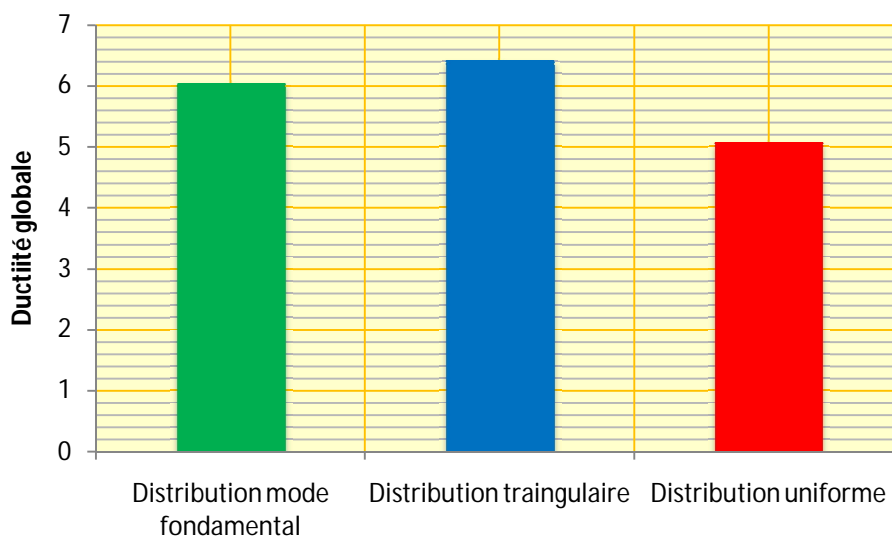
La figure VI.14 montre que la raideur latérale initiale  $K_0$  par le mode de distribution mode fondamental est 3.5 % supérieur à celle du mode de distribution triangulaire.et par contre est 15% inférieur à celle du mode de distribution uniforme.

**b) L'état limite ultime de résistance :**



**Figure VI-15: comparaison des résistances ultimes**

La figure VI.15 montre que la résistance ultime  $V_u$  par le mode de distribution mode fondamental est 3% supérieur à celle du mode de distribution triangulaire.et par contre est 14% inférieur à celle du mode de distribution uniforme.



**Figure VI-16: comparaison des ductilités globales**

La figure VI.16 montre que la ductilité globale par le mode de distribution mode fondamental est 5% inférieure à celle du mode de distribution triangulaire donc présentent des ductilité similaires, la différence de valeur est relativement faible.

Et par contre le mode de distribution uniforme est 19% inférieure à celle du mode de distribution mode fondamental

		Distribution mode fondamental	Distribution triangulaire	Distribution uniforme
<i>Etat élastique limite</i>	$V_y(\text{KN})$	558	565	618
	$d_y(\text{cm})$	3.8	3.9	3.5
	$K_e(\text{KN/m})$	14940	14434	17610
<i>Etat ultime de résistance</i>	$V_u(\text{KN})$	716	737	866
	$d_u(\text{cm})$	23.03	25.13	17.81
	$\mu$	6	6.4	5.1

Tableau VI-1 : caractéristiques à l'état élastique limite et à l'état limite de résistance des trois modes de distribution

### VI.3.2 Analyse comparative de leurs déplacements latéraux inter-étages

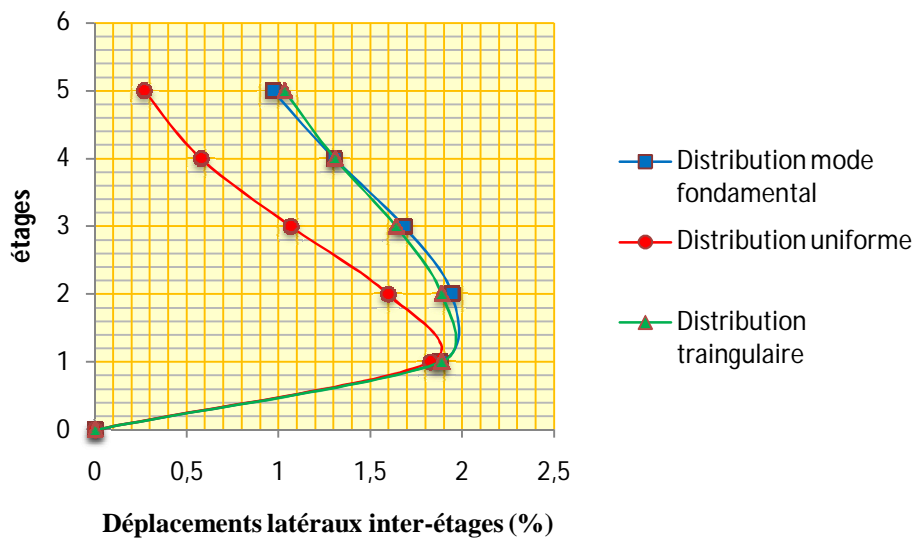


Figure VI-17: comparaison des déplacements latéraux inter-étages

La figure VI.17 présente les déplacements latéraux inter-étages des trois modes de distributions, distribution de mode fondamental, distribution uniforme et distribution triangulaire au premier niveau plus ou moins le même déplacement inter-étages, mais au-delà de ce niveau, les deux modes des distributions (distributions mode fondamental et distributions triangulaire) présentent une différence de valeur est relativement faible, par

contre le mode de distribution uniforme a un déplacement largement inférieur par rapport les autres modes de distribution.

### VI.3.3 Analyse comparative de leurs mécanismes de ruine

La figure VI.18 montre les mécanismes de ruine avec les trois modes de distribution, ces mécanismes de ruine sont des mécanismes plastiques globaux, les rotules plastiques se forment aux extrémités des poutres et à la base des poteaux de rez-de-chaussée sauf le mode de distribution uniforme les rotules plastiques se développent également en tête des poteaux de 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> niveau.

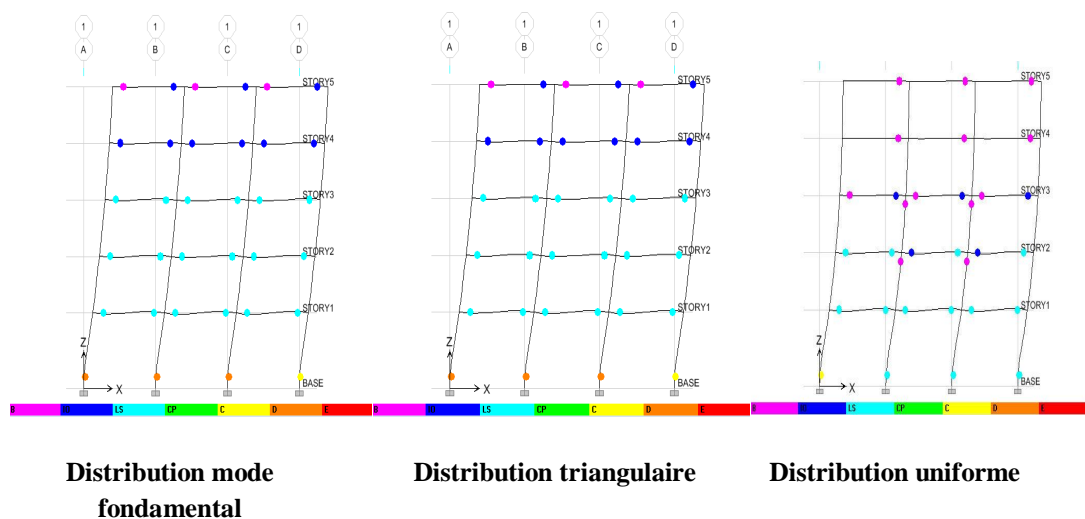


Figure VI-18: Mécanismes de ruine des portiques

## VI.4 Résultat du portique R+9

### VI.4.1 Distribution modale :

#### VI.4.1.1 Distribution mode fondamental

#### a/Courbe de capacité du portique

- **Un état élastique limite :**

Résistance élastique limite  $V_y = 541 kN$

Déplacement élastique limite correspondant  $d_y = 6.71 cm$

Raideur latérale initiale  $K_e = V_y / d_y = 8053 kN/m$  ;

- **Un état limite ultime de résistance** défini par le point point 2 où l'on a une **résistance ultime**  $V_u = 768 KN$  et un **déplacement ultime**  $d_u = 46.85 cm$ .

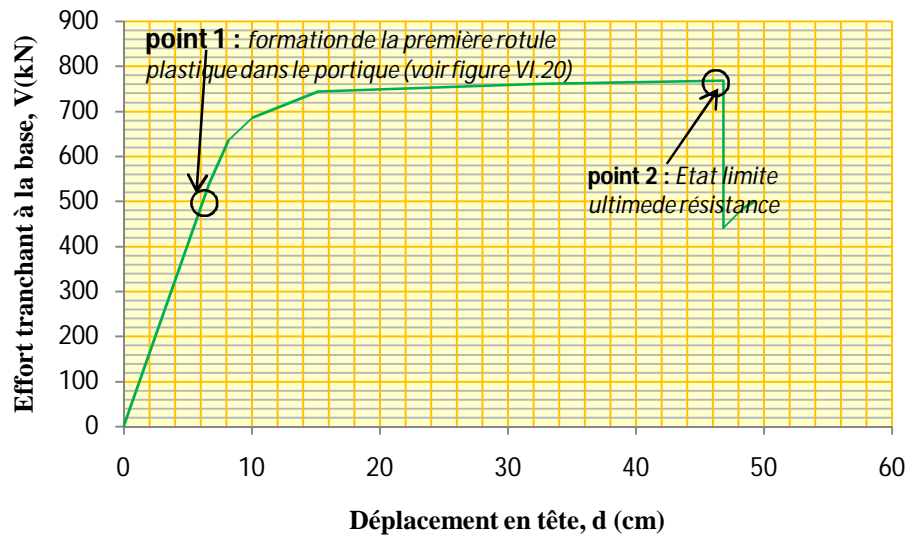


Figure VI-19: Courbe de capacité du portique

**b/Mécanisme de ruine du portique et distribution des rotules plastiques**

La figure VI.20 représente le mécanisme de ruine du portique ainsi que les rotules plastiques formées à ce stade. Le mécanisme de ruine est un mécanisme plastique global. Les rotules plastiques se forment successivement dans les poutres et en pied des poteaux du rez-de-chaussée

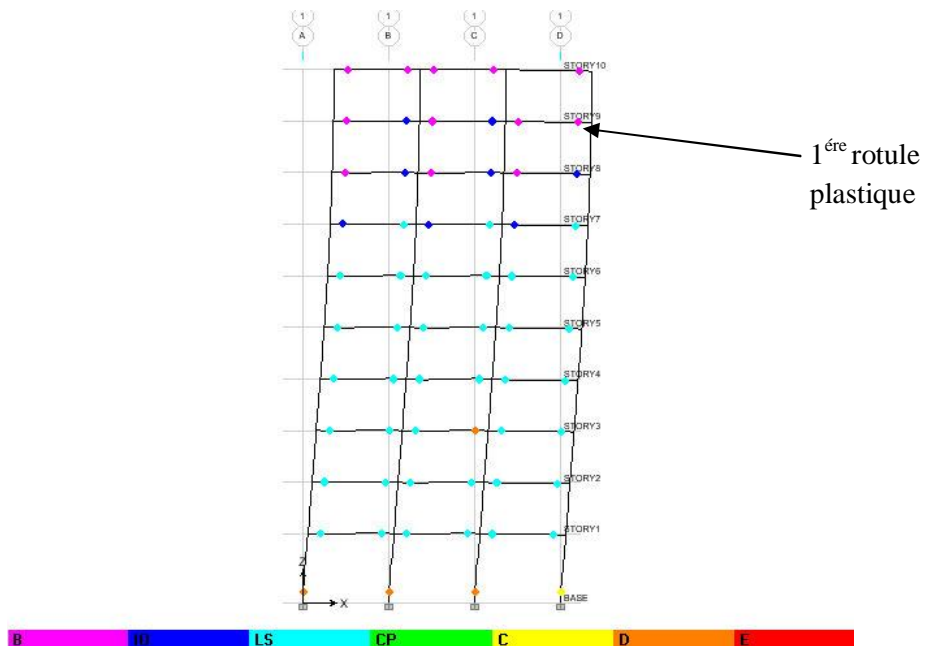
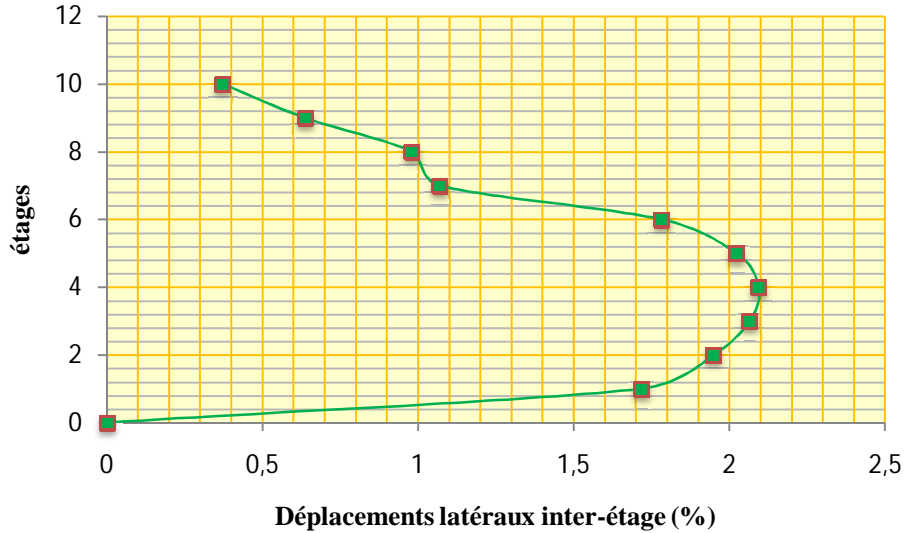


Figure VI-20: Mécanisme de ruine du portique

**c/Déplacement latéraux inter-étage du portique :**

la figure VI.21 montre que le déplacement latéral inter-étages est plus important pour les premier , deuxième, troisième, quatrième, cinquième et sixième septième niveaux comparativement à celui 7<sup>ème</sup> , 8<sup>ème</sup> et 9<sup>ème</sup> et 10<sup>ème</sup> niveau.



**Figure VI-21:** Déplacement latéraux inter-étage

**VI.4.1.2 Distribution triangulaire :**

**a/Courbe de capacité du portique**

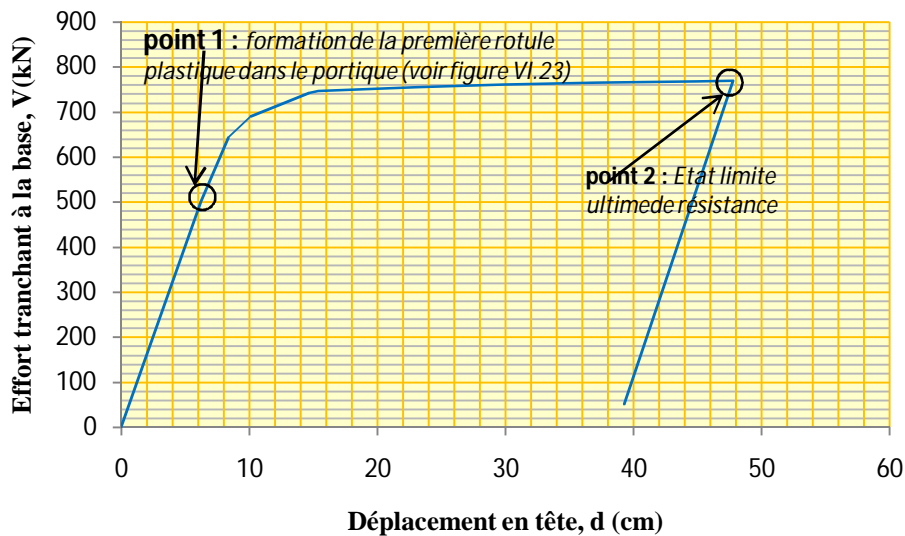
- **Un état élastique limite**

Résistance élastique limite  $V_y = 502kN$  .

Déplacement élastique limite correspondant  $dy = 6.27cm$  .

Raideur latérale initiale  $K_e = V_y / d_y = 8013 kN/m$  .

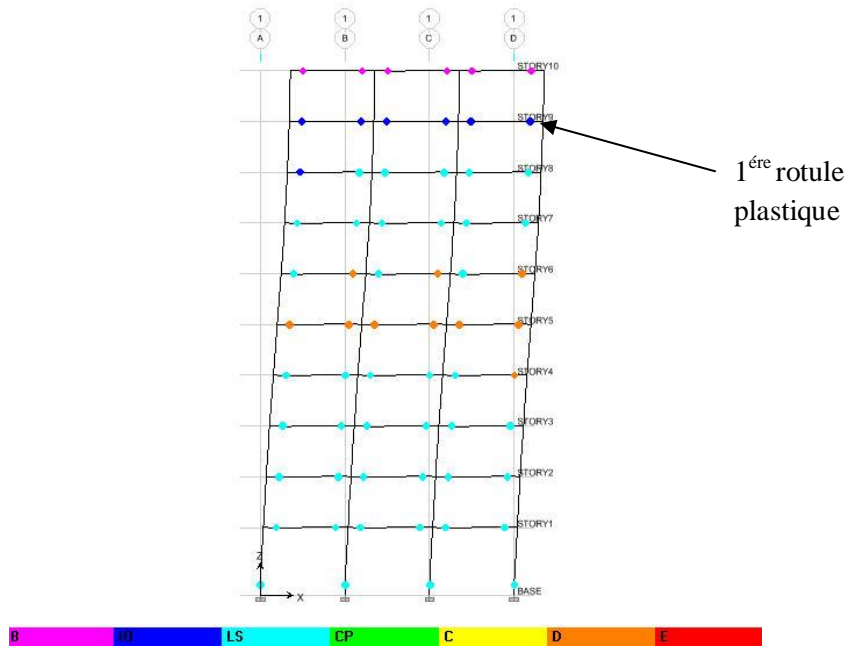
- **Un état limite ultime de résistance** défini par le point point 2 où l'on a une **résistance ultime**  $V_u = 769.9N$  et un **déplacement ultime**  $d_u = 47.78cm$ .



**Figure VI-22:** Courbe de capacité du portique

**b/Mécanisme de ruine du portique et distribution des rotules plastiques**

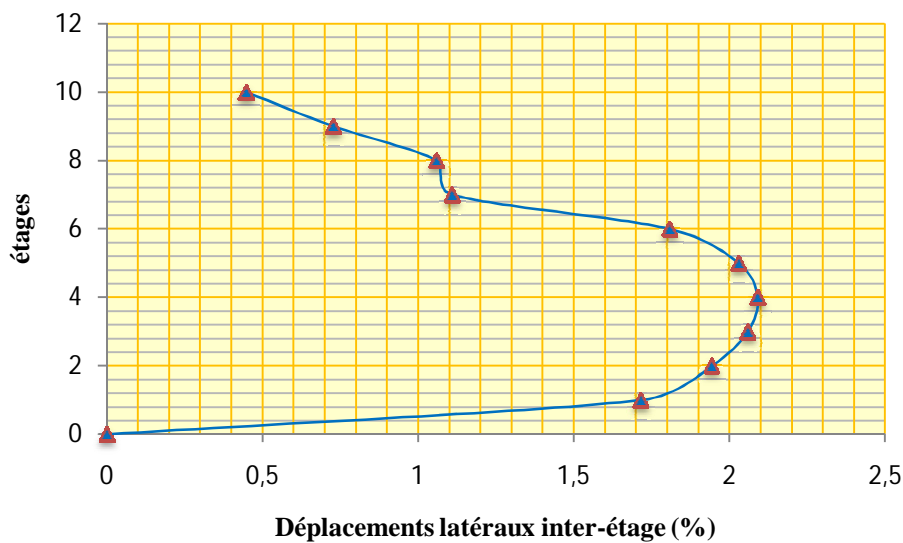
La figure VI.23 représente le mécanisme de ruine du portique ainsi que les rotules plastiques formées à ce stade. Le mécanisme de ruine est un mécanisme plastique global. Les rotules plastiques se forment successivement dans les poutres et en pied des poteaux du rez-de-chaussée



**Figure VI-23:** Mécanisme de ruine du portique

**c/Déplacement latéraux inter-étage du portique :**

la figure VI.24 montre que le déplacement latéral inter-étages est plus important pour les premier, deuxième, troisième, quatrième, cinquième et sixième niveaux comparativement à celui 7<sup>ème</sup>, 8<sup>ème</sup>, 9<sup>ème</sup> et 10<sup>ème</sup> niveau.



**Figure VI-24:** Déplacement latéraux inter-étage

## VI.4.2 Distribution uniforme

### a/Courbe de capacité du portique

- **Un état élastique limite**

Résistance élastique limite  $V_y = 697kN$ .

Déplacement élastique limite correspondant  $d_y = 6.31cm$ .

Raideur latérale initiale  $K_e = V_y / d_y = 11050kN/m$ .

- **Un état limite ultime de résistance** défini par le point point 2 où l'on a une **résistance ultime**  $V_u = 946.7N$  et un **déplacement ultime**  $d_u = 35.3cm$

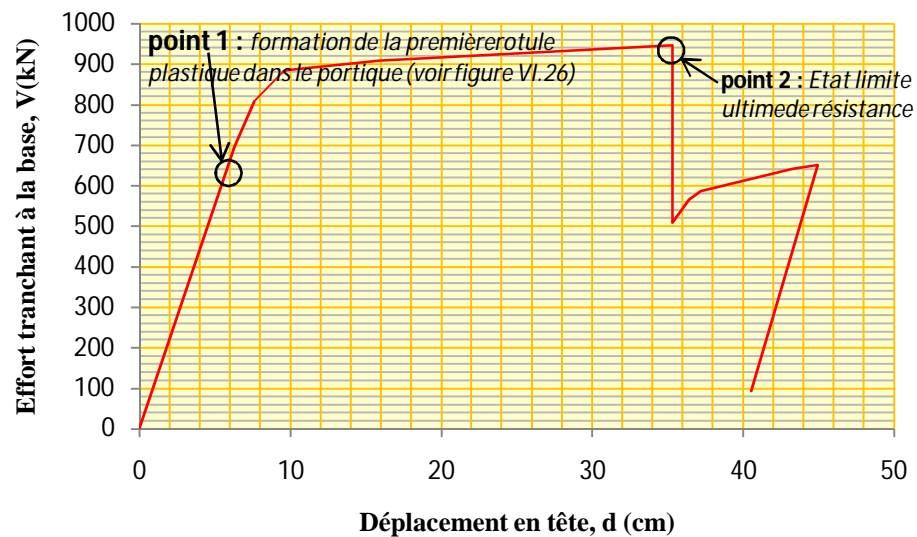


Figure VI-25: Courbe de capacité du portique

### b/Mécanisme de ruine du portique et distribution des rotules plastiques

La figure VI.26 représente le mécanisme de ruine du portique ainsi que les rotules plastiques formées à ce stade. Le mécanisme de ruine n'est pas un mécanisme plastique global. Les rotules plastiques se forment successivement dans les poutres et en pied des poteaux du rez-de-chaussée sauf dans le dernier étage une rotule plastique ne se développe pas.

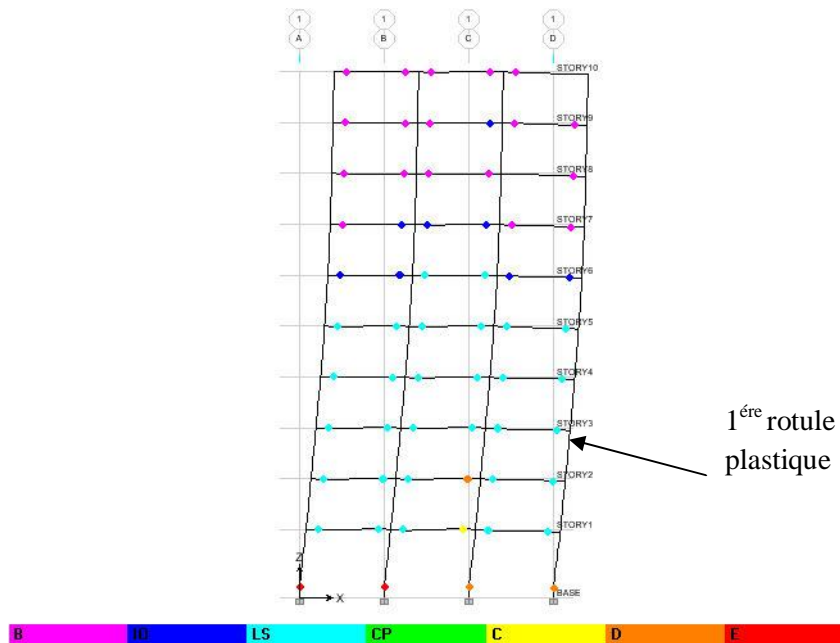


Figure VI-26: Mécanisme de ruine du portique

**c/Déplacement latéraux inter-étage du portique :**

La figure VI.27 montre que le déplacement latéral inter-étages est plus important pour les premier, deuxième, troisième et quatrième niveaux comparativement à celui 5<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup>, 8<sup>ème</sup>, 9<sup>ème</sup> et 10<sup>ème</sup> niveau.

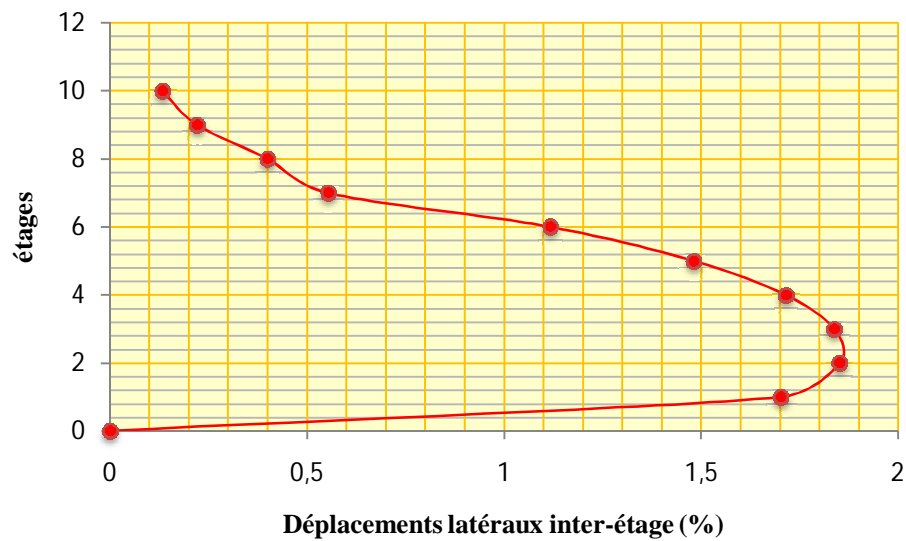


Figure VI-27: Déplacement latéraux inter-étages

## VI.5 Analyse comparative des résultats relatifs aux portiques R+9

### VI.5.1 Analyse comparative de leurs caractéristique a l'état élastique limite et l'état ultime de résistance

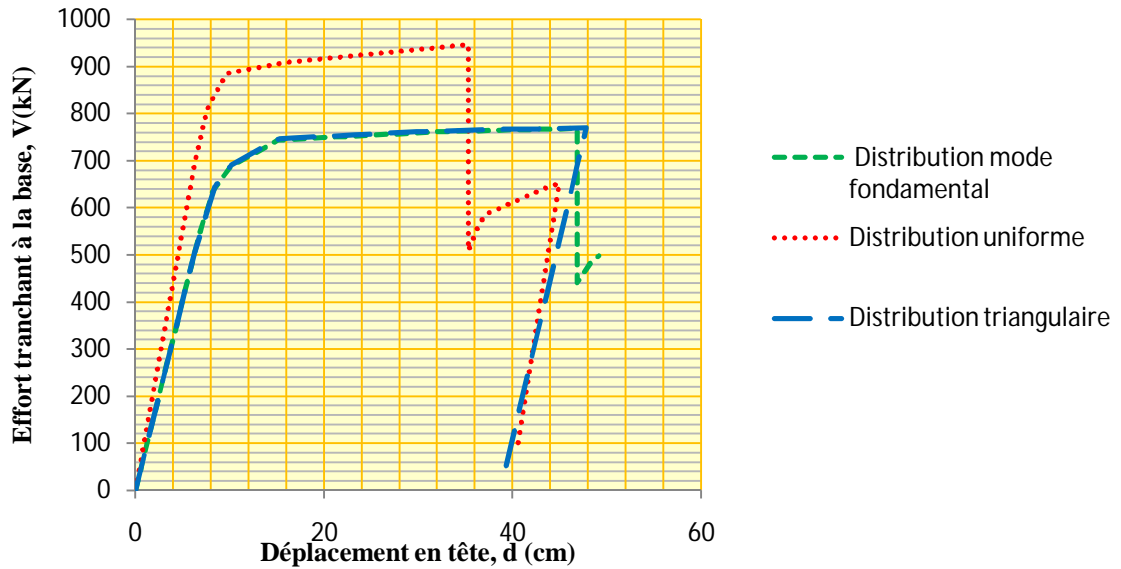


Figure VI-28: Comparaison des courbes de capacité

Cette comparaison porte essentiellement sur les résultats relatifs à l'état élastique limite et sur ceux relatifs à l'état limite ultime de résistance avec les différents types des charges latérales (tableau VI.2), et nous permet de faire les observations suivantes :

a) *L'état élastique limite :*

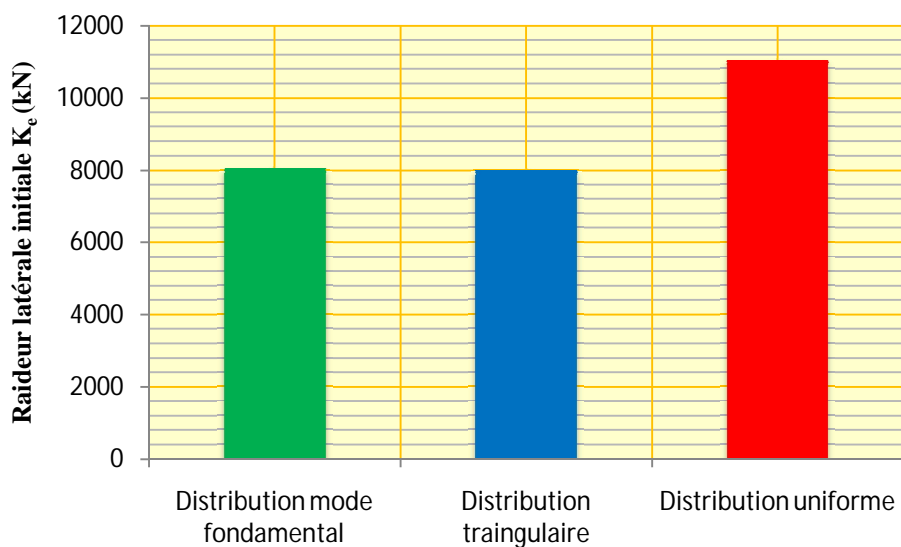


Figure VI-29: comparaison des raideurs latérales initiales

La figure VI.30 montre que la raideur latérale initiale  $K_0$  par le mode de distribution mode fondamental est 0.4 % supérieur à celle du mode de distribution triangulaire. et par contre une différence importante est 27% inférieur à celle du mode de distribution uniforme.

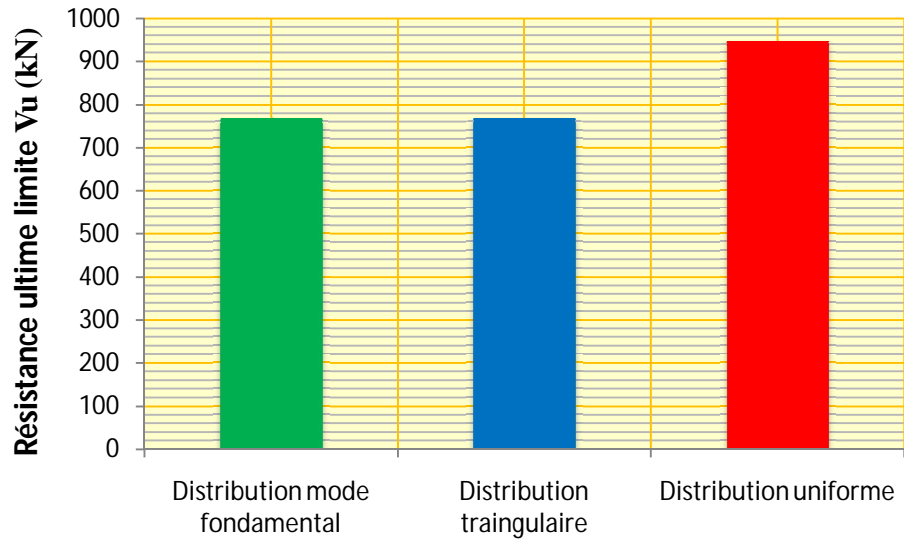


Figure VI-30: comparaison des résistances ultimes limites  $V_u$

La figure VI.30 montre que la résistance ultime  $V_u$  par le mode de distribution mode fondamental est 0.1% inférieur à celle du mode de distribution triangulaire. et par contre est 19 % inférieur à celle du mode de distribution uniforme.

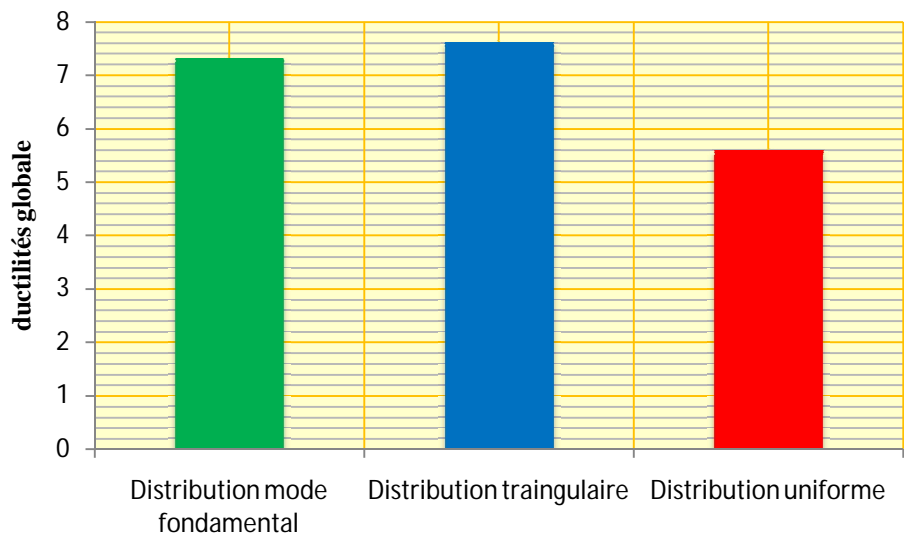


Figure VI-31: comparaison des ductilités globales

La figure VI.31 montre que la ductilité globale par le mode de distribution mode fondamental est 4% inférieure à celle du mode de distribution triangulaire donc présentent des ductilité similaires, la différence de valeur est relativement faible.

Et par contre le mode de distribution uniforme est 30% inférieure à celle du mode de distribution mode fondamental

		Distribution mode fondamental	Distribution triangulaire	Distribution uniforme
Etat élastique limite	$V_y$ (KN)	541	502	597
	$d_y$ (cm)	6.71	6.27	6.31
	$K_e$ (KN/m)	8053	8013	11050
Etat ultime de résistance	$V_u$ (KN)	768.3	769.8	946.7
	$d_u$ (cm)	46.85	47.78	35.30
	$\mu$	7.32	7.61	5.59

Tableau VI-2: Analyse comparative de leurs déplacements latéraux inter-étages

VI.5.2 Analyse comparative de leurs déplacements latéraux inter-étages

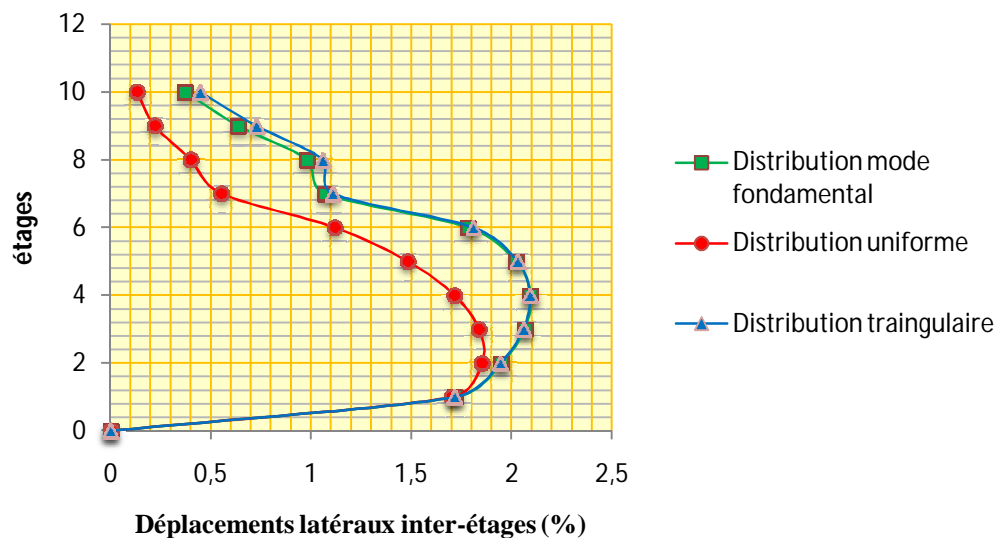


Figure VI-32: comparaison des déplacements latéraux inter-étages

La figure VI.32 présente les déplacements latéraux inter-étages des trois modes de distributions, distribution de mode fondamental, distribution uniforme et distribution triangulaire plus ou moins le même déplacement inter-étages, mais au-delà de ce niveau, les deux modes des distributions (distributions mode fondamental et distributions uniforme) présentent une différence de valeur est relativement faible, par contre le mode de distribution uniforme a un déplacement largement inférieur par rapport les autre modes de distribution.

### VI.5.3 Analyse comparative de leurs mécanismes de ruine

La figure VI.33 montre les mécanismes de ruine avec les trois modes de distribution, ces mécanismes de ruine sont des mécanismes plastiques globaux, les rotules plastiques se forment aux extrémités des poutres et à la base des poteaux de rez-de-chaussée .

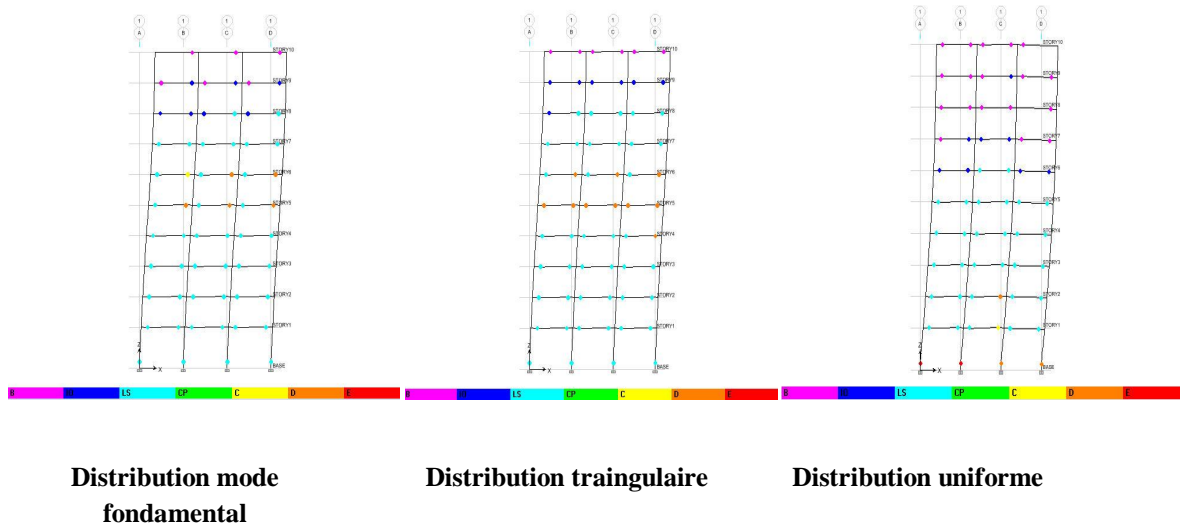


Figure VI-33: Mécanismes de ruine du portique

**CHAPITRE VII**

**Conclusion et**

**Recommandations**

### CHAPITRE VII: Conclusion et Recommandations

#### VII.1 Conclusion

La distribution des charges horizontales est un des aspects les plus critiques de la méthode push over, car elle est basée sur l'hypothèse que les réponses sont fondamentalement contrôlées par trois mode de distributions, et que la forme de ces modes demeure constante durant toute la durée de l'excitation sismique.

La distribution des forces latérales est incrémentée de façon progressive jusqu'à ce que le déplacement au sommet de la structure atteigne un déplacement cible.

L'exécution de calcul statique non linéaire par la méthode Pushover a été réalisée à partir de charges latérales appropriées à l'aide d'un logiciel (ETABS V 9.7.0) pour évaluer les paramètres de réponse : la demande de déplacement et la force maximale supportée par la structure.

L'objectif principal assigné à notre travail est de proposer aux concepteurs de structures l'influence de mode de chargement sur la base de l'étude comparative des analyses non linéaires de plusieurs variantes. les étapes d'analyses ont été effectuées sur des portiques en béton armé de 5 et 10 niveaux couvrant un large éventail de périodes fondamentales. Les analyses Pushover ont été élaborées sur les portiques choisis en utilisant le modèle de chargement latéral uniforme et mode fondamental (recommandée par l'Eurocode 8) et triangulaire inversé. des paramètres basés sur les résultats de l'analyse statique non linéaire (Push Over) ,ont été utilisés comme critères de comparaison.

Les critères de comparaisons utilisés sont :

- Un état élastique limite et l'état limite ultime de résistance
- Mécanisme de ruine
- Déplacement latéraux inter-étage
- Raideur initial de la structure
- La ductilité globale

L'analyse comparative des différents critères de comparaisons a mis en évidence le même comportement non linéaire de deux modes de distribution sont la distribution de mode fondamental et la distribution triangulaire et autre comportement sous le mode distribution uniforme.

La sélection du mode de chargement est une étape très importante dans l'analyse pushover parce que ce mode de chargement est séné représenté les forces d'inertie dans le calcul sismique, donc il est clair que ces forces varient en fonction de la sévérité du séisme, mais dans cette analyse, l'hypothèse de base est que la forme de la distribution des forces latérales est invariante, et que les déformations obtenues doivent être comparable avec celles données par un calcul dynamique.

La question du choix du mode chargement représente en ce moment le point de faiblesse de l'analyse pushover, le meilleur moyen est d'appliquer l'analyse avec deux modes de chargement ensuite dégager l'enveloppe.

### VII.2 Recommandations

Il est recommandé pour le calcul et le dimensionnement des structures de réaliser une analyse Pushover pour évaluer la capacité portante d'une structure en générale grace de deux mode de distribution différent et engager l'enveloppe

Pour les structures existantes dimensionnées et calculées en vertu de l'ancien règlement, il est impératif de réaliser une analyse non linéaire comme l'analyse Pushover toujours grâce deux mode de distribution qui est relativement facile à élaborer en vue d'estimer la capacité portante des structures existantes ainsi que le positionnement des rotules plastiques dans le but de renforcer ces dernières.

Nous proposons aussi à ce qu'un chapitre relatif à la méthode push over soit introduit dans le prochain règlement parasismique algérien et prendre en considération les mode de distribution , l'objectif de cette démarche est d'imposer pour les structures élancées en zone sismique, des analyses push over en lieu et place des méthodes traditionnelles basées sur la méthode des forces

# **BIBLIOGRAPHIE**

## BIBLIOGRAPHIE

---

- [1] *Final Report, 2003, Nonlinear Pushover Analysis of Reinforced Concrete Structures, Colorado Advanced Software Institute.*
- [2] *Manuel Alfredo Lopez Menjivar, 2004, A Review of Existing Pushover Methods for 2-D Reinforced Concrete Buildings, European School of Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk, Rose School.*
- [3] *Victor Davidovici, 2003, Rapport de mission suite au séisme de Boumerdes du 21 mai 2003.*
- [4] *R. Bento, S. Falcao, F. Rodrigues, 2004, Nonlinear Static Procedures in Performance Based Seismic Design, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, Paper No. 2522.*
- [5] *Peter Fajfar, 2000, A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design, Earthquake spectra, Vol. 16, pp.573-592.*
- [6] *Paulay T. and Priestley, 1992, Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, Edition John Wiley and Sons, Inc.*
- [7] *André Filiatrault, 1996, Eléments de Génie Parasismique et de Calcul Dynamique des Structures, Edition de l'école Polytechnique de Montréal.*
- [8] *Règles de Construction Parasismiques françaises – Règles PS applicables aux bâtiments – PS92, Editions Eyrolles, Paris, France, 1992.*
- [9] *EN 1998-1, Eurocode 8: Design for Earthquake Resistance – Part 1: General Rules, Seismic Action and Rules for Buildings, Commission of the European Communities (CEN), Brussels, Belgium, September 2005.*
- [10] *Albert Fuentes, 2005, Béton Armé: Fissuration-Flèches, Redistribution d'efforts et Formation des Mécanismes de Ruptures, OPU.*
- [11] *Anil K. Chopra, Rakesh K. Goel, 1999, Capacity - Demand - Diagram Methods for Estimating Seismic Deformation of Inelastic Structures: SDF Systems. Pacific Earthquake Engineering Research Center.*
- [12] *Luis F. Ibarra and Helmut Krawinkler, 2005, Global Collapse of Frame Structures Under Seismic Excitations, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Stanford University*
- [13] *George G. Penelis, Andreas J. Kappos, 1997, Earthquake Resistant Concrete Structures, Edition E and SPON, London.*
- [14] *Victor Davidovici, 1999, La Construction en Zone Sismique, Edition le Moniteur, Paris, France*
- [15] *Federal Emergency Management Agency (FEMA), 1997, NEHRP the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA273.*

## BIBLIOGRAPHIE

---

- [16] Applied Technology Council, ATC-40, 1996, *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Volume 1-2*, Redwood City, California.
- [17] Federal Emergency Management Agency (FEMA), 2000, *Prestandard and Commentary for the Rehabilitation of Buildings*, FEMA-356
- [18] Dr. Cosmini G. Chioren, 2003, *Application of Pushover Analysis of Reinforced Concrete Bridge Model, Part I-Numerical Models*, Project Pocti/36019/99.
- [19] Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003), Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Algérie.
- [20] ACI, 1995, *Building code requirements for reinforced Concrete (ACI 318-95), Mechanics and Design, Third Edition American Concrete Institute, Detroit, Michigan, U.S.A.*
- [21] Saiidi M. and Sozen M.A., 1981, *Simple Nonlinear Seismic Response of R/C Structures, Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 107, 937-952.*
- [22] M. Zacek, 1996, *Construire Parasismique, Edition Parenthèses, Marseille, France.*
- [23] Chopra A.K., 1995, *Dynamics of Structures-Theory and Application to Earthquake Engineering, Prentice Hall, New Jersey.*
- [24] M. Belazougui, 2000, *Le Béton Armé aux Etats Limites, OPU, Alger.*
- [25] Mario Paz and William Leigh, 2004, *Structural Dynamic: Theory and Computation, Updated with SAP2000, Fifth Edition, Kluwer Academic Publishers.*
- [26] Sigmund A. Freeman, 2004, *Review of the Development of the Capacity Spectrum Method, ISET Journal of Earthquake Technology, Paper No.438, vol. 41, No. 1, pp. 1-13.*
- [27] Ashraf Habibulah, S.E., and Stephen Pyle, S.E., 1998, *Practical Three Dimensional Nonlinear Static Pushover Analysis, Structure Magazine.*
- [28] Peter Fajfar, 1999, *Capacity Spectrum Method Based on Inelastic Demand Spectra, The Journal of the International Association for Earthquake Engineering and of the International Association for Structure Control, Vol. 28, No. 9, pp.979-993.*
- [29] Alain Capra et Victor Davidivici, 1984, *Calcul Dynamique des Structures en Zone Sismique, Edition Eyrolles.*
- [30] ETABS nonlinear.verion 9.7.0 ,Computers and Structures, Inc. 1995 University Avenue Berkeley, California 94704 USA
- [31] Bachmann H., 2003, *Seismic Conceptual Design of Building-Basic principles for Engineers, Architects, Buildings Owners, and Authorities, Swiss Federal for Water and Geology*

## BIBLIOGRAPHIE

---

- [32] Jaswant N. Arlekar, Sudhir K. Jain and C. V. R. Murty, 1997, *Seismic Response of RC Frame Building with Soft First Storeys*, *Proceedings of CBRI Golden Jubilee Conference on National Hazards in Urban Habitat*, New Delhi.
- [33] Nie Jianguo, Qin Kai, Xiao Yan, 2006, *Pushover Analysis of the Seismic Behavior of a Concrete-Filled Rectangular Tubular Frame Structure*, *Tsinghua Science and Technology*, ISSN 1007-0214 20/21, Vol. 11, No. 1, pp.124-130.
- [34] M.Zoutat, 2009, *influence du mode de chargement sur le comportement non lineaire d'une structure en béton arme*, *International Conference on Sustainable Built Environment Infrastructures in Developing Countries ENSET Oran (Algeria)*
- [35] BAEL 91, 1992, *Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton Armé suivant la Méthode des Etats Limites*, Edition Eyrolles.
- [36]. Gupta B., 1999, *Enhanced Pushover Procedure and Inelastic Demand Estimation for Performance-Based Seismic Evaluation of Buildings*, Ph.D. Dissertation, University of Central Florida, Orlando, FL.
- [37]. Nassar A.A. and Krawinkler H., 1991, *Seismic Demands for SDOF and MDOF Systems*, Report No.95, John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University.
- [38]. City of Los Angeles (COLA), 1995, *Earthquake Hazard Reduction in Existing Reinforced Concrete Buildings and Concrete Frame Buildings with Masonry Infills*, January 31, 1995.
- [39]. Allahabadi R., 1987, *Drain 2DX – Seismic Response and Damage Assessment for 2D Structures*, Ph.D. Thesis, University of California at Berkeley, California
- [40]. Krawinkler H. and Seneviratna G.D.P.K., 1998, *Pros and Cons of a Pushover Analysis of Seismic Performance Evaluation*, *Engineering Structures*, Vol.20, 452-464
- [41]. Rosenblueth E. and Herrera I., 1964, *On a Kind of Hysteretic Damping*, *Journal of Engineering Mechanics Division*, ASCE, Vol. 90, 37-48.
- [42]. Gülkan P. and Sözen M.A., 1974, *Inelastic Response of Reinforced Concrete Structures to Earthquake Ground Motions*, *Journal of the American Concrete Institute*, Vol. 71, 601-609.
- [43]. Shibata A. and Sözen M.A., 1976, *Substitute Structure Method for Seismic Design in R/C*, *Journal of Structural Division*, ASCE, Vol. 102, 1-17.
- [44]. Takeda T., Sözen M.A. and Nielson N.N., 1970, *Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes*, *Journal of Structural Division*, ASCE, Vol. 96, 2557-2573.
- [45]. Iwan W.D., 1980, *Estimating Inelastic Response Spectra from Elastic Spectra*, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 8, 375-388.

## BIBLIOGRAPHIE

---

- [46]. Kowalsky M.J., 1994, *Displacement-Based Design Methodology for Seismic Design Applied to R/C Bridge Columns*, Master's Thesis, University of California.
- [47]. Fajfar P. and Fischinger M., 1987, *Nonlinear Seismic Analysis of R/C Buildings: Implications of a Case Study*, *European Earthquake Engineering*, 31-43.
- [48]. Fajfar P. and Gaspersic P., 1996, *the N2 Method for the Seismic Damage Analysis of R/C Buildings*, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 25, 31-46.
- [49]. Freeman S.A., 1998, *Development and Use of Capacity Spectrum Method*, *Proceedings of the Sixth U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Seattle, Washington.
- [50]. Mahaney J.A., Paret T.F., Kehoe B.E. and Freeman S.A., 1993, *The Capacity Spectrum Method for Evaluating Structural Response During the Loma Prieta Earthquake*, *Proc., 1993 Nat. Earthquake Conf., Central U.S. Earthquake Consortium, Memphis, Tenn., 2*, 501-510.
- [51]. Miranda E., 2000, *Inelastic Displacement Ratios for Structures on Firm Sites*, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 126, 1150-1159.
- [52]. Mwafy A.M. and Elnashai A.S., 2001, *Static Pushover versus Dynamic Analysis of R/C Buildings*, *Engineering Structures*, Vol. 23, 407-424.
- [53]. Eberhard M.O. and Sözen M.A., 1993, *Behavior-Based Method to Determine Design Shear in Earthquake Resistant Walls*, *Journal of the Structural Division, American Society of Civil Engineers, New York*, Vol. 119, No.2, 619-640.
- [54]. Bracci J.M., Kunnath S.K. and Reinhorn A.M., 1997, *Seismic Performance and Retrofit Evaluation of Reinforced Concrete Structures*, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 123, 3-10.
- [55]. Newmark N.M. and Hall W.J., 1982, *Earthquake Spectra and Design*, *Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, CA*.
- [56]. İnel M., Tjhin T. and Aschheim A.M., 2003, *The Significance of Lateral Load Pattern in Pushover Analysis*, *İstanbul Fifth National Conference on Earthquake Engineering*, Paper No: AE-009, İstanbul, Turkey.
- [57]. *Federal Emergency Management Agency (FEMA), 2000, State of the Art Report on Systems Performance of Steel Moment Frames Subject to Earthquake Ground Shaking, Prepared by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC*
- [58]. Sasaki F., Freeman S. and Paret T., 1998, *Multi-Mode Pushover Procedure (MMP)-A Method to Identify the Effect of Higher Modes in a Pushover Analysis*, *Proc. 6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Seattle, CD-ROM, EERI, Oakland*.

## BIBLIOGRAPHIE

---

- [59]. Moghadam A.S., *A Pushover Procedure for Tall Buildings, 12th European Conference on Earthquake Engineering, Paper Reference 395.*
- [60]. SAC, 1997, *Draft Report on Ground Motions, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, CA.*
- [61]. Chopra A.K. and Goel R.K., *A Modal Pushover Analysis Procedure to Estimating Seismic Demands for Buildings: Theory and Preliminary Evaluation, PERR Report 2001/03, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.*
- [62]. Chintanapakdee C. and Chopra A.K., 2003, *Evaluation of Modal Pushover Analysis Using Generic Frames, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 32, 417-442.*
- [63]. Miranda E. and Ruiz-García J., 2002, *Evaluation of Approximate Methods to Estimate Maximum Inelastic Displacement Demands, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 31, 539-560.*
- [64]. Clough R.W., Johsnton S.B, 1996, *Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirements, Proceedings of Japan Earthquake Engineering Symposium, Tokyo, Japan, 227-231.*
- [65]. SAC, 1997, *Draft Report on Ground Motions, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, CA.*
- [66]. Jan T.S., Liu M.W. and Kao Y.C., 2004, *An Upper-Bound Pushover Analysis Procedure for Estimating the Seismic Demands of High-Rise Buildings, Engineering Structures, Vol. 26, 117-128.*