

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

MEMOIRE DE MASTER ACADEMIQUE

Spécialité : Génie Civil
Option : Structures

Présenté par : **Mr BELAIDI Tahar**

Thème :

***INFLUENCE DE LA LONGUEUR DE LA ROTULE PLASTIQUE SUR LA
REPONSE SISMIQUE DES STRUCTURES EN BETON ARME***

Proposé et dirigé par :

Mr. KAHIL. A

Mr. NEKMOUCHE. A

Session juillet 2017

Remerciements

Je tiens à exprimer, en premier lieu, ma gratitude à toutes les personnes qui ont contribué chacun à sa manière dans la réalisation de ce mémoire de fin d'études à savoir : mes enseignants, mes collègues, mes amis et ma famille.

Que M^r. KAHIL. A, mon promoteur trouve ici l'expression de ma profonde reconnaissance pour son encadrement, ses précieux conseils et sa disponibilité. Il m'a en plus apporté toute son aide en mettant à ma disposition tous les moyens nécessaires pour mener à bien ce travail.

Je tiens à remercier aussi Mr NEKMOUCHE. A, pour son soutien et ses encouragements. Il m'a consacré beaucoup de son temps et mis à ma disposition ses connaissances dans le domaine.

Sans oublier tous mes très chers amis qui m'ont soutenu et encouragé pendant la réalisation de ce travail

Je remercie enfin, les membres du jury pour avoir accepté d'examiner ce travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste mémoire à ma famille qui m'a toujours soutenu et encouragé pendant tout mon cursus d'étude, exceptionnellement à ma très chère mère qui m'a toujours aidé et sans elle je ne serai pas parvenu à ce stade.

Ma très chère fiancée.

Mes frères et sœurs.

Mes ami(es) et tous ceux qui ont contribué et participé à la réalisation de ce mémoire.

Résumé

L'objectif du présent travail est d'évaluer l'influence de la longueur de la rotule plastique (L_p) sur la réponse des structures en portique en béton armé. Une modélisation non linéaire détaillée de trois types de portique (R+1, R+5, R+10) est faite, les dimensionnements et ferrailage des éléments est calculé suivant le RPA99/V2003. Les lois de comportements introduites sont de types moment-courbures calculées par un logiciel de calcul de section (Réponse 2000). Concernant la longueur de la rotule plastique, trois équations différentes ont été utilisées (ATC-40, Paulay, Panagiotakos). Le logiciel ETABS (2016) a été choisi pour effectuer ces simulations. Les résultats de cette étude montrent clairement que la formule de calcul de la longueur de la rotule plastique (L_p) influe considérablement sur le déplacement à la rupture de ce type de structure, ce dernier est piloté par les déformations plastiques qui sont calculées à base de ce (L_p).

Mots clés : béton armé, rotule plastique, longueur de la rotule plastique, calcul non linéaire, analyse push over.

Chapitre I : pathologie des bâtiments endommagés par les séismes

Figure I.1 : Fissuration par flexion dans la travée des poutres (séisme boumerdes).	04
Figure I.2 : Fissures orthogonales sur l'axe de la poutre le long de la travée dans la zone de tendue.	04
Figure I.3 : Mode de défaillance par cisaillement dans les poutres.	05
Figure I.4 : fissuration par cisaillement dans la poutre (Séisme boumerdes 2003).	05
Figure I-5 : Rupture par cisaillement d'un nœud en béton armé (Séisme boumerdes 2003).	06
Figure I.6 : Mode de défaillance par effort tranchant dans les poteaux.	07
Figure I-7 : Rupture par effort tranchant.	07
Figure I-8 : Dommage du poteau dû à un effort axial de compression très élevé et à un moment fléchissant cyclique avec un faible effort de cisaillement.	08
Figure I-9 : Pathologie des poteaux endommagés par le (séisme de Boumerdes).	08
Figure I-10 : Effondrement totale d'une ossature en béton armé (séisme boumerdes).	09
Figure I-11 : Dommage du poteau dû à un effort axial de compression très élevé et effort de Cisaillement élevé.	10
Figure I-12 : Pathologie des poteaux courts endommagés par le (séisme de Boumerdes).	11
Figure I-13 : Flambement des barres et rupture par cisaillement (séisme boumerdes).	11
Figure I-14 : Cisaillement des poteaux par interaction avec la maçonnerie.	12
Figure I-15 : Cisaillement des poteaux dus à l'interaction avec la maçonnerie (Adana – Ceyhan Turquie 1998).	12
Figure I-16 : Types des dommages sismiques des assemblages poteaux-poutre extérieure.	14
Figure I-17 : Ruine d'un nœud d'un poteau d'angle (Bordj Elbahri séisme de boumerdes).	14
Figure I-18 :Types de dommage sismique des assemblages poteaux- poutre extérieur en L.	15
Figure I-19 : Type de dommage sismique des assemblages poreaux-poutres extérieure en T.	15
Figure I-20 : Séisme de Kocaeli Turquie 1999.	16

Chapitre II : lois de comportement des matériaux

Figure II-1 Réponse typique charge-déplacement d'un élément en béton armé.	18
Figure II-2 Diagrammes contrainte-déformation du béton non confiné.	20
Figure II-3 diagrammes contrainte-déformation.	22
Figure II-4 diagrammes contrainte-déformation de l'acier en traction.	24

Figure II-5 : diagramme contrainte déformation de l'acier pour la loi de Park.	25
Figure II- 6 les quatre cas d'instabilité structurale.	27
Figure II-7 : définition de la longueur de la rotule plastique.	28

Chapitre III : simulation numérique

Partie 01

Figure III-1 : Courbe de push over.	33
Figure III-2 : Système équivalent à un seul degré de liberté.	34
Figure III-3 Courbe de capacité $V = f(\quad)$. [A. Kahil, 2008].	36
Figure III-4 : Niveau d'endommagement décrit par une courbe de capacité [A. Kahil, 2008].	36

Partie 02

Figure III-5 : Portique R+1, R+5 et R+10 étudiés.	38
Figure III-6 : Vue en plan des bâtiments R+1, R+5 et R+10 comportent les portiques étudiés.	39
Figure III-7 : Géométrie et ferrailage des poutres.	40
Figure III-8 : Géométrie et ferrailage des poteaux.	41
Figure III-9 : Loi de comportement utilisé par le logiciel Etabs.	43
Figure III-10 : Lois de comportement simulant le béton et l'acier.	44
Figure III-11 : Détail de la section du poteau utilisé dans l'étude.	44
Figure III-12 : courbe moment courbure simplifié pour les poteaux.	45
Figure III-13 : Détail de la section du poteau utilisé dans l'étude.	45
Figure III-14 courbe moment courbure simplifié pour les poutres.	46

Chapitre IV: présentation des résultats et Discussions

Figure IV-1 : courbe de capacité de portique R+1.	48
Figure IV-2 : mécanisme de ruine du portique R+2 par défaut.	49
Figure IV-3 : courbe de capacité de portique R+5.	50
Figure IV-4 : mécanisme de ruine du portique par défaut.	50
Figure IV-5 : courbe de capacité de portique R+10.	51
Figure IV-6 : mécanisme de ruine du portique par défaut.	52
Figure IV-7 : comparaison des courbes de capacité de portique R+1.	53

Listes des figures

Figure IV-8 : mode de ruine des portiques R+1.	54
Figure IV-9 : comparaison des courbes de capacité de portique R+5.	55
Figure IV-10 : mode de ruine des portiques R+5.	57
Figure IV-11 : comparaison des courbes de capacité de portique R+5.	58
Figure IV-10 : mode de ruine des portiques R+10.	60

Chapitre III

Tableau III-1 : Présentation des formules du L_p utilisées ainsi que les valeurs calculées. 46

Chapitre IV

Tableau IV-1 : Déplacement et effort de ruptures des différents modèles du portique R+2. 53

Tableau IV-2 : Déplacement et effort de ruptures des différents modèles du portique R+5. 56

Tableau IV-3 : Déplacement et effort de ruptures des différents modèles du (portique R+10). 59

Introduction générale	01
Chapitre 1 : pathologie des bâtiments endommagés par les séismes.	
I-1 : Introduction	03
I-2 : Endommagements des poutres	03
I-2-1 : Endommagement des poutres par flexion	03
I-2-2 : Endommagement par effort tranchant associé au cisaillement dans les poutres	05
I-3 : Endommagement des poteaux	06
I-3-1 : Endommagement par effort tranchant associé au cisaillement dans les poteaux	06
a- Poteaux d'élanement élevé ($s > 3,5$)	07
b- Poteaux d'élanement faible ($s < 3,5$)	10
I-4 : Endommagement des nœuds associé aux efforts de compression et de traction	13
Conclusion	17
Chapitre 2 : Lois de comportement des matériaux.	
II.1 : Introduction	18
II.2 : Généralités	18
II-3 : Béton	19
II-3-1 : Comportements de béton	19
II-3-2 : Loi de comportement de Mander pour le béton non confiné	20
II-3-3 : Loi de comportement de Mander pour le béton confiné	21
II-3-4 : L'équation de base sous la compression monotone	21
II-4 : Acier	24
II-4-1 : Lois de comportement simulant le matériau acier	24
II-4-2 : Loi de comportement de Park pour l'acier	25
II-5 : Critères de ruine	26
II-5-1 : Critère de ruine locale	26
II-6 : Rotule plastique	27
II-6-1 : Equations de prédiction de la longueur de la rotule plastique	29
a- Baker (1956)	29
b- Sawyer (1964)	29

c- Corley (1966)	29
d- Malttock (1965)	30
e- Priestley et Park (1987)	30
f- Paulay et Priestley (1992)	30
g- Panagiotakos et Fardis (2001)	31
h- Berry, Lehmann et Lowes (2008)	31
Conclusion	31

Chapitre 3 : Simulation numérique.

Partie 1 : présentation de la méthode Push over.

III-1 : Introduction	32
III-2 : L'analyse statique non linéaire (Push over)	32
III-3 : Conceptions fondamentales de l'analyse push over	32
III-3-1 : Définition de l'analyse push over	32
III-3-2 : But de l'analyse push over	33
III-3-3 : Principe de la méthode push over	34
III-4 : Distribution verticale des charges horizontales	35
III-5 : Courbe de capacité	35
III-5-1 : Définition de La courbe de capacité	35

Partie 02 : Présentation des portiques étudiés.

III-1 : Introduction	38
III-2 : Présentation des portiques étudiés	38
III-3 : Caractéristiques géométriques des éléments	39
III-4 : Pré dimensionnement des portiques étudiés	39
III-4-1 : Poutres	39
III-4-2 : Poteaux	40
III-5 : Propriétés mécaniques des matériaux utilisés	41
III-5-1 : Béton	41
III-5-2 : Acier	41
III-6 : Charges appliquées	42

III-6-1 : Charges gravitaire utilisées	42
III-6-2 : Charges sismiques	42
III-6-3 : Attribution de la masse sismique	42
III-7 : Modélisation non linéaire	42
III-7-1 : Définition du comportement non linéaire des éléments	42
III-8 : Lois de comportement utilisées	43
III-8-1 : Simulation Numérique	43
III-8-2 : Calcul des lois moment-courbure Via Réponse 2000	43
a- Lois de comportement simulant le béton et l'acier pour les poutres et les poteaux	44
b- La Géométrie des éléments des portiques étudiées	44
III-9 : calcul des valeurs de L_p	46
Conclusion	47
Chapitre 4 : résultats et interprétations.	
IV-1 : Introduction	48
IV-2 : Résultats des portiques par défaut	48
IV-2-1: Portique R+1	48
a- Courbe de capacité	48
b- Mécanisme de ruine du portique (distribution des rotules plastique)	49
IV-2-2 : Portique R+5	49
a- Courbe de capacité	49
b- Mécanisme de ruine du portique (distribution des rotules plastique)	50
IV-2-3 : Portique R+10	51
a- Courbe de capacité	51
b- Mécanisme de ruine du portique (distribution des rotules plastique)	51
IV-3 : Etudes de l'influence de la longueur de la rotule plastique (L_p) sur la réponse de portiques en béton armé	52
IV-3-1 : Portique R+1	52
a- Courbes de capacité (force-déplacement)	52
b- Mode de ruine des portiques	54

Sommaire

IV-3-2 : Portique R+5	55
a- Courbes de capacité (force-déplacement)	55
b- Mode de ruine des portiques	56
IV-3-3 : Portique R+10	58
a- Courbes de capacité (force-déplacement)	58
b- Mode de ruine des portiques	59
Conclusion	61
Conclusion générale	62
Référence bibliographiques	65

Introduction générale

Introduction générale

Les bâtiments à typologie poteaux-poutres en béton armé, surtout lorsqu'ils sont un peu élancés, se comportent d'une manière fragile lors de séismes forts [1]. Cette fragilité est due, souvent, à un manque de résistance aux nœuds et à une mauvaise dissipation d'énergie lors de ces chargements sismiques. Les zones les plus névralgiques sont les zones nodales où la performance sismique est réduite. Il se trouve que ces zones nodales deviennent des zones critiques qui se comportent comme un noyau de transfert des efforts des poutres aux poteaux et le lieu par excellence de la défaillance pouvant compromettre le comportement de la structure entière. Pour éviter cette rupture fragile de la structure, la technique recommandée est de guider l'apparition des rotules plastiques pour favoriser leur positionnement au niveau des poutres et non des poteaux et aussi loin que possible des zones nodales. Une attention particulière doit être accordée à ces zones nodales lors de la modélisation numérique avec des lois de comportement appropriées qui doivent refléter le comportement réel de ces portiques, contrairement aux zones courantes qui sont, par contre, modélisées par des éléments barres qui travaillent dans le domaine élastique linéaire.

Dans ce travail, les trois portiques à étudier (R+1, R+5 et R+10) avec le logiciel **ETABS**, les lois de comportements non linéaires utilisées sont celles obtenues par le logiciel de calcul de section, **Réponse 2000** et le paramètre de la longueur de la rotule plastique (**L_p**) est évalué par trois formules théoriques différentes, afin de montrer son influence sur la réponse des portiques étudiés et les comparer aux résultats expérimentaux.

Ce travail a pour but de présenter et évaluer l'influence de la longueur de la rotule plastique (**L_p**) sur le comportement des portiques en béton armé en utilisant l'analyse push over.

Ce présent travail est composé de cinq (5) chapitres

Chapitre 1 : pathologie des bâtiments endommagés par les séismes

Ce chapitre présente les modes de défaillance observés dans les structures en béton armé existantes.

Chapitre 2 : Lois de comportement des matériaux

Dans un premier temps, on donne un aperçu sur les lois de comportement des matériaux pour le béton et l'acier et on présente quelques modèles analytiques existants tel que le modèle de Mander pour le béton et le modèle de Park pour les aciers et dans un second temps la suite de chapitre est basé sur les différentes équations de la longueur (LP).

Chapitre 3 : Simulation numérique

Ce chapitre est consacré dans un premier temps au principe de base de la méthode Push over, puis présentation des portiques étudiés et dimensionnement des sections des portiques selon le minimum de RPA 99/ version 2003.

Les lois de comportement sont élaborer à l'aide de logiciel de calcul de section **Réponse 2000**.

Pour la modélisation nous avons utilisé le logiciel de calcul non linéaire (**ETABS non linéaire V9.16**).

Chapitre 4 : résultats et interprétations

Dans ce chapitre, nous présentons les résultats et leurs interprétations.

Chapitre I :

Pathologie des bâtiments endommagée par les séismes

I-1-Introduction

L'une des difficultés moyennes en matière de diagnostic sismique est, l'appréciation de la ruine d'une structure. Sur le plan réglementaire la ruine n'est pas clairement définie, bien que bornée par la notion d'état limite, qui traduit un état particulier dans le quel une condition requise d'une construction est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action. La définition même des conditions requises d'une construction peut relever du maître d'ouvrage, qui parle des exigences souvent fonctionnelle peut imposer des états limites bien éloignés de la perception intuitive de la ruine de la construction [1].

Il reste que les dégradations observées sur les structures en portiques en béton armé après un évènement sismique se répartissent essentiellement en trois catégories :

- Endommagement par flexion associé à des courbures ou des rotations.
- Endommagement par effort tranchant associé au cisaillement dans les poutres ou les poteaux.
- Endommagement des nœuds associés aux efforts de compression et de traction.

I-2 : Endommagements des poutres**I-2-1 : Endommagement des poutres par flexion**

La conception ductile des poutres suppose la formation des rotules plastique à leurs extrémités, pour se conforme aux exigences de la philosophie de conception en capacité, la dissipation de l'énergie à travers des boucles d'hystérésis c'est-à-dire sont dégradation de la rigidité et de la force, joue un rôle significatif dans la réponse sismique des structures en portique.

Un comportement indésirable appelé cisaillement par glissement géré par une fissure verticale en profondeur, en effet, dans les éléments avec une contrainte de cisaillement élevée, les fissures s'ouvrent dans la zone de traction et de compression [2].

Les fissures dans la zone tendue le long des travées constituent le type de dommage le plus répandu dans les structures.

Ce type de dommage est du simplement au caractère cyclique de l'action sismique au le fléchissement de la zone tendue augment les micros fissures.



Figure I.1 : Fissuration par flexion dans la travée des poutres

(Séisme boumerdes, Alger 2003) [27].

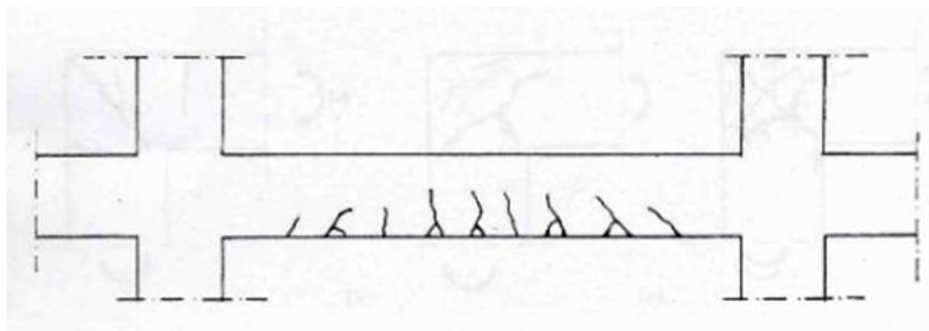


Figure I.2 : Fissures orthogonales sur l'axe de la poutre le long de la travée dans la zone de tendue [27].

Souvent la ductilité des poutres en béton armé réduit à cause du manque d'espacement des étriers et l'utilisation des aciers longitudinaux lisses ont généré la formation des fissures par cisaillement. Ces fissures conduisent à leur tour à la réduction de la force due à la flexion et au cisaillement.

Le mécanisme de cisaillement devrait toujours être évité dans les éléments de la structure en portique, car ils sont collaborateur à faible dissipation d'énergie et une défaillance brusque (rupture fragile) [27].

I-2-2 : Endommagement par effort tranchant associe au cisaillement dans les poutres

L'échec flexion – cisaillement près des appuis est le deuxième types de dommage le plus fréquent dans les poutres (figure I-3). Ces fissures sont principalement attribuables aux insuffisances des armatures de cisaillement (figure I-4 et I-5).

Il consiste le dommage le plus sérieux que le précédent, on vue leur caractère fragile mais en générale n'est pas critique à l'égard de la sécurité globale de bâtiment. [3]

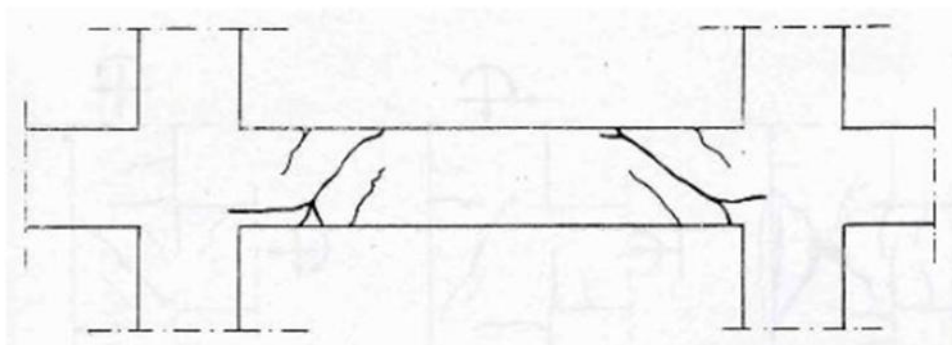


Figure I.3 : Mode de défaillance par cisaillement dans les poutres [27]



Figure I.4 : Fissuration par cisaillement dans la poutre

(Séisme boumerdes 2003) [1].



Figure I-5 : Rupture par cisaillement d'un nœud en béton armé

(Séisme boumerdes 2003) [1].

I-3 : Endommagement des poteaux

I-3-1 : Endommagement par effort tranchant associé au cisaillement dans les poteaux

Les poteaux jouent un rôle important dans la stabilité des structures en portique en béton armé, et pour obtenir la réponse sismique ductile, les rotules plastiques ne doivent pas se former dans les poteaux [4].

Les effets de la compression axiale influent sur la réponse sous chargement cyclique (figure I.6), ces effets sont favorables ou défavorables, en effet, des charges de traction, à la suite des moments de renversement importants [4], bien que n'étant pas nuisibles du point de vue de ductilité, peuvent entraîner la dégradation significative et un risque de cisaillement par glissement (photo I.7), d'où l'endommagement dans les poteaux dépend du rapport de cisaillement (s) tel que :

$$s = \frac{M}{V.H} \quad (\text{I.1})$$

M : Moment fléchissant

V : Effort tranchant

H : Profondeur de poteaux

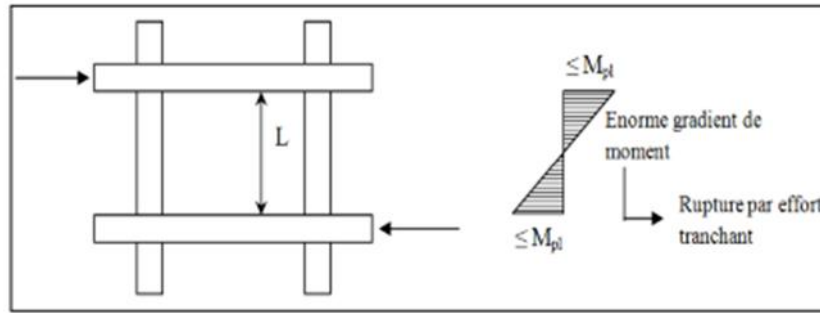


Figure I.6: Mode de défaillance par effort tranchant dans les poteaux [27].



a : Northridge – Californie 1994.



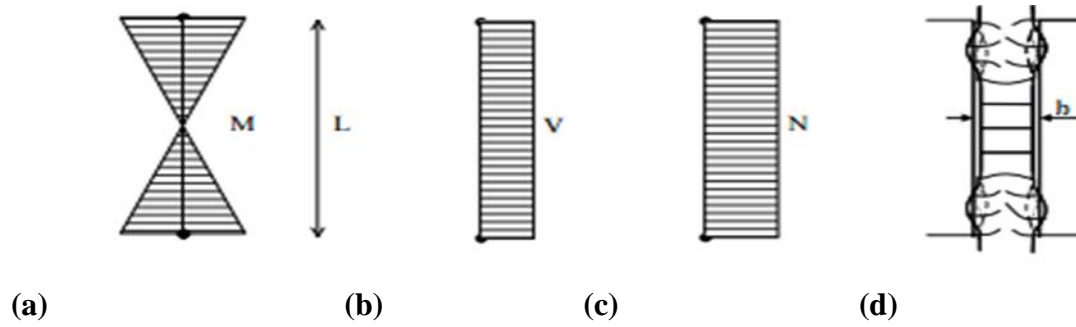
b : boumerdes - Algérie 2003.

Figure I-7 : Cisaillement par effort tranchant.

a- Poteaux d'élancement élevé ($s > 3,5$)

Les poteaux l'élancement élevé sont caractériser par un type de dommage par flexion. Ce type de dommage est constitué d'ecaillage de l'enrobage, puis l'écrasement de la zone de compression, flambement des barres longitudinales et les fractureurs des étriers en raison de l'expansion du noyau [5].

Des exemple de modes de défaillance par cisaillement dans les poteaux sont fournis dans la (figure I.8). Ces défaillances prouvent l'insuffisance des détail sismique, et l'interaction avec des remplissages de maçonnerie peuvent provoquer des dégats importantes dans les poteaux lors de séisme (figure I.9)

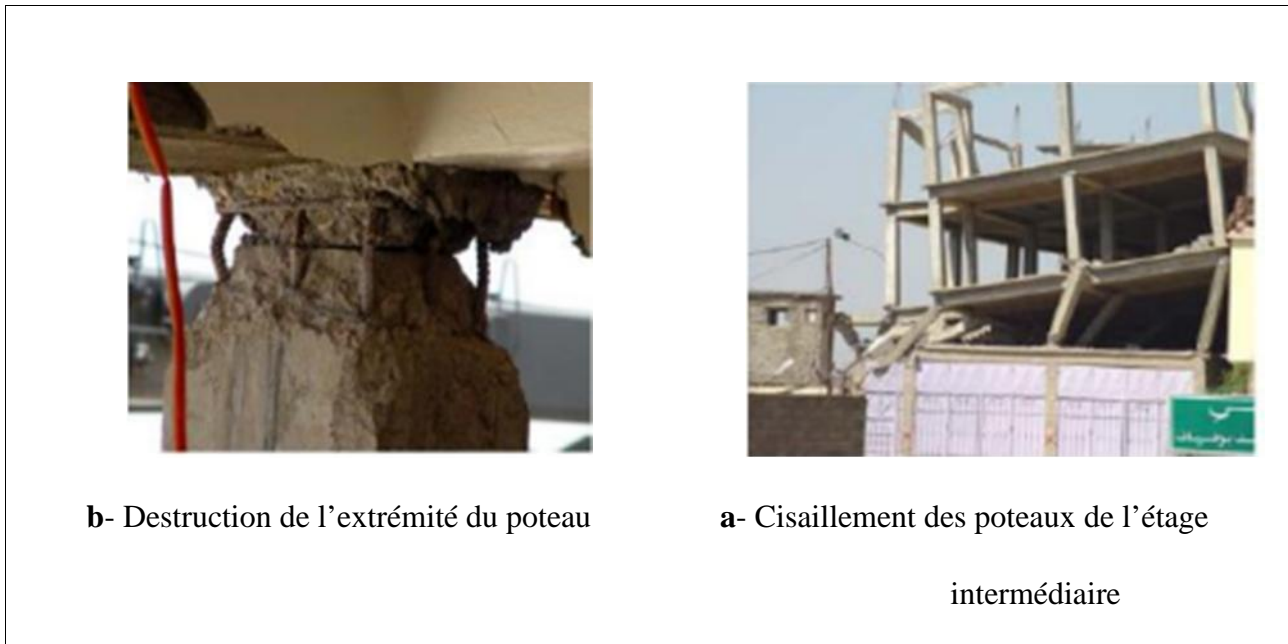


(a) et (b) Diagramme de l'effort tranchant

(c) Diagramme de l'effort axial de compression

(d) La forme du dommage

Figure I-8 : Dommage du poteau dû à un effort axial de compression très élevé et à un moment fléchissant cyclique avec un faible effort de cisaillement [31].



b- Destruction de l'extrémité du poteau

a- Cisaillement des poteaux de l'étage intermédiaire

Figure I-9 : Pathologie des poteaux endommagés par le séisme de Boumerdes

(Rupture fragile) [1].



Figure I-10: Effondrement totale d'une ossature en béton armé

(Séisme boumerdes 2003) [1]

Plus le nombre des cadres transversales dans les zones critiques est petit, plus leur vulnérabilité est grande. Dans ce type de dommages, la cause principale de l'échec est l'espacement très large des cadres aux régions critiques du poteau. L'écrasement de la zone de compression est manifesté d'abord par l'éclatement du béton de l'enrobage des armatures.

Plus tard le noyau du béton augmente et s'écrase. Ce phénomène est habituellement accompagné par le flambement dans les barres d'aciers comprimées et de la rupture des cadres. Ce type de dommages est très sérieux parce que le poteau ne perd seulement son rigidité, mais également, il perd sa capacité de supporter les charges verticales. En conséquence, il y a une redistribution des contraintes dans la structure, parce que le poteau a raccourci en raison de la désintégration du béton dans les secteurs de la zone critique.

b- Poteaux d'élanement faible ($s < 3,5$)

Le second type de dommages est le type de cisaillement qui est manifesté par des fissures formées dans la zone la plus faible du poteau en forme de **X** (Figure I.11 « d »). Il se produit dans les poteaux avec un élanement modéré à faible rapport, où celui

$$s = \frac{M}{VH} = \frac{L}{2H} < 3,5 \quad (\text{I.2})$$

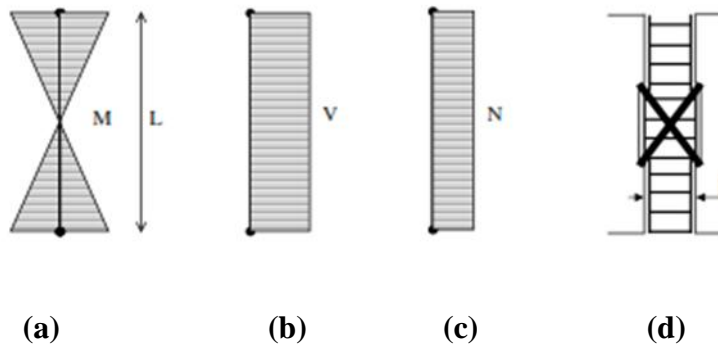
M : Moment fléchissant

V : Effort tranchant

H : Profondeur de poteaux

L : Longueur de poteau

La forme finale ultime de ce type de dommages est l'échec explosif où l'éclatement de la surface extérieure du béton sans dommages des armatures ; puis l'écrasement du béton, rupture des cadres et flambement des armatures. Les poteaux courts mènent habituellement à l'effondrement spectaculaire du bâtiment (Figure I.12 et I.13).



(a) Diagramme du moment fléchissant cyclique

(b) Diagramme de l'effort tranchant

(c) Diagramme de l'effort axial de compression

(d) La forme du dommage en **X**

Figure I-11: Dommage du poteau dû à un effort axial de compression très élevé et effort de Cisaillement élevé [31]

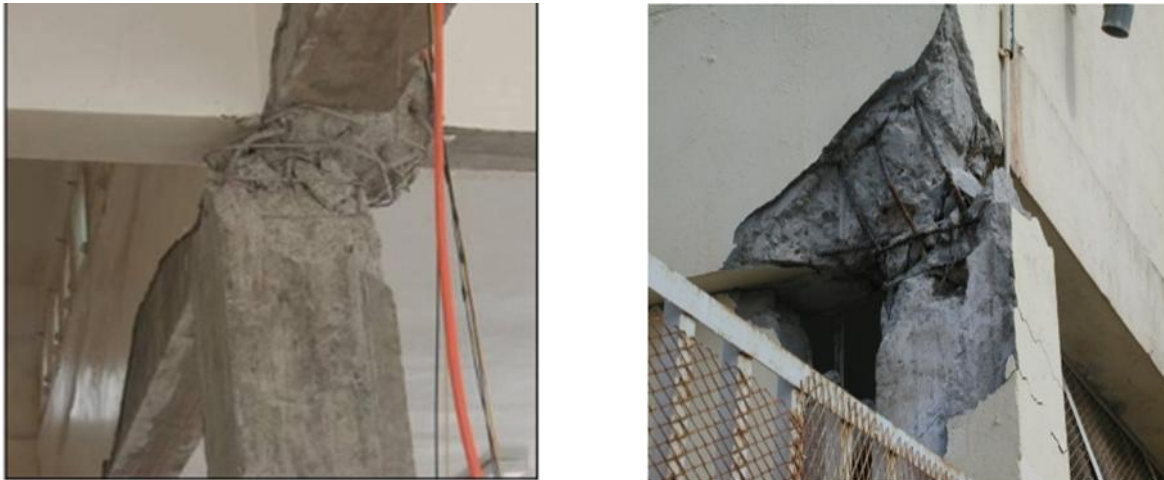


Figure I-12 : Pathologie des poteaux courts endommagés
(séisme de Boumerdes 2003) [1].



Figure I-13 : Flambement des barres et rupture par cisaillement
(Séisme boumerdes Algérie 2003) [1].

Les poutres adoptes des armatures classique, constituées des barres longitudinales et des étriers rectangulaires. L'augmentation de la rigidité relative des poteaux courts attire de fortes charges latérales (figure I.12 et I.13). A son tour, la demande en cisaillement dans ces éléments de la structure est extrêmement élevée, même des détails sismique adéquats sont généralement inefficaces pour prévenir la rupture par cisaillement.

Un autre type de défaillance peut être causé par l'interaction avec les remplissages de maçonnerie comme le montre également la (figure I.14 et I.15), ou les remplissages sont présents uniquement dans un coté du poteau [5].

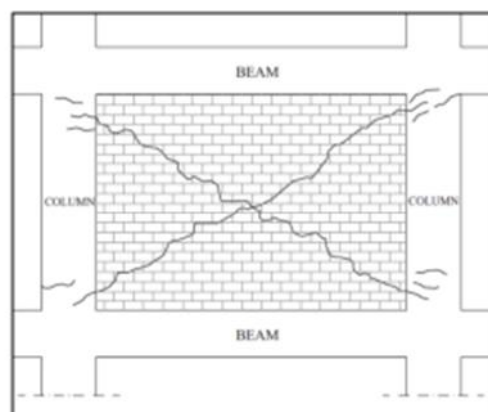


Figure I-14 : Cisaillement des poteaux par interaction avec la maçonnerie [27]



Figure I-15: Cisaillement des poteaux dus à l'interaction avec la maçonnerie
(Adana – Ceyhan Turquie 1998) [27].

I-4 : Endommagement des nœuds associé aux efforts de compression et de traction

La philosophie de conception des assemblages poteaux-poutres en béton armé exige tout d'abord que, la résistance dans les nœuds ne doit pas être inférieure à celle des éléments les plus faibles, de l'ossature en portique en béton armé.

Il s'agit d'une exigence primordiale et la nécessité d'éviter la dissipation de l'énergie sismique à travers des mécanismes caractérisés par la dégradation de la rigidité, la région centrale est difficile à réparer et la capacité de la résistance des poteaux ne doit pas être compromise par la dégradation de la résistance des nœuds.

Pendant un séisme modéré, il est préférable que les poteaux-poutre restent dans le domaine plastique de sorte qu'aucune réparation n'est nécessaire. Sous chargement cyclique, la transmission du cisaillement dans les noyaux se fait principalement par le développement du mécanisme de rotule plastique [5].

Les planchers tendent à augmenter à la fois la rigidité et la résistance des nœuds, toute fois le renforcement des dalles augmente le moment négatif des poutres (qui pourrait causer l'articulation des poteaux, en particulier à des niveaux de de déformation élevé) et au niveau des nœuds extérieurs, la torsion induite par la fissuration de la dalle provoque la torsion des poutres transversales, qui tendent à devenir inefficaces [2].

Ce types de dommages a l'intérieure et a l'extérieure des nœuds sont indiqué dans les figures (I-16, I-17, I-18 et I-19).



Figure I-16 : Types des dommages sismiques des assemblages poteaux-poutre extérieure [27]



Figure I-17 : Ruine d'un nœud d'un poteau d'angle **Bordj Elbahri**

(Séisme de bumerdes 2003) [1]

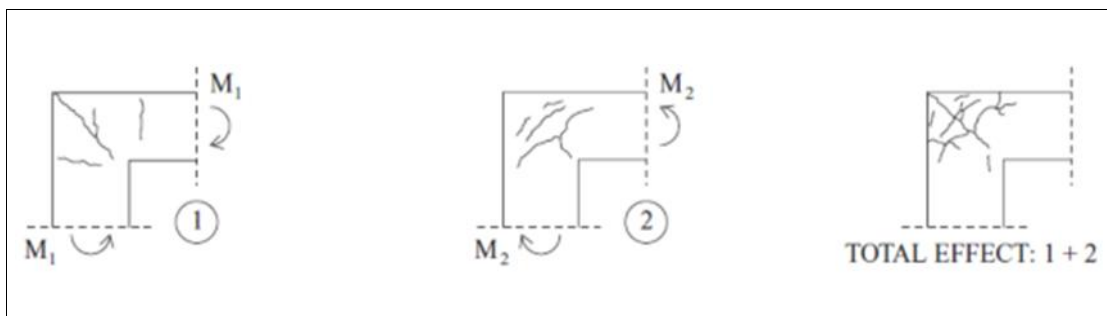


Figure I-18: Types de dommage sismique des assemblages poteaux- poutre extérieur en L [27]



Figure I-19 : Type de dommage sismique des assemblages poteaux-poutres extérieure en T [27]

En ce qui concerne les assemblages intérieurs, le dangereux type de défaillance correspond, à l'apparition du début de pénétration des deux côtés de l'articulation. Condition d'adhérence peut être améliorée si le diamètre des barres de croisement à travers le nœud est limité pour réduire au minimum le glissement, la compression axiale dans le poteau est présentée et, en outre, les charges gravitaires l'emportent. Dans le cas des nœuds extérieurs et de coin, les conditions défavorables peuvent également se développer à savoir, le fractionnement des fissures le long des barres des poutres affectées par l'efficacité d'une partie de l'ancrage [2].

Par ailleurs, des barres des poteaux à la face extérieure sont en compression, à une extrémité, et la traction à l'autre, tout en étant affectées par des forces radiales. Ce qui conduit à des fissures fractionnement importantes qui entraînent l'écaillage de la face extérieur.

Le nombre insuffisant d'étriers au niveau des poutres et des poteaux, a provoqué d'importants dégâts dans les séismes précédents, en particulier dans les connexions extérieurs des structures en portiques (1-9). Les barres longitudinales lisses sans confinement aux connexions des poteaux poutre ont souvent été constatées au cours des post-enquêtes de tremblement des terres, en particulier dans les pays du bassin méditerranéen, comme la Grèce, l'Italie, Turquie et l'Afrique du nord (l'Algérie) [6].



Manque d'étrier à l'assemblage poteau-poutre



Ecaillage du béton à l'assemblage
poteau- poutre

Figure I-20 : Séisme de kocaeli Turquie 1999 [27]

Conclusion :

Tous les cas d'endommagement cités précédemment deux aspects peuvent être soulignés : le premier concerne le caractère très violent des séismes, le second aspect est, naturellement lié aux insuffisances des performances parasismique des systèmes de contreventement et surtout aux malfaçons de conception ou de réalisation.

Les constats des effets du séisme sur les constructions ont montré que le système structural ayant le plus souffert est le portique poteau-poutre. Ce système aurait pu fonctionner correctement notamment si les sections des poteaux étaient bien dimensionnées et les zones nodales bien réalisées, ce système de contreventement devient très vulnérable car il ne possède pas des réserves suffisantes pour encaisser l'énergie de déformation.

Les malfaçons et les mauvaises conceptions des zones nodales ont fait des nœuds des portiques, qui devraient être rigides, des points de faiblesse qui ont conduit à des formations de rotules plastique dans les poteaux. La succession de plusieurs rotules dans une structure auto-stable conduit inévitablement à un mécanisme induisant un effondrement totale ou partiel. Il apparaît ainsi impératif d'être très prudent avec ce système constructif utilisé dans la majorité des constructions, il faudrait améliorer sa mise en œuvre et prendre en compte dans les notes de calcul tout phénomène et toute disposition constructive pouvant le rendre vulnérable.

Chapitre II :

Lois de comportement des matériaux

II.1 Introduction

Le comportement des éléments structuraux en béton armé, est directement lié aux lois contraintes déformations des matériaux constitutants. Le comportement du béton fretté est l'élément primordial devant permettre l'évaluation de la ductilité de courbure exigée dans les régions potentielles de rotules plastiques. L'objectif de cette étude est de mener brièvement une revue bibliographique sur quelques modèles analytiques existants. On s'intéresse aussi sur la prédiction de la longueur de la rotule plastique qui est considéré comme étant un facteur important dans la modélisation des éléments en béton armé.

II.2 Généralités

Les structures en béton armé se composent de deux matériaux ayant des caractéristiques différentes à savoir, le béton et l'acier. L'acier est considéré comme étant un matériau homogène et ses propriétés matérielles généralement bien définies. Par contre, Le béton est un matériau hétérogène composé de ciment, de mortier et d'agrégats. Ses propriétés mécaniques dispersent plus largement et ne peuvent pas être définies facilement. Cependant, pour simplifier l'analyse et la conception, le béton est souvent considéré comme un matériau homogène au sens Macroscopique.

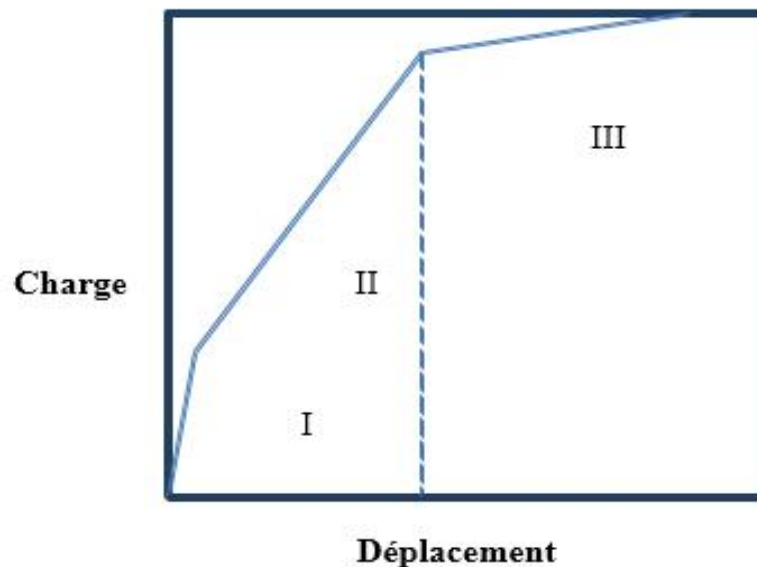


Figure II-1 : Repense typique charge-déplacement d'un élément en béton armé

Les phases du comportement charge-déformation d'une poutre en béton simplement appuyée sont illustrées sur la (figure II.1). Des relations semblables sont obtenues pour d'autres types d'éléments structuraux en béton armé. Cette réponse fortement non linéaire peut être divisée en trois phases de comportement, la phase élastique sans fissuration, la seconde phase caractérisée par l'initiation et la propagation des fissures et finalement la dernière phase caractérisée par la plastification des aciers et/ou l'écrasement du béton.

La réponse non linéaire est provoquée par deux effets principaux, à savoir, la fissuration du béton en traction, et la plastification des armatures ou l'écrasement du béton en compression. Les non-linéarités résultent également de l'interaction des constituants du béton armé, comme le glissement entre l'armature et le béton d'entourage. Les effets dépendant du temps comme le fluage, le retrait ou les effets de la température qui contribuent également à ce comportement non linéaire. En outre, la relation déformation-contrainte du béton est non seulement non linéaire, mais est différente suivant que le béton est tendu ou comprimé.

En raison de ces différences dans le comportement à court et à long terme des matériaux constitutifs, un modèle d'usage universel de la réponse des éléments et des structures en béton armé devrait être basé sur des modèles matériels séparés pour l'acier et le béton, qui sont alors combinés avec des modèles de l'interaction entre les deux constituants pour décrire le comportement du matériau composite, le béton armé.

II-3 Béton

II-3-1 Comportements de béton

Le béton présente un grand nombre de microfissures, en particulier, à l'interface entre les agrégats et le mortier, avant même l'application des charges. La présence de ces microfissures a un grand effet sur le comportement mécanique du béton, puisque leur propagation pendant le chargement contribue au comportement non linéaire sous de faibles charges et provoque la dilatation de volume avant la rupture. Plusieurs de ces microfissures sont causées par la ségrégation, le rétrécissement ou la dilatation thermique du mortier. Quelques microfissures peuvent se développer pendant le chargement en raison de la différence dans la rigidité entre les agrégats et le mortier. Puisque l'interface agrégat-mortier a une résistance à la traction sensiblement inférieure à celle du mortier, elle constitue le lien le plus faible dans le système composite. C'est la raison primaire de la faible résistance à la traction du béton [32].

La réponse d'une structure sous l'action des charges dépend en grande partie de la relation déformation-contrainte des matériaux constitutifs et de l'intensité des dommages.

II-3-2 Loi de comportement de Mander pour le béton non confiné

Le diagramme contrainte déformation du béton non confiné est le diagramme de calcul proposé par Mander, il est constitué d'une portion courbée et d'une autre linéaire [7].

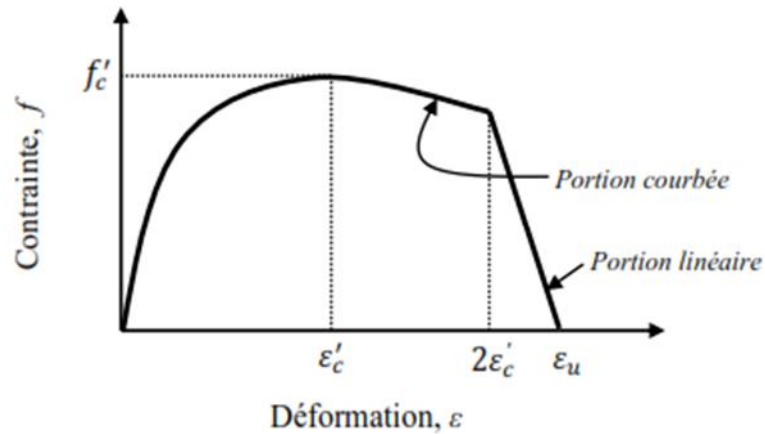


Figure II-2 : Diagrammes contrainte-déformation du béton non confiné

Pour le diagramme contrainte-déformation du béton non confiné ou $\epsilon_c \geq 2 \epsilon'_c$, l'équation suivante décrit la portion courbée du diagramme :

$$f = \frac{f'_c \cdot x r}{r - 1 + x^r} \tag{II.1}$$

Avec **f** : contrainte à la compression

c : déformation de compression du béton

f'c : Résistance à la compression du béton

'c : déformation de compression du béton correspondant à **f'c**

Pour le diagramme contrainte-déformation du béton non confiné ou $2 \epsilon'_c < \epsilon_c < \epsilon_u$ l'équation suivant décrit la portion linéaire du diagramme :

$$f = \left[\frac{2f'_c r}{r - 1 + 2r} \right] \left[\frac{\epsilon_u - \epsilon_c}{\epsilon_u - 2\epsilon'_c} \right] \tag{II.2}$$

Avec

u : Capacité de déformation ultime de compression du béton.

Les variable x et r sont donnés par les équations suivantes :

$$X = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{lc}} \quad \text{II.3}$$

$$r = \frac{Ec}{Ec - \left[\frac{f'_c}{\varepsilon_{lc}} \right]} \quad \text{II.4}$$

Ec : Module d'élasticité du béton initial

II-3-3 Loi de comportement de Mander pour le béton confiné

La difficulté principale pour la détermination de la relation contrainte-déformation d'un béton confiné est la détermination de la résistance à la compression de confinement du béton f'_{cc} . Cette information est obtenue de manière diverse. Richard en 1928 [9] déjà proposé une formulation dont certains paramètres sont ajustés expérimentalement. Travaillant sur la base des travaux antérieurs, Mander [7] établit une méthode pour déterminer f'_{cc} . Nous présentons dans ce qui suit le modèle de Mander pour le béton confiné.

II-3-4 L'équation de base sous la compression monotone

Elle représente une approche contrainte-déformation unifiée pour un béton confiné avec un ferrailage transversale de forme rectangulaire comme proposé par Popovics [10]. Le modèle contrainte déformation proposé par Mander pour un béton confiné et non confiné sous un chargement monotone est illustré à la figure II-3.

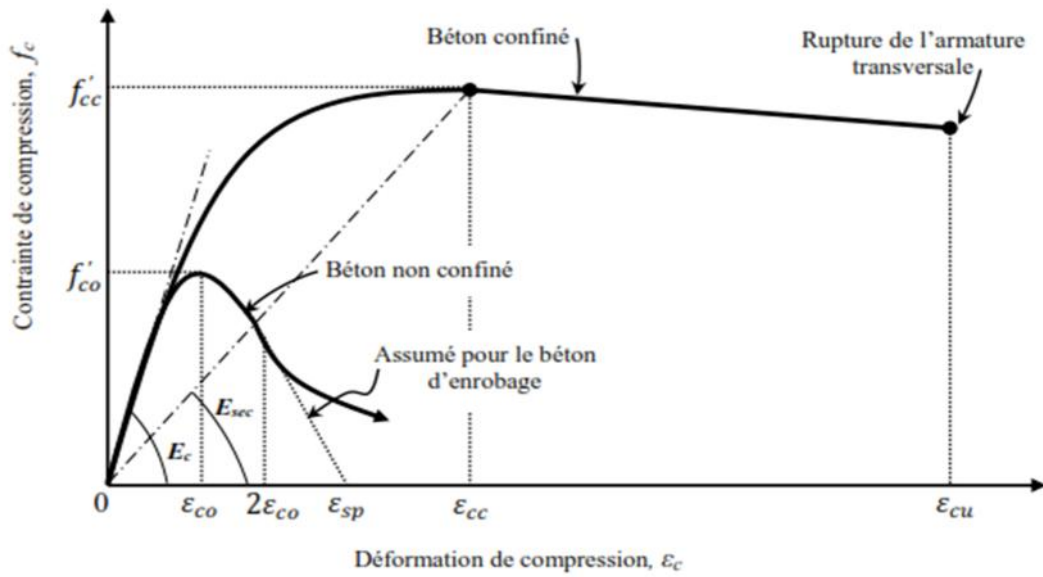


Figure II-3 : Diagrammes contrainte-déformation

La contrainte de compression longitudinale dans le béton f_c , pour un taux de déformation quasi-statique et un chargement monotone est donnée en fonction de la déformation de compression, ϵ_c selon la formule suivante

$$f_c = \frac{f'_{cc} \cdot x^r}{r-1+x^r} \tag{II.5}$$

Avec f'_{cc} : Résistance à la compression du béton confiné

La variable x est donné comme suite

$$X = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \tag{II.6}$$

ϵ_c : Déformation de compression longitudinale du béton

La déformation correspondant à la contrainte maximale du béton f'_{cc} est donnée comme suite

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right] \quad \text{II.7}$$

Avec f'_{co} : Résistance du béton non confiné

ϵ_{co} : Déformation du béton non confiné

La variable r est donné par la relation suivant :

$$R = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad \text{II.8}$$

Le module sécant du béton confiné correspondant à a contrainte au pic est donné par la relation suivante :

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}} \quad \text{II.9}$$

Pour le diagramme contrainte-déformation du béton non confiné ou $\epsilon_{cc} > 2 \epsilon_{co}$, le comportement du béton d'enrobage est supposé linéaire atteignant le point de contrainte zéro pour une déformation ϵ_{sp} correspondant à l'éclatement du béton comprimé.

II-4 Acier

II-4-1 Lois de comportement simulant le matériau acier

La courbe de la (figure II-4) montre l'allure du comportement de l'acier soumis à un essai de traction

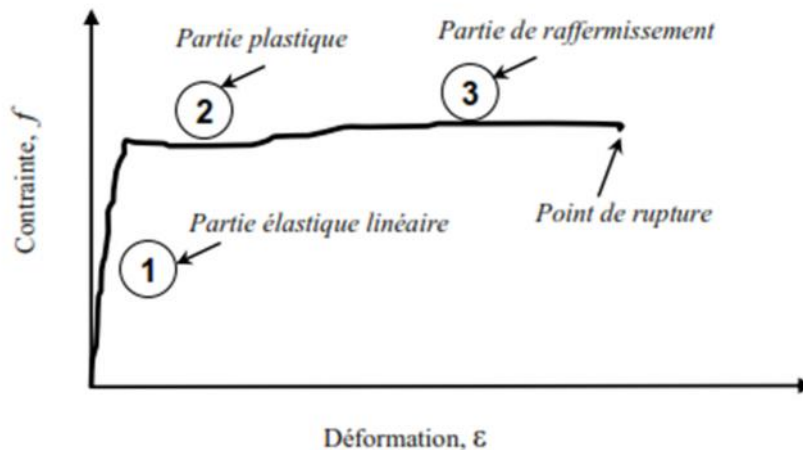


Figure II.4 Diagrammes contrainte-déformation de l'acier en traction

Ce diagramme se scinde en trois parties distinctes

- La partie élastique linéaire, caractérisée par le module l'élasticité de Young (E) et par la limite l'écoulement aussi appelée limite d'élasticité (f_y)
- La partie plastique quasiment horizontale, située à un niveau de contrainte équivalent à celui de la limite élastique. Tous les aciers n'ont pas cette particularité.
- La partie de raffermissement (d'écrouissage) caractérisée par une augmentation de la contrainte jusqu'au maximum. Au maximum de la contrainte, on observe l'apparition de la striction qui s'accompagne d'une diminution de la contrainte jusqu'à l'obtention de la rupture.

Nous présentons ci-dessous le modèle de Park [8] pour l'acier utilisé dans cette étude.

II-4-2 Loi de comportement de Park pour l'acier

Le modèle de Park [8] pour l'acier est utilisé dans cette étude. Sa loi de comportement contrainte-déformation est illustrée à la (figure II-5)

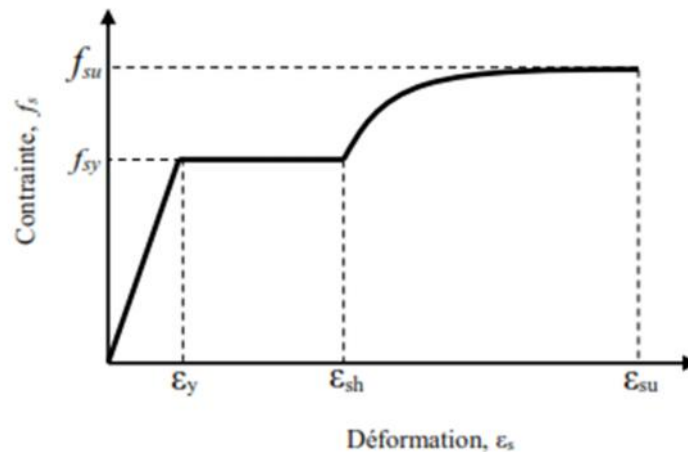


Figure II.5 : Diagramme contrainte déformation de l'acier pour la loi de Park [8]

y : Déformation limite élastique de l'acier

sh : Déformation de l'acier correspondant au début de l'écrouissage

su : Déformation ultime de l'acier

Fsy : Contrainte limite élastique de l'acier

Fsu : Contrainte ultime de l'acier

Es : Module d'élasticité

Les équations définissant la relation, contrainte-déformation, de la loi de comportement de l'acier sont données comme suite

Pour $s \leq y$

$$F_x = E_s \cdot s$$

Pour $y < s \leq sh$

$$F_s = f_{sy}$$

Pour $\epsilon_{sh} < \epsilon_s \leq \epsilon_{su}$

$$f_s = f_{sy} \left[m \epsilon_s - \epsilon_{sh} + \frac{2}{60 \epsilon_s - \epsilon_{sh}} + 2 + \frac{\epsilon_s - \epsilon_{sh}}{2} \frac{60 - m}{30r + 1} \right] \quad \text{II.10}$$

Avec

$$m = \frac{f_{su}}{f_{sy}} \frac{30r + 1}{2} + \frac{60r - 1}{15r^2} \quad \text{II.11}$$

$$r = \epsilon_{su} - \epsilon_{sh} \quad \text{II.12}$$

Cette loi de Park [8] est utilisée aussi bien pour l'acier tendu que pour l'acier comprimé

II-5 Critères de ruine

L'évaluation du facteur de comportement R est faite ici sur la base des critères de ruine définis ci-après :

II-5-1 Critère de ruine locale : Il est défini par la limitation de la valeur de la rotation élasto-plastique dans un élément structural, poutre ou poteau, à la rotation ultime, θ_u de l'élément

Critère de ruine globale : dans la présente étude, la ruine globale de la structure est contrôlée par l'un ou plusieurs critères de ruine suivant :

- limitation de déplacement inter-étages, Δ , à 30 % de la hauteur d'étage (h_e) dans les analyse push over et dynamiques incrémentale effectuées.
- Formation d'un mécanisme plastique à un étage de la structure ou englobant plusieurs étages, engendrant une instabilité structurale figure (2-6)
- Instabilité par effet P- Δ , traduite par le dépassement de la valeur limite du coefficient de stabilité. $\theta_{p-\Delta}$, prise égale à 0,2, c'est à dire si $\theta_{p-\Delta}$ est supérieur à 0,2, selon le RPA99/version 2003[11]. $\theta_{p-\Delta}$ est donné par la formule suivante :

$$\theta_{p-\Delta, k} = (P_k \cdot k) / (V_k \cdot h_e \cdot k) \quad \text{II.13}$$

Avec P_k : Poids totale de la structure et des charges d'exploitation associé au-dessus du « K » y compris celui-ci

k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

$h_{e, k}$: Hauteur d'étage « k ».

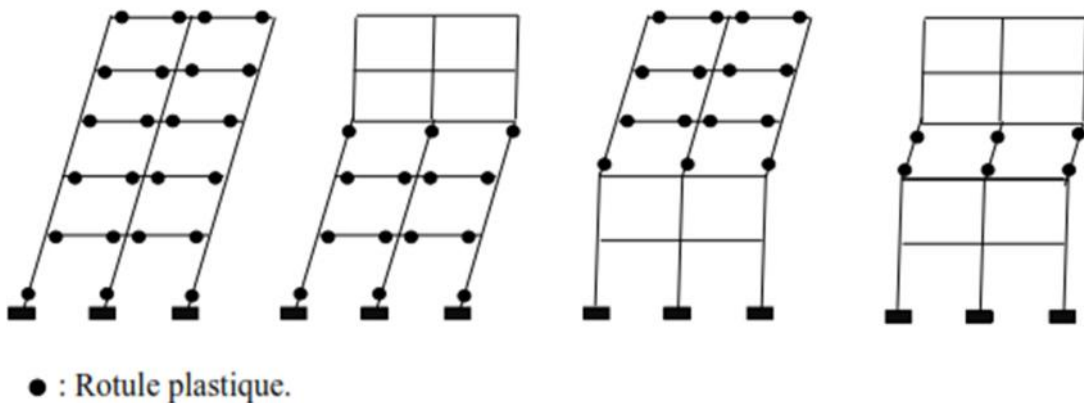


Figure II- 6 Les quatre cas d'instabilité structurale [21]

II-6 Rotule plastique

A la suite des divers séismes survenus (**boumerdes** Algérie 2003, **Chlef** 1980, **Constantine** 1985, **Chenoua** 1989, **Kocaeli** Turquie 1999) et des essais réalisés, plusieurs chercheurs ont constaté que pendant les déplacements, les structures présentes de grandes déformations inélastiques et de courbure élevée dans la région où le moment est le plus élevé. Cette région est normalement appelée rotule plastique. Dans la détermination du niveau de dommage d'une structure, le design basé sur la performance considère le déplacement ultime de la structure comme étant un facteur déterminant. Park et Pauly [1975] [8] ont conceptualisé le déplacement ultime (figure II-7) et ils ont proposé l'équation (II-14) basé sur la courbure ultime comme on peut voir dans l'équation suivante, la longueur de la rotule plastique (L_p) est un important facteur dans la détermination du déplacement

$$d = y + p = \frac{yL^2}{3} + (\phi p - y)Lp(L - 0,5Lp) \quad \text{II.14}$$

Avec d : Déplacement ultime en tête de poteau.

y : Déplacement à la limite plastique.

p : Déplacement en tête du poteau dû à la rotule plastique.

γ : Courbure à la limite plastique.

ρ : Courbure à la plastification.

L : Longueur de poteau.

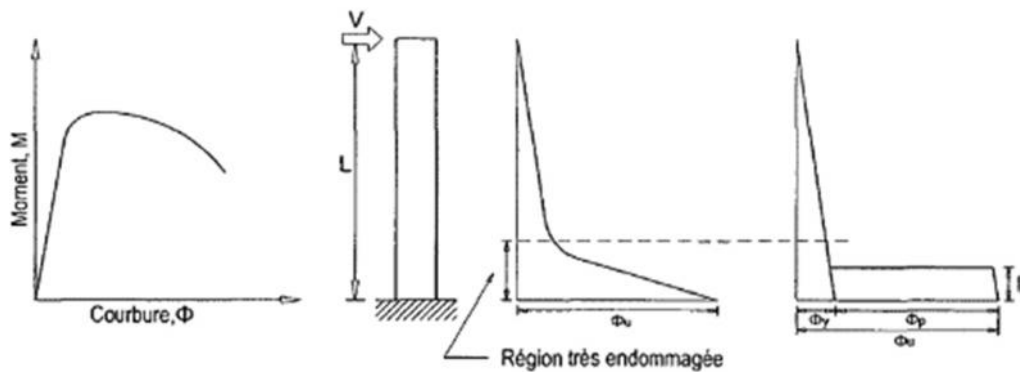


Figure II.7 : Définition de la longueur de la rotule plastique [8]

Au fil des années plusieurs chercheurs ont proposé des équations pour la détermination de la longueur de la rotule plastique (L_p), mais ces équations ne tiennent pas compte de tous les paramètres qui ont une influence sur cette longueur. Bae et Bayrak 2009 [12] ont mentionné quelques-uns de ces facteurs.

- La résistance de béton
- Le niveau de charge axiale et du moment
- Le taux d'armatures longitudinales et transversales
- Le taux de confinement dans la rotule plastique

La littérature démontre que plusieurs paramètres qui ont une influence sur L_p ont déjà été étudiés, mais les équations proposées présentent une grande variabilité dans les résultats.

II-6-1 Equations de prédiction de la longueur de la rotule plastique :

Cette section contient une revue des principales équations existantes pour les réductions de la longueur de la rotule plastique.

a- Baker (1956) [13]

Proposé l'équation suivante :

$$K \left(\frac{Z}{d} \right)^{\frac{1}{4}} \cdot d \quad \text{II.15}$$

Avec **d** : Hauteur effective de la poutre

Z : Distance entre la section critique et le point d'inflexion

b- Sawyer (1964) [14]

Proposé l'équation suivante :

$$0.25d + 0.075Z \quad \text{II.16}$$

Avec **Z** : Distance entre la section critique et le point d'inflexion

d : Hauteur effective de la poutre

c- Corley (1966) [15]

Corley basé sur les essais de 40 poutres simplement appuyées. Corley à étudié l'influence du confinement et des dimensions sur la rotule plastique. Après il a aussi vérifié l'effet du niveau de moment et la quantité de l'acier de traction. Corley à suggérer l'équation suivante pour L_p ;

$$0,5d + 0,2 \bar{d} \frac{z}{d} \quad \text{II.17}$$

$$\frac{d}{2} + 0,2 z / \bar{d} \quad \text{II.18}$$

Avec **d** : Hauteur effective de la poutre

Z : Distance entre la section critique et le point d'inflexion

d- Malttock (1965) [16]

A proposé l'équation suivante

$$0.5d + 0.05Z \qquad \text{II.19}$$

Avec **d** : Hauteur effective de la poutre

Z : Distance entre la section critique et le point d'inflexion

e- Priestley et Park 1987 [17]

Priestley et Park ont affirmé que la corrélation entre L_p et L n'était pas supporté par les observations expérimentales. Les deux raisons proposées pour cette affirmation étaient le glissement de l'acier longitudinal relatif au béton et l'influence du cisaillement dans le modèle de fissure. En prenant en compte l'influence de la pénétration de la plastification et la propagation de la plasticité ils ont modifié la distribution de la courbe et ils ont ainsi proposé l'équation 2-20 ;

$$L_p = 0,08L + 6db \qquad \text{II.20}$$

Avec **L** : Hauteur du poteau

db : Diamètre de l'acier longitudinale en comparant les résultats de plusieurs essaie dans la littérature. Priestley et Park ont trouvé un $L_p=0,5D$, ou D et le diamètre ou la largeur de poteau.

f- Paulay et Priestley 1992 [18]

Passé sur le même principe de l'équation précédente Priestley et Paulay ont proposé l'équation

$$L_p = 0,08L + 0,022db.f_y \qquad \text{II.21}$$

Avec L : Hauteur du poteau

db : Diamètre de l'acier longitudinale en comparant les résultats de plusieurs essais dans la littérature. Priestley et Park ont trouvé un $L_p=0,5D$, où D est le diamètre ou la largeur de poteau ou de la poutre.

F_y : Résistance élastique de l'acier

g- Panagiotakos et Fardis (2001) [19]

Ont proposé l'équation suivante.

$$L_p = 0.18L + 0.021db \cdot f_y \quad \text{II.22}$$

h- Berry, Lehmann et Lowes 2008 [20]

Basés sur le dimensionnement à la performance, Berry, Lehmann et Lowes ont développé l'équation 2.4 qui demande la prédiction de la réponse de la déformation au changement et aussi déplacement au début de différent niveau d'endommagement.

$$L_p = \lambda_1 D + \lambda_2 L + \lambda_3 \frac{f_y \cdot db}{f_c} \quad \text{II.23}$$

Où λ_1 , λ_2 et λ_3 sont des constantes et le dernier terme représente la dépendance de la pénétration des contraintes. Ce terme a été normalisé en fonction de f_c pour tenir compte de la dépendance de la force de liaison sur la résistance du béton. Ensuite les données des essais cycliques de la littérature ont été utilisées dans le calcul des erreurs entre L_p mesurée et L_p prévue. Ces erreurs ont été employées dans la calibration de l'équation

$$L_p = 0,05L + 0,1 \frac{f_y \cdot db}{f_c} \quad \text{II.24}$$

Conclusion :

Dans ce chapitre, une présentation de la loi de comportement de la section en béton armé ainsi que celles des matériaux béton et acier est faite. Par la suite, on s'est intéressé aux différentes formules analytiques de calcul de la longueur de la rotule plastique (L_p) trouvées dans la littérature.

Chapitre IV :

Présentation et discussion des résultats de l'étude

Partie 02 : Présentation des portiques étudiés

III.1. Introduction

Dans ce chapitre, on présente les différents portiques en béton armé à étudier, les détails de ferrailage ainsi que les caractéristiques mécanique utilisées dans ce travail. Les lois de comportement utilisées, les valeurs différentes de (L_p) sont détaillées dans ce dernier.

Nous utilisons comme moyen pour effectuer ces simulations le logiciel **Etabs 9.16 [28]**,

III.2 Présentation des portiques étudiés :

Trois portiques plans de même nombre de travées mais de nombre d'étages différent sont considérés dans cette étude à 2, 6 et 11 niveaux respectivement R+1, R+5 et R+10.

Ces trois structures sont supposées encastrées à leur base.

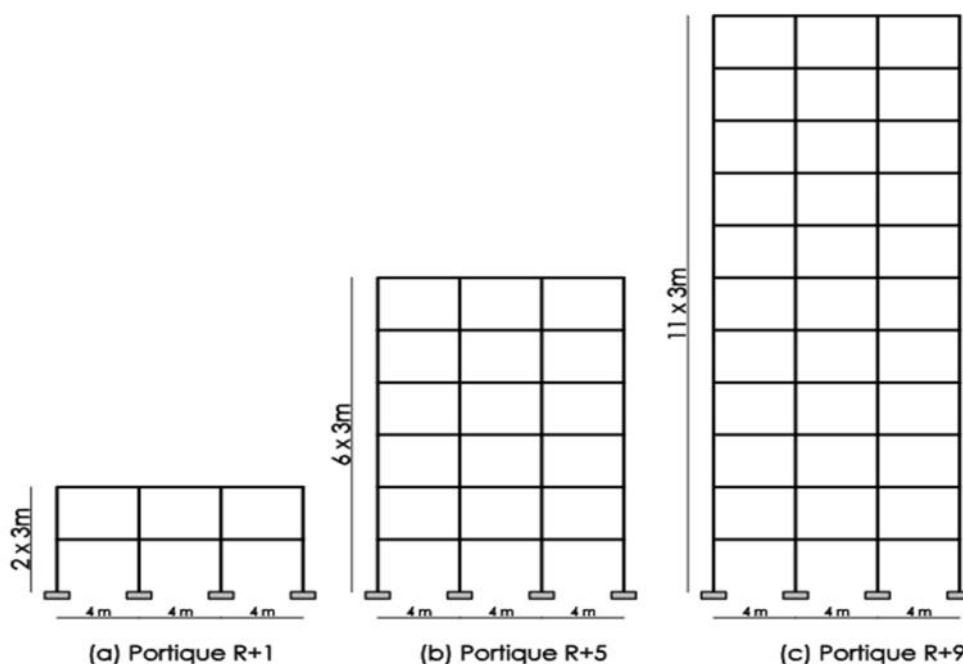


Figure III-5 : Présentation des portiques R+1, R+5 et R+10 étudiés

Les trois portiques étudiés font partie de trois bâtiments de 2, 6 et 11 niveaux respectivement avec une longueur des travées de 4 m (entre axes) et une hauteur de 3 m dans tous les modèles étudiés. Ces trois derniers sont à usage d'habitation, implantés dans une zone à moyenne sismicité, implantés sur site S3 (sol meuble).

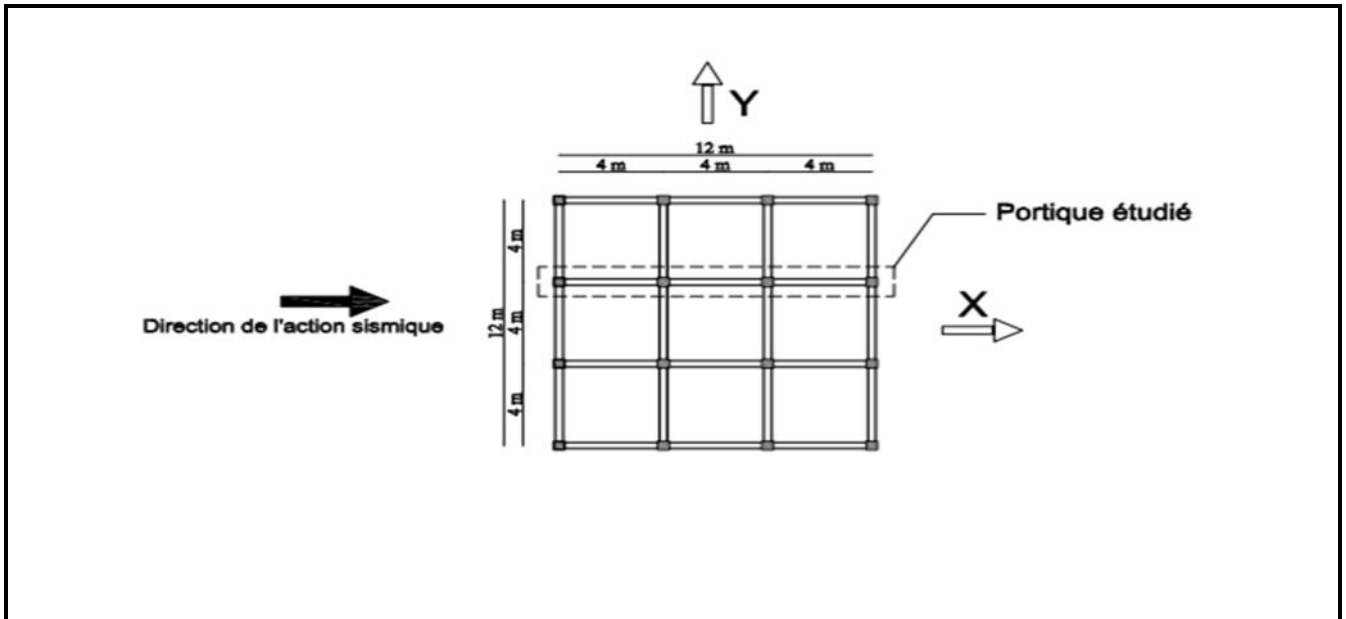


Figure III-6 : Vue en plan des bâtiments R+1, R+5 et R+10 comportant les portiques étudiés

III.3 Caractéristiques géométriques des éléments

Les dimensions des sections de béton des poteaux et des poutres sont choisies après des exigences du RPA, le ferrailage et donner par le minimum de RPA99/version 2003 [29].

III.4 Pré dimensionnement des portiques étudiés

III.4.1 Poutres

Les poutres des portiques étudiés sont celles porteuses (poutres principale) des trois bâtiments dont font partie les 3 structures étudiées, elles sont pré dimensionnées selon les formules suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} \min(b, h) \geq 25cm \\ h/b \leq 4 \end{array} \right\} \text{Zone IIa}$$

H : Hauteur de la section

B : Largeur de la poutre

La section de la poutre adoptée dans cette étude ainsi que le ferrailage est présentée dans la figure III-7.

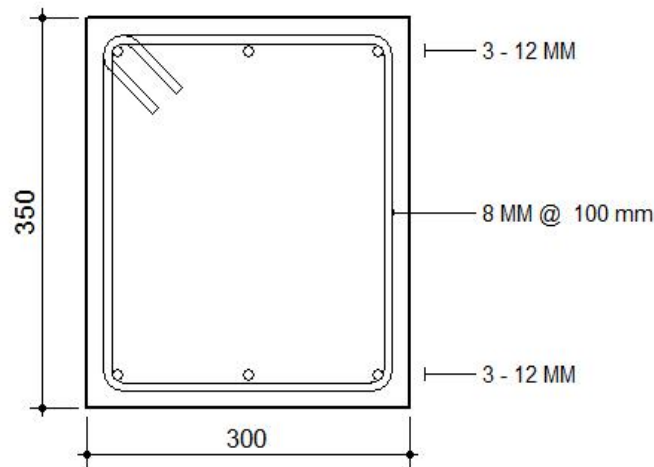


Figure III-7 : Géométrie et ferrailage des poutres

III-4-2 Poteaux

Les poteaux sont pré dimensionné en vérifiant la condition ci-après ou leur section B_c est déterminée comme suite :

A l'état limite ultime de résistance, le règlement RPA/version 2003 article 7.431. [29] Stipule que dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile d'un poteau en béton armé sous sollicitation d'ensembles dus au séisme, l'effort normal de compression de calcul noté N_d , exprimé sous forme réduite (effort normal réduite) est limite par la condition suivante

$$\frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,30 \quad \text{VI.1}$$

B_c : Section de béton du poteau

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton a 28 jours.

Autrement dit $B_c \geq N_d / (0,30 * f_{c28}) \quad \text{VI.2}$

La section de poteau adoptée dans cette étude ainsi que le ferrailage est présentée dans la figure III-8.

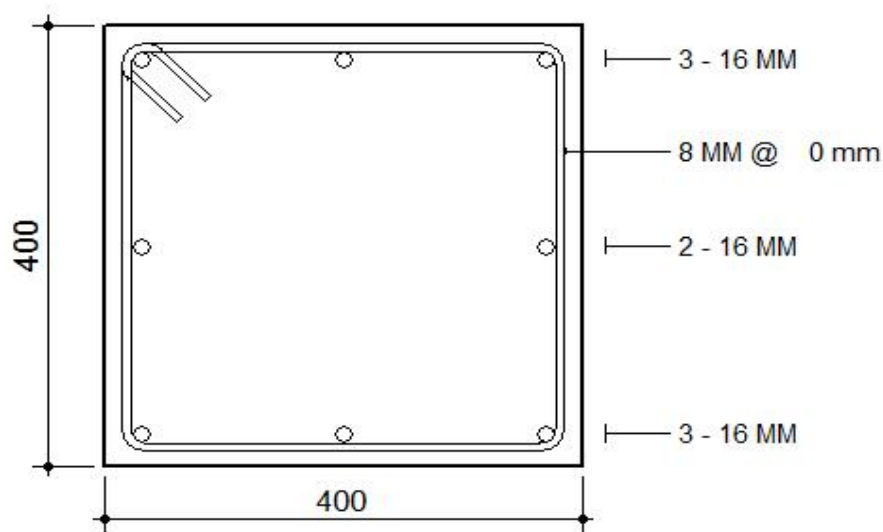


Figure III-8 : Géométrie et ferrailage des poteaux

III-5 Propriétés mécaniques des matériaux utilisés

III-5-1 Béton

- Masse volumique (Mass per unit volume): 2.5 KN/m^3
- Poids volumique (Weight per unit volume): 25 KN/m^3
- Module de Young (Modulus of Elasticity): 32164200 KN/m^2
- Résistance à la compression du béton: 25 MPA

III-5-2 Acier

- Module de Young (Modulus of Elasticity): 200000000 KN/m^2 ;
- Poids volumique de l'acier (Weight per unit Volume): 78.5 KN/m^3 .
- Limite élastique: 400 MPA

III-6 Charges appliquées**III-6-1 Charges gravitaire utilisées**

Les charges permanentes notées (G) sont calculées automatiquement via le logiciel Etabs V 2016[28].

Les charges d'exploitation notées (Q) sont principalement égales 1 KN/m² qui correspondent à un bâtiment à usage d'habitation.

III-6-2 Charges sismiques

Les charges sismiques agissant sur chaque portique étudié sont appliquées sous forme d'accélération à la base dans le sens de résistance de chaque portique.

III-6-3 Attribution de la masse sismique

Pour une analyse dynamique, la masse sismique du plancher à considérer est égale à:

$$M_i = G + Q$$

Avec : coefficient de pondération, il est en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation (tableau 4-5 RPA) ; dans notre cas $\gamma = 0,2$ (bâtiment à usage d'habitation).[29]

III-7 Modélisation non linéaire**III-7-1 Définition du comportement non linéaire des éléments**

Les poutres et poteaux du portique en béton armé sont modélisés en tenant compte de leur comportement non-linéaire en flexion. Les poutres sont modélisées par des éléments barres élastiques avec des rotules plastiques concentrées à chacune de leurs extrémités de types moment-rotation (défaut M3). Les poteaux sont modélisés de la même façon, avec des lois de flexion en tenant compte de la variation de l'effort normal (PM3). Les propriétés des différents types de rotules plastiques définies par défaut par le logiciel **ETABS 9.16 [28]** sont extraites des règlements américains **ATC40 [25]** et **FEMA273 [23]**.

Le comportement non linéaire par défaut pour chaque type de rotule, est défini par un modèle idéalisé, représenté par une courbe force-déplacement.

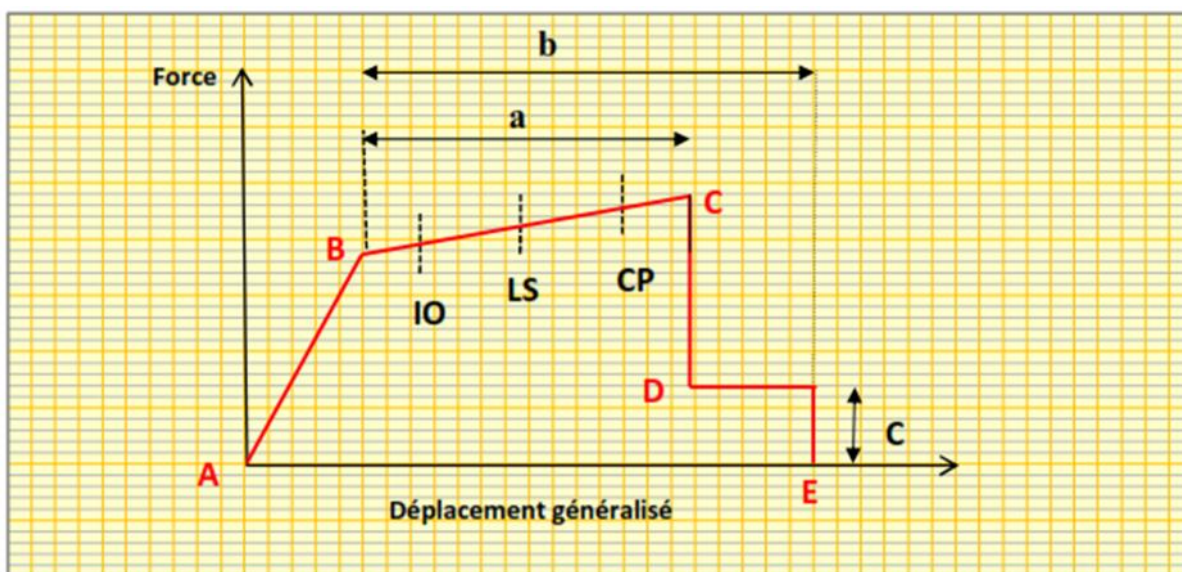


Figure III-9 Loi de comportement utilisé par le logiciel Etabs.

Chaque segment de cette courbe correspond à une phase de comportement de la section :

- AB: Phase élastique de déformation
- BC: Phase plastique
- CD: Chute de la résistance
- DE: Phase qui précède la ruine

III-8 Lois de comportement utilisées

III-8-1 Simulation Numérique

Les lois de comportements utilisées sont de type « Moment-Courbure » pour les poutres et les poteaux. Ces dernières sont calculées en utilisant le code éléments finis '**Response2000**' [30]. Ce code est basé sur la théorie des déformations compatibles.

III-8-2 Calcul des lois moment-courbure Via Réponse 2000

La section étudiée ainsi que les lois de comportement des matériaux béton et acier utilisées dans cette simulation sont présentées ci-dessous :

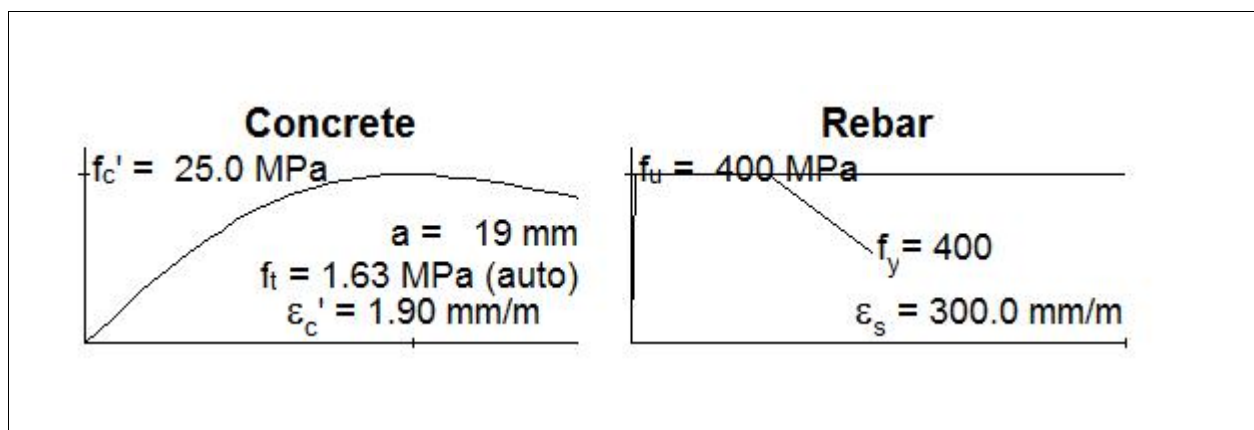
a- Lois de comportement simulant le béton et l'acier pour les poutres et les poteaux

Figure III-10 : Lois de comportement simulant le béton et l'acier

Avec :

- $f'c$: Résistance à la compression du béton
- ϵ_c' : Déformation correspondante à $f'c$
- f_t : Résistance à la traction du béton
- f_y : Limite élastique des armatures
- f_u : Résistance ultime à la compression de l'acier

b- La Géométrie des éléments des portiques étudiéePoteaux

La section du poteau détaillée est présentée dans la figure III-11.

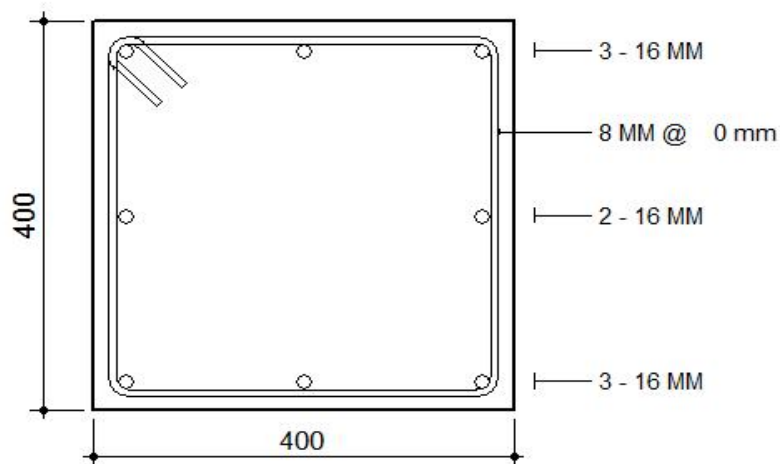


Figure III-11: Détail de la section du poteau utilisé dans l'étude

La courbe moment-courbure obtenue et simplifiée après simulation par Réponse 2000 [30] est présentée dans la figure III-12.

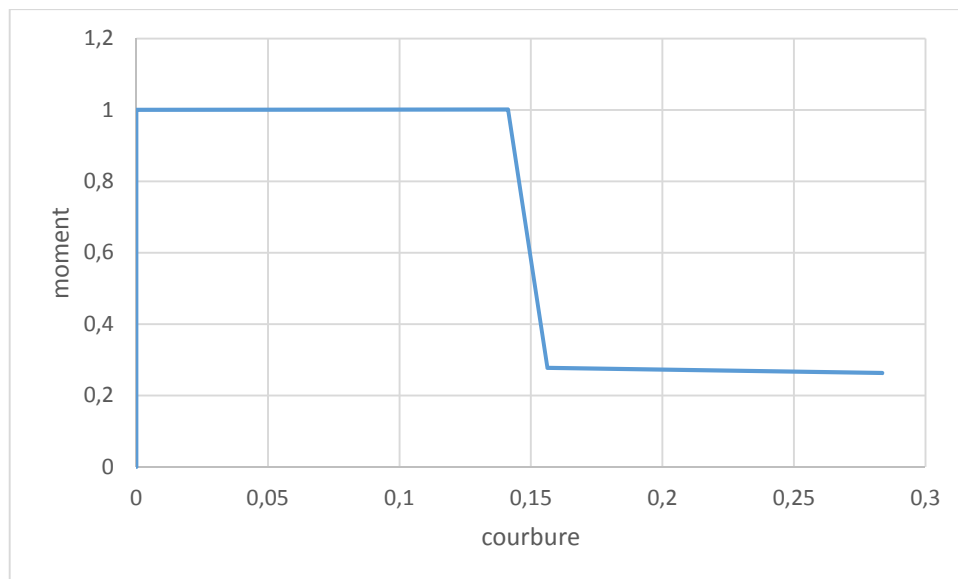


Figure III-12 : courbe moment courbure simplifié pour les poteaux

Poutres

La section de la poutre détaillée est présentée dans la figure III-13.

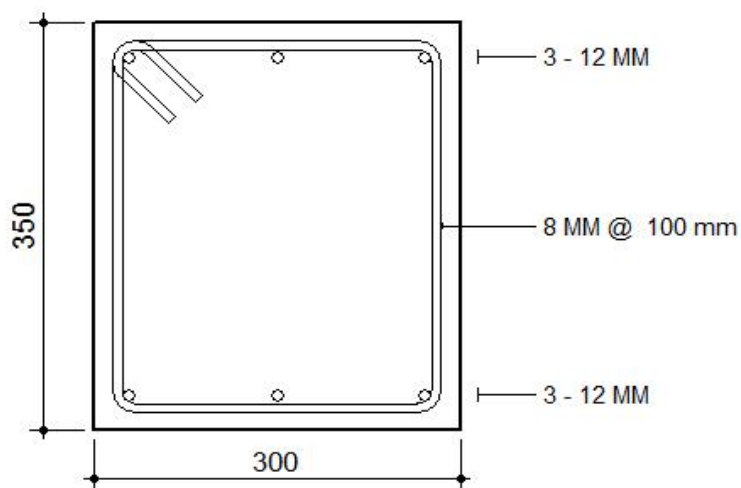


Figure III-13 : Détail de la section du poteau utilisé dans l'étude

La courbe moment-courbure obtenue et simplifiée après simulation par Réponse 2000[30] est présentée dans la figure III-14.

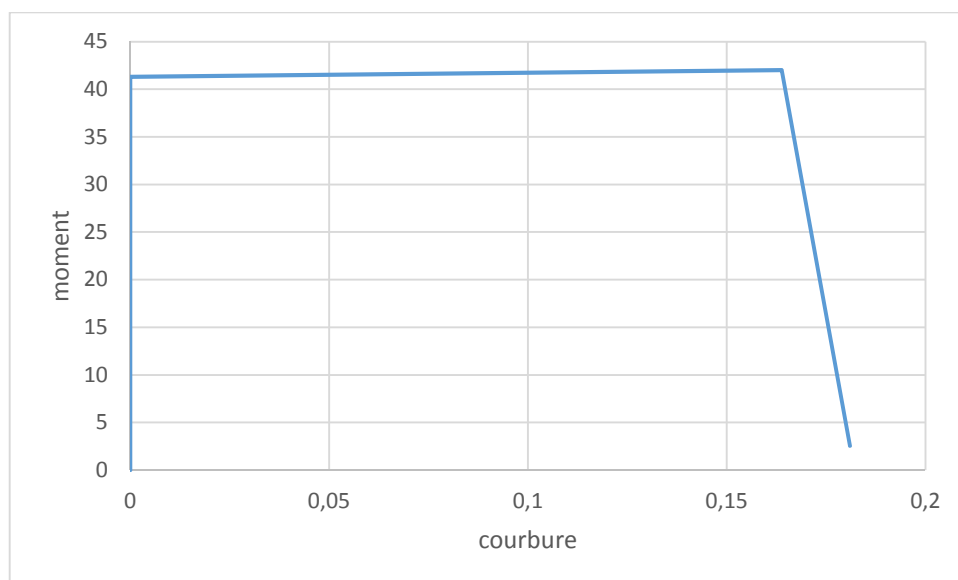


Figure III-14 courbe moment courbure simplifié pour les poutres

III-9 calcul des valeurs de L_p

Au fil des années précédentes, plusieurs chercheurs ont proposé des équations pour la détermination de la longueur de la rotule plastique (L_p).

Dans ce travail, trois équations différentes ont été choisies (l'ATC-40 [25], Paulay [18] et Panagiotakos [19]) pour le calcul de la longueur de la rotule plastique présentées dans le (tableau III.1). Afin d'évaluer l'influence de ce (L_p) sur la réponse des structures en béton armé.

	ATC 40 1997	PAULAY 1992	PANAGIOTAKOS 2001
Formules de L_p	$L_p = h/2$	$L_p = 0.08Z + 0.022db.f_y$	$L_p = 0.18Z + 0.021db.f_y$
POUTRES	$L_p = 0.175$ m	$L_p = 0.1372$	$L_p = 0.1491$
POTEAUX	$L_p = 0.2$ m	$L_p = 0.1392$	$L_p = 0.1536$

Le Tableau III-1 : Présentation des formules du L_p utilisées ainsi que les valeurs calculées.

Avec

H ; Profondeur globale de l'élément

Z : Distance entre la section critique et le point de contraction $z = h/2$ (cas des sections symétriques)

db : Diamètres des armatures longitudinales

Fy : Limite élastique des armatures $f_y = 400$ Mpa

Conclusion :

Une présentation de la méthode Push over est faite dans la 1^{er} partie de ce chapitre. Ensuite, on a passé à la présentation des trois portiques choisis dans cette étude (R+1, R+5 et R+10) ainsi que la géométrie et les lois de comportements utilisées sont détaillées. Trois formules différentes de L_p (ATC-40, Paulay et Panagiotakos) ont été choisies afin d'évaluer l'influence de ce L_p sur la réponse de chaque portique.

III-1 Introduction

Les structures pourront être déformées inélastiquement lorsqu'elles sont soumises à des sollicitations sismiques. Ceci dit, l'évaluation des performances sismique des structures devait 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.

Il existe plusieurs procédures d'analyse non linéaire simplifié et beaucoup de méthodes d'approximation pour évaluer le déplacement maximal inélastique des structures. Toutefois, la procédure d'analyse statique non linéaire (push over) semble être la plus utilisé.

Partie 1 : présentation de la méthode Push over**III-2 l'analyse statique non linéaire (Push over)**

Le push over est une méthode d'analyse avancée non linéaire des structures très rependue. Elle consiste à appliquer une charge statique d'une façon incrémentale sur l'ouvrage jusqu'à sa rupture. Cela permet d'appréhender le comportement non linéaire de la structure. Ainsi nous pouvons tracer la courbe de capacité qui détermine la résistance ultime de bâtiment et sa capacité de déformation. Cette méthode approchée au plus près le comportement réel des structures [25].

III-3 Conceptions fondamentales de l'analyse push over**III-3-1 Définition de l'analyse push over**

L'analyse push over est une analyse statique non-linéaire de la structure permettent de présenter de façon simplifier le comportement de la structure sous effet de chargement sismique. En suivant un certain modèle prédéfinir en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que les modes de ruine commencent à apparaitre dans la structure.

Les résultats de cette analyse sont présentes sous forme de courbe qui relie l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement de sommet de la structure. Cette courbe varie en fonction de la demande sismique [23].

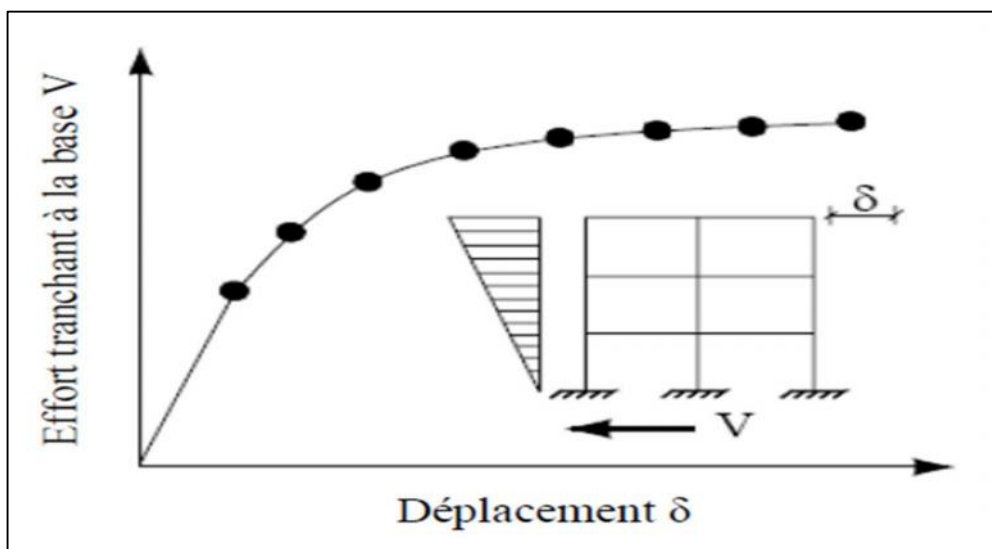


Figure III-1 : Courbe de push over

III-3-2 But de l'analyse push over

Le but de l'analyse push over est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitations et de déplacement dans les éléments de la structure et de suivre le développement des mécanismes de ruine dans les éléments ainsi que l'évaluation des dommages structuraux. (FEMA 273 .1997) [23].

Elle est aussi supposée de nous fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la repense comme :

- L'estimation des déformations dans le cas des éléments qui doivent subir des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie sismique
- La détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragile telle que, les sollicitations axiales sur les poteaux, les moments sur les jonctions poteaux-poutre et les sollicitations de cisaillement.
- Les conséquences de la détérioration de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure ce qui permet de déterminer les zones faible de la structure.

III-3-3 Principe de la méthode push over

L'analyse statique push over est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure est assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent (1DDL). Ceci implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et la fonction de ce mode demeure constante durant la durée du séisme [24].

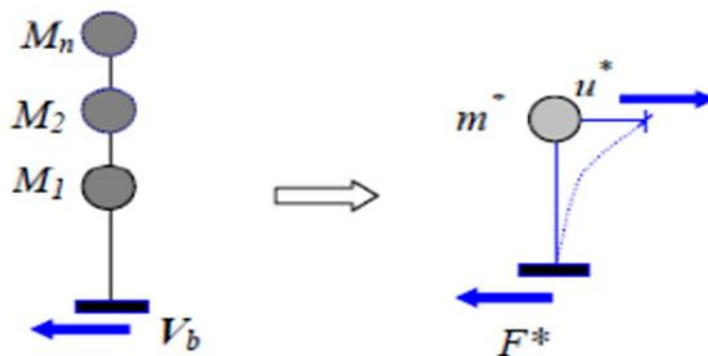


Figure III-2 : Système équivalent à un seul degré de liberté

Les chercheurs ont montré que ces hypothèses donnent de bons résultats concernant la réponse sismique (déplacement maximale) donné par le premier mode de vibration de la structure simulé par un système linéaire équivalent [24].

Deux types de contrôle sont disponibles pour l'application des charges, le choix dépend de la nature physique de celle-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 générale 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 charge est augmentée par le programme jusqu'à ce que le déplacement cible atteigne la valeur spécifiée. On utilise le déplacement cible lorsque les déplacements spécifiques sont recherchés, et lorsque l'amplitude des charges n'est pas connue à l'avance. Ce type de contrôle est en générale utilisé pour l'application des forces sismiques.

Les étapes nécessaires pour réaliser une analyse push over sont :

1. Application des charges de graviter comme condition initiale de l'analyse push over, qui doivent être maintenues constante durant l'analyse
2. 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.
3. Définition de la distribution des charges horizontale
4. Définition et attribution des rotules plastique aux éléments de modèle de la structure.
5. Lancement de l'analyse.

III-4 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 chargement 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 définir.

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 supérieure de translation et les modes de torsion.

III-5 Courbe de capacité

La capacité se réfère généralement à la force au point de l'élément ou de la courbe de la capacité de rendement de la structure. Pour les composants de déformation contrôlée, la capacité au-delà de la limite élastique comprend généralement les effets de l'écrouissage. (ATC 40, 1996) [25].

III-5-1 Définition de La courbe de capacité

Le calcul non linéaire permet d'obtenir une courbe de capacité de la structure. Cette courbe représente l'effort horizontal (effort tranchant) à la base du bâtiment en fonction du déplacement de celui-ci à son sommet (figure III.3). La courbe de capacité est en générale formé 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.

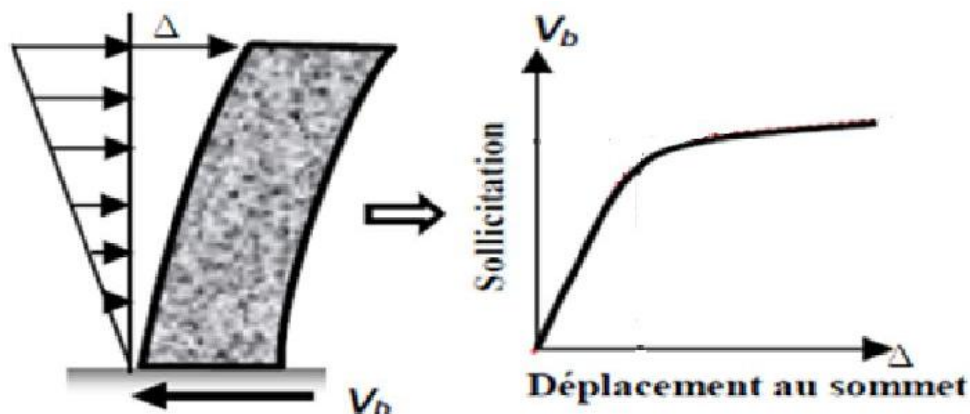


Figure III-3 La courbe de capacité $V = f(\Delta)$. [26]

Les stades de plastification, ainsi que les différents degrés d'endommagement, peuvent donc être introduits sur cette courbe.

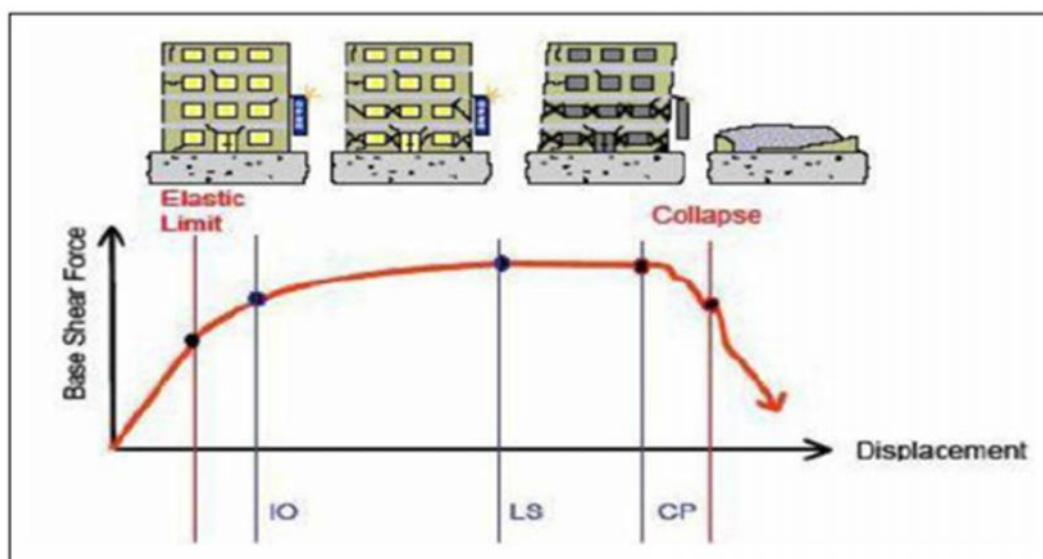


Figure III-4 : Niveau d'endommagement décrit par une courbe de capacité [26]

On peut décomposer la courbe de capacité qui décrit l'état d'endommagement (figure III-4) en cinq (05) niveaux qui correspondent :

- **Premier niveau** : Correspond au comportement élastique de la structure et représente le niveau de conception parasismique habituel. Il indique par conséquent un état de non endommagement.

- **Deuxième niveau** : La structure est légèrement endommager dans les éléments non structuraux touché, et dégâts modéré dans les éléments non structuraux.
- **Troisième niveau** : Plastification de quelques éléments structuraux, dégâts importants sur les autres éléments non structuraux, et la structure peut être rénové
- **Quatrième niveau** : Plastification totale des éléments de la structure et dégradation de leur résistance.
- **Cinquième niveau** : Effondrement de la structure.

Conclusion générale

IV-1 Introduction

Dans ce présent chapitre, nous allons procéder à la présentation et l'interprétation des résultats obtenus dans des études qui ont été mené sur les trois (3) portiques présentées dans le chapitre précédent. On s'intéresse sur la réponse globale (force-déplacement) et ainsi que l'apparition des rotules plastiques ou niveau de chaque portique. Cette étude a été effectuée en considérant deux cas : dans Le 1^{er} cas, on effectue l'analyse push over avec les lois de comportement de logiciel par défaut (**FEMA 273**) existantes dans le logiciel de calcul Etabs (v2016). Dans le 2^{ème} cas, on introduit des lois de comportement qui ont été calculé à partir de logiciel **RESPONSE 2000** qui est basé sur la méthode des éléments fini en introduisant toutes les données nécessaires (voir chapitre précédent).

IV-2 Résultats des portiques par défaut

IV-2-1 Portique R+1

a- Courbe de capacité

La courbe de capacité du portique R+1 est caractérisée par deux phases :

- Un état élastique défini jusqu'au point qui correspond à un effort de, **$V_y=219.79$ KN** et un déplacement élastique **$dy =0.0057$ m.**
- Un état limite ultime de résistance défini à partir de ce dernier jusqu'à atteinte une résistance ultime **$V_u= 337.44$ KN** et un déplacement ultime **$du=0.099$ m.**

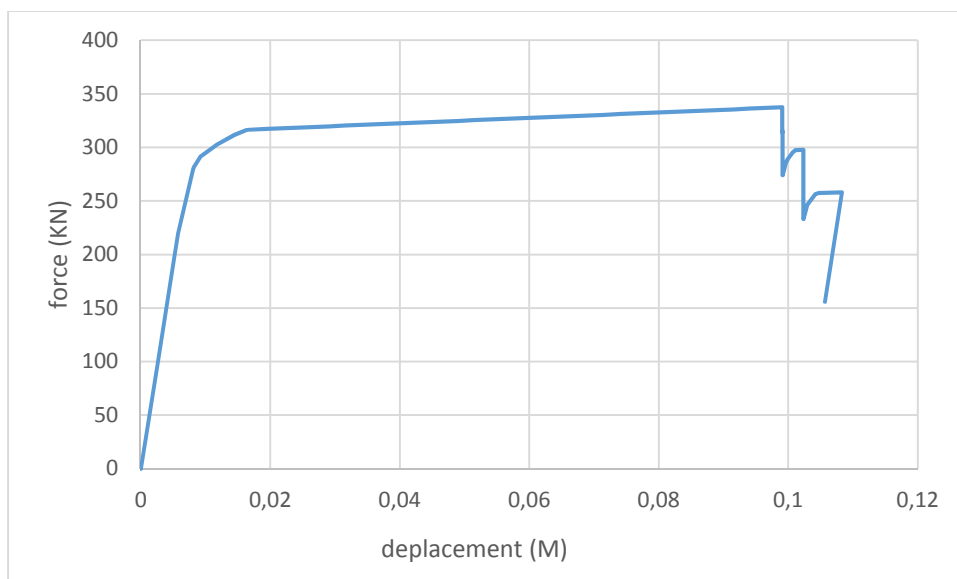


Figure IV-1 : Courbe de capacité de portique R+1

b- Mécanisme de ruine du portique (distribution des rotules plastique)

La formulation des rotules plastiques commence au niveau des poutres de premier niveau, puis elles se développent dans toute la structure pour atteindre un niveau critique (rotules de type D) au niveau des poutres de premier niveau qui ont causé la ruine, puis le deuxième niveau, et dans les poteaux de rez-de-chaussée on a des rotules de type (B), (Figure IV.2).

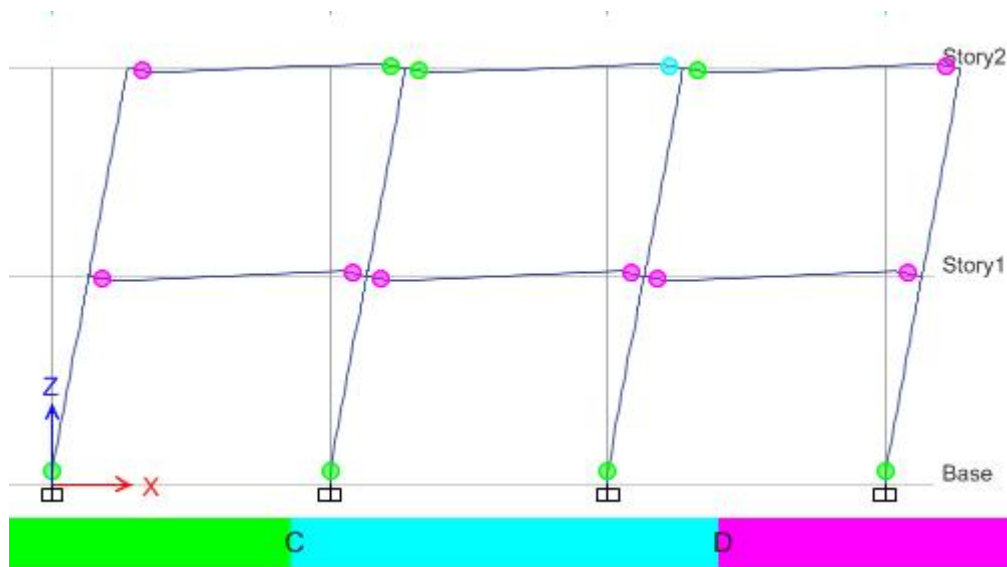


Figure IV-2 : Mécanisme de ruine du portique par défaut

IV-2-2 Portique R+5

a- Courbe de capacité

La courbe de capacité du portique R+5 est caractérisée par deux phases

- Un état élastique défini jusqu'au point qui correspond à un effort de, $V_y=153.11 \text{ KN}$ et un déplacement élastique $dy=0.0162 \text{ m}$.
- Un état plastique défini à partir de ce dernier jusqu'à atteinte une résistance ultime $V_u=246.019 \text{ KN}$ et un déplacement ultime $du=0.193 \text{ m}$

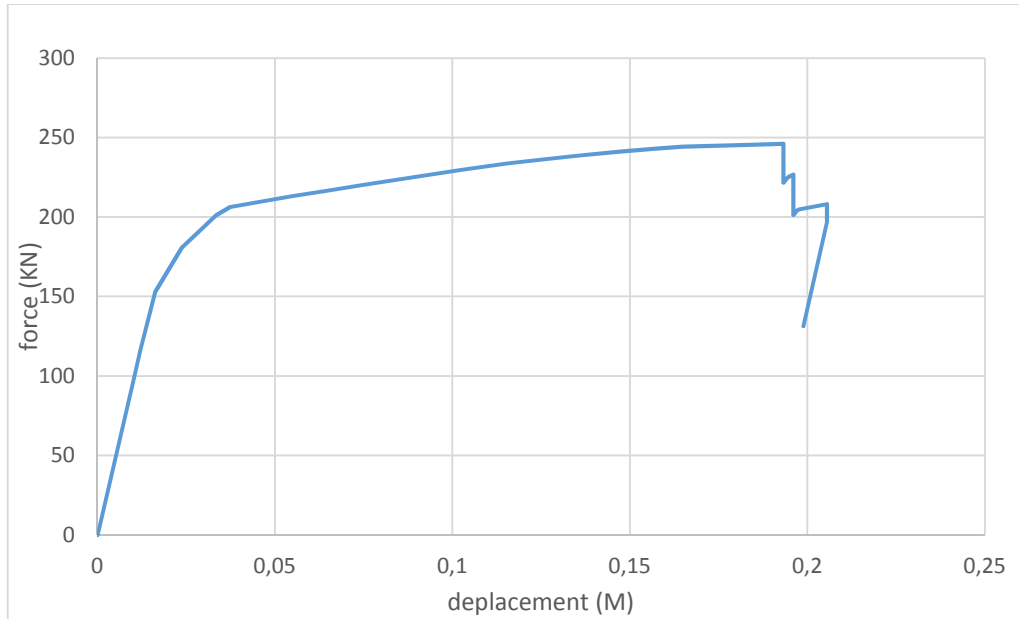


Figure IV-3: Courbe de capacité de portique R+5

b- Mécanisme de ruine du portique (distribution des rotules plastique)

La formulation des rotules plastiques commence au niveau des poutres de premier et le deuxième niveau, puis elles se développent presque dans toute la structure pour atteindre un niveau critique (rotules de type D) au niveau des poutres de premier et à l'extrémité d'une poutre de deuxième niveau, (Figure IV.4).

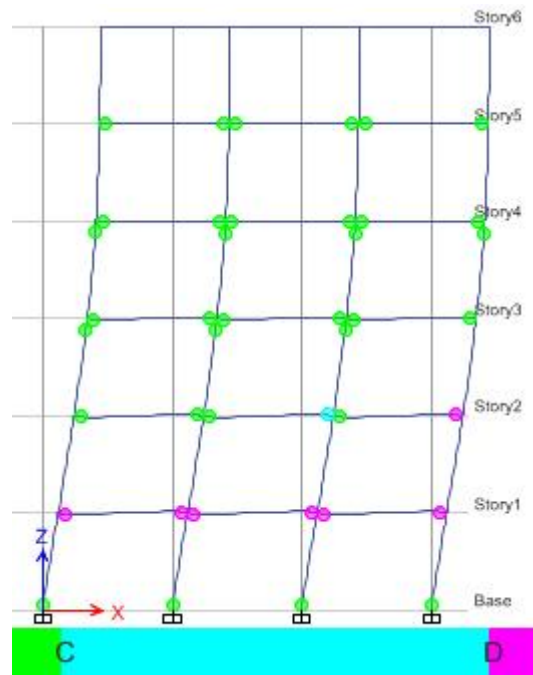


Figure IV-4 : Mécanisme de ruine du portique par défaut

IV-2-3 Portique R+10

a- Courbe de capacité

La courbe de capacité du portique R+5 est caractérisée par deux phases :

- Un état élastique défini jusqu'au point qui correspond à un effort de, **$V_y=135.909$ KN** et un déplacement élastique **$dy=0.0263$ m.**
- Un état plastique défini à partir de ce dernier jusqu'à atteinte une résistance ultime, **$V_u=203.44$ KN** et un déplacement ultime **$du=0.2695$ m.**

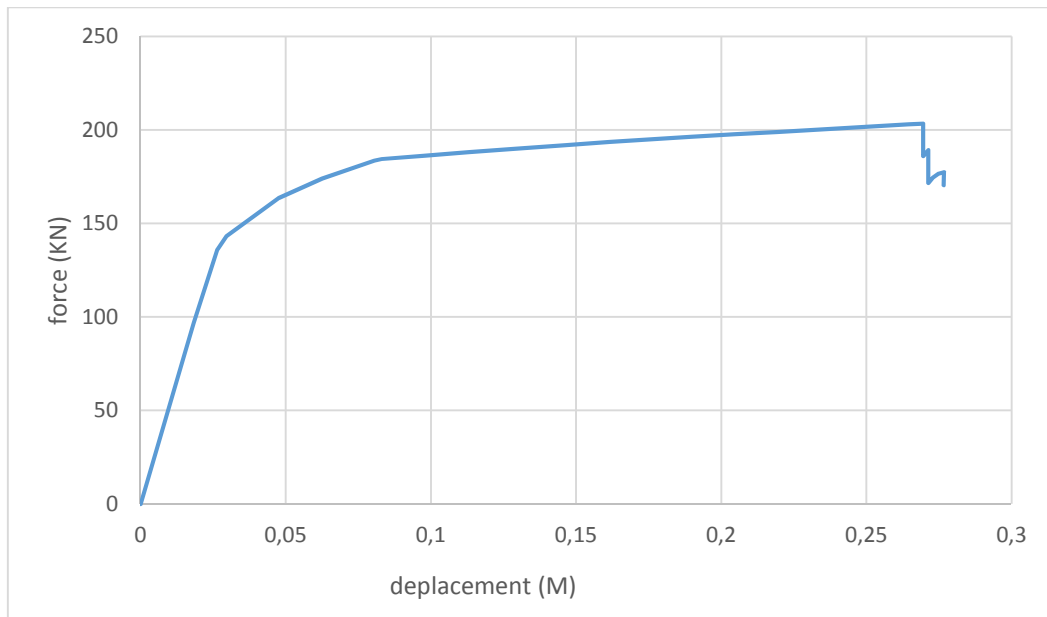


Figure IV-5: Courbe de capacité de portique R+10

b- Mécanisme de ruine du portique (distribution des rotules plastique)

La formulation des rotules plastiques commence au niveau des poutres de premier niveau, puis elles se développent dans les autres niveaux pour atteindre un niveau critique (rotules de type D) au niveau des poutres de deuxième niveau (figure IV.6).

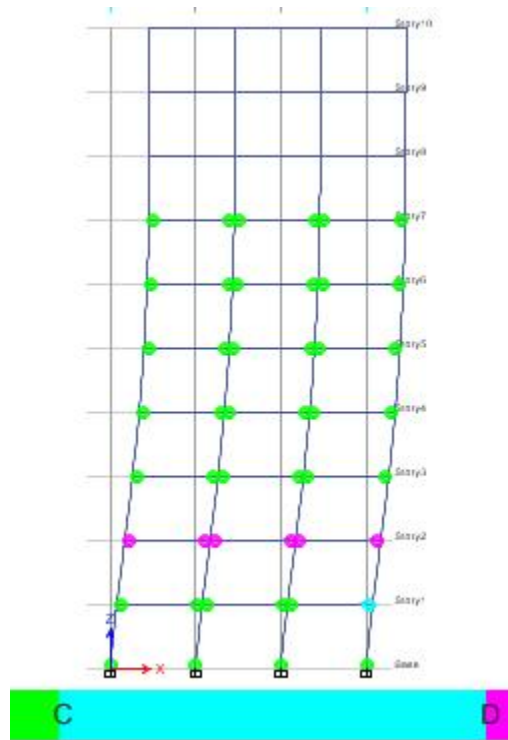


Figure IV-6 : Mécanisme de ruine du portique par défaut

IV-3 Etudes de l'influence de la longueur de la rotule plastique (L_p) sur la réponse des portiques en béton armé.

IV-3-1 Portique R+1

a- Courbes de capacité (force-déplacement)

La figure (IV-7) ci-dessus montre les courbes de capacité de portique R+1 avec les différents (L_p) introduite. On remarque que à chaque fois la longueur (L_p) est plus grande on aura

- Une augmentation du déplacement en tête du portique par rapport au portique initial (par défaut). Les valeurs sont présentées dans le tableau (IV-1)
- Une augmentation très légère de la résistance ultime des portiques étudié
- Les résistances obtenues sont inférieurs à celles des modèles (par défaut), cela est dû aux valeurs des moments ultimes introduits.

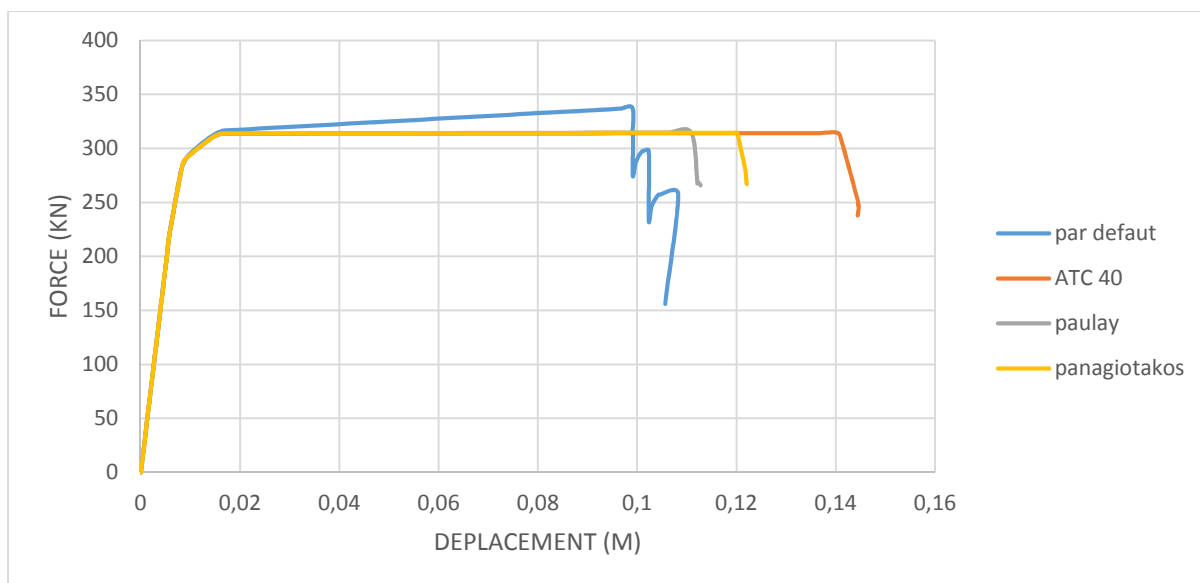


Figure IV-7 : comparaison des courbes de capacité de portique R+1

Les limites élastiques ultimes et les résistances ultimes des portiques obtenus après l'idéalisation de la courbe de capacité sont résumées dans le tableau suivant :

		Par défaut	Paulay	Panagiotakos	ATC 40
Lp	Poutre		0.1372 m	0.1491 m	0.175 m
	poteau		0.1392 m	0.1536 m	0.2 m
Déplacement ultime du		0.099 m	0.110 m	0.120 m	0.140 m
Résistance ultime Vu		337.44 KN	314.75 KN	314.61 KN	314.32 KN

Tableau IV-1 : Déplacement et effort de ruptures des différents modèles du portique R+1

On remarque que les déplacements à la rupture des trois modèles avec (Lp) différents son liés directement à la valeur de (Lp) introduite. À chaque fois que la valeur de (Lp) augmente, le déplacement ultime augmente.

b- Mode de ruine des portiques

La figure (IV-8) montre les mécanismes de ruine des quatre portiques étudiés avec la variation de la longueur (L_p). Les différentes couleurs des rotules plastiques indiquent le niveau de déformation de la rotule plastique.

Ces mécanismes de ruine sont des mécanismes plastiques globaux. On remarque dans tous les cas que les déformations les plus avancées sont atteintes au premier niveau. La différence entre les modèles est visible dans la 1^{ère} zone qui atteint la rupture au premier niveau, ainsi que le nombre de rotule qui se rampent au même temps.

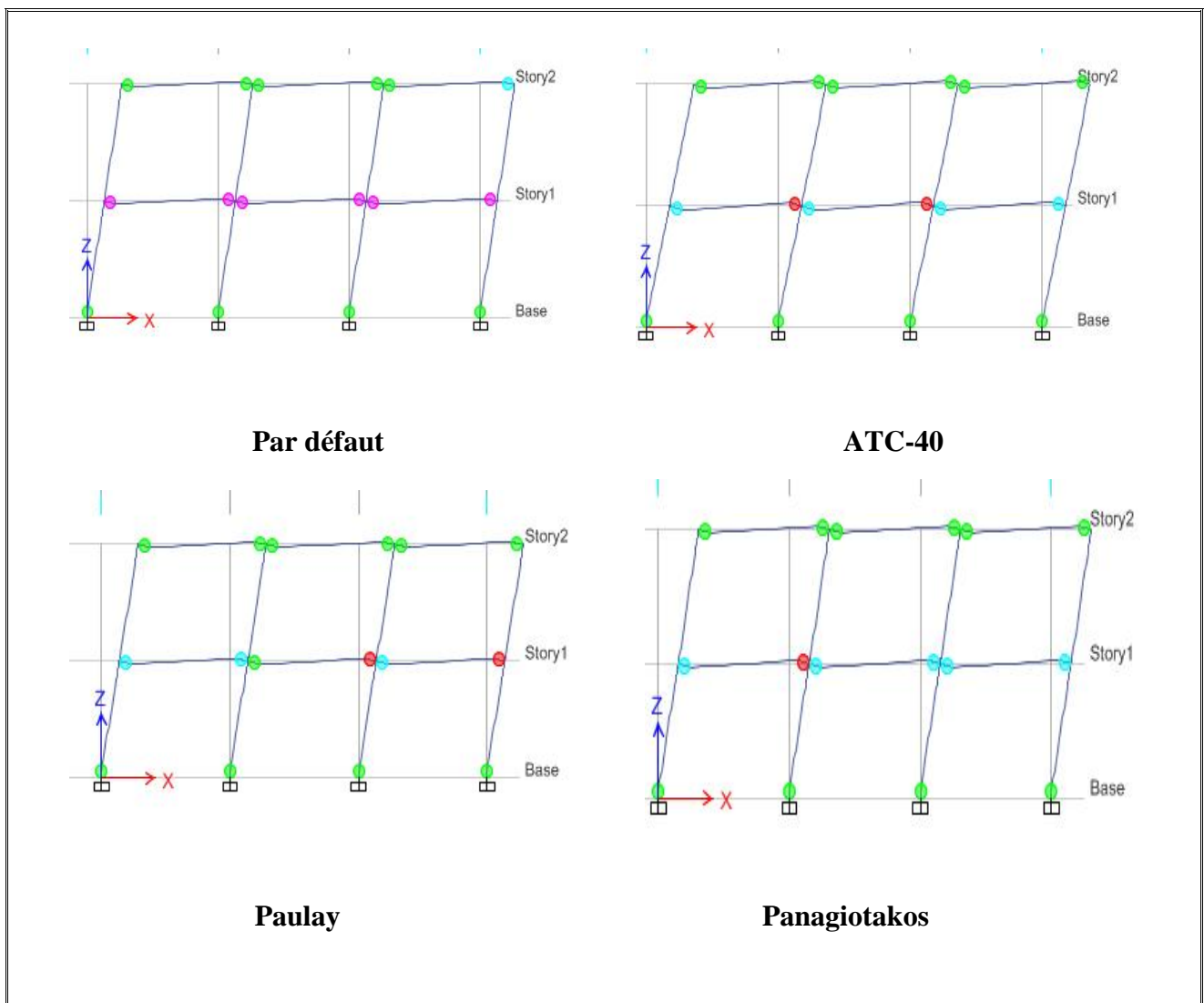


Figure IV-8 : mode de ruine des portiques R+1

IV-3-2 Portique R+5

a- Courbes de capacité (force-déplacement)

La figure (IV-9) ci-dessus montre les courbes de capacité de portique R+5 avec les différents L_p introduites. On remarque que à chaque fois la longueur L_p est plus grande on aura :

- Une augmentation du déplacement en tête du portique par rapport au portique initial (par défaut). Les valeurs sont présentées dans le tableau (IV-2).
- Une augmentation très légère de la résistance ultime des portiques étudiés.
- Les résistances obtenues sont inférieures à celles des modèles (par défaut), cela est dû aux valeurs des moments ultimes introduits.

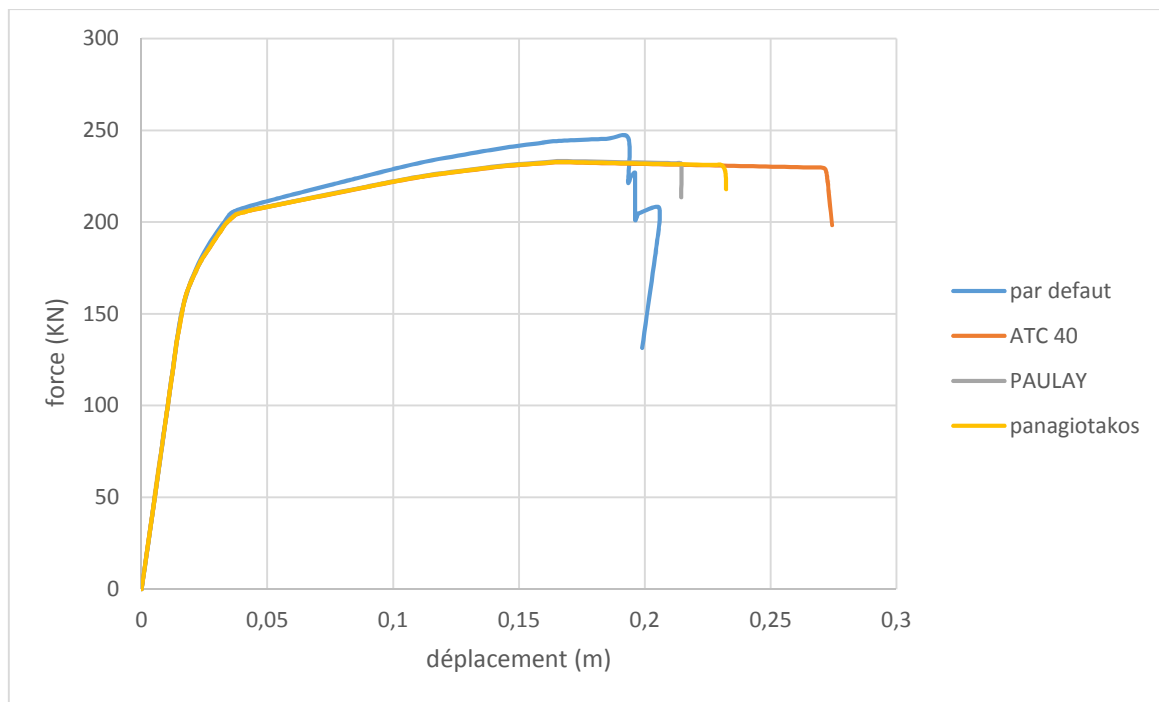


Figure IV-9 : Comparaison des courbes de capacité de portique R+5

Les limites élastiques ultimes et les résistances ultimes des portiques obtenus après l'idéalisation de la courbe de capacité sont donnée dans le tableau suivant :

		Par défaut	Paulay	Panagiotakos	ATC 40
Lp	Poutres		0.1372 m	0.1491 m	0.175 m
	poteaux		0.1392 m	0.1536 m	0.2 m
Déplacement ultime du		0.193 m	0.214 m	0.231 m	0.272 m
Résistance ultime Vu		246.01 KN	230.64 KN	227.45 KN	228.51 KN

Tableau IV-2 : Déplacement et effort de ruptures des différents modèles du portique R+5

On remarque que les déplacements à la rupture des trois modèles avec (Lp) différents son liés directement à la valeur de (Lp) introduite. À chaque fois que la valeur de (Lp) augmente, le déplacement ultime augmente.

b- Mode de ruine des portiques

La figure (IV-10) montre les mécanismes de ruine pour les quatre portiques avec la variation de la longueur Lp. Les différentes couleurs des rotules plastiques indiquent le niveau de déformation plastique de la rotule plastique.

Dans ce cas, en plus des rotules plastiques formées dans les poutres et en pied des poteaux du RDC, on enregistre d'autres rotules qui ont fait leur apparition en tête des poteaux du deuxième et troisième étage.

On remarque dans le portique par défaut le nombre de rotules apparaisse est très important comparant aux autres.

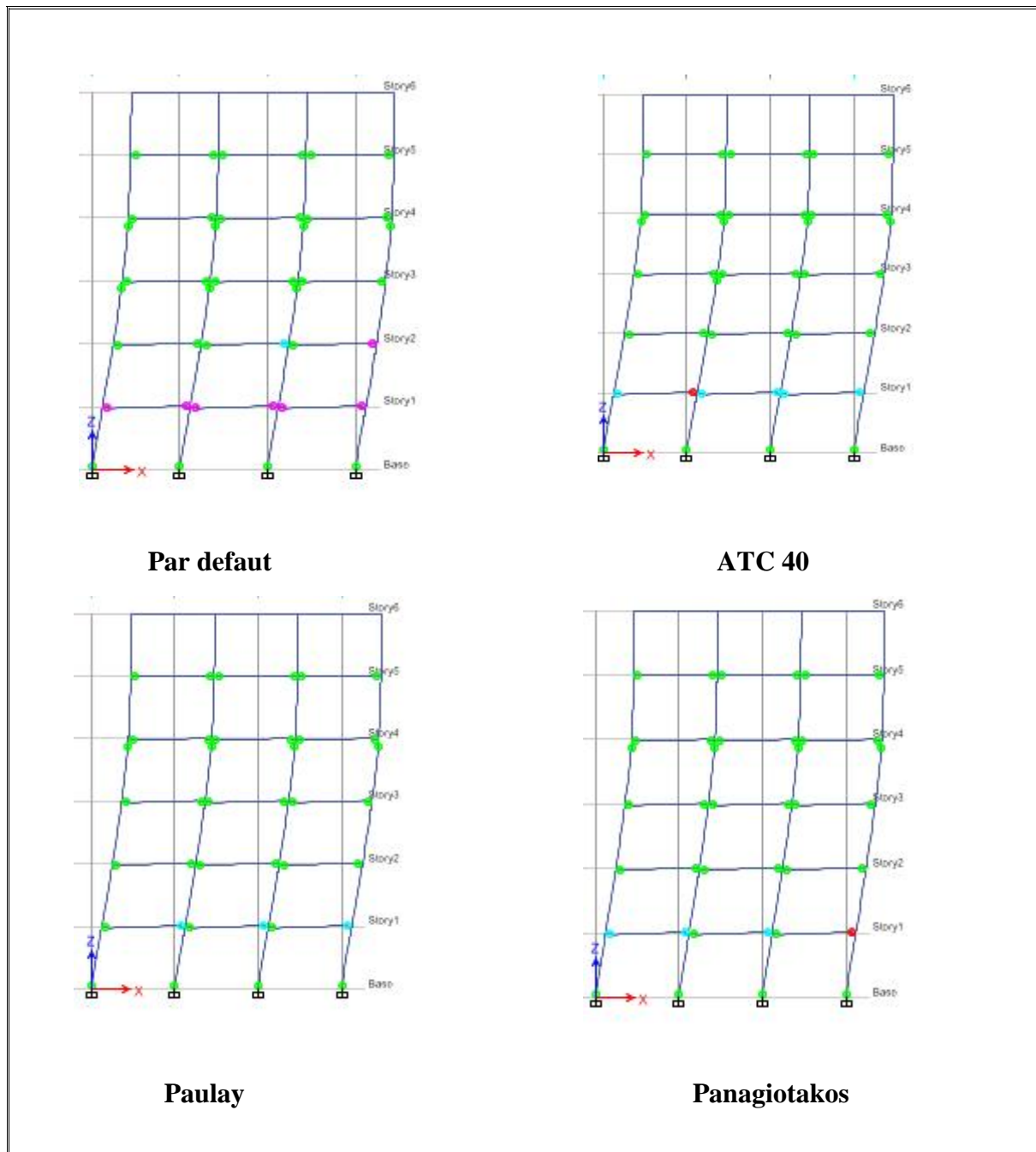


Figure IV-10 : mode de ruine des portiques R+5

IV-3-3 Portique R+10

a- Courbes de capacité (force-déplacement)

La figure (IV-11) ci-dessus montre les courbes de capacité de portique R+5 avec les différents L_p introduites. On remarque que à chaque fois la longueur L_p est plus grande on aura

- Une augmentation du déplacement en tête du portique par rapport au portique initial (par défaut). Les valeurs sont présentées dans le tableau (IV-3).
- Une augmentation très légère de la résistance ultime des portiques étudiés
- Les résistances obtenues sont inférieures à celles des modèles (par défaut), cela est dû aux valeurs des moments ultimes introduits.

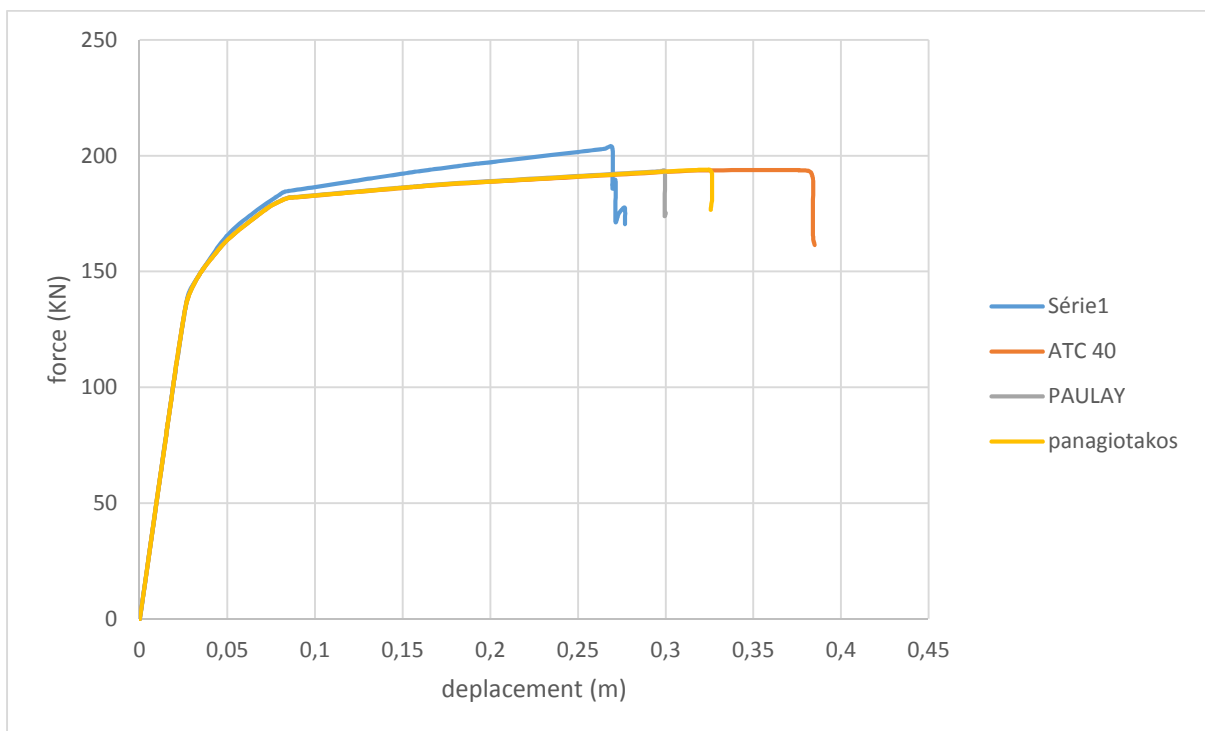


Figure IV-11 : Comparaison des courbes de capacité de portique R+10

Les limites élastiques ultimes et les résistances ultimes des portiques obtenus après l'idéalisation de la courbe de capacité sont donnée dans le tableau suivant :

		Par défaut	Paulay	Panagiotakos	ATC 40
Lp	Poutres		0.1372 m	0.1491 m	0.175 m
	poteaux		0.1392 m	0.1536 m	0.2 m
Déplacement ultime du		0.269 m	0.299 m	0.326 m	0.384 m
Résistance ultime Vu		203.44 KN	193.46 KN	191.73 KN	189.74 KN

Tableau IV-3 : Déplacement et effort de ruptures des différents modèles du portique R+10

On remarque que les déplacements à la rupture des trois modèles avec (Lp) différents son liés directement à la valeur de (Lp) introduite. À chaque fois que la valeur de (Lp) augmente, le déplacement ultime augmente.

b- Mode de ruine des portiques

La figure (IV-12) montre les mécanismes de ruine pour les quatre portiques avec la variation de la longueur (Lp).

On enregistre dans ce portique R+10 d'autres rotules qui ont fait leur apparition en tête des poteaux du deuxième et troisième étage.

Les modèles (par défaut, ATC-40 et Paulay) ont présentes presque le même nombre de rotule de type D. contrairement à celui de Panagiotakos.

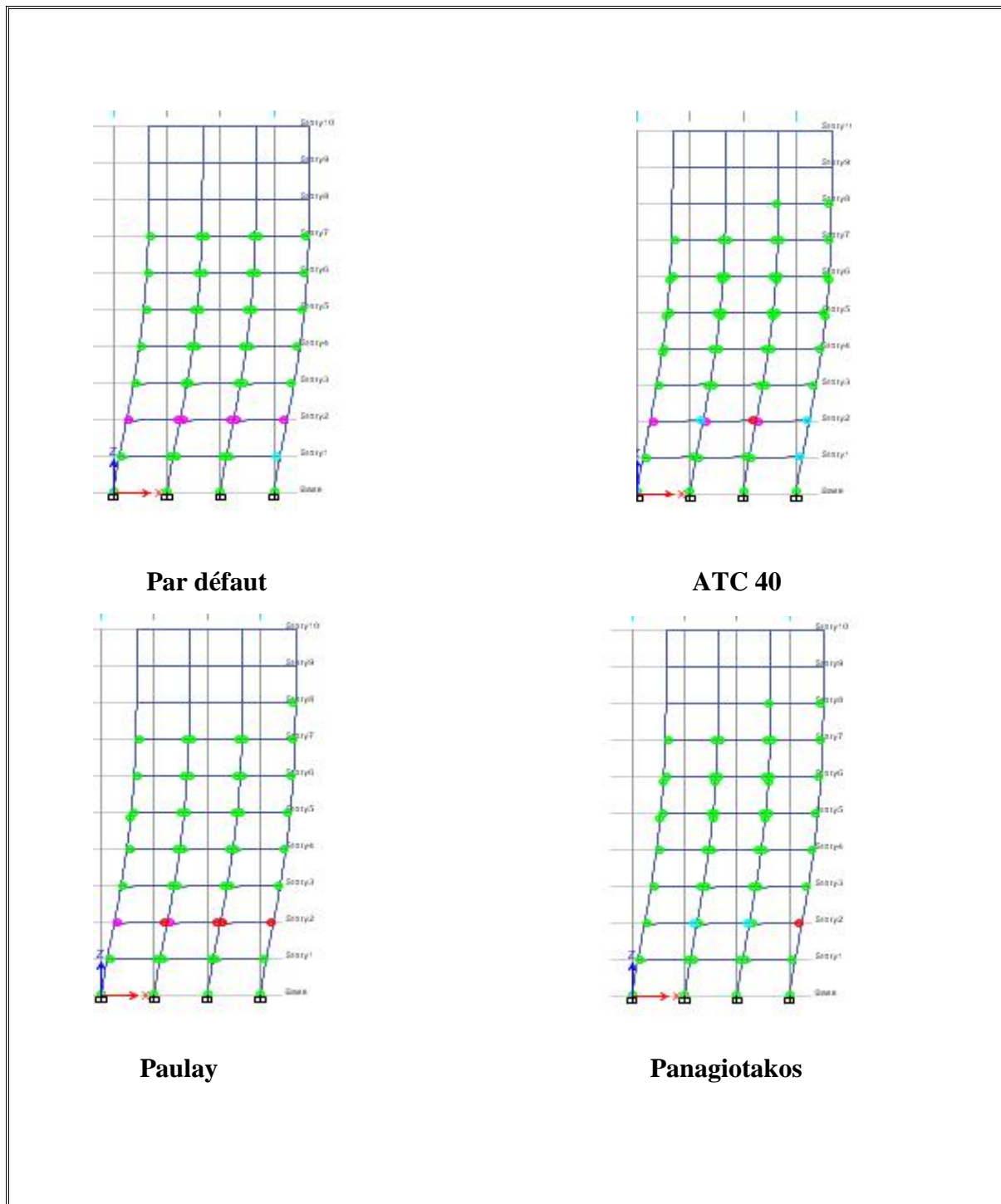


Figure IV-12 : mode de ruine des portiques R+10

Conclusion :

après l'analyse des résultats obtenue par les trois portiques étudiés, on a constaté que la formule de calcul de la longueur de la rotule plastique (L_p) influe considérablement sur le déplacement à la rupture de ce type de structure. On remarque aussi que L_p influe sur le mécanisme de ruine de chaque portique, le degré de déformation de chaque rotules nommé niveau de performance peut être différent en variant la longueur de la rotule plastique.

Références bibliographiques

Conclusion générale :

L'objectif de la présente étude est d'évaluer l'influence de la longueur de la rotule plastique sur le comportement des portiques en béton armé en utilisant la méthode d'analyse statique non linéaire « **Push over** ». Une simulation des trois portiques a été menée dans cette étude (R+1, R+5 et R+10).

Les portiques ont été simulés avec le logiciel ETABS v16 en adoptant une procédure statique non linéaire, les lois de comportements non linéaires utilisées sont celles obtenues par le logiciel de calcul de section **Response 2000**, le paramètre de la longueur de la rotule plastique (L_p) est évalué par trois formules théoriques différentes (ATC 40, Paulay et Panagiotakos) pour chaque portique étudié.

Après avoir mené à bien les différentes études, analyser et interpréter les différents résultats de l'analyse push over, nous permet de faire ressortir les conclusions suivantes :

Le comportement des courbes force-déplacement pour les trois formules de (L_p) utilisé dans chaque type de portique étudié, montre clairement que la déférence de (L_p) influe directement sur le déplacement à la rupture de chaque portique, les différents résultats sont détaillés ci-dessous.

Portique R+1

- Augmentation de déplacement en tête de ce dernier d'une valeur de 0.099 m (par défaut) à (0.115, 0.120, 0.140) pour les modèles (Paulay, Panagiotakos et ATC-40) respectivement. On considère les résultats du modèle par défaut (modèle de référence), selon les résultats de calcul, on note des pourcentages d'erreur par rapport au modèle de référence de (11%, 21% et 41%) pour les modèles (Paulay, Panagiotakos et ATC-40) respectivement.
- Les résistances ultimes obtenues sont inférieure à celles du modèle de référence, une valeur de 337.44 KN (par défaut) à (314.75 KN, 314.61 KN et 314.32 KN) pour les modèles (Paulay, Panagiotakos et ATC-40) respectivement. On note des pourcentages d'erreur par rapport au modèle de référence de (6.72%, 6.76% et 6.85%) pour les modèles (Paulay, Panagiotakos et ATC-40) respectivement.

Portique R+5

- Augmentation de déplacement en tête de ce dernier d'une valeur de 0.193 m (par défaut) à (0.214 m, 0.231 m et 0.272 m) pour les modèles (Paulay, Panagiotakos et ATC-40) respectivement. On considère les résultats du modèle par défaut (modèle de référence), selon les résultats de calcul, on note des pourcentages d'erreur par rapport au modèle de référence de (10%, 19% et 40%) pour les modèles (Paulay, Panagiotakos et ATC-40) respectivement.
- Les résistances ultimes obtenues sont inférieures à celles du modèle de référence, une valeur de 246.01 KN (par défaut) à (230.64 KN, 227.45 KN et 228.51 KN) pour les modèles (Paulay, Panagiotakos et ATC-40) respectivement. On note des pourcentages d'erreur par rapport au modèle de référence de (6.24%, 7.54% et 7.1%) pour les modèles (Paulay, Panagiotakos et ATC-40) respectivement.

Portique R+10

- Augmentation de déplacement en tête de ce dernier d'une valeur de 0.269 m (par défaut) à (0.299 m, 0.326 m et 0.384 m) pour les modèles (Paulay, Panagiotakos et ATC-40) respectivement. On considère les résultats du modèle par défaut (modèle de référence), selon les résultats de calcul, on note des pourcentages d'erreur par rapport au modèle de référence de (11%, 21% et 42%) pour les modèles (Paulay, Panagiotakos et ATC-40) respectivement.
- Les résistances ultimes obtenues sont inférieures à celles du modèle de référence, une valeur de 203.44 KN (par défaut) à (193.46 KN, 191.73 KN et 189.74 KN) pour les modèles (Paulay, Panagiotakos et ATC-40) respectivement. On note des pourcentages d'erreur par rapport au modèle de référence de (4.9%, 5.75% et 6.73%) pour les modèles (Paulay, Panagiotakos et ATC-40) respectivement.

La modélisation de ces trois portiques étudiés nous a permis d'approfondir nos connaissances sur le comportement non linéaire des structures en béton armé. Les résultats nous ont montré l'influence du paramètre (L_p) sur la réponse de ces structures dans le domaine non linéaire pour les différents portiques étudiés. On constate que la rupture de chaque portique est liée directement à la valeur du (L_p) introduit, d'où à chaque fois que le (L_p) est plus grand, le déplacement à la rupture est plus important.

Le modèle de référence est basé sur des lois de comportements très approchées donné par le code (FEMA 273), d'où les résultats seront automatiquement approchés. Les lois calculées par le code élément fini (Réponse 2000) donnent des résultats plus réels vu que le calcul de ces lois fait en tenant compte de tous les paramètres géométriques et mécaniques de la section, mais l'inconvénient de cette approche est le choix de la valeur de (L_p) à introduit dans le modèle afin d'avoir un résultat unique qui sera le plus proche de la réalité.

Perspective :

- Effectuer des simulations sur des portiques testé expérimentalement afin de pouvoirs investiguer la formule de (L_p) la plus adéquate, en considérant toutes les formules de (L_p) trouves dans la littérature.
- Refaire le travail en utilisant d'autres lois de comportements afin d'évaluer l'influence de béton et de l'acier sur la réponse des structure en béton armé.

Références bibliographiques

- [1] V. Davidovici : rapport préliminaire du ministère de l'habitat. Séisme de boumerdes Algérie (mai 2003)
- [2] Amr. S Elnashai luigi di sarno FUNDAMENTALS OF EARTHQUAKE ENGINEERING, A John Wiley ET sons. Ltd publication 2008
- [3] Paulay et al 1992 seismic design of reinforced concrete and masonry structures. John Wiley ET sons, New York 1992
- [4] Bachmann Hugo 2002 conception parasismique des bâtiments – principes de base à l'attention des ingénieurs, architectes, maitres d'ouvrages et autorités, directives de l'OFEG – reuchlinien des BWG – directive de l'UFAEG, 2002
- [5] H Sezen 1999 A.S. whit taken, K.J. Elwood, K.M. mosalam 2003, performance of reinforced concrete buildings during the august 17, 1999 kocaedi, turkey earthquake, and seismic design and construction practice in turkey engineering structures 25(2003) 103 – 114
- [6] Ambraseys, N.N and bommer, J.J 1991 the attenuation pf ground acceleration in Europe earthquake engineering and structural dynamics. 20(12). 1179. 1202
- [7] Mander, J.B. Priestly MJN 1988. Observed stress. Strain behavior of confined concrete, journal of structural engineering ASCE. Vol 114. No 8 – pp. 1827 – 1849
- [8] Park. R, Paulay. T. 1975 reinforced concrete structures, John Wiley and sons, mc Canada
- [9] Richard F.E. Brandtzaey brown R.L (1928) a study of the failure of concrete under combined compressive stress. University of Illinois, engineering experimental station, bulletin No 185. pp104
- [10] Popovics. S 1973 a numerical approach to the complete stress strain curve of concrete. Cement and concrete research vol 3 No 5
- [11] Règlement parasismique Algérien RPA 99 version 2003
- [12] Bae .S, ET Bayrek. O (2009). Plastic hinge length of reinforced concrete columns ACI structural journal, vol 106, numéro 2, p 290-300
- [13] Baker ALL (1956). Ultimate load theory applied to the design of reinforced and prestressed concrete frames. Concrete Publications Ltd., London.
- [14] Sawyer HA (1964). Design of concrete frames for two failure states. Proc., Int. Symp. On the Flexural Mechanics of Reinforced Concrete ASCE-ACI, 405–431.
- [15] Corley GW (1966). Rotation capacity of reinforced concrete beams. ASCE J. Struct. Div., 92(10), 121–146.
- [16] Mattock AH (1965). Rotational capacity of hinging regions in reinforced concrete beams. American Concrete Institute, Detroit, Report SP-12143-181

Références bibliographiques

- [17] Priestley MJN and Park R (1987). Strength and ductility of concrete bridge columns under seismic loading. *ACI Structural journal*. 84(1), 61–76.
- [18] Paulay T and Priestley MJN (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley and Sons, New York, 767 pp.
- [19] Panagiotakos TB and Fardis MN (2001). Deformations of reinforced concrete members at yielding and ultimate. *ACI Struct. J.* 98(2), 135–148.
- [20] Berry, M. Lehman, D. ET Lowes, L. 2008. Lumped-plasticity models for performance simulation of bridge columns. *ACI structural journal*. Vol 105, numéro 3, p 270-279
- [21] Manavari B, Massumi A. (2012). Estimating displacement demanding reinforced concerted frames using some failure criteria. *International journal of advanced structural engineering*.
- [22] Ourabah A., Hamouche S., Seghir A. et Tahakourt A, 26-27 Oct. 2010. Analyse Push over d'une structure auto stable (R+8), Push over Analysis of multistory structures, Université de Chlef, Algérie.
- [23] Federal Emergency Management Agency FEMA-273 –NEHRP-Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. Oct 1997.
- [24] Laifi. Djamel Eddine, 2012, Evaluation de la capacité portante des structures par la méthode Push over, Thèse de Magister, Université Hadj Lakhdar, Batna, Algérie.
- [25] Applied Technology Council, Nov 1996, *The Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, ATC40 volumes 1 and 2, Redwood City, California.
- [26] Kahil. Amar, 2008, Evaluation de la performance sismique des bâtiments, thèse de Magister, UMMTO, Tizi Ouzou, Algérie.
- [27] Kahil. Amar, 2015, Evaluation de la performance sismique des structure en béton armé, thèse de doctorat, UMMTO, Tizi Ouzou, Algérie
- [28] ETABS Nonlinear V9.16, Automated Lateral Loads Manual, computers and structures, University of Berkeley.
- [29] Règles Parasismiques Algériennes, *RPA 99 / Version 2003*, Centre National De Recherche Appliquée En Génie Parasismique. Algérie.
- [30] Response 2000 logiciel de calcule de section.
- [31] Kassoul. A, pathologie des bâtiments endommagés par les séismes, cours vulnérabilité et réhabilitation des structures, université Hassiba ben-Bouali Chlef
- [32]- **BAEL** (Béton Armé aux Etats Limites)