

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement supérieur et de la Recherche scientifique

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Mémoire de Magister

Spécialité : Génie Civil

Option : Structures et Matériaux

Présenté par :

Melle. HAMDANI Naima

Sujet :

**INFLUENCE DE L'IRREGULARITE EN ELEVATION DE
STRUCTURES EN PORTIQUE EN BETON ARME SUR
LEUR COMPORTEMENT SISMIQUE**

Soutenu devant le jury d'examen suivant :

- Mr. HAMZA ALI	Maître de Conférences A – U.M.M.T.O.	Président
- Mr. ABED Ahmed	Maître de Conférences A – U.M.M.T.O.	Promoteur
- Mr. BALI Abderrahim	Professeur– ENP / Alger.	Examineur
- Mr. DERRADJ Mohamed	Maître de conférences A – U.M.M.T.O.	Examineur
- Mr. SAAD Mohamed	Maître de conférences B – U.M.M.T.O.	Examineur
- Mr. MOHAMED CHERIF Med Arezki	PDG du groupe CTC/Alger.	Invité

Le : 27 juin 2012

Remerciements

Je tiens d'abord à remercier 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, qui m'a proposé ce sujet ayant suscité mon intérêt, et m'a encadré et dirigé avec rigueur mon travail de recherche en me consacrant beaucoup de temps et d'attention jusqu'à la réalisation de mon présent mémoire.

Je tiens aussi à remercier **Mr LOUZAI Amar**, Maître assistant A et Doctorant (sous la direction de Dr. ABED A.) au Département de Génie Civil, Faculté du Génie de la Construction, U.M.M.T.O, pour sa précieuse aide tout au long de l'élaboration de ce travail, particulièrement dans les modélisations numériques en vue des analyses *pushover* non- linéaires effectuées.

Je remercie également mes collègues MM. SAHOUI Hamza et SAIDANI Abdelkader pour leur soutien et leurs encouragements.

Mes remerciements vont également aux **membres du jury** qui me font l'honneur d'examiner mon travail et de participer au jury de soutenance de mon mémoire.

Table des matières

Chapitre 1 : Introduction

1.1. Définition de la problématique.....	1
1.2. Objectifs du mémoire.....	4
1.3. Méthodologie d'investigation.....	4
1.4. Plan du mémoire.....	5

Chapitre 2 : Structures étudiées et matériau de remplissage en maçonnerie considéré

2.1. Structures en portique en béton armé.....	7
2.1.1. Géométrie et configuration structurale.....	7
2.1.2. Dimensionnement des portiques étudiés.....	9
2.1.2.1. Prédimensionnement des sections de béton des poutres et des poteaux.....	9
2.1.2.1.1. Les poutres.....	9
2.1.2.1.2. Les poteaux.....	9
2.1.2.1.3. Prédimensionnement vérifiant le critère de rotules plastiques dans les poutres et pas dans les poteaux.....	10
2.1.2.2. Charges appliquées.....	11
2.1.2.2.1. Charges gravitaires.....	11
2.1.2.2.2. Charges sismiques.....	11
2.1.2.3. Ferrailage des portiques.....	17
2.1.2.3.1. Introduction.....	17
2.1.2.3.2. Ferrailage des poutres.....	17
2.1.2.3.3. Ferrailage des poteaux.....	18
2.1.2.3.4. Sections de béton et d'acier des poutres et des poteaux.....	18
2.2. Matériau de remplissage en maçonnerie.....	22
2.2.1. Description.....	22
2.2.2. Caractéristiques de la maçonnerie considérée	22

Chapitre 3 : Analyse pushover

3.1. Introduction.....	23
3.2. Distribution verticale des charges latérales.....	24
3.3. Définition du déplacement cible de la structure.....	25

Chapitre 4 : Modélisation des structures en portique en béton armé avec murs de remplissage en maçonnerie

4.1. Introduction.....	26
4.2. Modélisation du portique nu en béton armé.....	26
4.2.1. Loi <i>Force – Déplacement généralisé</i> associée aux poutres et poteaux du portique nu.....	26
4.2.1.1. Loi <i>Moment – Rotation</i> associée aux poutres.....	28
4.2.1.1.1. Plastification par flexion – Rotule plastique.....	28
4.2.1.1.2. Plastification par cisaillement.....	30
4.2.1.2. Loi <i>Moment – Rotation</i> associée aux poteaux.....	31
4.2.1.2.1. Plastification par flexion – Rotule plastique.....	31
4.2.1.2.2. Plastification par cisaillement.....	32
4.3. Modélisation du portique en béton armé avec remplissage en maçonnerie.....	33
4.3.1. Loi <i>Force – Déplacement généralisé</i> associée aux poutres et poteaux du portique avec remplissage en maçonnerie.....	33
4.3.1.1. Loi <i>Effort normal – Déformation longitudinale</i> associée aux poteaux.....	33
4.3.1.1.1. Plastification par compression – traction.....	33
4.4. Modélisation du mur de remplissage en maçonnerie.....	34
4.4.1. Modèle de bielle comprimée équivalente.....	34
4.4.2. Loi de comportement de la maçonnerie.....	36
4.5. Récapitulation.....	37

Chapitre 5 : Présentation et discussion des résultats de l'étude

5.1. Introduction.....	38
5.2. Résultats du portique irrégulier N°1.....	38
5.2.1. Portique nu.....	38
a) <i>Courbe de capacité du portique</i>	39
b) <i>Mécanisme de ruine du portique et distribution des rotules plastiques</i>	39
c) <i>Déplacements latéraux inter-étages du portique</i>	40
5.2.2. Portique avec murs de remplissage en maçonnerie.....	41
a) <i>Courbe de capacité du portique</i>	42
b) <i>Mécanisme de ruine du portique et distribution des rotules plastiques</i>	42
c) <i>Déplacements latéraux inter-étages du portique</i>	43
5.3. Résultats du portique irrégulier N°2	44

5.3.1. Portique nu.....	44
a) <i>Courbe de capacité du portique</i>	44
b) <i>Mécanisme de ruine du portique et distribution des rotules plastiques</i>	45
c) <i>Déplacements latéraux inter-étages du portique</i>	46
5.3.2. Portique avec murs de remplissage en maçonnerie.....	46
a) <i>Courbe de capacité du portique</i>	47
b) <i>Mécanisme de ruine du portique et distribution des rotules plastiques</i>	47
c) <i>Déplacements latéraux inter-étages du portique</i>	48
5.4. Analyse comparative des résultats des 3 portiques étudiés, régulier et irréguliers N°1 et N°2.....	49
5.4.1. Introduction	49
5.4.2. Comparaison des résultats relatifs aux portiques nus	50
5.4.2.1. Analyse comparative de leurs caractéristiques à l'état élastique limite et à l'état limite ultime de résistance.....	50
5.4.2.2. Analyse comparative de leurs déplacements latéraux inter-étages.....	52
5.4.2.3. Analyse comparative de leurs mécanismes de ruine.....	53
5.4.3. Comparaison des résultats relatifs aux portiques avec murs de remplissage en maçonnerie	55
5.4.3.1. Analyse comparative de leurs caractéristiques à l'état élastique limite et à l'état limite ultime de résistance.....	55
5.4.3.2. Analyse comparative de leurs déplacements latéraux inter-étages.....	58
5.4.3.3. Analyse comparative de leurs mécanismes de ruine.....	59

Chapitre 6 : Conclusions et Recommandations

6.1. Rétrospective	62
6.2. Conclusions principales.....	62
6.3. Recommandations	63
6.4. Perspectives.....	64

Bibliographie

Chapitre 1 : INTRODUCTION

1.1 Définition de la problématique

En pratique, les bâtiments à ossature en portiques en béton armé peuvent présenter deux formes géométriques différentes : forme régulière ou irrégulière. Pour la deuxième, l'irrégularité peut être en plan et/ou en élévation.

Dans la plupart des cas, les constructeurs choisissent en général la forme la plus simple pour le bâtiment à concevoir et à réaliser, forme répondant aux critères de régularité en plan et en élévation. Elle est dite forme simple de par sa facilité de réalisation sur chantier et aussi de par son comportement favorable (sécuritaire) sous l'effet de l'action sismique. Le recours à ce type de structure n'est pas toujours possible, car dans certains cas, le concepteur est contraint de concevoir le bâtiment sous une forme irrégulière, que ce soit en plan ou en élévation, pour des raisons architecturales, d'espace disponible, de doléances du maître de l'ouvrage, de problème d'éclairage ou d'aération dans la structureetc.

Les bâtiments à ossature en portiques en béton armé irréguliers en élévation, dont l'irrégularité est caractérisée par un décrochement en élévation, tels que ceux montrés à la figure 1.1, ne se comportent pas de façon sécuritaire sous l'action sismique, car ce type de structure présente une irrégularité de la résistance et de la rigidité suivant la hauteur du bâtiment. L'étage où se situe le décrochement en élévation de la structure constitue une zone de concentration des contraintes et des déformations, c'est-à-dire une zone fortement sollicitée de la structure sous l'action sismique, en raison de la réduction brusque de résistance et de raideur latérale de cette dernière.



Figure 1.1 : Photos de bâtiments irréguliers en élévation.

Cette réduction brusque de la résistance et de la raideur latérale à cet étage va induire, sous l'action sismique, une concentration des efforts et des contraintes dans les poutres et poteaux de cet étage, et, par conséquent, une concentration des déformations dans ces derniers. Et avec l'accroissement des forces sismiques donc des sollicitations et des déformations, les murs de remplissage en maçonnerie de l'étage où se situe le décrochement en élévation, insérés dans les cadres en béton armé du portique, atteignent leur résistance ultime puis leur ruine par excès de compression ou de cisaillement. La ruine des murs en maçonnerie conduit à une redistribution de leurs efforts latéraux vers les poutres et poteaux du portique, conduisant à une concentration des déformations dans ces derniers, notamment dans le domaine plastique. L'intensification de l'action sismique fera croître les déplacements latéraux inter-étages donc les effets $P-\Delta$ au niveau de l'étage où se situe le décrochement et aussi aux étages juste au-dessus, et, ainsi, amplifiera les sollicitations donc les déformations plastiques dans les poteaux de l'étage en décrochement - devenu flexible, mou, par suite de la ruine des murs en maçonnerie à cet étage - , donnant naissance à des rotules plastiques en pied et en tête de ces poteaux, conduisant à la formation d'un mécanisme plastique d'étage (figure 1.2), souvent fatal pour la structure, car entraînant sa ruine. Un tel mécanisme de ruine n'est pas souhaitable, car il limite la capacité de déformation de la structure dans le domaine plastique, donc réduisant sa ductilité, et, par conséquent, limitant sa capacité de dissipation hystérétique de l'énergie induite par le séisme, c'est-à-dire réduisant sa résistance à l'action sismique.

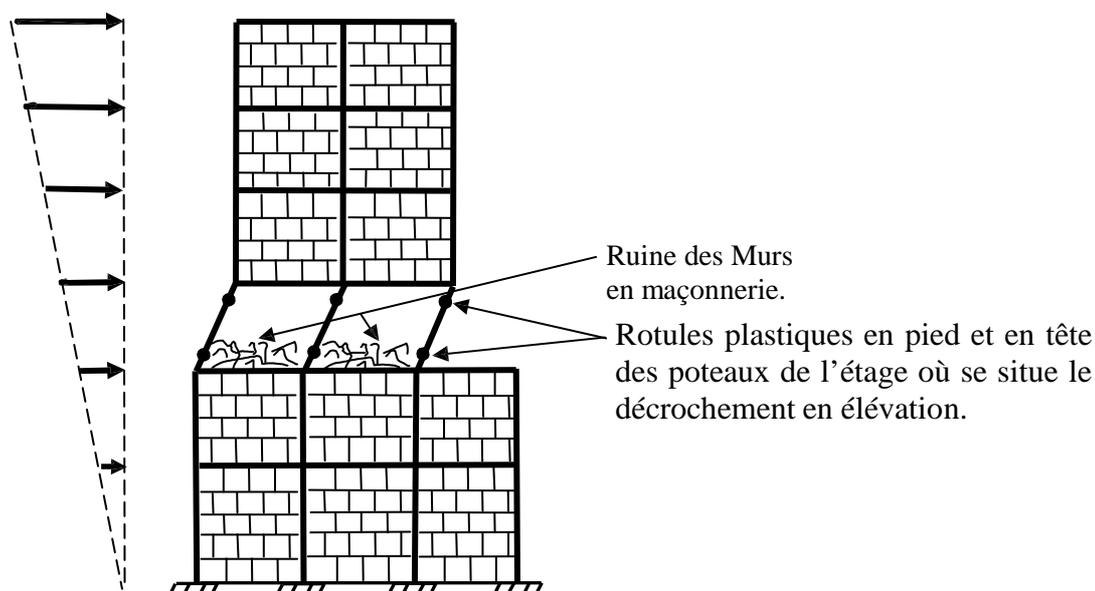


Figure 1.2 : Mécanisme plastique d'étage où se situe le décrochement en élévation.

Pour parer à ce problème de mécanisme plastique d'étage, synonyme de comportement sismique défavorable, non sécuritaire, de la structure, les codes parasismiques, notamment le règlement parasismique algérien, RPA99/version 2003 [21], préconisent de dimensionner les structures en portiques auto-stables de telle sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, afin de dissiper, par déformations plastiques, un maximum d'énergie sismique sans s'effondrer. Le but d'un tel dimensionnement parasismique est d'établir une hiérarchie des plastifications successives des divers éléments structuraux et d'atteindre un mécanisme de ruine de type plastique global et ductile (figure 1.3), conférant à la structure un comportement favorable, sécuritaire, en situation sismique.

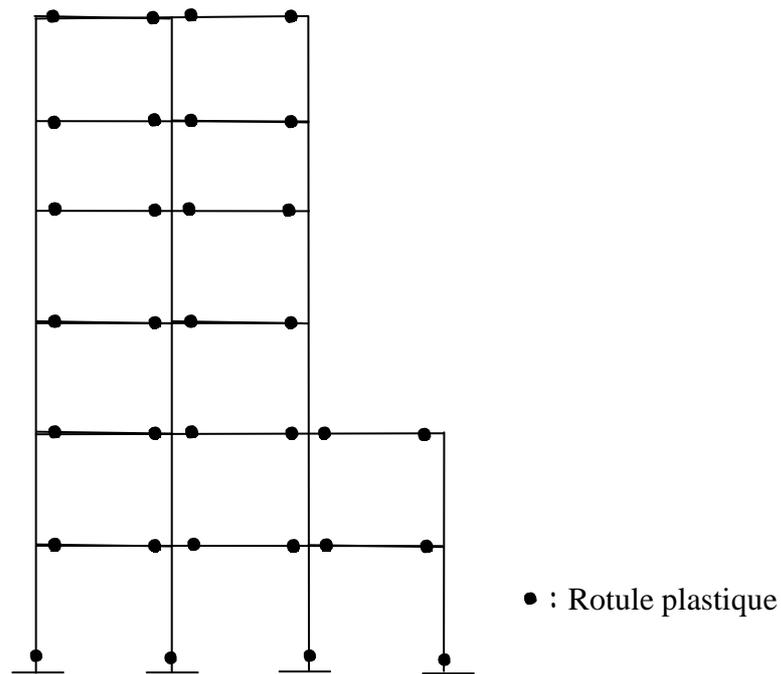


Figure 1.3 : Mécanisme plastique global préconisé par les codes parasismiques.

Cependant, comme on le verra plus loin, au chapitre 5 du mémoire, relatif aux résultats obtenus dans la présente investigation, le critère de dimensionnement défini par les codes parasismiques, entre autres le RPA99/version 2003 [21], préconisant la formation de rotules plastiques dans les poutres et pas dans les poteaux (à l'exception de celles à la base des poteaux du rez-de-chaussée, qui sont admises), même satisfait (vérifié) lors du dimensionnement de la structure, n'est pas nécessairement suffisant et ne garantit pas d'éviter à la structure, en situation sismique, un comportement défavorable, non sécuritaire, entre autres par la formation d'un mécanisme plastique d'étage localisé à l'étage où se situe le décrochement en élévation, par suite de l'effet négatif de l'interaction entre les cadres en béton armé du portique et les murs en maçonnerie qui y sont insérés, comme mentionné plus haut.

1.2 Objectifs du mémoire

Notre travail consiste en l'étude de l'influence de l'irrégularité en élévation sur le comportement sismique de structures en portique en béton armé.

Les objectifs visés dans le cadre de ce mémoire est d'étudier l'influence de l'irrégularité en élévation de structures en portique en béton armé sur leurs résistances ultimes à l'action sismique, leurs ductilités globales, leurs raideurs latérales initiales (élastiques), leurs déplacements latéraux inter-étages et leurs modes de ruine.

Ce travail s'inscrit en partie dans la même thématique de recherche que ceux réalisés par LOUZAI [12] et SAIDANI [13] et en constitue un complément. Dans [12] et [13], l'investigation a porté sur des structures en portique en béton armé régulières en élévation, tandis que dans le présent travail, on s'intéresse à des structures irrégulières en élévation aussi en portique en béton armé.

Divers chercheurs [1 à 9] ont mené des études sur la réponse sismique de structures en portique irrégulières en élévation. Ils ont constaté des différences dans la réponse des portiques irréguliers et réguliers. Parmi les différences les plus notables, ils ont noté des accroissements des déplacements latéraux inter-étages et des demandes de ductilité à l'étage où se situe le décrochement en élévation et aussi aux étages juste au-dessus.

Cependant, ces études ont été concentrées surtout sur l'influence des irrégularités sur les demandes sismiques (en déplacement, en déformations plastiques et en ductilité) plutôt que sur les capacités "sismiques" des structures étudiées (résistance ultime et capacité en ductilité), ce qui constitue justement l'objet de notre travail.

Aussi, ces études antérieures n'ont concerné que des portiques nus (sans murs de remplissage en maçonnerie), tandis que notre étude considère aussi des portiques avec remplissage en maçonnerie en sus des portiques nus.

1.3 Méthodologie d'investigation

L'étude est menée en considérant deux portiques plans en béton armé, irréguliers en élévation, de configurations structurales différentes, de même nombre d'étages : 5 étages (R+5), et de même nombre de travées (3 travées identiques de 5m) de la base du portique jusqu'au niveau où se situe le décrochement en élévation. Les deux portiques sont présentés au chapitre 2 du mémoire, figure 2.1. Un portique régulier équivalent (de même nombre d'étages et de travées) sert de

référence pour la comparaison des résultats de l'étude obtenus pour les deux portiques irréguliers considérés. Il est présenté aussi à la même figure 2.1.

Dans notre étude, sont considérés d'abord les portiques nus (sans remplissage en maçonnerie), puis avec murs de remplissage en maçonnerie sur toutes leurs hauteurs.

Après un dimensionnement des trois portiques suivant les deux codes de calculs utilisés, le code de calcul de béton armé aux états limites, BAEL91 [22], et le règlement parasismique algérien, RPA99/version 2003 [21], on effectue, pour chaque portique, à l'aide du logiciel SAP2000 [23], une analyse statique non-linéaire en poussée progressive (analyse *pushover*) sous des forces sismiques horizontales progressivement croissantes [25, 27, 54]. La modélisation de la structure mixte *portique-murs en maçonnerie* tient compte du comportement non linéaire à la fois des éléments structuraux, poutres et poteaux, du portique en béton armé et des murs en maçonnerie. Les poutres et poteaux du portique sont modélisés en tenant compte de leur comportement non-linéaire en flexion et en cisaillement. Leur modélisation non-linéaire est effectuée suivant les codes FEMA 273 [26] et ACI 318-95 [30] (cf. chapitre 4 du mémoire). Les murs en maçonnerie, constituées de briques creuses de terre cuite, couramment utilisées en Algérie (cf. chapitre 2, §2.2), sont modélisés par des bielles comprimées équivalentes diagonales en utilisant le modèle de Mainstone [15] (cf. chapitre 4).

Au terme de ces analyses pushover non linéaires des portiques considérés, on procède à une discussion des résultats obtenus, relatifs aux paramètres étudiés : la résistance ultime du portique à l'action sismique, sa ductilité globale, sa raideur latérale, ses déplacements latéraux inter-étages et son mode de ruine.

1.4 Plan du mémoire

Notre mémoire comprend **6 chapitres** :

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

Au **chapitre 2**, on effectue le dimensionnement des trois portiques considérés, les deux portiques irréguliers et celui régulier équivalent, suivant le code de calcul de béton armé aux états limites, BAEL91 [22], et le règlement parasismique algérien, RPA99/version 2003 [21].

Au **chapitre 3**, on donne un résumé sur le principe de l'analyse pushover effectuée pour chaque portique considéré.

Le **chapitre 4** est consacré à la modélisation non linéaire des poutres et poteaux du portique en béton armé et des murs de remplissage en maçonnerie. Les murs en maçonnerie sont modélisés en utilisant le modèle de Mainstone [15]. La modélisation tient compte du comportement non-linéaire à la fois des poutres et poteaux du portique en béton armé [26 , 30] et des murs de remplissage en maçonnerie.

Au **chapitre 5**, on effectue, pour chaque portique étudié, des analyses *pushover* à l'aide du programme SAP2000 [23]. Le portique est analysé sous deux configurations différentes :

- Portique nu (sans murs de remplissage en maçonnerie);
- Portique avec murs de remplissage sur toute sa hauteur.

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, sa raideur latérale élastique, ses déplacements latéraux inter-étages et son mode de ruine.

Au dernier chapitre, le **chapitre 6**, on résume les conclusions principales tirées de la présente étude, suivies de recommandations relatives aux structures en portiques en béton armé en zone sismique. Enfin, on suggère des perspectives de recherches futures comme suite à ce travail.

Chapitre 2: STRUCTURES ETUDIEES ET MATERIAU DE REMPLISSAGE EN MAÇONNERIE CONSIDERE

2.1 Structures en portique en béton armé

2.1.1 Géométrie et configuration structurale

Trois portiques plans de même nombre d'étages sont considérés dans cette étude : deux portiques irréguliers en élévation, désignés par portiques irréguliers N°1 et N°2 et un troisième, régulier, pris comme portique de référence (figure 2.1). Les trois structures sont supposées encastrées à leurs bases.

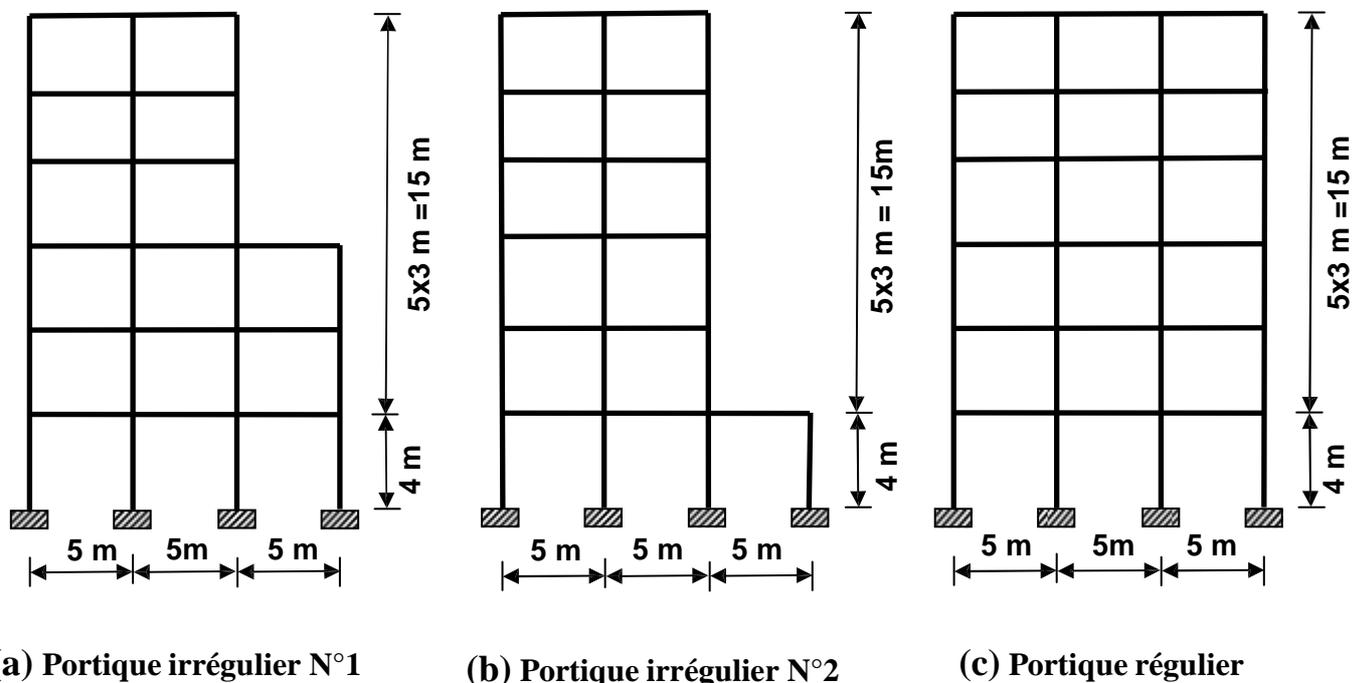


Figure 2.1 : Portiques irréguliers N°1 et N°2 et régulier étudiés.

Les trois portiques étudiés font partie de 3 bâtiments de 5 étages à usage d'habitation, à plancher en corps creux de type (16+4), et présentant une même vue en plan (figure 2.2). Cette vue en plan comporte cinq travées de 4 m dans la direction longitudinale (direction X-X, figure 2.2) et trois travées de 5 m dans la direction transversale (direction Y-Y, figure 2.2).

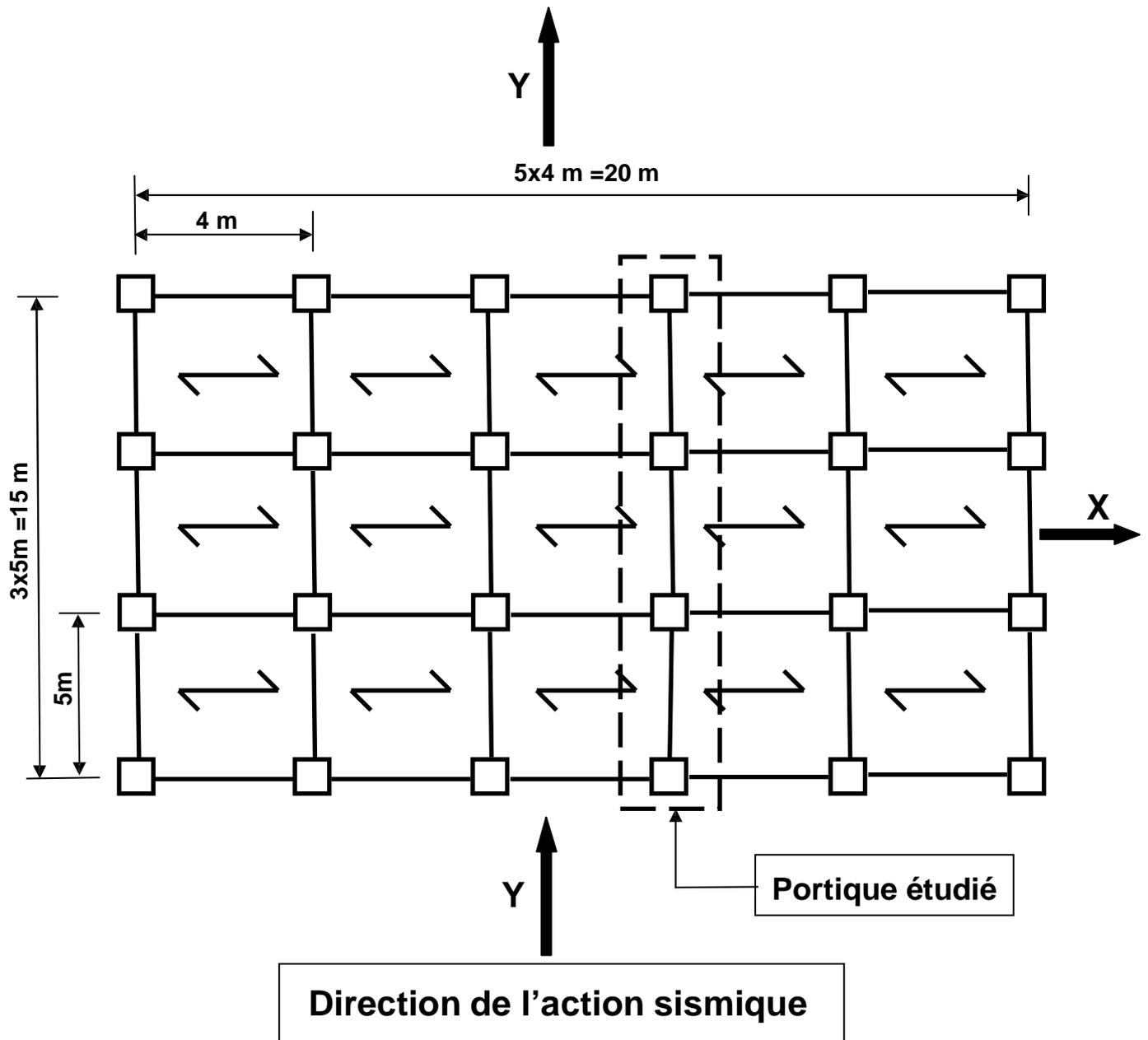


Figure 2.2 : Vue en plan des bâtiments comportant les 3 portiques étudiés.

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

2.1.2 Dimensionnement des portiques étudiés

2.1.2.1 Prédimensionnement des sections de béton des poutres et des poteaux

2.1.2.1.1 Les poutres

Les poutres des portiques étudiés sont celles porteuses des trois bâtiments dont font partie les 3 portiques étudiés. Elles sont prédimensionnées selon les formules suivantes :

La hauteur h de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad (2.1)$$

où : L = Longueur de la poutre

La largeur b de la poutre est donnée comme suit :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \quad (2.2)$$

Nota : Les poutres secondaires de direction perpendiculaire aux portiques étudiés sont aussi prédimensionnées par les mêmes relations (2.1) et (2.2); elles contribueront au calcul des masses "sismiques" des trois bâtiments.

2.1.2.1.2 Les poteaux

Les poteaux sont prédimensionnés en vérifiant la condition ci-après où leur section de béton, B_c , est déterminée comme suit :

- à l'**Etat limite ultime de résistance**, le règlement RPA 99/ version 2003 [21], §7.4.3.1, 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, ν), est limité par la condition

suivante :

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

où : B_c = Section de béton du poteau ;

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

Autrement dit, la section de béton, B_c , du poteau doit satisfaire la condition :

$$B_c \geq N_d / (0.30 \cdot f_{c28}) \quad (2.3)$$

Ainsi, **au stade de prédimensionnement de la section de béton (B_c) des poteaux**, N_d doit être **au**

moins égal à l'effort normal dans le poteau le plus chargé sous les charges gravitaires (permanentes (G) et d'exploitation (Q)) pondérées et combinées, $1.35 G + 1.5 Q$, obtenu par descente de ces charges.

2.1.2.1.3 Prédimensionnement vérifiant le critère de rotules plastiques dans les poutres et pas dans les poteaux

Après un prédimensionnement des sections de béton des poutres et des poteaux des trois portiques selon les relations (2.1), (2.2) et (2.3) d'une part, et après un calcul de leurs ferrailages d'autre part, nous avons constaté que l'article 7.6.2 du RPA99/ version 2003 [21] relatif au dimensionnement d'un nœud poutre – poteau vis-à-vis du moment fléchissant, article qui se traduit par les relations (2.4) et (2.5) suivantes, n'était pas satisfait. Ce critère conditionne la formation de rotules plastiques plutôt dans les poutres que dans les poteaux, concept "*poteaux forts – poutres faibles*".

$$\frac{|M_n|}{|M_s|} \leq 1.25 \left(\frac{|M_e|}{|M_w|} \right) \quad (2.4)$$

$$\frac{|M_n|}{|M_s|} \leq 1.25 \left(\frac{|M_e|}{|M_w|} \right) \quad (2.5)$$

La figure 2.3 illustre les différents moments résistants définis dans les relations (2.4) et (2.5) [21].

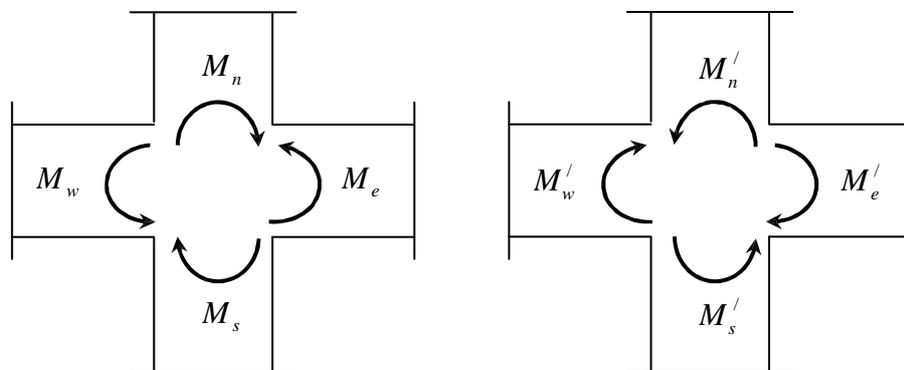
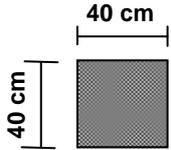
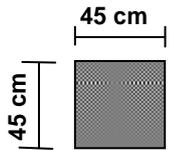


Figure 2.3 : Dimensionnement d'un nœud poutre – poteau [21].

Les deux inéquations (2.4) et (2.5) tendent à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

Pour que ces deux inéquations soient vérifiées, nous avons adopté les sections de béton des poutres et des poteaux présentées à la figure 2.4 pour les trois portiques étudiés.

(a) Portiques irréguliers N°1 et N°2	
Poutres	Poteaux
 <p>Pour tous les niveaux</p>	 <p>Pour tous les étages</p>

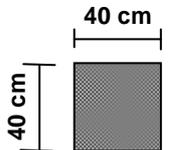
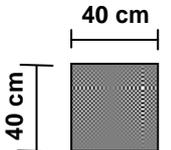
(b) Portique régulier	
Poutres	Poteaux
 <p>Pour tous les niveaux</p>	 <p>Pour tous les étages</p>

Figure 2.4 : Dimensions des sections de béton des poutres et des poteaux des 3 portiques étudiés.

2.1.2.2 Charges appliquées

2.1.2.2.1 Charges gravitaires

Les 3 bâtiments considérés sont à usage d'habitation à planchers en corps creux de type (16+4) ; les charges gravitaires sont évaluées comme suit :

Les charges permanentes (G) du plancher courant sont évaluées à 5.1 kN/m^2 et celles du plancher terrasse à 5.8 kN/m^2 .

Les charges d'exploitation (Q) du plancher courant sont de 1.5 kN/m^2 , celles du plancher terrasse de 1 kN/m^2 .

2.1.2.2.2 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 2.5 .

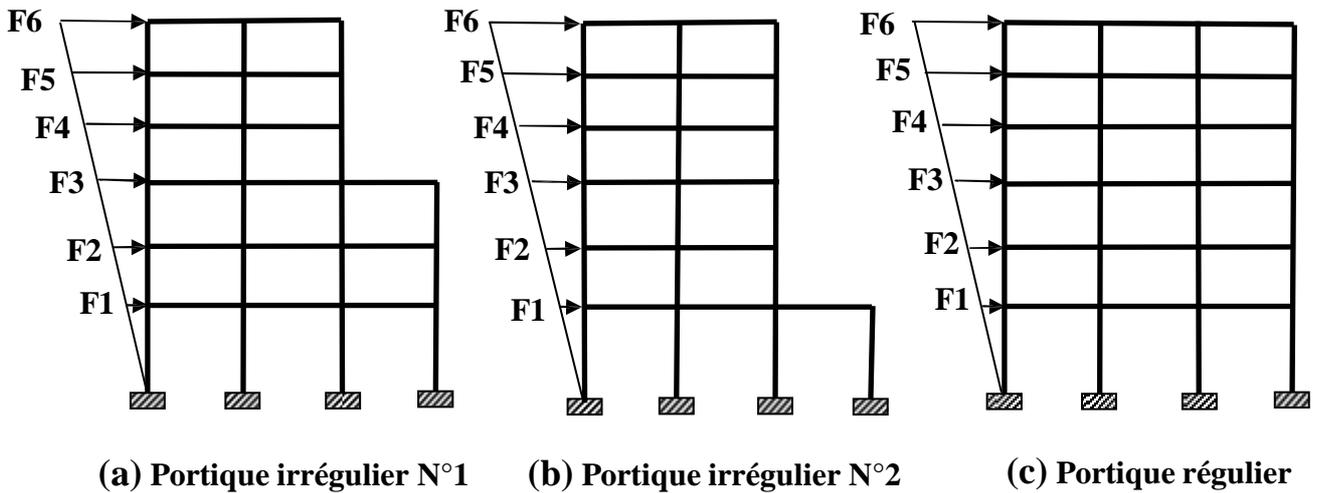


Figure 2.5 : Illustration schématique des forces sismiques appliquées aux différents niveaux des 3 portiques étudiés.

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 du logiciel SAP2000 [23] et en utilisant comme action sismique le spectre de réponse de calcul défini dans le RPA99/ version 2003 [21].

Les trois bâtiments sont supposés être localisés dans une zone de forte sismicité, à savoir la zone III selon le code parasismique algérien RPA99/ version 2003.

a) Action sismique

L'action sismique est représentée par le spectre de réponse de calcul donné par le RPA99/version 2003, qui est un spectre de réponse en accélération :

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

avec :

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

A : Coefficient d'accélération de zone.

Dans notre cas, les 3 bâtiments considérés sont supposés être localisés en zone sismique III et sont de groupe d'usage 2 : $A = 0.25$

: Facteur de correction d'amortissement pour un taux d'amortissement différent de 5 %.

est donné par la formule suivante :

$$\sqrt{\frac{7}{2}} \quad 0.7$$

où est le pourcentage d'amortissement critique.

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

$$\sqrt{\frac{7}{7 \cdot 2}} \quad 0.88$$

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 :

$$Q = 1 \sum_1^6 P_q$$

où P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité "q" est satisfait ou non.

Dans notre cas, on considère que les contrôles de la qualité des matériaux et celle de l'exécution ne sont pas satisfaits, ce qui nous donne : $Q = 1.30$

T₁ et **T₂** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site d'implantation de l'ouvrage.

Dans notre cas, le site est de type S₃ (sol meuble), d'où : $T_1 = 0.15 \text{ s}$ et $T_2 = 0.50 \text{ s}$

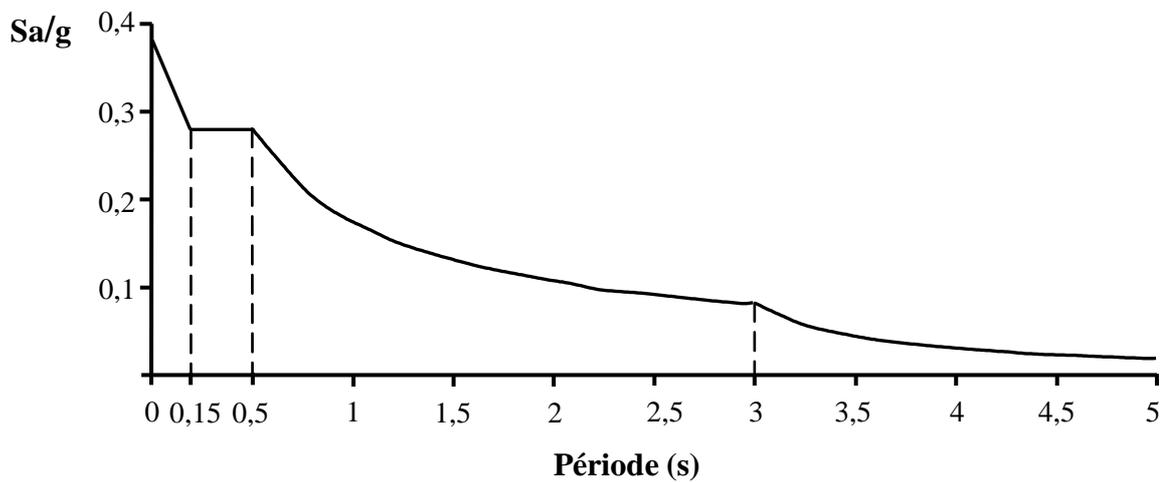


Figure 2.6 : Spectre de réponse de calcul [21].

b) Masses "sismiques" concentrées des bâtiments considérés

La masse "sismique" concentrée par niveau du bâtiment est calculée comme suit [21] :

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) ;

β = 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 4.5).

Les masses "sismiques" concentrées aux différents niveaux des trois bâtiments considérés sont données au tableau 2.1 .

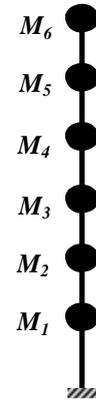
Masses "sismiques" des modèles "brochette" associés aux bâtiments étudiés.				Modèle " brochette" associé aux trois bâtiments étudiés
Masses, M_i (tonnes)	Portique irrégulier N°1	Portique irrégulier N°2	Portique régulier	
M_6 (t)	187	187	272	
M_5 (t)	216	216	292	
M_4 (t)	216	216	292	
M_3 (t)	299	216	292	
M_2 (t)	307	216	292	
M_1 (t)	313	301	300	

Tableau 2.1 : Masses "sismiques" des modèles " brochette" associés aux trois bâtiments considérés.

c) Périodes propres et modes propres de vibration des bâtiments

Les propriétés modales des bâtiments considérés sont données dans les tableaux 2.2, 2.3 et 2.4.

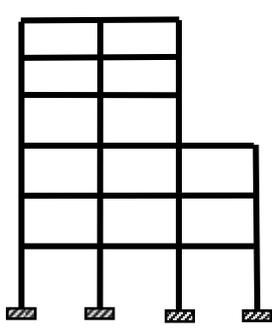
Propriétés modales du bâtiment irrégulier N°1 dans sa direction transversale, y-y			
Mode propre de vibration	Période propre de vibration T (s)	Pourcentage de masse modale participante α	
Mode 1 de translation	0.68	85.5 %	
Mode 2 de translation	0.24	10.4 %	
		$\sum \alpha = 95.9 \%$	

Tableau 2.2 : Propriétés modales du bâtiment irrégulier N°1.

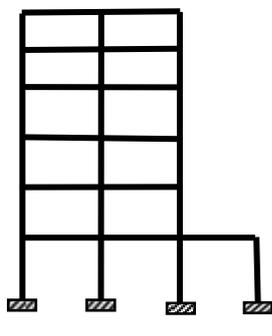
Propriétés modales du bâtiment irrégulier N2			
dans sa direction transversale, y-y			
<i>Mode propre de vibration</i>	<i>Période propre de vibration T(s)</i>	<i>Pourcentage de masse modale participante</i> α	
Mode 1 de translation	0.71	82.3 %	
Mode 2 de translation	0.23	12.7 %	
		$\sum \alpha = 95.0 \%$	

Tableau 2.3 : Propriétés modales du bâtiment irrégulier N°2.

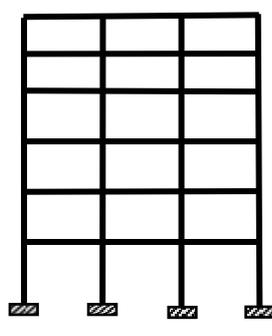
Propriétés modales du bâtiment régulier			
dans sa direction transversale, y-y			
<i>Mode propre de vibration</i>	<i>Période propre de vibration T(s)</i>	<i>Pourcentage de masse modale participante</i> α	
Mode 1 de translation	0.87	90 %	
Mode 2 de translation	0.28	8 %	
		$\sum \alpha = 98 \%$	

Tableau 2.4 : Propriétés modales du bâtiment régulier.

2.1.2.3 Ferrailage des portiques

2.1.2.3.1 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, à savoir le code de calcul en béton armé aux états limites BAEL91 [22] et le règlement parasismique algérien RPA99/version 2003 [21].

Les caractéristiques mécaniques des matériaux béton et acier utilisées sont :

- pour le béton : la contrainte caractéristique à la compression du béton à 28 jours est $f_{c28} = 25$ MPa.

- pour l'acier : les aciers longitudinaux et transversaux utilisés sont de nuance FeE500 de contrainte limite élastique $f_y = 500$ MPa.

2.1.2.3.2 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 **BAEL91** : $1.35 G + 1.5 Q$ à l'état limite ultime (ELU)
 $G + Q$ à l'état limite de service (ELS)

avec G : Charges permanentes et Q : Charges d'exploitation

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

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.

2.1.2.3.3 Ferrailage des poteaux

a) armatures longitudinales

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

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

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

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.

2.1.2.3.4 Sections de béton et d'acier des poutres et des poteaux

Les dimensions des sections de béton des poutres et des poteaux ainsi que leurs ferrailages sont présentés aux figures 2.7, 2.8 et 2.9 pour les 3 portiques, irréguliers N°1 et N°2 et régulier, respectivement.

On précise que :

Les sections d'acier des poutres présentées aux figures 2.7, 2.8 et 2.9 représentent le ferrailage des sections d'extrémité de ces éléments structuraux pour les 3 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 ($G + Q + E$ et $0.8 G + E$). Etant donné que ces sections d'extrémité sont les plus sollicitées, elles constituent les zones de formation de rotules plastiques.

Les dimensions des sections de béton des poutres et des poteaux et leurs ferrailages présentés aux figures 2.7, 2.8 et 2.9 satisfont l'article 7.6.2 du RPA99/version 2003 [21], qui stipule que les rotules plastiques doivent se former dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

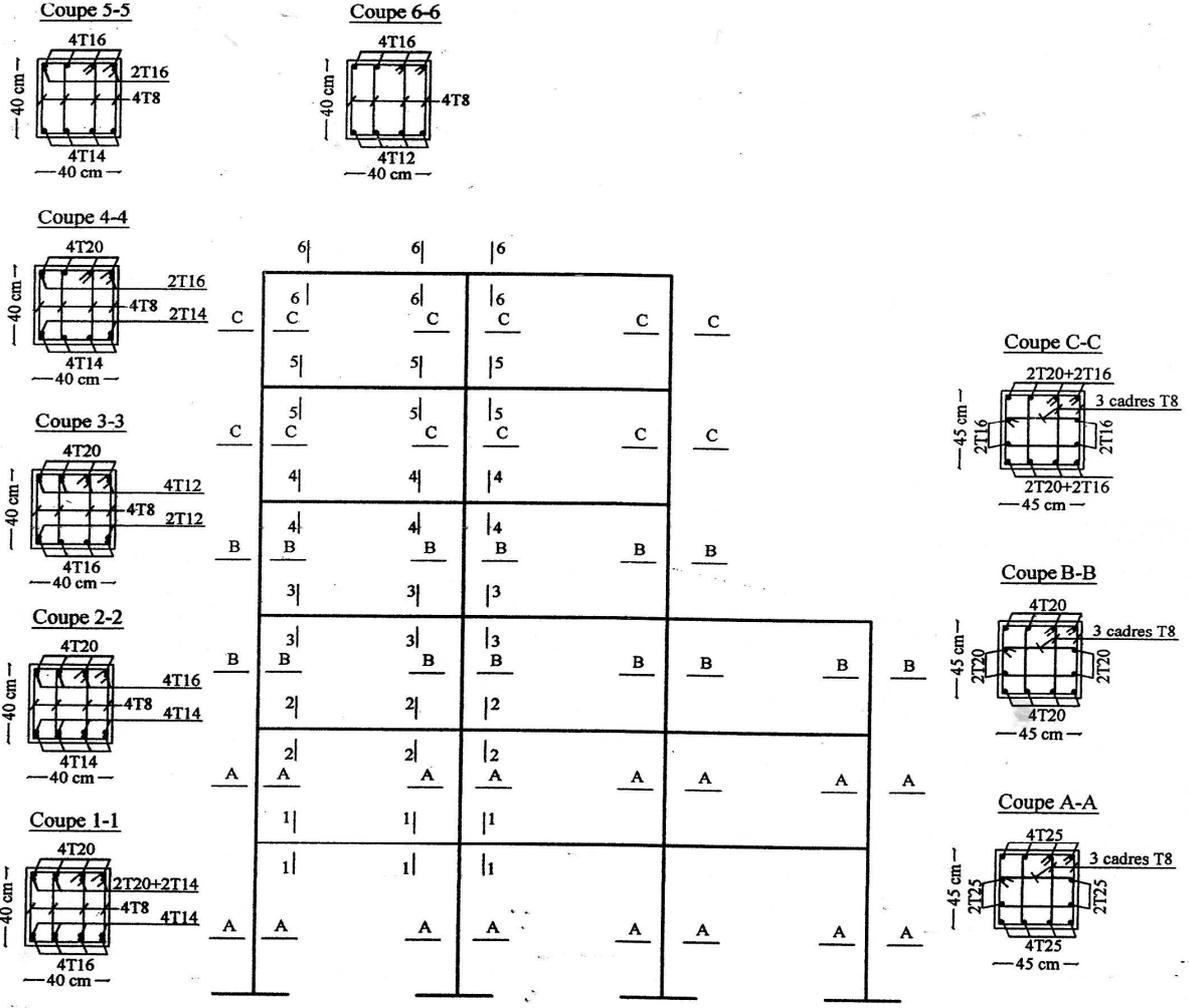


Figure 2.7 : Ferrailage des poutres et poteaux du portique irrégulier N°1

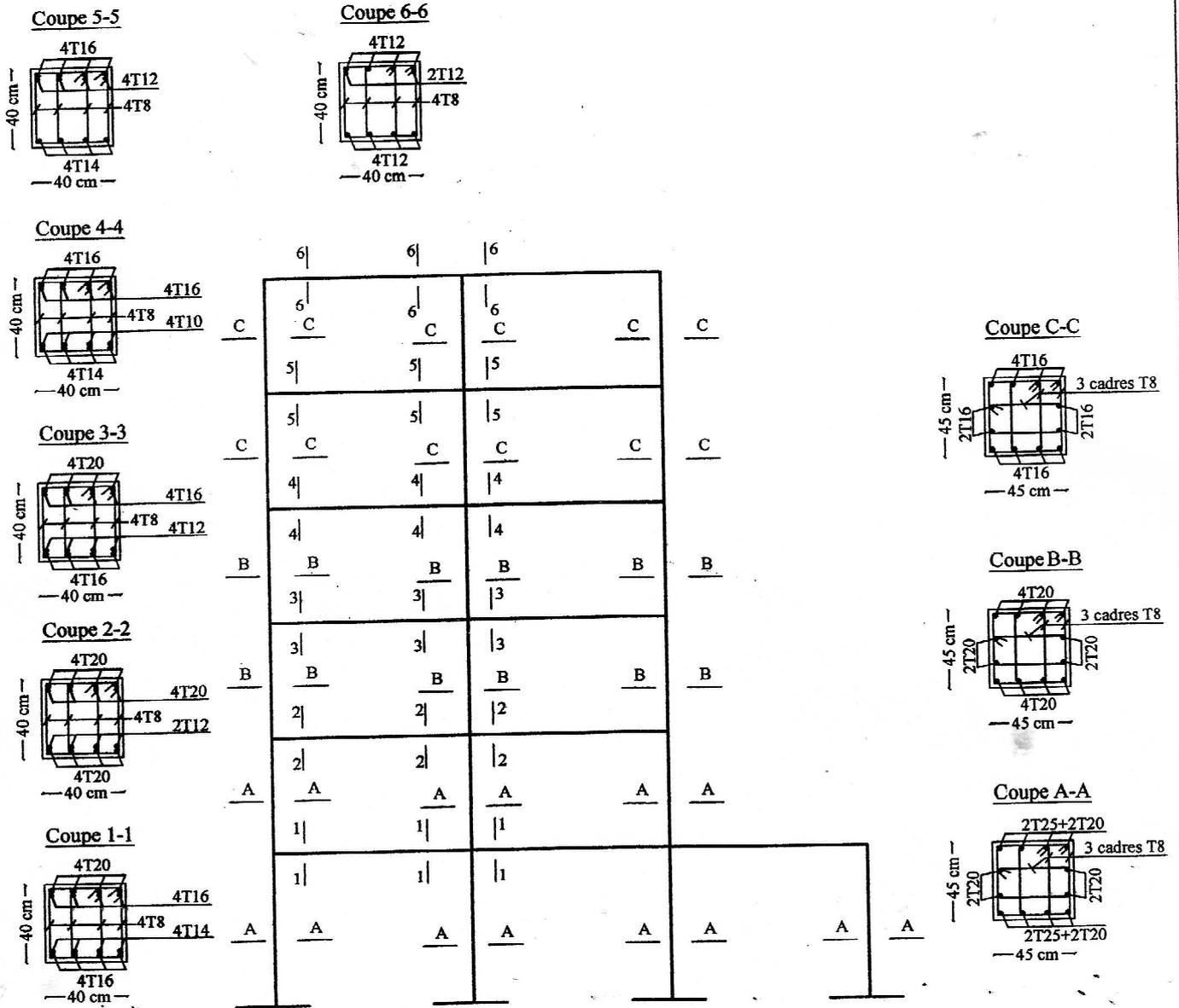


Figure 2.8 : Ferrailage des poutres et poteaux du portique irrégulier N°2

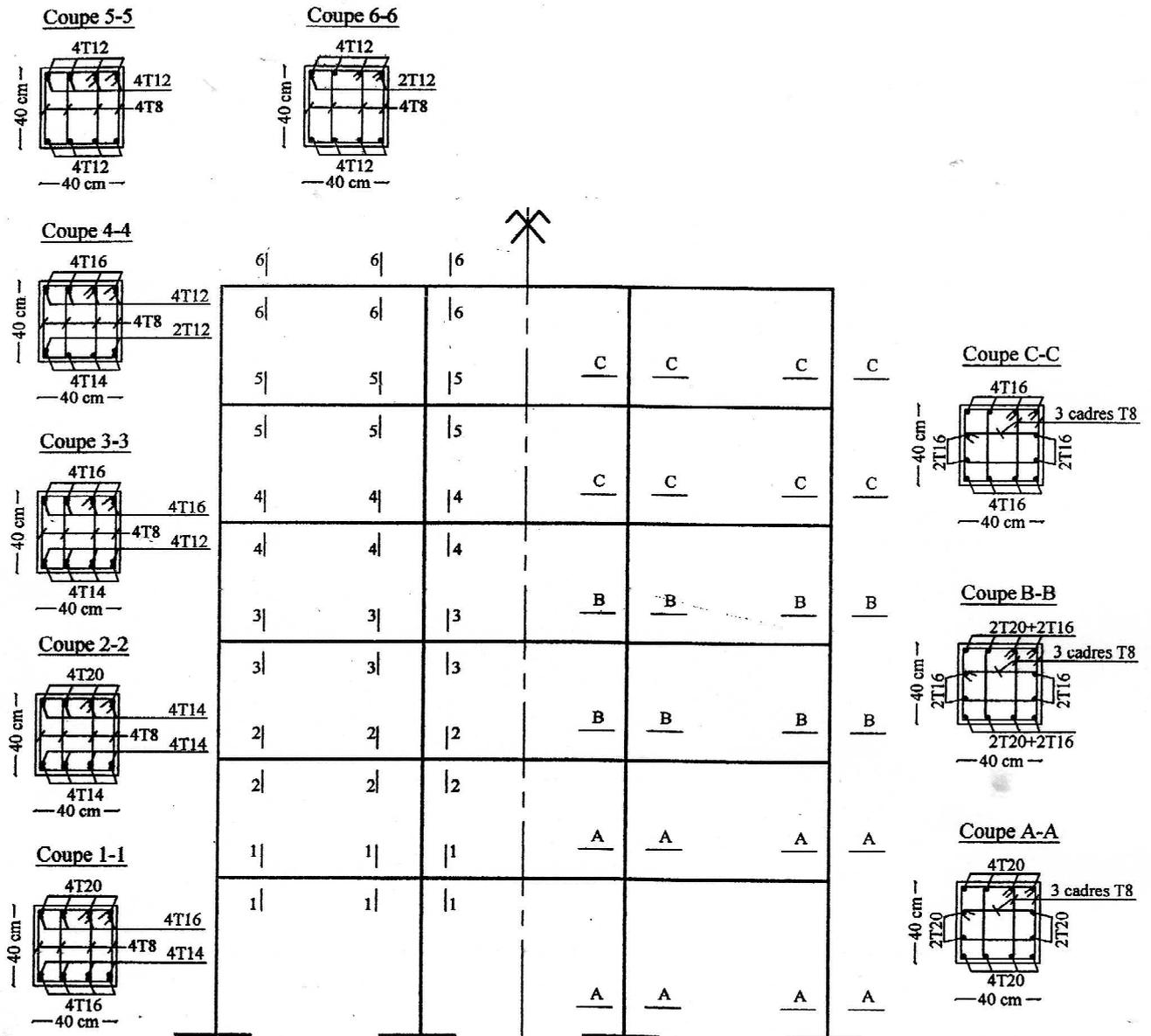


Figure 2.9 : Ferrailage des poutres et poteaux du portique régulier

2.2 Matériau de remplissage en maçonnerie

2.2.1 Description

Le matériau de remplissage considéré est la brique creuse de terre cuite, couramment utilisée en Algérie (figure 2.10).

Ce matériau de remplissage (maçonnerie) est fait d'argile ou d'une matière argileuse, avec ajout ou non de sable, de combustible ou autre adjuvant, porté à une température suffisamment élevée pour former une liaison céramique.

La brique considérée est de dimensions $(15 \times 20 \times 30)$ cm³ (figure 2.10). L'épaisseur des murs de remplissage en maçonnerie est prise égale à 20 cm, qui est la largeur de la brique creuse présentée ici.

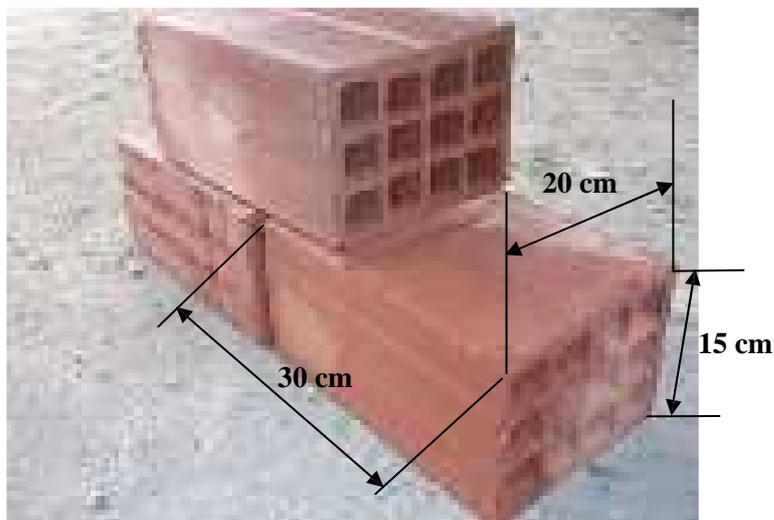


Figure 2.10 : Brique creuse de terre cuite considérée.

2.2.2 Caractéristiques de la maçonnerie considérée

Le tableau 2.5 suivant donne les caractéristiques de la maçonnerie considérée [24].

Brique creuse de terre cuite	
Propriété	Valeur
Masse volumique	1000 à 1600 Kg/m ³
Module d'élasticité	3550 MPa
Résistance caractéristique à la compression	10 MPa

Tableau 2.5 : Caractéristiques de la maçonnerie considérée.

Chapitre 3 : ANALYSE PUSHOVER

3.1 Introduction

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

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

- déterminer les mécanismes plastiques attendus et évaluer les dommages en déterminant la formation 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 la relation entre l'effort tranchant à la base de cette dernière et le déplacement de contrôle, qui, en général, pour un bâtiment, est choisi comme étant le déplacement en tête de ce dernier (figure 3.1).

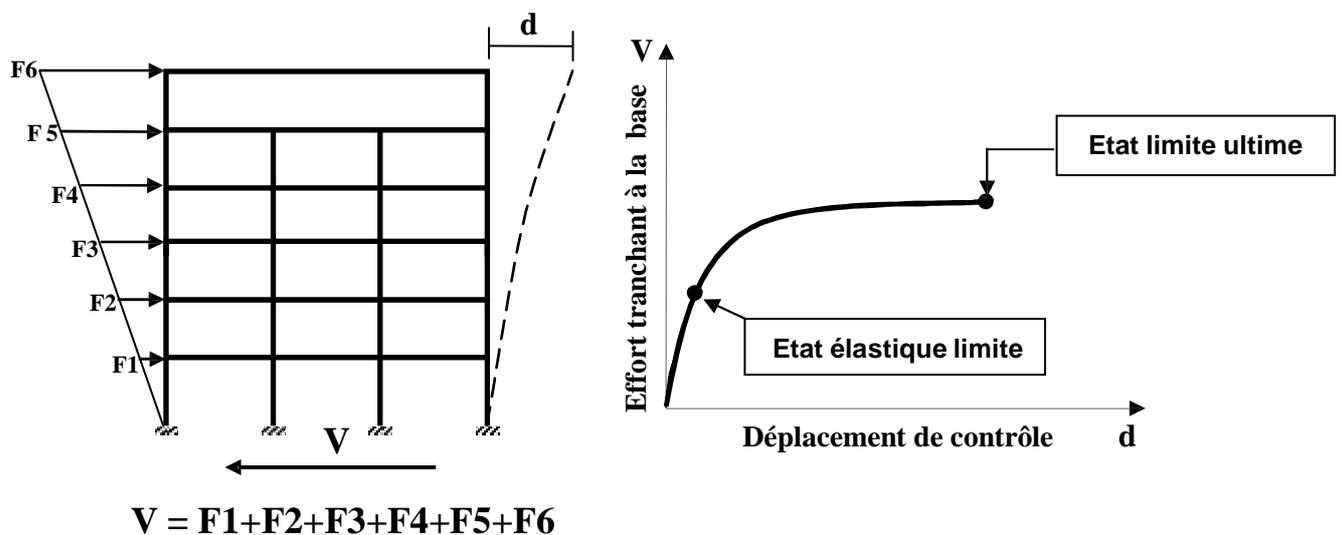


Figure 3.1 : Courbe de capacité de la structure.

Deux types de contrôle sont disponibles pour l'analyse. Le choix dépend de la nature physique des charges appliquées et du comportement attendu de la structure.

Analyse à force contrôlée : Ce type de contrôle est employé lorsque les charges sont connues, et quand la structure est supposée pouvoir supporter les 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 ou diminuée 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 quand l'amplitude des charges n'est pas connue à l'avance. Ce type de contrôle est 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.

3.2 Distribution verticale des charges sismiques horizontales

Les charges sismiques horizontales doivent être appliquées dans un profil qui représente, approximativement, la distribution verticale des forces d'inertie pendant un événement sismique. On peut comprendre alors qu'à cause du changement de la rigidité de la structure et de l'influence des différents modes de vibration pendant un séisme, la distribution des forces horizontales ne peut pas être clairement définie.

Dans notre cas, les structures étudiées ont une configuration structurale simple. Leurs réponses dynamiques sont essentiellement influencées par le 1^{er} mode de vibration, qui est un mode de translation dans notre cas, voir tableaux 2.2 , 2.3 et 2.4 du chapitre 2.

Ainsi, la distribution des forces horizontales utilisée dans notre étude est celle correspondant au 1^{er} mode (de vibration) de translation élastique de la structure, qui correspond à une distribution triangulaire de forces.

3.3 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*, qui caractérise 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.

Chapitre 4 : MODÉLISATION DES STRUCTURES EN PORTIQUE EN BÉTON ARMÉ AVEC MURS DE REMPLISSAGE EN MAÇONNERIE

4.1 Introduction

Dans ce chapitre, on effectue la modélisation des portiques étudiés, dimensionnés au chapitre 2, ainsi que les murs de remplissage en maçonnerie. Cette modélisation tient compte du comportement non-linéaire à la fois des poutres et poteaux du portique nu en béton armé et des murs de remplissage en maçonnerie.

4.2 Modélisation du portique nu en béton armé

Les poutres et poteaux du portique en béton armé sont caractérisés par des lois de comportement nonlinéaires 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 de béton armé 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 [26] et ACI 318-95 [30].

4.2.1 Loi Force – Déplacement généralisé associée aux poutres et poteaux du portique nu

La figure 4.1 montre la courbe non-linéaire typique idéalisée utilisée pour définir les paramètres de modélisation des poutres et poteaux du portique et les critères d'acceptation liés aux niveaux de performance de la structure [26].

La courbe est composée d'une réponse linéaire entre les points A et B. La pente entre les points B et C est, en général, prise égale à un faible pourcentage de la pente élastique (pente du segment AB). Ce pourcentage prend une valeur variant entre 0 et 10% [26] ; dans notre cas, il est pris égal à 5%. Le point C a une ordonnée représentant la résistance ultime de l'élément 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 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 4.1 montre également les déformations **a** et **b** en relation avec la courbe non linéaire idéalisée, qui sont jugées acceptables pour les différents niveaux de performance de la structure, désignés par les paramètres *IO* , *LS* et *CP* qui seront définis ci-après.

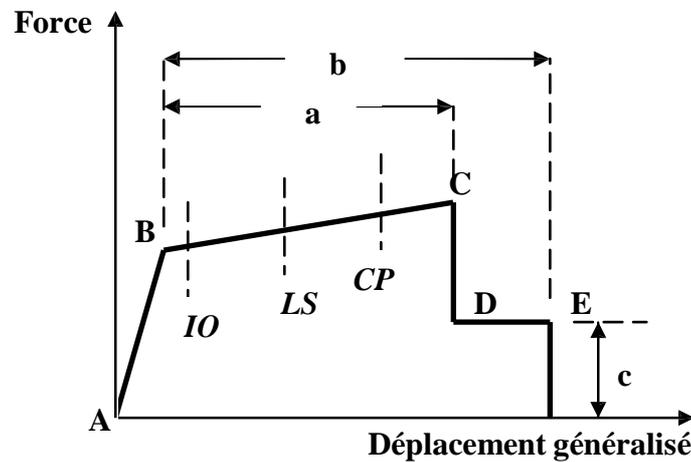


Figure 4.1 : Loi Force – Déplacement non-linéaire idéalisée pour les poutres et poteaux du portique [26].

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 dépasser leur limite élastique. Par conséquent, la structure va subir des dommages sous forme de 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 ce travail, trois points présentant trois niveaux de dommages de la structure (appelés niveaux de performance) sont définis sur la courbe *force-déplacement* de la figure 4.1 :

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, et il peut y avoir une perte significative de sa raideur.

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

4.2.1.1 Loi *Moment – Rotation* associée aux poutres

4.2.1.1.1 Plastification par flexion : Rotule plastique

La figure 4.2 présente le diagramme *moment – rotation* associé à la plastification par flexion pour les poutres [26].

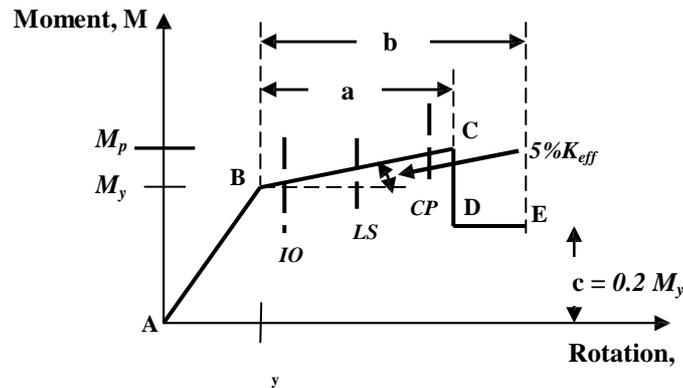


Figure 4.2 : Diagramme *moment – rotation* associé à la plastification des poutres par flexion [26].

Les différents paramètres présentés à la figure 4.2 sont définis comme suit :

K_{eff} : rigidité initiale à la flexion de la section de béton de la poutre. Elle est donnée par la relation suivante [26] :

$$K_{eff} = 0.5 E_c I_g \quad (4.1)$$

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

E_c : Module d'élasticité du béton, pris égal à 32164 MPa dans notre cas.

M_y : moment élastique limite de la section de béton armé de la poutre, donné par la relation suivante [30] :

$$M_y = 0.5 f_c B k d \left(\frac{k d}{3} + d \right) f_y B d (d - d') \quad (4.2)$$

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

et ρ' sont respectivement le pourcentage des armatures longitudinales tendues et comprimés.

k est le facteur de la hauteur de l'axe neutre correspondant à l'état élastique limite, donné par la formule suivante [30] :

$$k = K \sqrt{\frac{E_s}{E_c} \rho' \left(1 - \rho' \frac{E_s}{E_c} \right) + 2 \left(\frac{d'}{d} \right)^2} \quad (4.3)$$

dans laquelle $\rho' = \frac{E_s}{E_c} \rho$ où E_c et E_s sont respectivement les modules d'élasticité du béton et de l'acier, avec $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$.

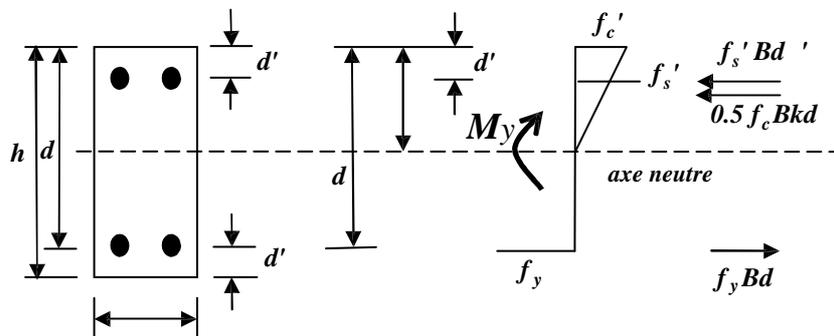


Figure 4.3 : Section doublement armée à son état élastique limite.

θ_y : rotation élastique limite de la section de béton armé de la poutre. Elle est calculée sur la base d'une hypothèse utilisée par Saidi et Sozen [31]. 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. θ_y est donnée par la relation suivante :

$$\theta_y = \frac{M_y}{E_c I_g} \cdot \frac{L}{6} \quad (4.4)$$

avec L : 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 4.2.

$$M_p = M_y - 5\% K_{eff} a \quad (4.5)$$

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 (figure 4.2) :

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 4.2.1.

Les paramètres a , b et c ainsi que les critères d'acceptation IO , LS et CP sont donnés par le code FEMA 273 [26].

4.2.1.1.2 Plastification par cisaillement

La figure 4.4 présente le diagramme *effort tranchant – rotation* associé à la plastification par cisaillement pour les poutres [26].

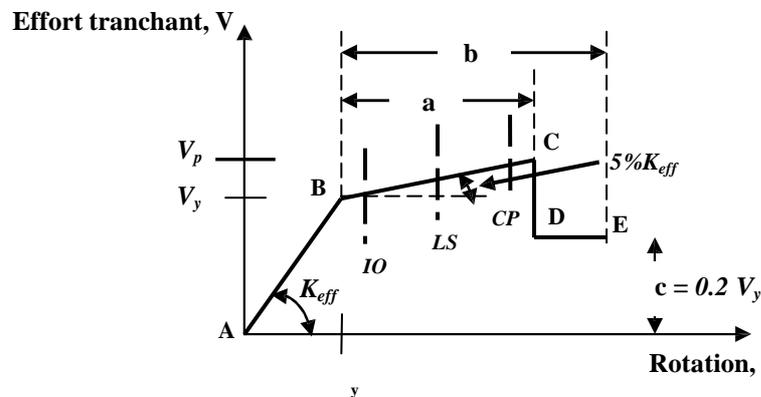


Figure 4.4 : Diagramme *effort tranchant – rotation* associé à la plastification des poutres par cisaillement [26].

Les différents paramètres présentés à la figure 4.4 sont définis comme suit :

K_{eff} : rigidité initiale au cisaillement de la section de béton de la poutre. Elle est donnée par la relation suivante [26] :

$$K_{eff} = 0.4 E_c A_w \quad (4.6)$$

avec A_w : Aire de la section de béton de la poutre.

$0.4 E_c$: 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, donné par la

$$V_y = \frac{A_t f_y d}{S_t} = \frac{\sqrt{f_c} B d}{6} \quad (4.7)$$

θ_y : rotation élastique limite de la section de béton armé de la poutre :

$$\theta_y = \frac{V_y}{K_{eff}} \quad (4.8)$$

V_p : effort tranchant plastique (résistance au cisaillement) de la section de béton armé. Il est calculé par la relation suivante, en référence à la figure 4.4.

$$V_p = V_y + 5\% K_{eff} a \quad (4.9)$$

avec a 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 (figure 4.4) :

Les paramètres a , 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 [26].

4.2.1.2 Loi Moment – Rotation associée aux poteaux

4.2.1.2.1 Plastification par flexion : Rotule plastique

Le diagramme moment – rotation associé à la plastification par flexion pour les poteaux est présenté à la figure 4.5 [26].

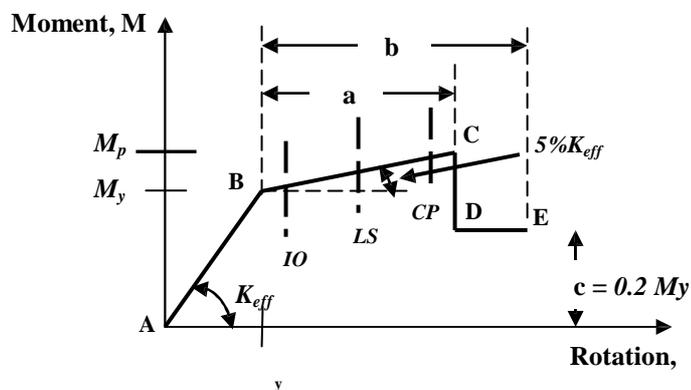


Figure 4.5 : Diagramme moment – rotation associé à la plastification des poteaux par flexion [26].

où :

K_{eff} : rigidité initiale à la flexion de la section de béton du poteau. Elle est donnée par la relation suivante [26] :

$$K_{eff} = 0.7 E_c I_g \quad (4.10)$$

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

E_c : Module d'élasticité du béton, pris égal à 32164 MPa dans notre cas.

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 SAP2000 [23] en tenant compte de l'interaction *moment de flexion (M) – effort normal (N)*.

θ_y : rotation élastique limite de la section de béton armé du poteau. Elle est calculée comme dans le cas des poutres (Cf. relation 4.4).

$$\theta_y = \frac{M_y}{E_c I_g} \cdot \frac{L}{6} \quad ; \quad L : \text{Longueur du poteau.}$$

M_p : moment plastique de la section de béton armé du poteau, donné par la relation suivante, en référence à la figure 4.5.

$$M_p = M_y + 5\% K_{eff} a \quad (4.11)$$

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** (figure 4.5) :

Les paramètres **a**, **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 [26].

4.2.1.2.2 Plastification par cisaillement

La modélisation de la plastification des poteaux par cisaillement est effectuée de la même manière que pour les poutres (Cf. Paragraphe 4.2.1.1.2).

4.3 Modélisation du portique en béton armé avec remplissage en maçonnerie

4.3.1 Loi Force – Déplacement généralisé associée aux poutres et poteaux du portique avec remplissage en maçonnerie

On effectue les mêmes modélisations que celles effectuées précédemment dans le cas du portique nu, sauf que pour les poteaux, en plus des plastifications par flexion et par cisaillement, on considère d'autres plastifications qui tiennent compte de la présence des murs de maçonnerie.

4.3.1.1 Loi Effort normal – Déformation longitudinale associée aux poteaux

4.3.1.1.1 Plastification par compression – traction

Le diagramme *Effort normal – Déformation longitudinale absolue* associé à la plastification par compression – traction pour les poteaux est présenté à la figure 4.6 [26].

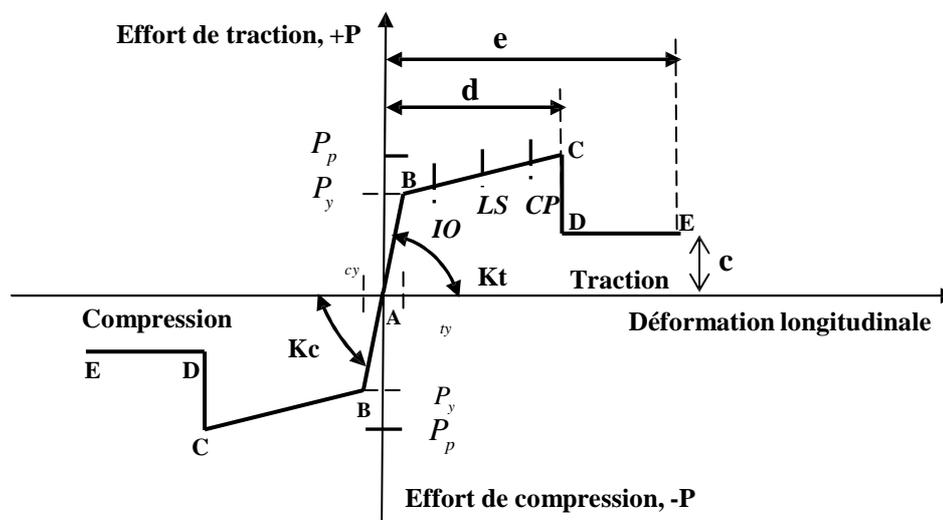


Figure 4.6 : Diagramme *effort normal – déformation longitudinale* associé à la plastification par compression – traction pour les poteaux [26].

où :

K_t : rigidité initiale à la traction du poteau. Elle est donnée par la formule suivante [26] :

$$K_t = E_s A_s \quad (4.12)$$

avec : A_s : section d'armatures longitudinales du poteau.

E_s : Module d'élasticité de l'acier, pris égal à 2×10^5 MPa.

K_c : rigidité initiale de compression du poteau. Elle est donnée par la formule suivante [26] :

$$K_c = E_c A_g \quad (4.13)$$

avec A_g : Aire de la section de béton du poteau.

E_c : Module d'élasticité du béton, pris égal à 32164 MPa.

P_y : traction élastique limite du poteau, donnée par la relation suivante [30] :

$$P_y = A_s f_y \quad (4.14)$$

P_y : compression élastique limite du poteau, donnée par la relation suivante [30] :

$$P_y = 0.85 A_c f_c \quad (4.15)$$

t_y : allongement élastique limite du poteau, il est donné par la relation suivante :

$$t_y = \frac{P_y}{K_t} \quad (4.16)$$

c_y : raccourcissement élastique limite du poteau, il est donné par la formule suivante :

$$c_y = \frac{P_y}{K_c} \quad (4.17)$$

P_p : traction plastique du poteau, donnée par la relation suivante :

$$P_p = P_y + 5\% K_t (d - t_y) \quad (4.18)$$

P_p : compression plastique du poteau, donnée par la relation suivante :

$$P_p = [P_y + 5\% K_c (d - c_y)] \quad (4.19)$$

Paramètres **d**, **e** et **c** et critères d'acceptation **IO**, **LS** et **CP** (figure 4.6):

Les paramètres **d**, **e** et **c** et ainsi que les critères d'acceptation **IO**, **LS** et **CP** sont données par le code FEMA 273 [26] ; ils dépendent de la modélisation du poteau en tant qu'élément tendu ou comprimé et du confinement réalisé par les armatures transversales.

4.4 Modélisation du mur de remplissage en maçonnerie

4.4.1 Modèle de bielle comprimée équivalente

Les prédictions de la résistance d'un cadre rempli en maçonnerie sont assez complexes. La résistance du cadre rempli n'est pas simplement la somme des propriétés du remplissage et celle du cadre.

Stafford-Smith (1963) [32], Mainstone (1971) [15], Klingner et Bertero (1976) [33] ont développé des modèles afin de comprendre et prévoir le comportement dans le plan des cadres remplis en maçonnerie. Leurs tests expérimentaux sur les cadres remplis en maçonnerie soumis à des charges latérales ont abouti à des déformations similaires à celles montrées à la figure 4.7.

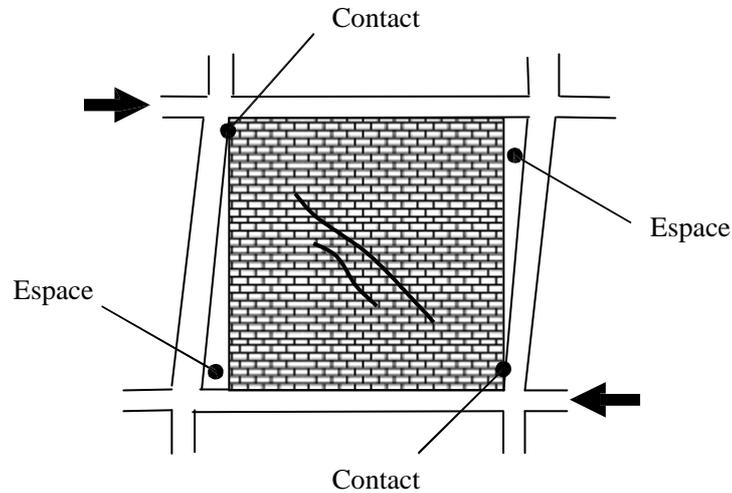


Figure 4.7 : Déformée d'un cadre avec remplissage sous chargement latéral.

Pendant les tests, des fissures diagonales se développent au centre du panneau, et des espacements se forment entre le cadre et le panneau de remplissage le long de la diagonale non chargée, alors qu'un contact complet est observé dans les deux coins de la diagonale chargée. Ce comportement, initialement observé par Polyakov [34], a conduit à une simplification de l'analyse du cadre rempli en remplaçant le remplissage en maçonnerie par une bielle comprimée équivalente en maçonnerie (figure 4.8).

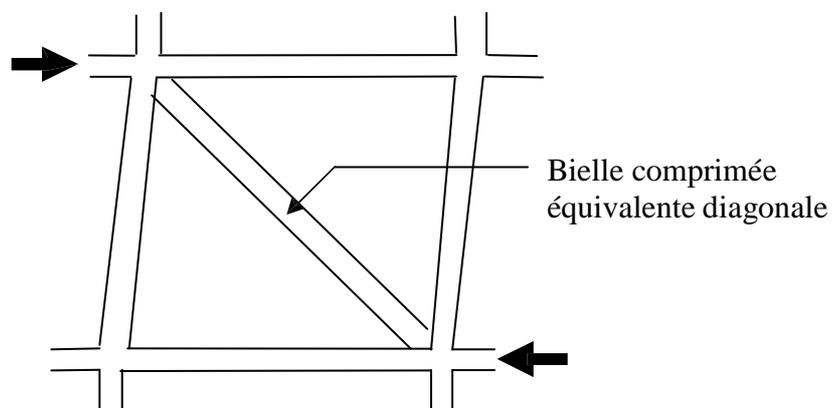


Figure 4.8 : Bielle comprimée équivalente diagonale.

La bielle équivalente de largeur a (figure 4.9), avec une même épaisseur et les mêmes propriétés mécaniques que le panneau réel, est supposée être connectée aux extrémités du cadre.

L'évaluation de la largeur a de la bielle équivalente varie d'un auteur à l'autre. L'approche la plus simple a été présentée par Paulay et Priestley [16], en supposant que la largeur a est constante sur toute la longueur de la diagonale et vaut entre 12.5 % et 25 % de la longueur de la diagonale, sans prendre en compte les propriétés du cadre ou du remplissage.

L'expression définissant la largeur de la bielle équivalente définie par Mainstone [15] dépend de la raideur flexionnelle relative du remplissage et des poteaux constituant le cadre :

$$a = 0.175 D \left(\frac{H}{l} \right)^{0.4} \quad (4.20) \quad \text{avec}$$

$$\left(\frac{E_m t \sin 2\theta}{4 E_c I_{col} h} \right)^{\frac{1}{4}}$$

où :

E_m : module d'élasticité de la maçonnerie.

E_c : module d'élasticité du béton du cadre.

I_{col} : inertie du poteau en béton armé.

t : épaisseur de la maçonnerie.

h, H, D et l sont définis sur la figure 4.9.

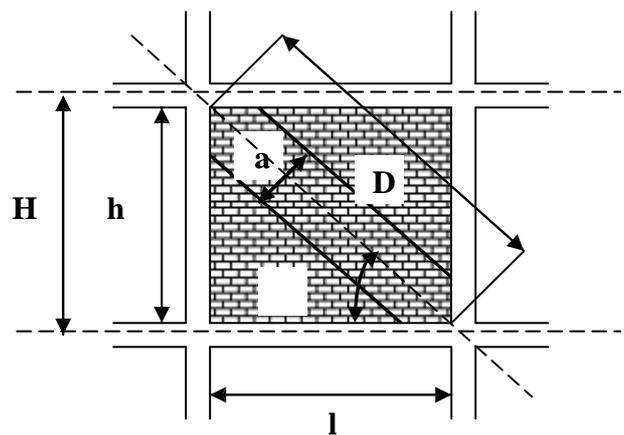


Figure 4.9 : Définition des paramètres caractérisant la bielle comprimée équivalente.

Dans notre cas, l'évaluation de la largeur de la bielle comprimée équivalente est effectuée selon l'approche de Mainstone [15].

4.4.2 Loi de comportement de la maçonnerie

Le comportement de la maçonnerie est en général non-linéaire de type fragile [35]. La figure 4.10 montre une loi *contrainte – déformation*, $(f_m - \epsilon)$, typique pour la maçonnerie. Le comportement est non-linéaire jusqu'à ce que la contrainte ultime de compression, f_m' , soit atteinte. Pour de plus grandes déformations, la contrainte chute presque linéairement jusqu'à une petite fraction, f_{mf} , de la contrainte ultime (de 10 à 20% de f_m' selon les auteurs). Ensuite, la contrainte reste constante pour une augmentation de déformation.

La résistance en traction des remplissages en maçonnerie a été négligée dans nos analyses.

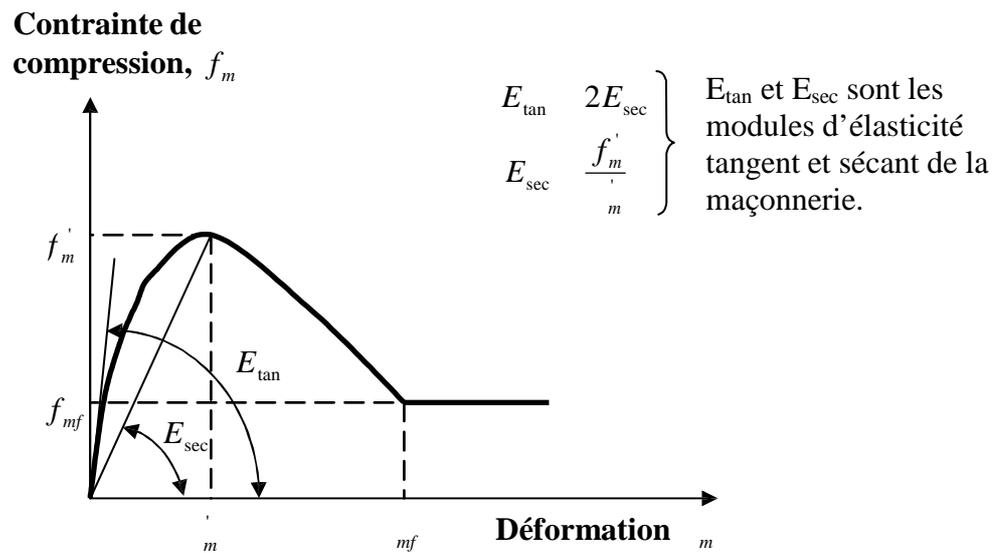


Figure 4.10 : Loi de comportement de la maçonnerie [16].

4.5 Récapitulation

On récapitule à la figure 4.16 les différentes rotules plastiques attribuées aux différents éléments constituant le cadre poutres-poteaux avec remplissage en maçonnerie.

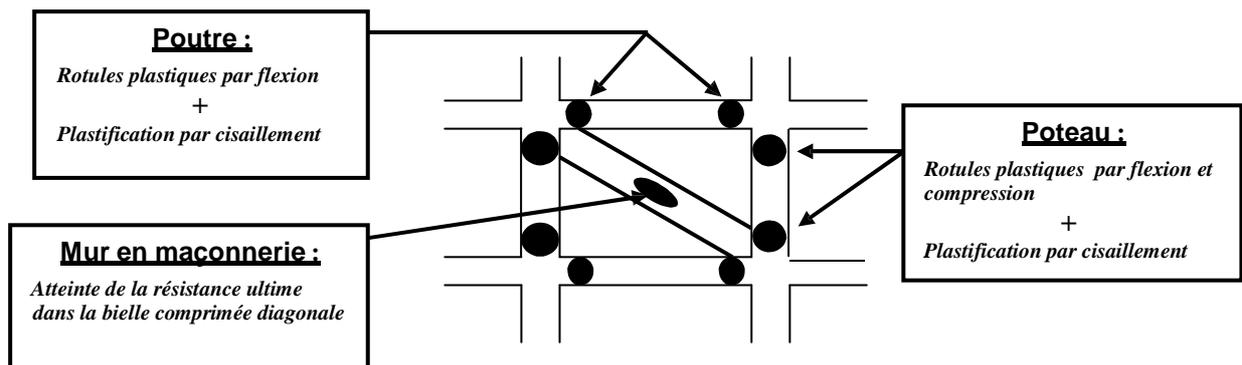


Figure 4.11 : Attribution des rotules plastiques aux différents éléments du cadre poutres-poteaux avec mur de remplissage en maçonnerie.

Chapitre 5 : PRESENTATION ET DISCUSSION DES RESULTATS DE L'ETUDE

5.1 Introduction

Dans ce chapitre, on présente et discute les résultats des analyses pushover effectuées sur les deux portiques irréguliers N°1 et N°2 étudiés, présentés et dimensionnés au chapitre 2.

Les analyses pushover sont effectuées en considérant d'abord les portiques nus (sans murs de remplissage en maçonnerie), puis avec remplissage en maçonnerie sur toutes leurs hauteurs. Pour ces derniers, les murs en maçonnerie sont modélisés par une bielle comprimée équivalente suivant le modèle de Mainstone [15] présenté au chapitre 4.

On présente, tant pour les portiques nus que pour ceux avec murs de remplissage en maçonnerie, d'abord les courbes de capacité des portiques, obtenues par les analyses pushover, donnant, chacune, l'effort tranchant à la base du portique en fonction de son déplacement latéral en tête. Ensuite, on montre et analyse leurs mécanismes de ruine ainsi que leurs déplacements latéraux inter-étages.

Enfin, on effectue une analyse comparative des comportements sismiques des deux portiques irréguliers en comparant leurs réponses sismiques à celle du portique régulier présenté aussi au chapitre 2 et pris comme portique de référence.

5.2 Résultats du portique irrégulier N°1

5.2.1 Portique nu

La figure 5.1 présente le portique irrégulier N°1 nu et sa modélisation.

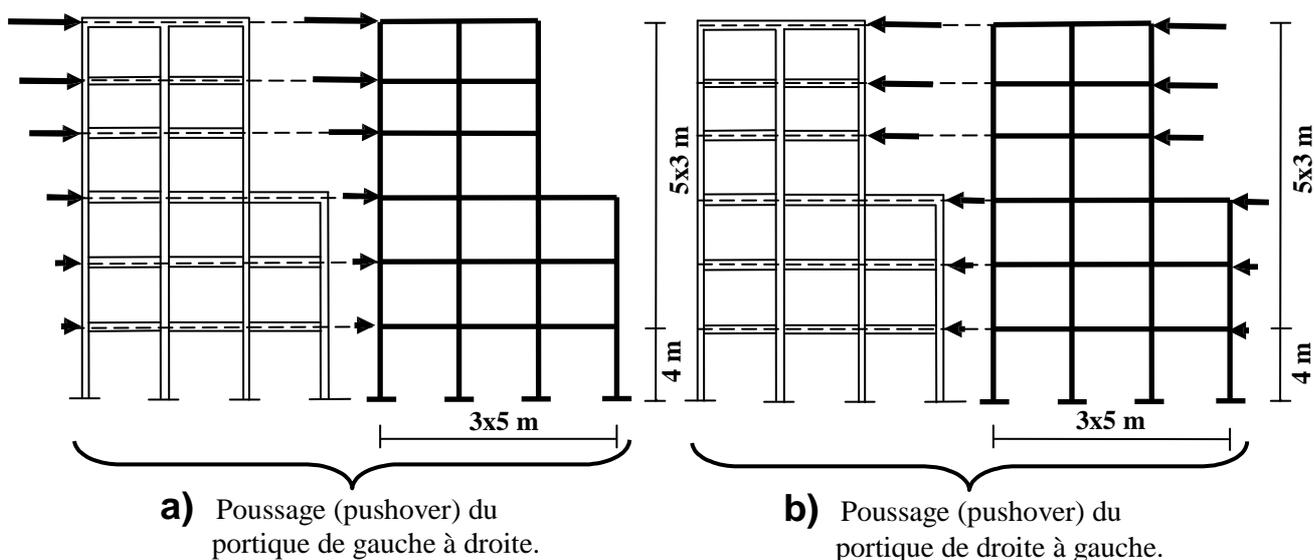


Figure 5.1 : Portique irrégulier N°1 nu et sa modélisation

a) Courbe de capacité du portique

La courbe de capacité (figure 5.2) est caractérisée par :

Un état élastique limite correspondant au point **1** où l'on a une résistance élastique limite $V_y = 528$ kN, un déplacement élastique limite $d_y = 4.3$ cm et une raideur latérale initiale $K_0 = 12279$ kN/m.

Un état limite ultime correspondant au point **2** où l'on a une résistance ultime $V_u = 849$ kN et un déplacement maximum $d_u = 13.6$ cm.

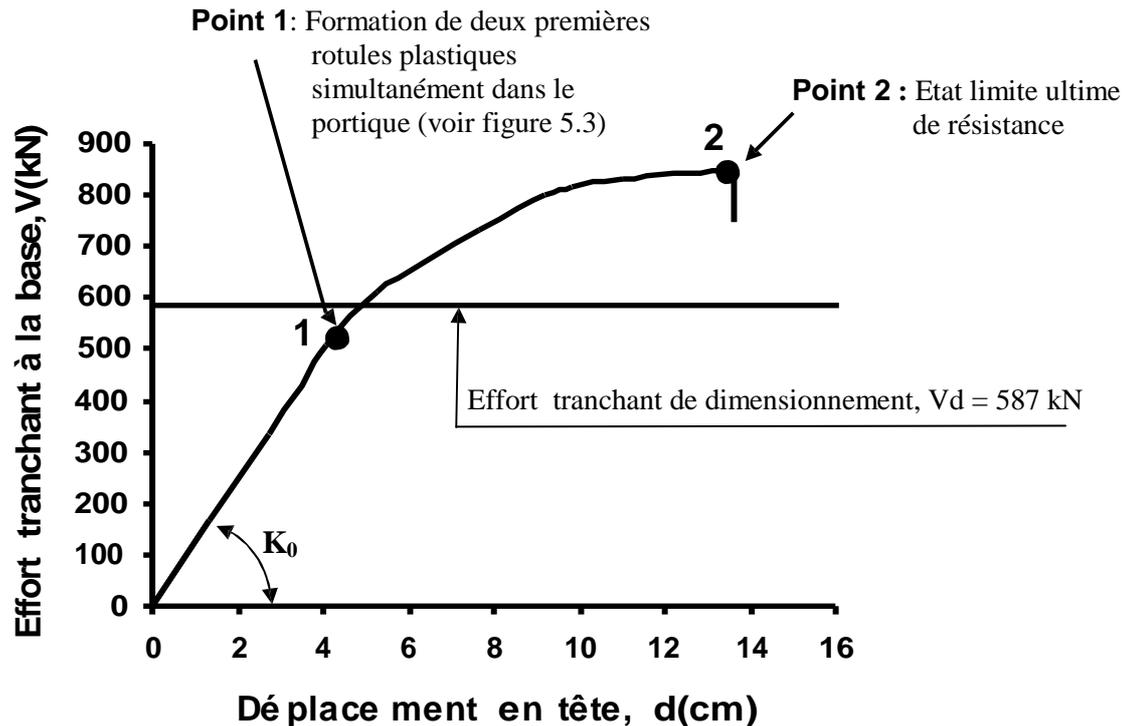


Figure 5.2 : Courbe de capacité du portique irrégulier N°1 nu.

b) Mécanisme de ruine du portique et distribution des rotules plastiques

La figure 5.3 montre le mécanisme de ruine du portique ainsi que les rotules plastiques formées à ce stade. Les rotules plastiques se forment d'abord dans les poutres des différents niveaux, ensuite en pied des poteaux du rez-de-chaussée. Le mécanisme de ruine est un mécanisme plastique global.

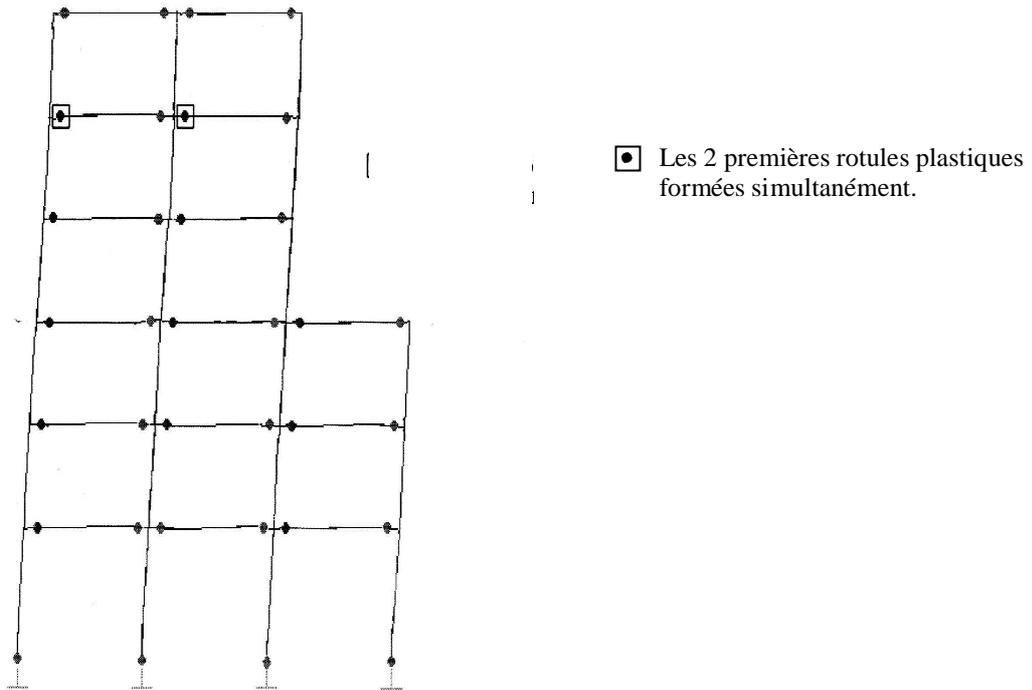


Figure 5.3: Mécanisme de ruine du portique irrégulier N°1 nu et distribution des rotules plastiques.

c) Déplacements latéraux inter-étages du portique

On rappelle que le déplacement latéral inter-étages est obtenu comme le rapport

$$\frac{(\text{déplacement du niveau } i - \text{déplacement du niveau } (i-1))}{\text{hauteur de l'étage}} \times 100$$

La figure 5.4 montre une distribution irrégulière des déplacements latéraux inter-étages du portique, avec un déplacement inter-étages plus important pour les 2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème} niveaux.

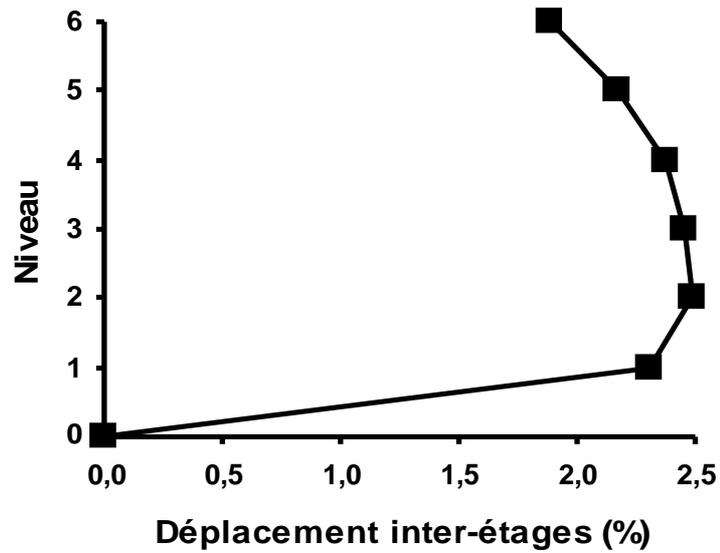


Figure 5.4 : Déplacements latéraux inter-étages du portique irrégulier N°1 nu.

5.2.2 Portique avec murs de remplissage en maçonnerie

La figure 5.5 présente le portique irrégulier N°1 avec murs de remplissage en maçonnerie et sa modélisation.

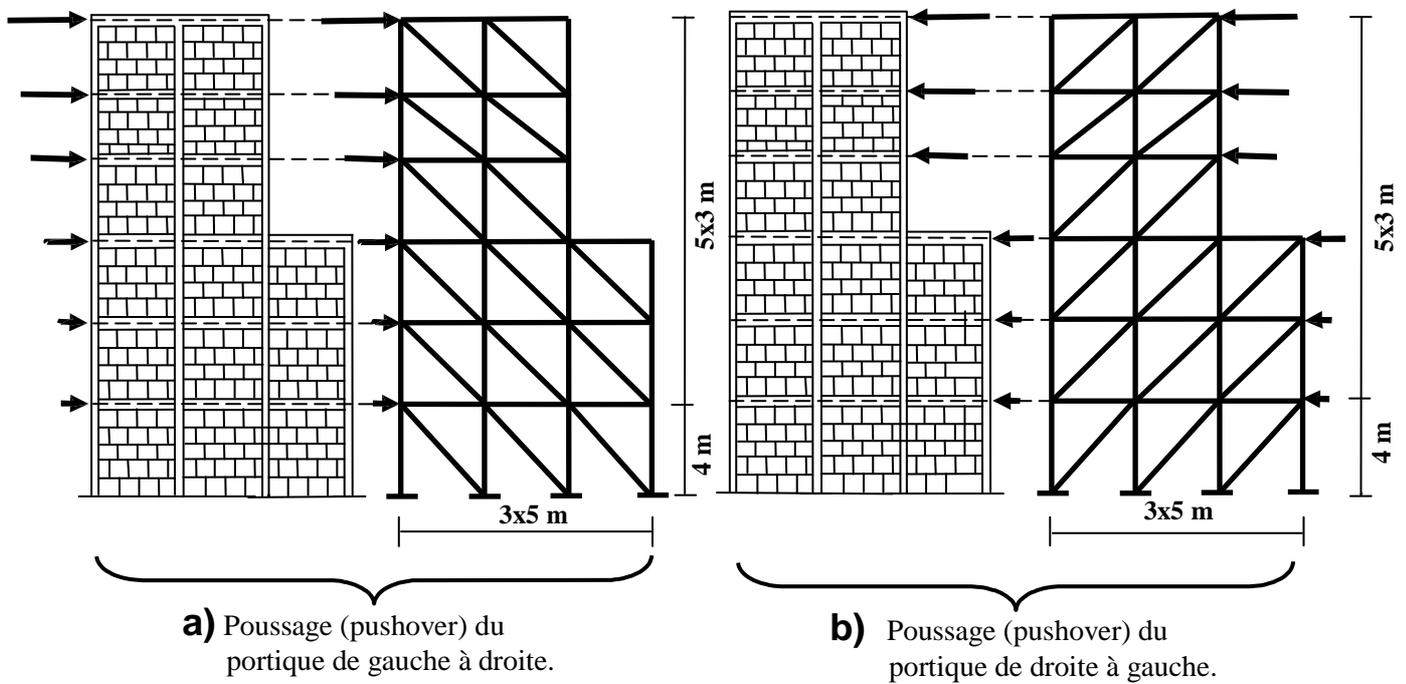


Figure 5.5 : Portique irrégulier N°1 avec murs de remplissage en maçonnerie et sa modélisation.

a) Courbe de capacité du portique

La courbe de capacité (figure 5.6) est caractérisée par :

Un état élastique limite correspondant au point **1** où l'on a une résistance élastique limite $V_y=1854$ kN, un déplacement élastique limite $d_y = 4.3$ cm et une raideur latérale initiale $K_0 = 43116$ kN/m.

Un état limite ultime correspondant au point **2** où l'on a une résistance ultime $V_u=2645$ kN et un déplacement maximum $d_u = 13.3$ cm.

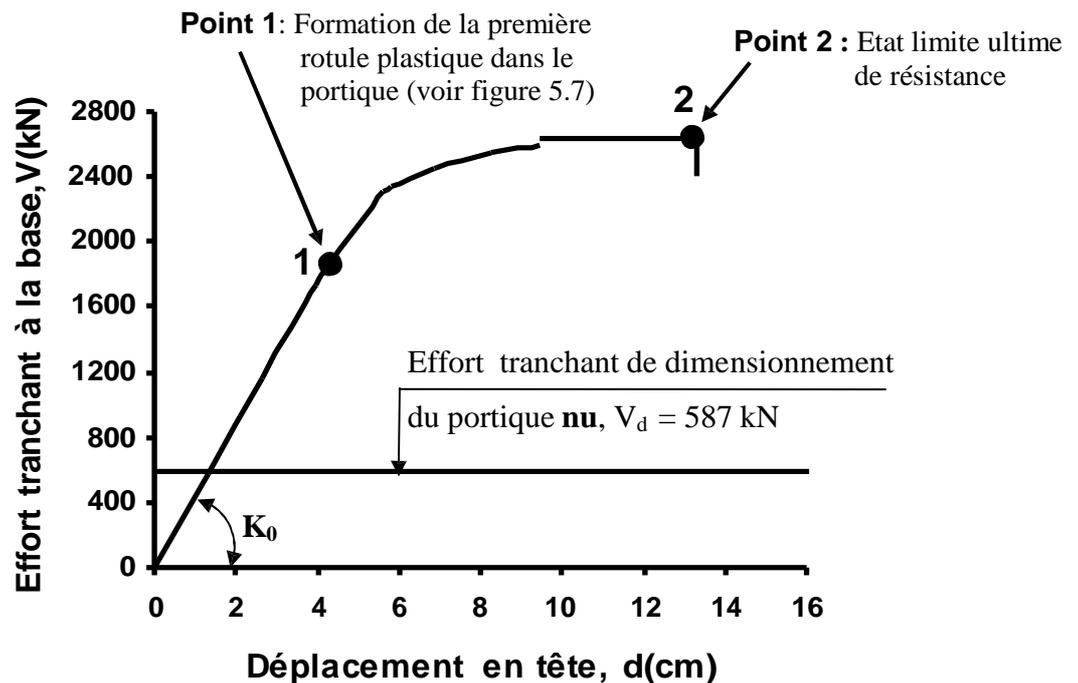


Figure 5.6 : Courbe de capacité du portique irrégulier N°1 avec murs de remplissage en maçonnerie.

b) Mécanisme de ruine du portique et distribution des rotules plastiques

La figure 5.7 montre le mécanisme de ruine du portique ainsi que les rotules plastiques qui se forment à ce stade. Les rotules plastiques se forment successivement dans les poutres et en pied des poteaux du rez-de-chaussée. On remarque aussi l'apparition de rotules plastiques en tête et en pied de poteaux des premier, deuxième et troisième étages. La résistance ultime en compression des murs de maçonnerie est atteinte à tous les étages sauf au dernier.

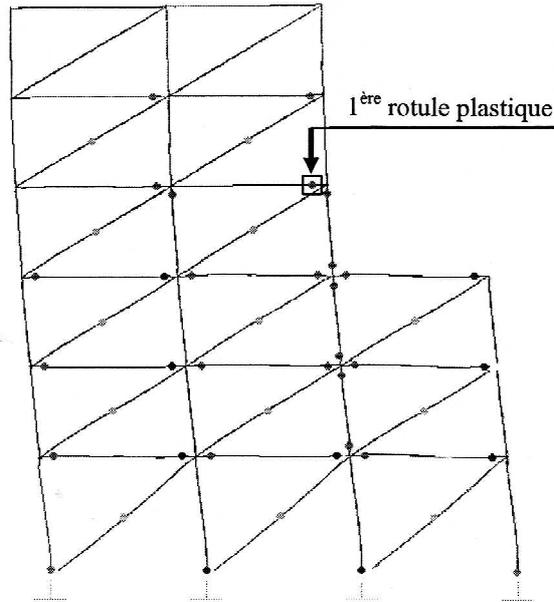


Figure 5.7: Mécanisme de ruine du portique irrégulier N°1 avec murs de remplissage en maçonnerie et distribution des rotules plastiques.

c) Déplacements latéraux inter-étages du portique

La figure 5.8 montre que le niveau 1 (plancher haut du rez-de-chaussée) ainsi que les deuxième et troisième niveaux subissent des déplacements latéraux inter-étages importants par rapport aux niveaux supérieurs, et c'est le 2^{ème} niveau qui subit le déplacement le plus important de tous.

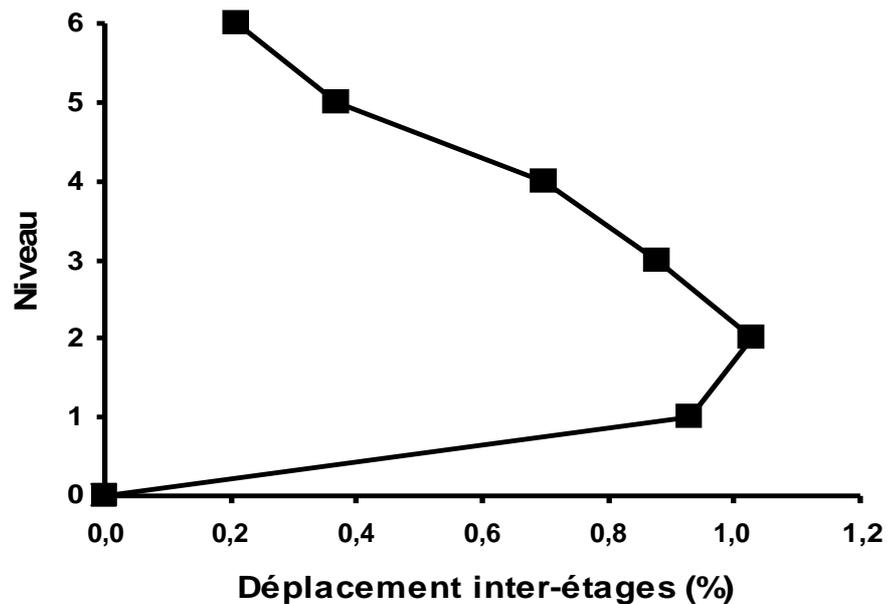


Figure 5.8 : Déplacements latéraux inter-étages du portique irrégulier N°1 avec murs de remplissage en maçonnerie.

5.3 Résultats du portique irrégulier N2

5.3.1 Portique nu

La figure 5.9 présente le portique irrégulier N°2 nu et sa modélisation.

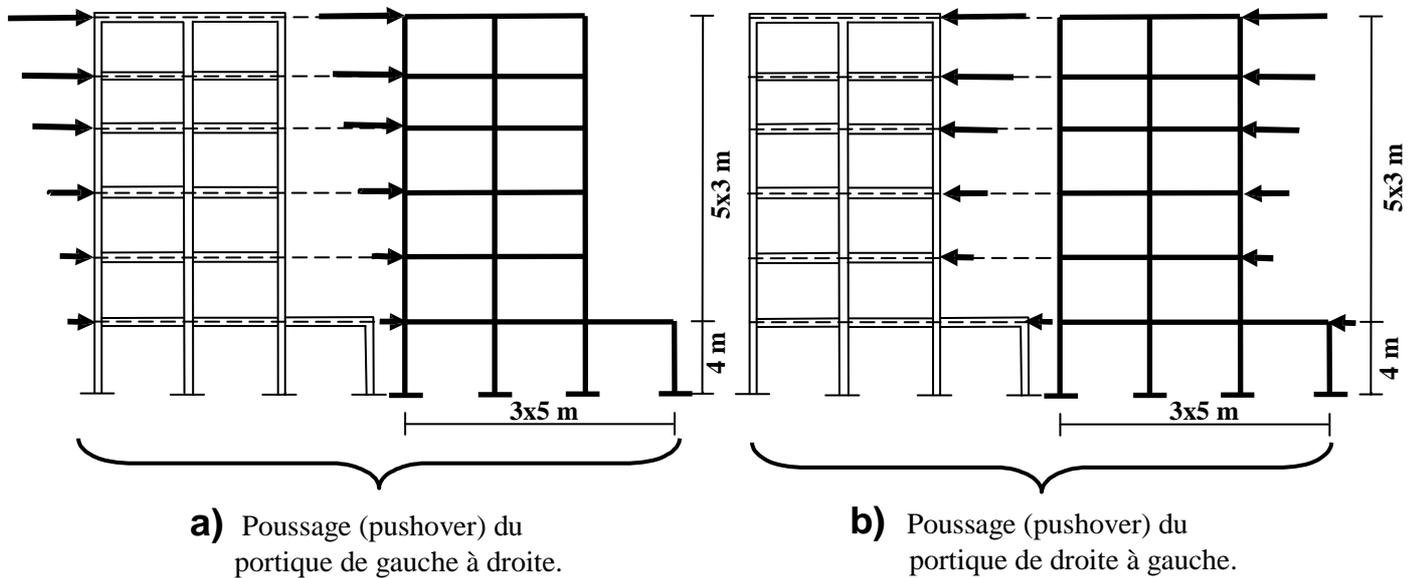


Figure 5.9 : Portique irrégulier N°2 nu et sa modélisation.

a) Courbe de capacité du portique

La courbe de capacité (figure 5.10) est caractérisée par :

Un état élastique limite correspondant au point **1** où l'on a une résistance élastique limite $V_y = 577$ kN, un déplacement élastique limite $d_y = 5.8$ cm et une raideur latérale initiale $K_0 = 9948$ kN/m.

Un état limite ultime correspondant au point **2** où l'on a une résistance ultime $V_u = 721$ kN et un déplacement maximum $d_u = 17.7$ cm.

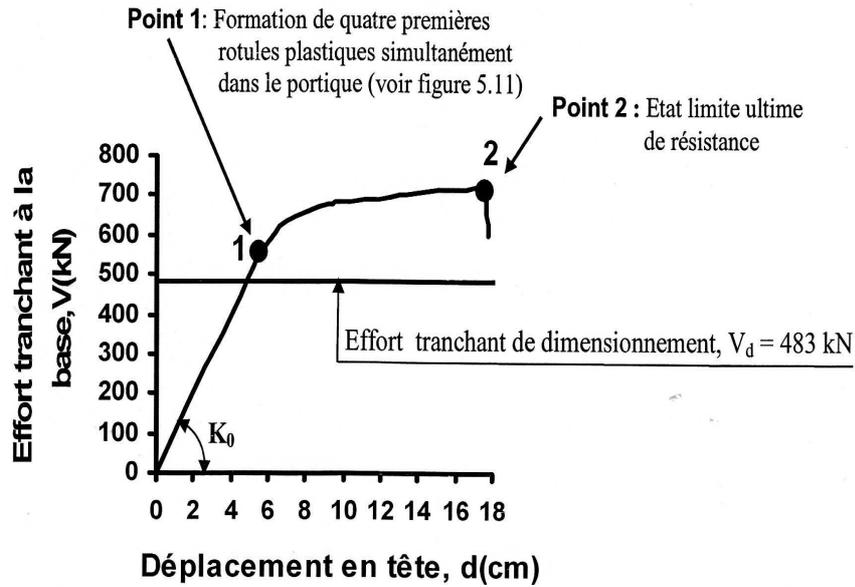


Figure 5.10 : Courbe de capacité du portique irrégulier N°2 nu.

b) Mécanisme de ruine du portique et distribution des rotules plastiques

La figure 5.11 montre le mécanisme de ruine du portique. Les rotules plastiques se développent dans les poutres des différents niveaux et en pied des poteaux du rez-de-chaussée. Le mécanisme de ruine est un mécanisme plastique global.

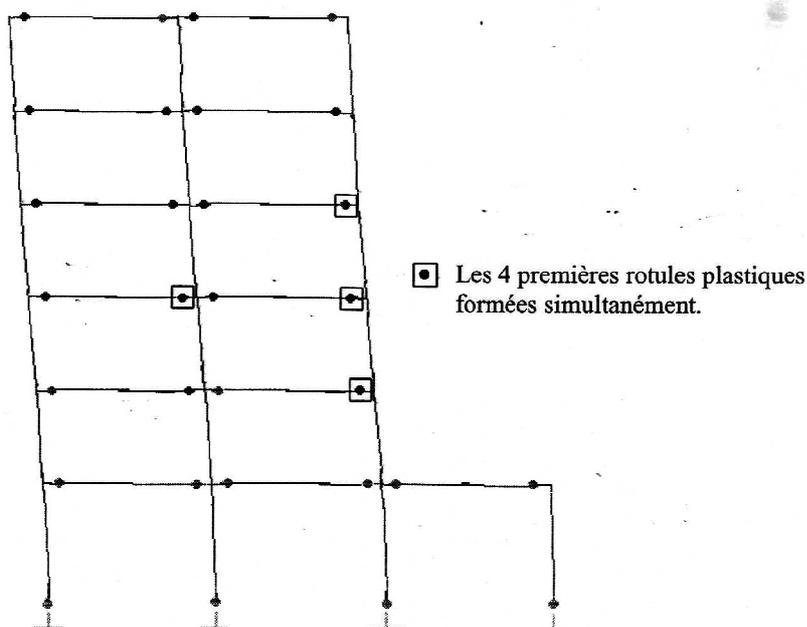


Figure 5.11: Mécanisme de ruine du portique irrégulier N°2 nu et distribution des rotules plastiques.

c) Déplacements latéraux inter-étages du portique

La figure 5.12 montre que le déplacement latéral inter-étages est plus important pour les deuxième, troisième et quatrième niveaux comparativement à celui du 1^{er} et du 6^{ème} niveau.

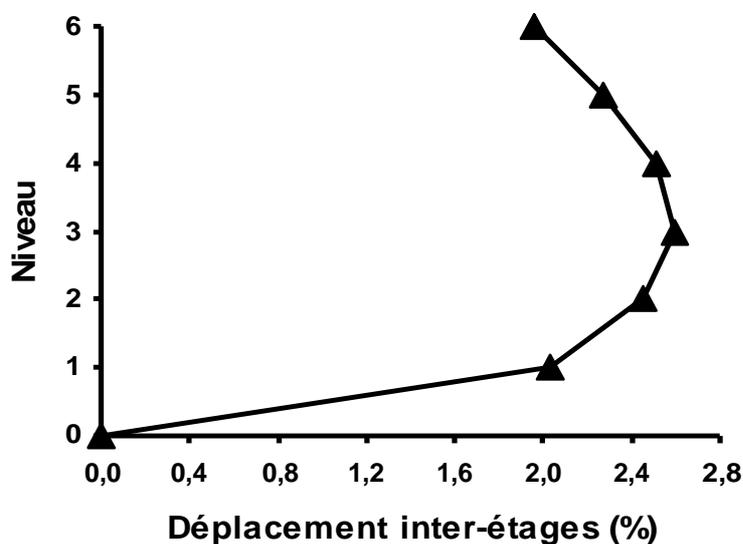


Figure 5.12 : Déplacements latéraux inter-étages du portique irrégulier N°2 nu.

5.3.2 Portique avec murs de remplissage en maçonnerie

La figure 5.13 présente le portique irrégulier N°2 avec murs de remplissage en maçonnerie et sa modélisation.

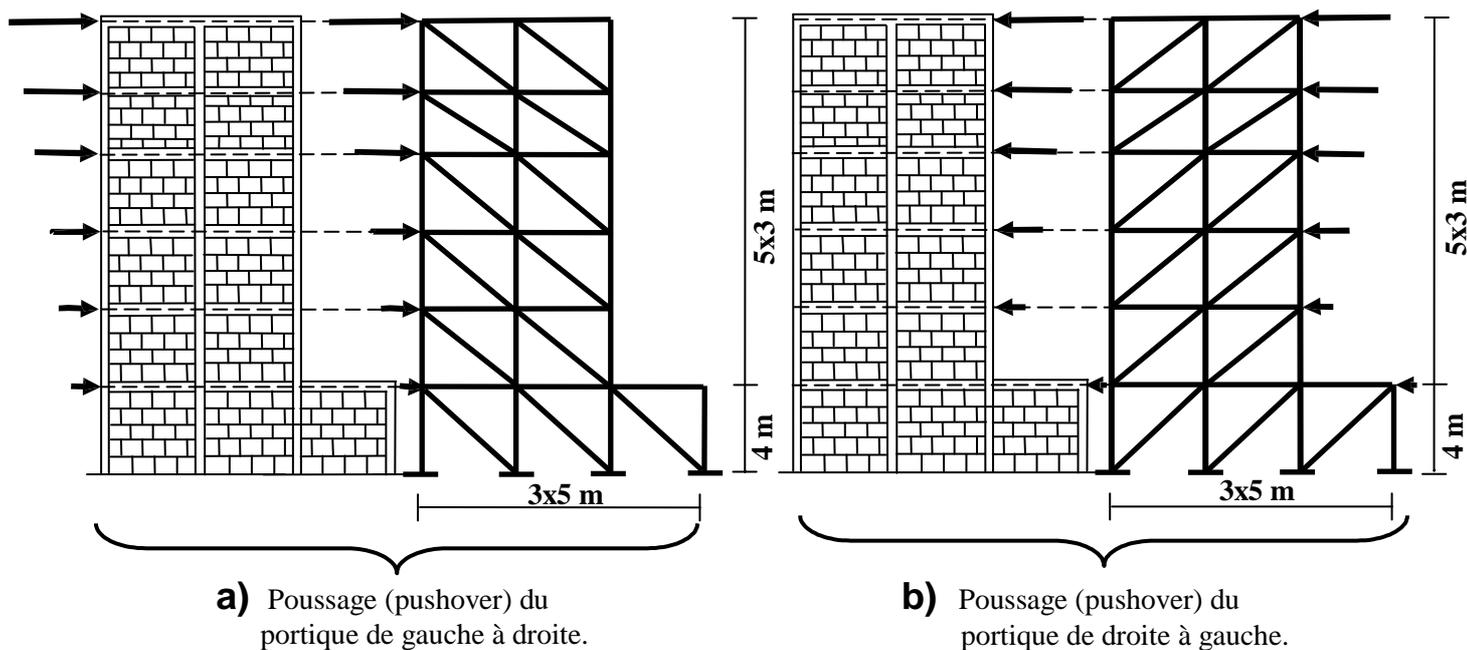


Figure 5.13 : Portique irrégulier N°2 avec murs de remplissage en maçonnerie et sa modélisation.

a) Courbe de capacité du portique

La courbe de capacité (figure 5.14) est caractérisée par :

Un état élastique limite correspondant au point **1** où l'on a une résistance élastique limite $V_y = 1414$ kN, un déplacement élastique limite $d_y = 4.1$ cm et une raideur latérale initiale $K_0 = 34488$ kN/m.

Un état limite ultime correspondant au point **2** où l'on a une résistance ultime $V_u = 2004$ kN et un déplacement maximum $d_u = 12.1$ cm.

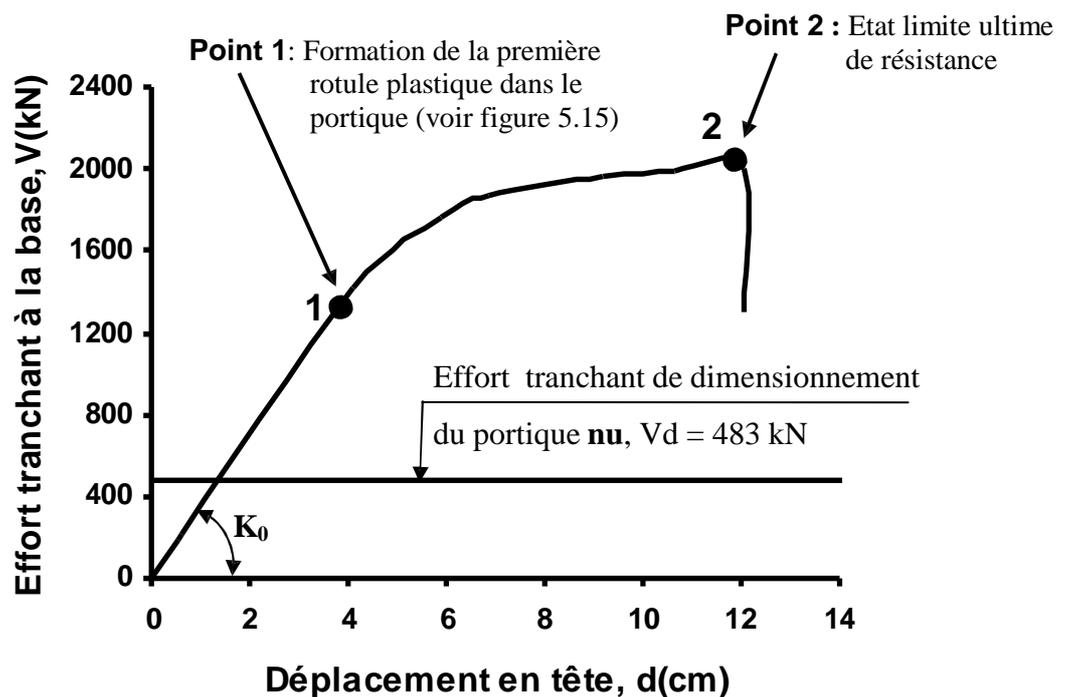


Figure 5.14: Courbe de capacité du portique irrégulier N°2 avec murs de remplissage en maçonnerie.

b) Mécanisme de ruine du portique et distribution des rotules plastiques.

La figure 5.15 montre le mécanisme de ruine du portique et la distribution des rotules plastiques. Ces dernières se développent essentiellement dans les poutres et les poteaux des trois premiers étages du portique au fur et à mesure que les murs en maçonnerie atteignent leur résistance ultime en compression à ces niveaux. Les murs de remplissage du premier et du deuxième étage atteignent leur ruine au fur et à mesure de la déformation du portique, induisant une perte de raideur au niveau de ces deux étages et une augmentation des déformations et des sollicitations dans les poteaux de ces niveaux. S'ensuit une plastification en pied des poteaux du premier étage et en tête de ceux du

deuxième étage, conduisant à la formation d'un mécanisme plastique d'étage englobant à la fois le premier et le deuxième étages, entraînant ainsi la ruine du portique.

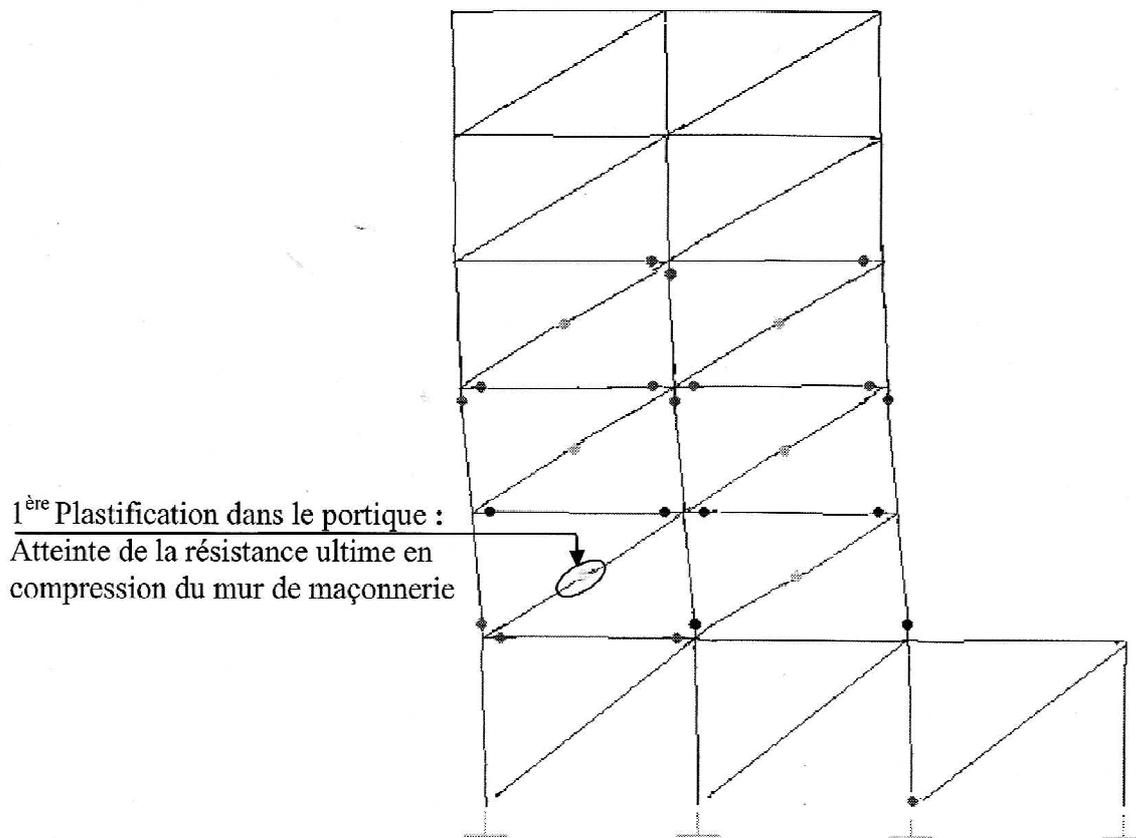


Figure 5.15: Mécanisme de ruine du portique irrégulier N°2 avec murs de remplissage en maçonnerie et distribution des rotules plastiques.

c) Déplacements latéraux inter-étages du portique

La figure 5.16 montre que les 2^{ème} et 3^{ème} niveaux subissent des déplacements latéraux inter-étages les plus importants du portique, et ainsi la contribution de ces deux niveaux au déplacement latéral du portique est importante par rapport à celle du 1^{er} niveau et des niveaux supérieurs.

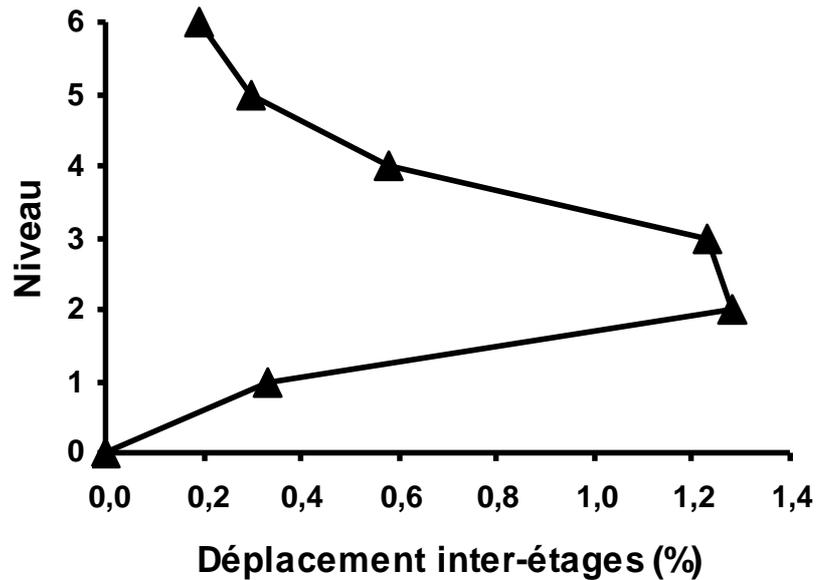


Figure 5.16: Déplacements latéraux inter-étages du portique irrégulier N°2 avec murs de remplissage en maçonnerie.

5.4 Analyse comparative des résultats des 3 portiques étudiés, irréguliers N1 et N2 et régulier

5.4.1 Introduction

Dans ce sous-chapitre, on effectue une comparaison des résultats des différents paramètres obtenus par les analyses pushover effectuées pour les 3 portiques étudiés, irréguliers N°1 et N°2 et régulier, présentés et dimensionnés au chapitre 2.

Signalons que les résultats relatifs au portique régulier, pris ici comme portique de référence pour l'analyse comparative des réponses sismiques des deux portiques irréguliers N°1 et N°2, sont extraits du mémoire de Magister de SAHOUI [14].

L'analyse comparative porte sur leurs caractéristiques à l'état élastique limite et à l'état limite ultime de résistance, sur leurs déplacements latéraux inter-étages et sur leurs mécanismes de ruine.

A cet effet, on considère d'abord les portiques nus, puis avec murs de remplissage en maçonnerie sur toutes leurs hauteurs.

5.4.2 Comparaison des résultats relatifs aux portiques nus

5.4.2.1 Analyse comparative de leurs caractéristiques à l'état élastique limite et à l'état limite ultime de résistance

Pour ce faire, on a, d'une part, repris, sur un même graphique (figure 5.17) les courbes de capacité des 3 portiques étudiés, irréguliers N°1 et N°2 et régulier, et, d'autre part, donné, au tableau 5.1, les paramètres caractérisant leurs états élastiques limites et leurs états limites ultimes de résistance.

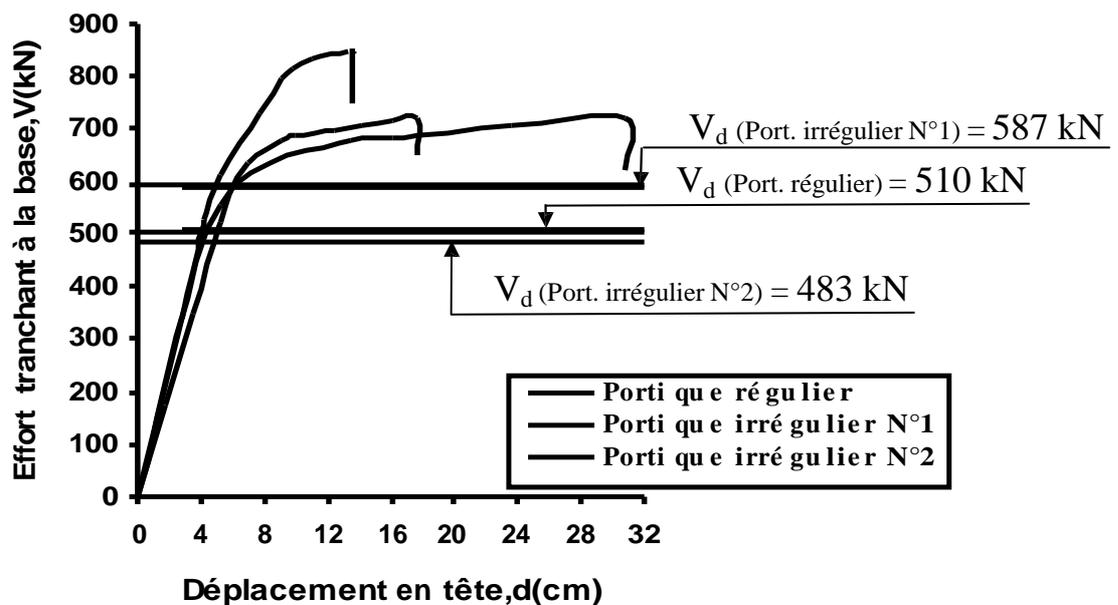


Figure 5.17 : Comparaison des courbes de capacité des 3 portiques nus, irréguliers N°1 et N°2 et régulier.

Cette comparaison porte essentiellement sur les paramètres caractérisant l'état élastique limite et sur ceux relatif à l'état limite ultime de résistance des 3 portiques (tableau 5.1), et nous permet de faire les observations suivantes :

a) à l'état élastique limite :

La figure 5.18 et le tableau 5.1 montrent que la raideur latérale initiale K_0 du portique irrégulier N°1 est 17 % supérieure à celle du portique régulier. Par contre, celle du portique irrégulier N°2 est 5 % inférieure à celle du portique régulier.

La charge élastique limite V_y , provoquant la 1^{ère} plastification dans un élément de la structure ainsi que et le déplacement d_y y correspondant ont presque les mêmes valeurs pour les 3 portiques, irrégulier N°1 et N°2 et régulier.

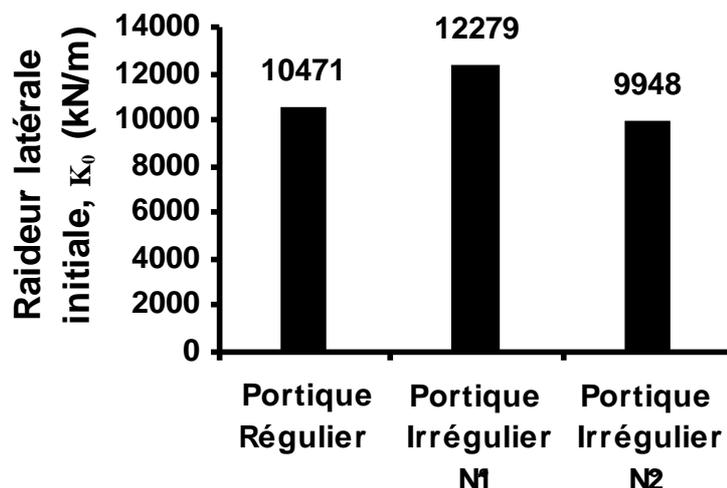


Figure 5.18 : Comparaison des raideurs latérales initiales des 3 portiques nus, régulier et irréguliers N°1 et N°2.

Portique nu	Etat élastique limite			Etat limite ultime de résistance		Ductilité globale d_u / d_y
	V_y (kN)	d_y (cm)	$k_0 \quad V_y / d_y$ (kN/m)	V_u (kN)	d_u (cm)	
régulier	555	5.3	10471	720	30.8	5.8
irrégulier N1	528	4.3	12279	849	13.6	3.1
Irrégulier N2	577	5.8	9948	721	17.7	3.0

Tableau 5.1 : Caractéristiques à l'état élastique limite et à l'état limite ultime de résistance des 3 portiques nus, régulier et irréguliers N°1 et N°2.

b) à l'état limite ultime de résistance :

La résistance ultime V_u du portique irrégulier N°1 est 18 % supérieure à celle du portique régulier (figure 5.19 et tableau 5.1). Par contre, celle du portique irrégulier N°2 est sensiblement la même que celle du portique régulier (figure 5.19 et tableau 5.1).

Diminution importante de la ductilité globale μ (d_u / d_y) du portique due à l'irrégularité en élévation (figure 5.20 et tableau 5.1). En effet, la ductilité du portique régulier est de 5.8, tandis que celles des portiques irréguliers N°1 et N°2 sont, respectivement, de 3.1 et 3.0, soit une réduction considérable d'environ 50 %.

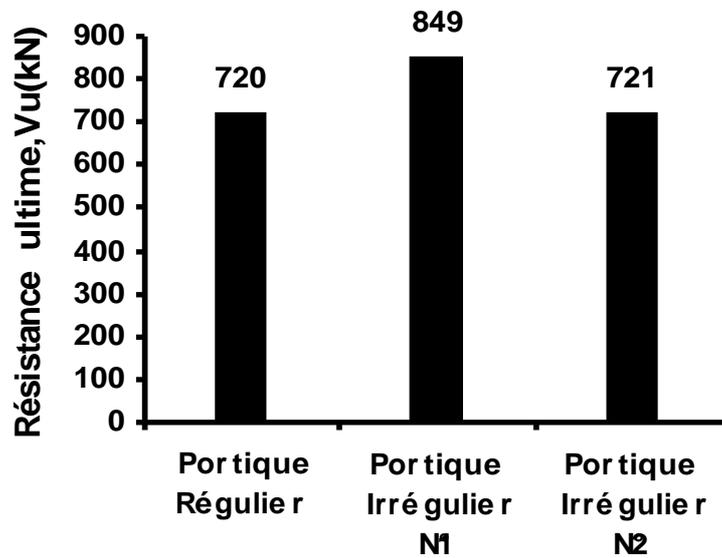


Figure 5.19 : Comparaison des résistances ultimes des 3 portiques nus, régulier et irréguliers N°1 et N°2.

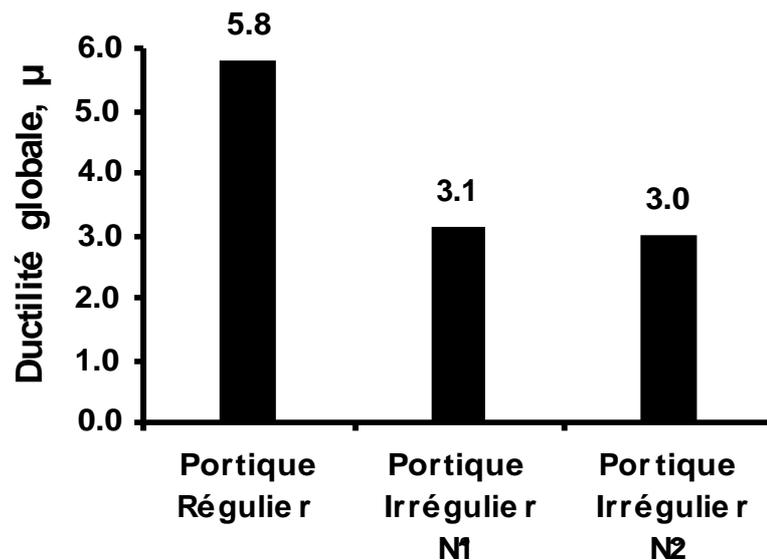


Figure 5.20 : Comparaison des ductilités globales des 3 portiques nus, régulier et irréguliers N°1 et N°2.

5.4.2.2 Analyse comparative de leurs déplacements latéraux inter-étages

La figure 5.21 présente les déplacements latéraux inter-étages des 3 portiques nus, régulier et irréguliers N°1 et N°2. Au premier niveau, les 3 portiques présentent plus ou moins le même déplacement inter-étages, mais au-delà de ce niveau, les deux portiques irréguliers subissent des déplacements largement supérieurs à ceux du portique régulier, mais sont plus ou moins identiques pour les deux portiques irréguliers.

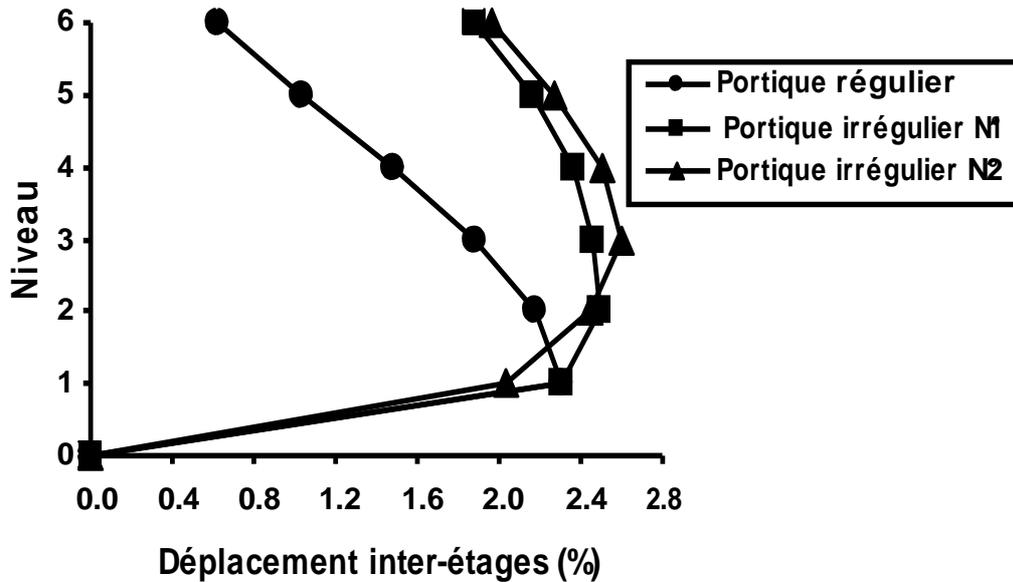
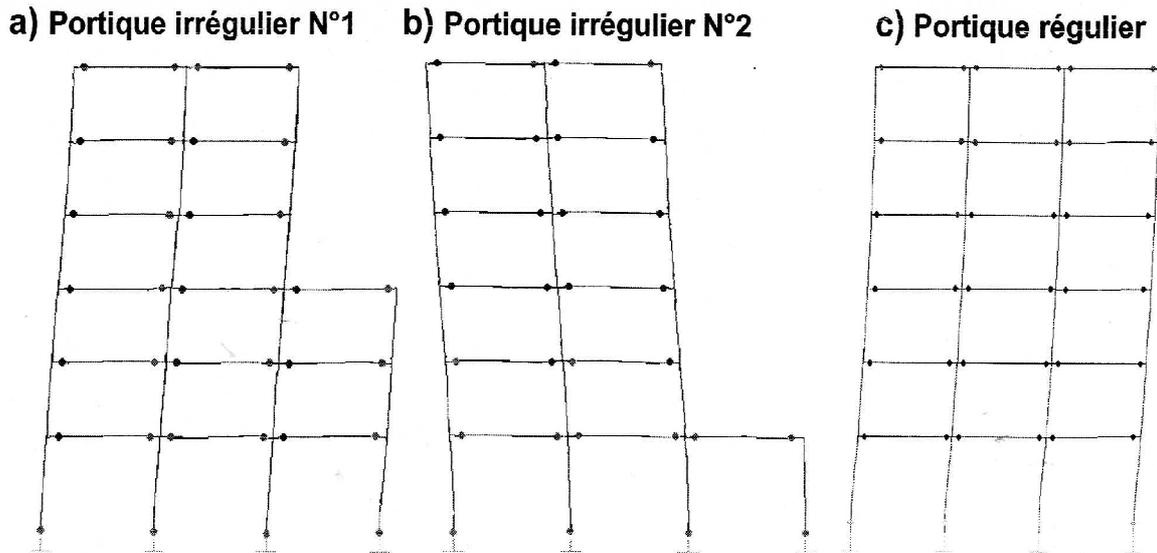


Figure 5.21: Comparaison des déplacements latéraux inter-étages des 3 portiques nus, régulier et irréguliers N°1 et N°2.

5.4.2.3 Analyse comparative de leurs mécanismes de ruine

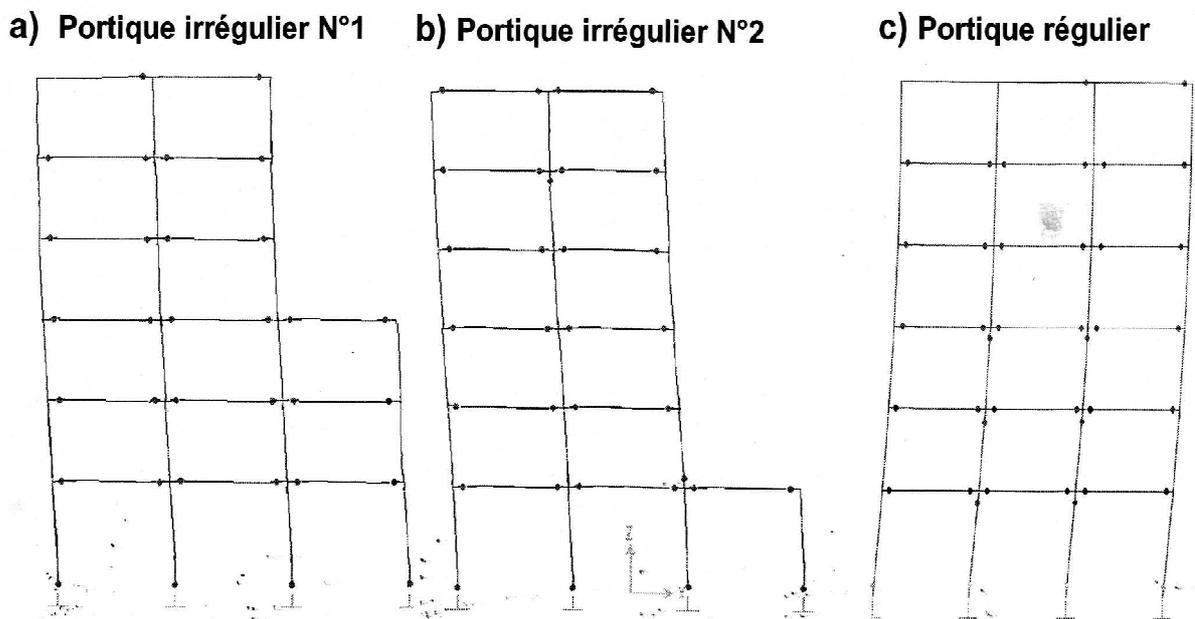
La figure 5.22 présente les mécanismes de ruine des 3 portiques nus, irréguliers N°1 et N°2 et régulier, aux valeurs nominales des caractéristiques mécaniques des matériaux béton et acier sur la base desquelles ont été dimensionnés les 3 portiques, à savoir $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ pour la résistance caractéristique à la compression du béton et $f_y = 500 \text{ MPa}$ pour la limite élastique des aciers. Pour les 3 portiques, le mécanisme de ruine est un mécanisme plastique global : les rotules plastiques se forment uniquement aux extrémités des poutres des différents niveaux du portique et à la base des poteaux de son rez-de-chaussée.

La figure 5.23 montre les mécanismes de ruine des mêmes portiques, mais en considérant, dans l'analyse pushover pour les poteaux, une valeur réduite de la résistance caractéristique à la compression du béton (f_{c28}) : $f_{c28} = 20 \text{ MPa}$, et de la limite élastique f_y des aciers longitudinaux : $f_y = 400 \text{ MPa}$, valeurs minimales tolérées par le RPA99/version2003 [21]. Ces mécanismes de ruine ne sont pas tous des mécanismes plastiques globaux. Seul celui du portique irrégulier N°1 est un mécanisme plastique global (figure 5.23.a). En effet, concernant le portique régulier (figure 5.23.c), outre les rotules plastiques formées aux extrémités des poutres des différents niveaux du portique et en pied des poteaux du rez-de-chaussée, des rotules se développent également en tête des poteaux centraux du rez-de-chaussée, du premier et du 2^{ème} étage. Et pour le portique irrégulier N°2 (figure 5.23.b), outre les rotules plastiques formées aux extrémités des poutres de l'ensemble des niveaux, deux rotules se sont formées aussi en pied du poteau du premier étage à l'endroit du décrochement vertical et en tête du poteau central du 4^{ème} étage.



a), b) et c) avec $f_{c28} = 25\text{MPa}$ et $f_y = 500\text{MPa}$

Figure 5.22: Mécanismes de ruine des 3 portiques nus, irréguliers N°1 et N°2 et régulier , avec $f_{c28} = 25\text{ MPa}$ et $f_y = 500\text{ MPa}$.



a), b) et c) avec $f_{c28} = 20\text{MPa}$ et $f_y = 400\text{MPa}$

Figure 5.23: Mécanismes de ruine des 3 portiques nus, irréguliers N°1 et N°2 et régulier, avec $f_{c28} = 20\text{ MPa}$ et $f_y = 400\text{ MPa}$.

5.4.3. Comparaison des résultats relatifs aux portiques avec murs de remplissage en maçonnerie

5.4.3.1 Analyse comparative de leurs caractéristiques à l'état élastique limite et à l'état limite ultime de résistance

Pour ce faire, on a, d'une part, repris, sur un même graphique (figure 5.24) les courbes de capacité des 3 portiques étudiés, irréguliers N°1 et N°2 et régulier, et, d'autre part, donné, au tableau 5.2, les paramètres caractérisant leurs états élastiques limites et leurs états limites ultimes de résistance.

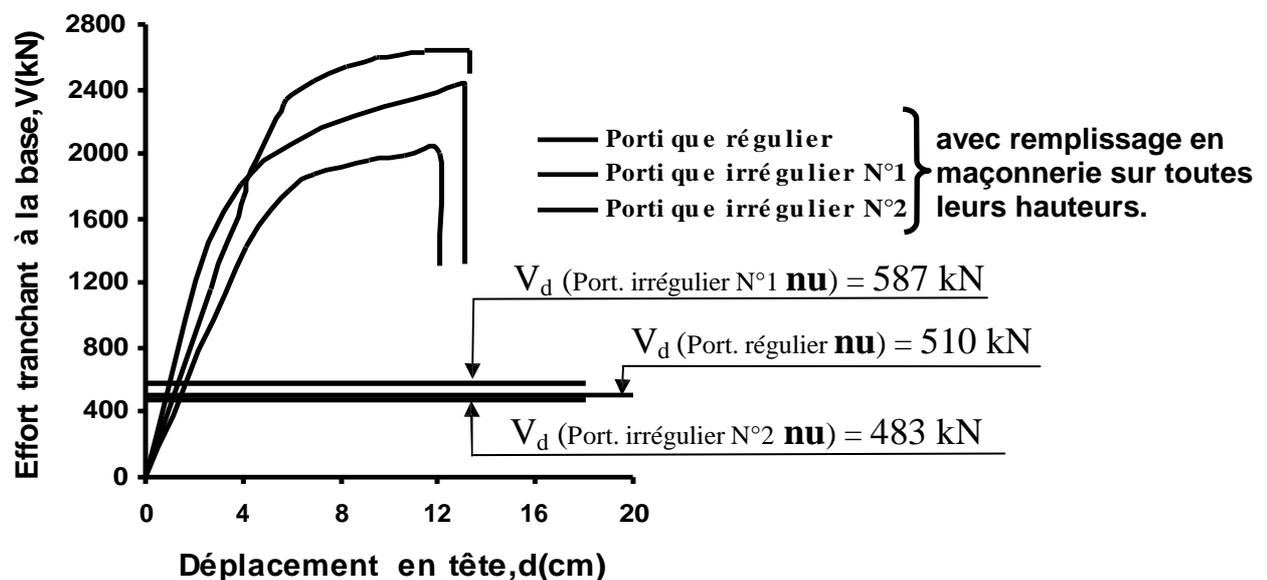


Figure 5.24 : Comparaison des courbes de capacité des 3 portiques, irréguliers N°1 et N°2 et régulier, avec murs de remplissage en maçonnerie sur toutes leurs hauteurs.

L'analyse des paramètres caractérisant leurs états élastiques limites et ceux caractérisant leurs états limites ultimes de résistance (tableau 5.2), nous permet de faire les observations suivantes :

a) à l'état élastique limite :

La comparaison des valeurs de la raideur latérale initiale K_0 des 3 portiques, régulier et irréguliers N°1 et N°2, avec murs de remplissage en maçonnerie (figure 5.25) à celles des mêmes portiques mais nus (sans murs en maçonnerie) - (figure 5.18), montre une augmentation très importante (du simple au triple ou même au quadruple) de la raideur latérale (K_0) du portique, due à l'apport des murs en maçonnerie dans ce paramètre (K_0), tant pour le portique régulier que pour ceux irréguliers N°1 et N°2.

Toutefois, les raideurs latérales respectives des 2 portiques irréguliers, N°1 et N°2, avec murs de remplissage en maçonnerie sont, respectivement, 7 % et 26 % inférieures à celle du portique régulier (figure 5.25 et tableau 5.2).

Les portiques régulier et irrégulier N°1 présentent des valeurs presque identiques de la charge élastique limite V_y (tableau 5.2). Par contre, pour le portique irrégulier N°2, V_y est 22 % inférieure à la valeur correspondant au portique régulier.

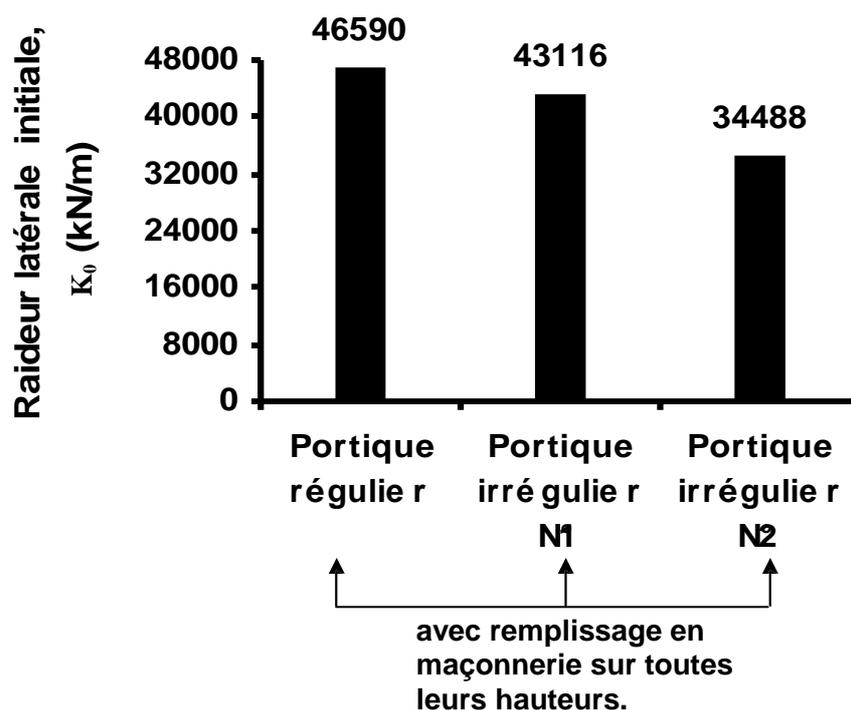


Figure 5.25 : Comparaison des raideurs latérales initiales des 3 portiques, régulier et irréguliers N°1 et N°2, avec murs de remplissage en maçonnerie sur toutes leurs hauteurs.

Portique avec remplissage en maçonnerie sur toute sa hauteur	Etat élastique limite			Etat limite ultime de résistance		Ductilité globale du / dy
	V_y (kN)	d_y (cm)	$k_0 \quad V_y / d_y$ (kN/m)	V_u (kN)	d_u (cm)	
régulier	1817	3.9	46590	2425	13.1	3.3
irrégulier N°1	1854	4.3	43116	2645	13.3	3.1
irrégulier N°2	1414	4.1	34488	2004	12.1	3.0

Tableau 5.2: Caractéristiques à l'état élastique limite et à l'état limite ultime de résistance des 3 portiques, régulier et irréguliers N°1 et N°2, avec murs de remplissage en maçonnerie sur toutes leurs hauteurs.

b) à l'état limite ultime de résistance :

Les portiques irrégulier N°1 et régulier présentent des résistances ultimes V_u similaires, dont la différence de valeurs est relativement faible, de l'ordre de 9 % (figure 5.26). Leurs déplacements ultimes, d_u , sont quasiment identiques (tableau 5.2).

Par contre, le portique irrégulier N°2 présente une résistance ultime (V_u) 17 % inférieure à celle du portique régulier (figure 5.26) et un déplacement ultime (d_u) légèrement inférieur (de l'ordre de 7 %) à celui de ce dernier (tableau 5.2).

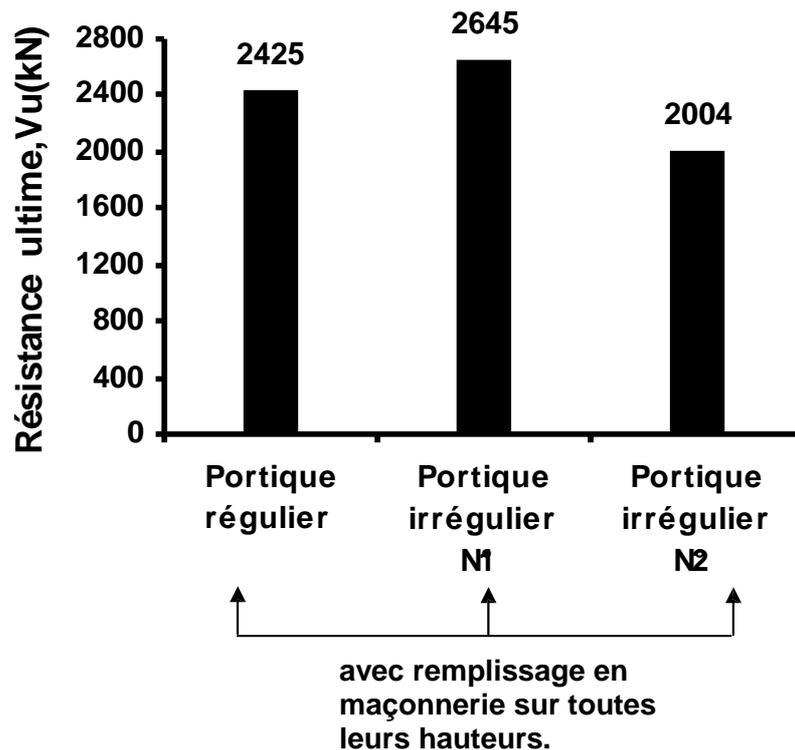


Figure 5.26: Comparaison des résistances ultimes des 3 portiques, régulier et irréguliers N°1 et N°2, avec murs de remplissage en maçonnerie sur toutes leurs hauteurs.

A l'état limite ultime, les murs de remplissage en maçonnerie ont pour effet **néгатif** de réduire la ductilité globale, μ , du portique. En effet, cela se voit bien sur les figures 5.20 et 5.27 en comparant la ductilité du portique nu (sans murs de remplissage en maçonnerie), $\mu = 5.8$ (figure 5.20), à celle du même portique mais avec murs de remplissage en maçonnerie, $\mu = 3.3$ (figure 5.27), soit une diminution considérable de 43 %.

Par ailleurs, les ductilités des portiques irréguliers N°1 et N°2 avec murs de remplissage en maçonnerie sont relativement inférieures à celle du portique régulier avec murs en maçonnerie, respectivement de 6 % et de 9 % à celle de ce dernier (figure 5.27 et tableau 5.2).

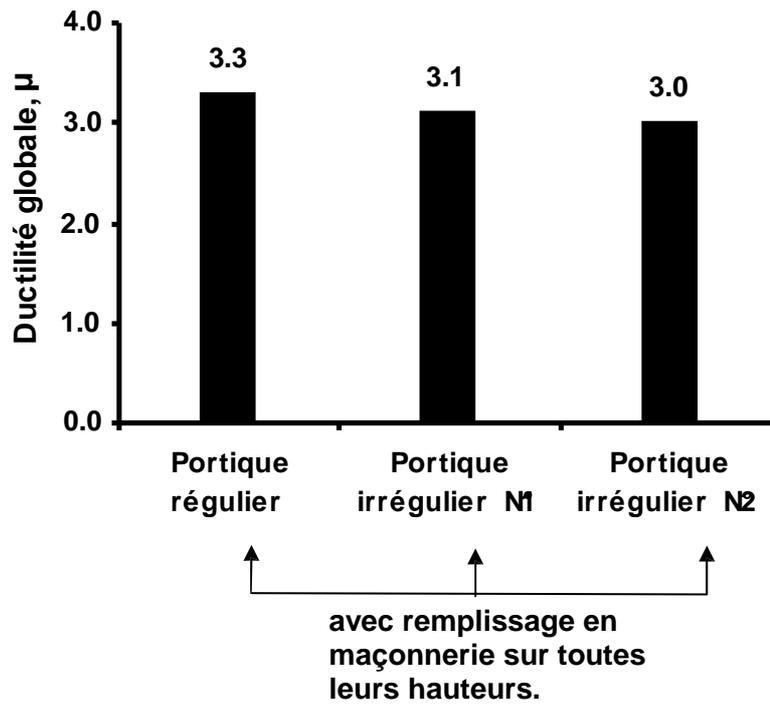


Figure 5.27 : Comparaison des ductilités globales des 3 portiques, régulier et irréguliers N°1 et N°2, avec murs de remplissage en maçonnerie sur toutes leurs hauteurs.

5.4.3.2 Analyse comparative de leurs déplacements latéraux inter-étages

La figure 5.28 montre les déplacements latéraux inter-étages des 3 portiques, régulier et irréguliers N°1 et N°2 avec murs de remplissage en maçonnerie sur toutes leurs hauteurs. Hormis pour les deux premiers niveaux (les niveaux 1 et 2), constituant le premier étage, où les déplacements du portique régulier sont relativement supérieurs à ceux des deux portiques irréguliers, les déplacements inter-étages des niveaux supérieurs de ces deux derniers sont supérieurs à ceux du portique régulier. Notons que le mécanisme de ruine du portique régulier avec remplissage en maçonnerie sur toute sa hauteur est un mécanisme plastique d'étage formé au premier étage (figure 5.29), c'est pourquoi les déplacements subis par celui-ci aux niveaux 1 et 2 sont supérieurs à ceux des deux portiques irréguliers aux mêmes niveaux.

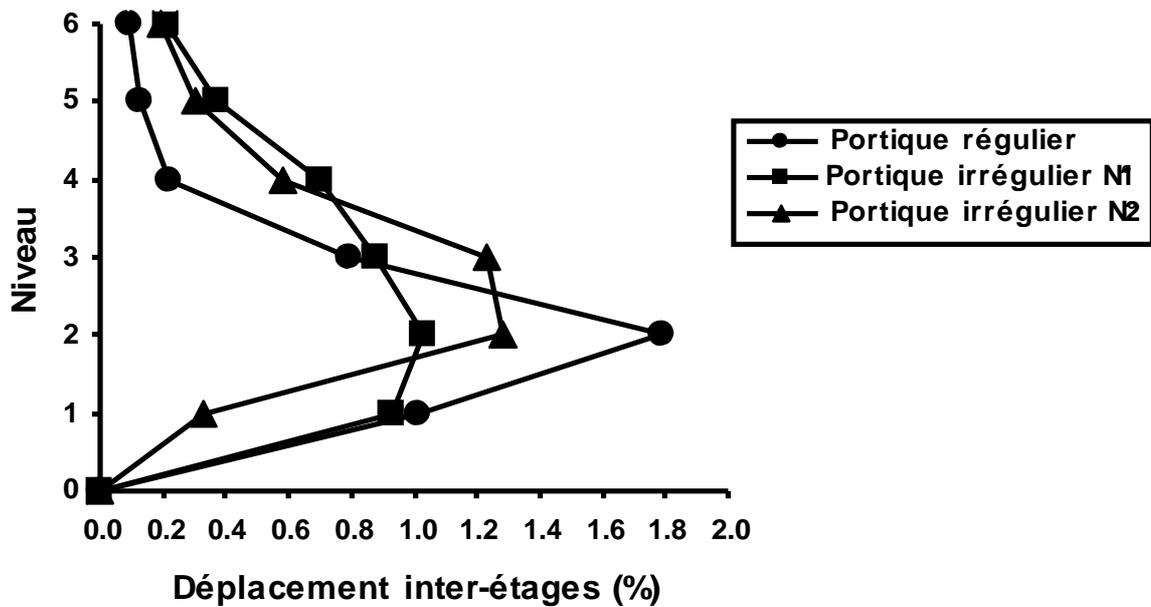


Figure 5.28 : Comparaison des déplacements latéraux inter-étages des 3 portiques, régulier et irréguliers N°1 et N°2, avec murs de remplissage en maçonnerie sur toutes leurs hauteurs.

5.4.3.3 Analyse comparative de leurs mécanismes de ruine

La figure 5.29 présente les mécanismes de ruine des 3 portiques, irréguliers N°1 et N°2 et régulier avec murs de remplissage en maçonnerie sur toutes leurs hauteurs, aux valeurs nominales des caractéristiques mécaniques des matériaux béton et acier, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et $f_y = 500 \text{ MPa}$, sur la base desquelles ont été dimensionnés les 3 portiques nus (cf. Chapitre 2).

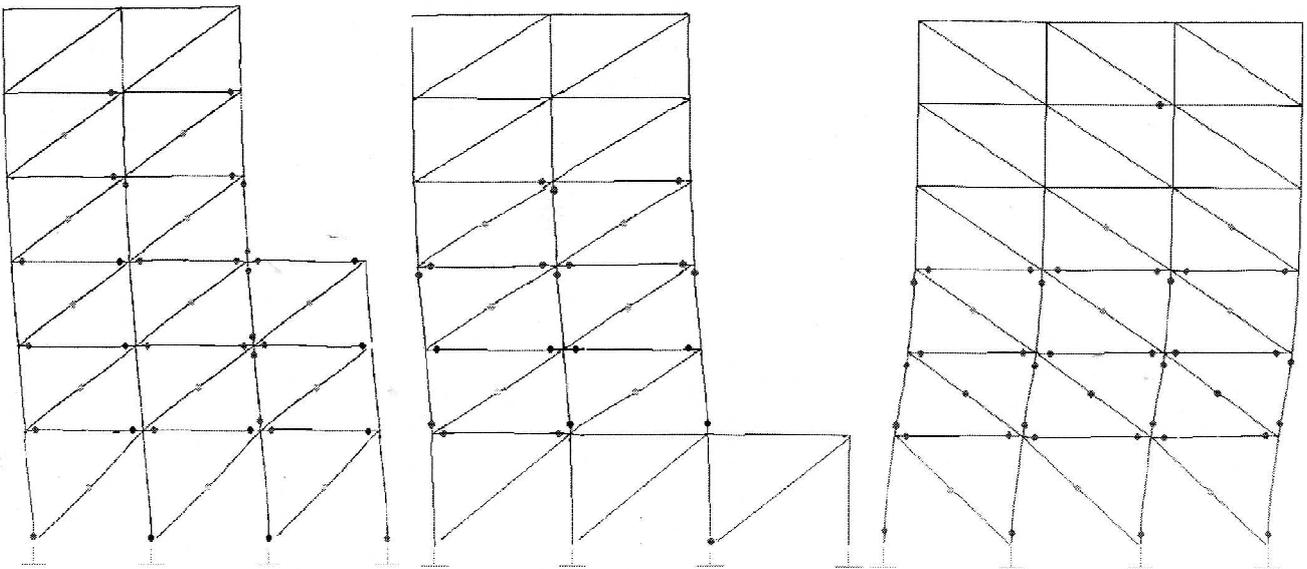
Les mécanismes de ruine des 3 portiques ne sont pas des mécanismes plastiques globaux. En effet, le mécanisme de ruine du portique régulier (figure 5.29.c) est un mécanisme plastique d'étage formé au premier étage, où les rotules plastiques se développent en pied et en tête de l'ensemble des poteaux de cet étage. Aussi, le mécanisme de ruine du portique irrégulier N°2 (figure 5.29.b) est un mécanisme plastique d'étage englobant le premier et le 2^{ème} étage, où les rotules plastiques se forment en pied des poteaux du premier étage et en tête de ceux du 2^{ème}. Concernant le portique irrégulier N°1 (figure 5.29.a), on remarque une concentration des rotules plastiques à l'endroit du décrochement vertical, en pied et en tête du poteau juste en-dessous de ce dernier, et aussi en tête du poteau central du premier étage.

Pourtant, les portiques nus correspondants ont été dimensionnés de façon à éviter ces types de mécanisme plastique d'étage, et ce, en vérifiant le critère de rotules plastiques dans les poutres et pas

a) Portique irrégulier N°1

b) Portique irrégulier N°2

c) Portique régulier



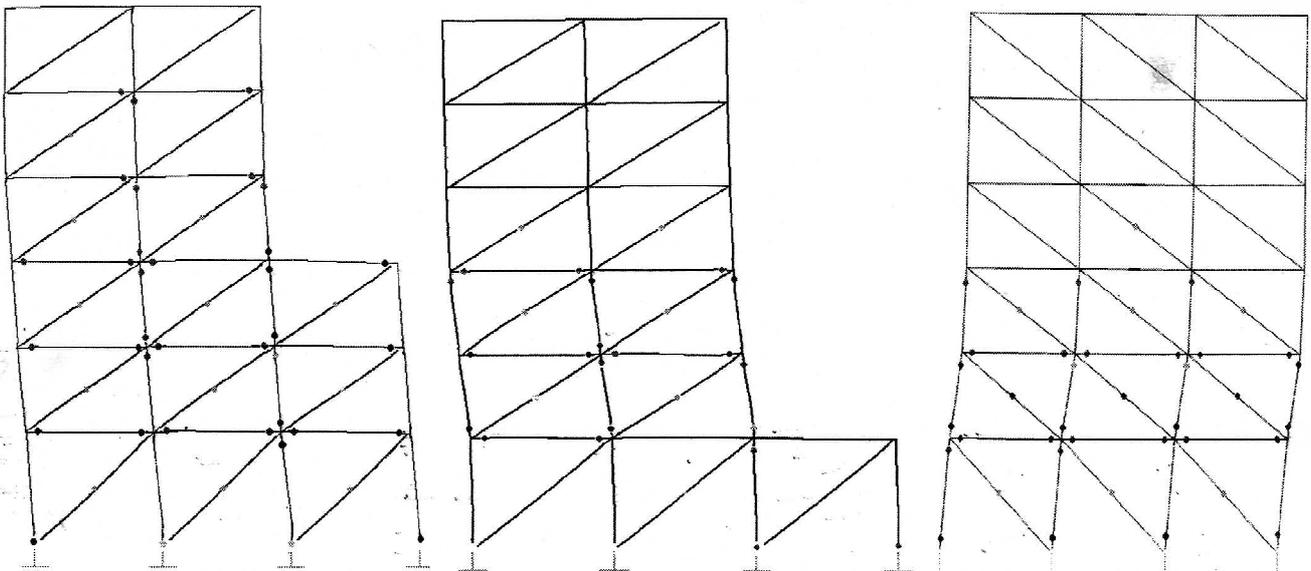
a), b) et c) avec $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et $f_y = 500 \text{ MPa}$

Figure 5.29: Mécanismes de ruine des 3 portiques, irréguliers N°1 et N°2 et régulier, avec murs de remplissage en maçonnerie sur toutes leurs hauteurs, avec $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et $f_y = 500 \text{ MPa}$.

a) Portique irrégulier N°1

b) Portique irrégulier N°2

c) Portique régulier



a), b) et c) avec $f_{c28} = 20 \text{ MPa}$ et $f_y = 400 \text{ MPa}$

Figure 5.30: Mécanismes de ruine des 3 portiques, irréguliers N°1 et N°2 et régulier, avec murs de remplissage en maçonnerie sur toutes leurs hauteurs, avec $f_{c28} = 20 \text{ MPa}$ et $f_y = 400 \text{ MPa}$.

dans les poteaux (article 7.6.2 du RPA99/ version 2003), comme le confirment d'ailleurs les mécanismes de ruine obtenus pour les portiques nus (figure 5.22).

La figure 5.30 montre les mécanismes de ruine des mêmes portiques aussi avec remplissage en maçonnerie, mais en considérant, dans les analyses pushover, pour les poteaux, une valeur réduite de la résistance caractéristique à la compression du béton (f_{c28}) : $f_{c28} = 20$ MPa, et de la limite élastique f_y des aciers longitudinaux : $f_y = 400$ MPa, valeurs minimales tolérées par le RPA99/version 2003.

Ces mécanismes de ruine sont similaires (de même type) à ceux de la figure 5.29, avec une concentration plus dense des rotules plastiques à l'étage où se situe le décrochement vertical des portiques irréguliers N°1 et N°2, le troisième étage pour le premier portique et le 1^{er} étage pour le deuxième.

Chapitre 6 : CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

6.1 Rétrospective

L'étude de l'influence de l'irrégularité en élévation sur le comportement sismique de structures en portique en béton armé était l'objet du présent mémoire.

Cette étude a été menée en effectuant des analyses statiques non-linéaires en poussée progressive (analyse *pushover*), sous des forces sismiques horizontales progressivement croissantes, sur deux portiques irréguliers en élévation, de configurations structurales différentes, et un troisième, régulier, pris comme portique de référence. Les 3 portiques ont été, au préalable, dimensionnés suivant les deux codes de calcul utilisés, le code de calcul de béton armé aux états limites, BAEL91 [22], et le règlement parasismique algérien, RPA99/version 2003 [21].

Chaque portique ainsi dimensionné, a été analysé en *pushover* sous deux configurations différentes : - Portique nu (sans murs de remplissage en maçonnerie) ;
- Portique avec murs de remplissage en maçonnerie sur toute sa hauteur.

Les poutres et poteaux du portique en béton armé ont été modélisés en tenant compte de leur comportement non-linéaire en flexion et en cisaillement. Leur modélisation non-linéaire a été effectuée suivant les codes FEMA 273 [26] et ACI 318-95 [30].

Les murs en maçonnerie, constitués de briques creuses de terre cuite, couramment utilisées en Algérie, ont été modélisés par des bielles comprimées équivalentes diagonales en utilisant le modèle de Mainstone [15].

6.2 Conclusions principales

De l'ensemble des analyses effectuées dans notre présente étude, on peut tirer les conclusions principales suivantes :

1. L'irrégularité en élévation d'une structure en portique, caractérisée par un décrochement à l'un de ses étages, induit un accroissement des déplacements latéraux inter-étages au niveau de l'étage où se situe le décrochement et aussi aux étages juste au-dessus. Ceci donnera naissance à des effets P- Δ importants, lesquels amplifieront les sollicitations et les déformations, notamment dans le domaine plastique, particulièrement dans les poteaux de l'étage où se situe le décrochement en élévation, conduisant à la formation d'un mécanisme plastique d'étage à ce niveau, entraînant une ruine prématurée de la structure.

2. La ductilité globale du portique irrégulier en élévation est nettement plus faible que celle du portique régulier équivalent ; la différence entre les deux est de l'ordre de $\approx 50\%$ (figure 5.20).

Autrement dit, l'irrégularité en élévation réduit considérablement la ductilité du portique et, par conséquent, sa capacité de dissipation hystérétique de l'énergie sismique, c'est-à-dire réduisant sa résistance à l'action sismique.

3. L'effet structural des murs de remplissage en maçonnerie insérés dans les cadres en béton armé du portique, se manifeste sous les aspects suivants :

Accroissement de la raideur latérale initiale (élastique) du portique, qu'il soit régulier ou irrégulier en élévation.

Diminution des déplacements latéraux inter-étages du portique (régulier ou irrégulier), ce qui a comme avantage la réduction des effets P- Δ .

Réduction de la ductilité du portique.

4. Le mode de ruine observé pour les 3 portiques étudiés, particulièrement pour le portique irrégulier N°2 et celui régulier, avec murs de remplissage en maçonnerie, est un mécanisme plastique d'étage **non ductile**. Et il n'a pas la même localisation dans le portique selon que ce dernier est régulier ou irrégulier. En effet, dans le cas du portique régulier, le mécanisme plastique d'étage se forme au premier étage (figures 5.29.c et 5.30.c) [14], tandis que pour le portique irrégulier N°2, il se développe en englobant à la fois le premier et le deuxième étage (figures 5.29.b et 5.30.b).

Pourtant, les portiques nus correspondants (sans murs de remplissage en maçonnerie) ont été dimensionnés de sorte à éviter ce type de mécanisme plastique d'étage, et ce, en vérifiant, lors de leur dimensionnement (au chapitre 2 du mémoire), le critère de rotules plastiques dans les poutres et pas dans les poteaux, préconisé par le RPA99/version 2003, comme le confirment d'ailleurs les mécanismes de ruine obtenus par les analyses pushover effectuées pour les portiques nus au chapitre 5 (figure 5.22), qui sont des mécanismes de ruine de type plastique global et ductile.

De tout ce qui précède, **on peut conclure que** ce type de structure, à savoir celles en portiques auto-stables en béton armé, irrégulières en élévation, dont l'irrégularité est caractérisée par un décrochement, et avec en sus des murs de remplissage en maçonnerie (insérés dans les cadres du portique), ne se comportent pas de façon sécuritaire sous l'action sismique. Elles ne sont, par conséquent, pas recommandées en zone sismique.

6.3 Recommandations

On recommande alors de renforcer ce type de structure (irrégulières en élévation) par un autre système de contreventement qui éviterait leur ruine par mécanisme plastique d'étage et minimiserait les déplacements latéraux inter-étages et donc les effets P- Δ .

A cet effet, et comme préconisé par le RPA 99/version 2003[21], on recommande de renforcer, en zone sismique, le contreventement des bâtiments irréguliers en élévation à ossature en portiques en béton armé par des voiles disposés dans leurs deux directions orthogonales.

6.4 Perspectives

Notre travail a consisté en l'étude de l'influence de l'irrégularité en élévation de structures en portique en béton armé sur leur comportement sous l'action sismique. En perspective, une étude similaire mais en considérant des structures en portiques en charpente métallique pourrait faire l'objet d'une recherche future.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] S. L . Wood, *Seismic response of R/C frames with irregular profiles*, Journal of Structural Engineering, 1992 , Vol. 118, No.2, pp. 545-566.
- [2] E.G. Valmundsson and J.M. Nau, *Seismic response of building frames with vertical structural irregularities*, Journal of Structural Engineering, 1997, Vol. 123, No.30, pp.30-41.
- [3] Moehle J. P. , *Seismic response of vertically irregular structures*, J. of Struct. Eng. ASCE ,1984, Vol. 118, pp. 2002-2014.
- [4] X. RAMAO, A. COSTA and R. DELGADO, *Seismic behavior of reinforced concrete frames with setbacks*, Proc. of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C. , Canada, 2004.
- [5] Cassis J.H. and Cornejo E. , *influence of vertical irregularities in the response of earthquake resistant structures*, Proc.11th WCEE, 1996, Acapulco, Mexico.
- [6] Magliulo G. et al, *Seismic behavior of irregular in elevation plane frames*, Proc. 12th ECEE, 2002, London , England.
- [7] C.M. Wong and W.K. Tso, *Seismic loading for buildings with setbacks*, Canadian Journal of Civil Engineering, 1994, Vol. 21, No.5, pp. 863-871.
- [8] Costa A. , *influence of vertical irregularities on seismic response of buildings*, Proc. 9th WCEE, 1988, Vol.V, Tokyo , Japan.
- [9] B.M. Shahrouz and J.P. Moehle, *Seismic response and design of setback buildings*, Journal of Structural Engineering, ASCE, May 1990, Vol. 116, No.5, pp.1423-1439.
- [10] J. P. Moehle and L. F. Alarcon, *Seismic analysis methods for irregular buildings*, Journal of Structural Engineering, ASCE, 1986, Vol. 112, No.1, pp.35-52.
- [11] S. Das and J.M. Nau, *Seismic design aspects of vertically irregular reinforced concrete buildings*, Earthquake Spectra, 2003, Vol. 19, No.3, pp.455-477.

- [12] LOUZAI Amar, Juin 2008, *Analyse du comportement sismique des structures en portiques en béton armé avec remplissage en maçonnerie*, Mémoire de Magister, Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou, Faculté du Génie de la Construction, Département de Génie Civil ; Directeur de Mémoire : Dr. A. ABED.
- [13] SAIDANI Abdelkader, mai 2012, *Influence des murs de remplissage en maçonnerie sur le comportement sismique de structures en portique en béton armé*, Mémoire de Magister (en instance de soutenance), Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou, Faculté du Génie de la Construction, Département de Génie Civil ; Directeur de Mémoire : Dr. A. ABED.
- [14] SAHOUI Hamza, mai 2012, *Influence des caractéristiques mécaniques des matériaux mis en œuvre sur le comportement sismique des structures en portiques en béton armé*, Mémoire de Magister, Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou, Faculté du Génie de la Construction, Département de Génie Civil ; Directeur de Mémoire : Dr. A. ABED.
- [15] Mainstone R.J., 1971, *On the Stiffness and Strength of Infilled Frames*, Proceedings of the Institution of Civil Engineers.
- [16] Paulay T. and Priestley, 1992, *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, Edition John Wiley and Sons, Inc.
- [17] 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.
- [18] Riddington, JR., 1984, *Influence of Initial Gaps on Infilled Frame Behavior*, Proceedings on the Institution of Civil Engineering, Institution of Civil Engineering, Great Britain, London, UK, 77: 295-310.
- [19] Bachmann H., 2003, *Seismic Conceptual Design of Building-Basic principles for Engineers, Architects, Buildings Owners, and Authorities*, Swiss Federal for Water and Geology.
- [20] Aliaari M., Memari Ali M, 2003, *Analysis of Masonry Infilled Steel Frames with Seismic Isolator Subframes*, Engineering Structures.
- [21] *Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003)*, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Algérie.

- [22] 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.
- [23] Computers and Structures Inc. (CSI), 1995, *SAP2000 Three Dimensional Static and Dynamic Finite Element Analysis and Design of Structures V8.08N*, Berkeley, California.
- [24] Pfeiffermann O., 1999, *Maçonnerie portante: Conception, Dimensionnement, et Exécution selon l'Eurocode 6*, Kluwer Editorial, Diegem.
- [25] 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.
- [26] Federal Emergency Management Agency (FEMA), 1997, *NEHRP the Seismic Rehabilitation of Buildings*, FEMA273.
- [27] Applied Technology Council, ATC-40, 1996, *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, Volume 1-2, Redwood City, California.
- [28] Peter Fajfar, 2000, *A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Desing*, Earthquake spectra, Vol. 16, pp.573-592.
- [29] Michael Fardis, 2006, *Seismic Design Issue for Masonry – Infilled RC Frames*, First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Switzerland, Paper Number: 313.
- [30] ACI, 1995, *Building code requirements for reinforced Concrete (ACI 318-95), Mechanics and Design*, Third Edition American Concrete Institue, Detroit, Michigan, U.S.A.
- [31] Saiidi M. and Sozen M.A., 1981, *Simple Nonlinear Seismic Response of R/C Structures*, *Journal of Structural Division*, ASCE, Vol. 107, 937-952.
- [32] Stafford Smith B., 1963, *Lateral Stiffness of Infilled Frames*, *Journal of Structural Division*, ASCE, Vol. 88, No.ST6, pp.183-199.
- [33] Klingner R.E. and Bertero V., 1976, *Infilled Frames in Earthquake-Resistant Construction*, Report No. EERC 76-32, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

- [34] Polyakov S.V., 1960, *On the Interaction Between Masonry Filler Walls and Enclosing Frame When Loaded in the Plane of the Wall*, Translation in Earthquake Engineering Research Institute.
- [35] Fakhredin Danesh, Vahid. Behrang, 2004, *The Influence of Masonry Infill Walls on Dynamic Behavior of Concrete Structure*, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada.
- [36] Alain Capra et Victor Davidivici, 1984, *Calcul Dynamique des Structures en Zone Sismique*, Edition Eyrolles.
- [37] Albert Fuentes, 2005, *Béton Armé: Fissuration-Flèches, Redistribution d'efforts et Formation des Mécanismes de Ruptures*, OPU.
- [38] André Filiatrault, 1996, *Eléments de Génie Parasismique et de Calcul Dynamique des Structures*, Edition de l'école Polytechnique de Montréal.
- [39] 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.
- [40] Ashraf Habibullah, S.E., and Stephen Pyle, S.E., 1998, *Practical Three Dimensional Nonlinear Static Pushover Analysis*, Structure Magazine.
- [41] Ashutosh Bagchi, 2001, *Evaluation of the Seismic Performance of Reinforced Concrete Buildings*, Ph.D. Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Carleton University, Ottawa, Canada.
- [42] Chanti Amar, 2000, *Calcul Dynamique des Structures: Interprétation des Logiciels de Calcul*, OPU.
- [43] Chia-Wei Wu and Qiang Xue, 2006, *Seismic Capacity Evaluation of Kouhu Elementary School building*, 4th International Conference on Earthquake Engineering Taipei, Taiwan, Paper No. 124.
- [44] Chopra A.K., 1995, *Dynamics of Structures-Theory and Application to Earthquake Engineering*, Prentice Hall, New Jersey.

- [45] D. Combescure, 2001, *Modélisation des Structures de Génie Civil Sous Chargement Sismique à L'aide de CASTEM 2000*, Rapport DM2S, Direction de L'énergie Nucléaire , Département Modélisation de Systèmes et Structures, Service D'études Mécaniques et thermiques.
- [46] D.K. Paul, Yogendra Singh, Husain K. Jarallah, and Mukund Joshi, 2006, *Seismic Evaluation of Ward Block of GTB Hospital*, 4th International Conference on Earthquake Engineering, Taipei, Taiwan, Paper No.312.
- [47] Daniel Gay et Jacques Gambelin, 1999, *Dimensionnement des Structures : Une Introduction*, Hermes Science Publications.
- [48] Didier Combescure, 2006, *Some Contributions of Physical and Numerical Modelling to the Assessment of Existing Masonry Infilled RC Frames under Extreme Loading*, First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Switzerland, Paper Number: 370.
- [49] Dr. Cosmini G. Chioren, 2003, *Application of Pushover Analysis of Reinforced Concrete Bridge Model*, Part I-Numerical Models, Project Pocti/36019/99.
- [50] Edward L. Wilson, 2002, *Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures, A Physical Approach with Emphasis on Earthquake Engineering*, Third Edition, University of California at Berkeley.
- [51] 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, pp.31-46.
- [52] Federal Emergency Management Agency (FEMA), 2000, *Prestandard and Commentary for the Rehabilitation of Buildings*, FEMA-356.
- [53] *Fédération Belge de la Brique*, 2005, Bruxelles.
- [54] Final Report, 2003, *Nonlinear Pushover Analysis of Reinforced Concrete Structures*, Colorado Advanced Software Institute.

- [55]** Frederick Ellul and Dina D' Ayala, 2004, *On the Vulnerability Assessment of Modern Low Technology Engineered Residential Construction*, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, Paper No. 880.
- [56]** Hemant B. Kaushik, Durgesh C. Rai, and Sudhir K. Jain, 2006, *Code Approaches to Seismic of Masonry – Infilled Reinforced Concrete Frames: A State-the-art Review*, Earthquake Spectra , Volume 22, No. 4, pages 961- 983, Earthquake Engineering Research Institute.
- [57]** Hossein Mostafaei and Toshimi Kabeyasawa, 2004, *Effect of Infill Masonry Walls on the Seismic Response of Reinforced Concrete Buildings Subjected to the 2003 Beam Earthquake Strong Motion: A Case Study of Beam Telephone Center*, Bull. Earth. Res. Inst., Univ. Tokoyo, Vol. 79, pp.133-156.
- [58]** J. Donea and P.M. Jones, 1991, *Experimental and Numerical Methods in Earthquake Engineering*, Kluwer Academic Publishers
- [59]** J. Proença, Carlos S. Oliveira and J.P. Almeida, 2004, *Seismic Performance Assessment of Reinforced Concrete Structures with Masonry Infilled Panels: The Case of Block #22 of the Santa Maria Hospital in Lisbon*, Journal of Earthquake Technology, Paper No. 449, Vol. No. 2-4, pp.233-247.
- [60]** 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.
- [61]** Kligner R.E. and Bertero V.V., 1978, *Earthquake Resistance of Reinforced Infilled Frames*, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 104, No. ST6, pp.973-989.
- [62]** Liauw T.C. and Lee S.W., 1977, *On the Behavior and the Analysis of Multi-Storey Infilled Frame Subjected to Lateral loading*, Proceedings of the Institute of Civil Engineers, Part 2,63, pp. 664-656.
- [63]** Luis Decanini, Fabrizio Mollaioli, Andrea Mura, Rodolfo Saragoni, 2004, *Seismic Performance of Masonry Infilled R/C Frames*, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, Paper No. 165.

- [64] Luis F. Ibarra and Helmut Krawinkler, 2005, *Global Collapse of Frame Structures Under Seismic Excitations*, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Stanford University.
- [65] M. Belazougui, 2000, *Le Béton Armé aux Etats Limites*, OPU, Alger.
- [66] M. Zacek, 1996, *Construire Parasismique*, Edition Parenthèses, Marseille, France.
- [67] 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.
- [68] Mario Paz and William Leigh, 2004, *Structural Dynamic: Theory and Computation, Updated with SAP2000*, Fifth Edition, Kluwer Academic Publishers
- [69] Matja Dolsek and Peter Fajfar, 2006, *Simplified Seismic Assessment of Infilled Reinforced Concrete Frame*, First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Switzerland, Paper Number: 888.
- [70] Matjaz Dolsek and Peter Fajfar, 2005, *Simplified Nonlinear Seismic Analysis of Infilled Reinforced Concrete Frames*, The Journal of the International Association for Earthquake Engineering, Vol. 34, No.1, pp.49-66.
- [71] Michael D. Symans, Nasim K. Shattarat, David I. MeLean, and William F. Cofer, 2003, *Evaluation of Displacement-Based Methods and Computer Software for Seismic Analysis of Highway Bridges*, Research Project T1804, Task7, Department of Civil and Environmental Engineering, Washington State University.
- [72] Mohammad Aliaari, 2005, *Development of Seismic Infill Wall Isolator Subframe (Siwis) System*, Ph.D. Thesis, the Pennsylvania State University, the Graduate School, College of Engineering.
- [73] Nie Jianguon 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.

- [74]** 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.
- [75]** Robin Davis, Praseetha Krishnan, Devdas Menon, A. Meher Prasad, 2004, *Effect of Infill Stiffness on Seismic Performance of Multi-Storey RC Framed Buildings in India*, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, Paper No. 1198.
- [76]** Rui Carneiro Barros, Ricardo Almeida, 2005, *Pushover Analysis of Asymmetric Three-Dimensional Building Frames*, Journal of Engineering and Management, Portugal, Vol XI, No 1, 3-12.
- [77]** Saneijad, A., Hobbs, B., 1995, *Inelastic Design of Infilled Frames*, ASCE, Journal of Structural Division, Vol. 121, pp. 634-650.
- [78]** 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.
- [79]** Steve Huang and Wen-hung Chang, 2005, *Inelastic Behavior of Infilled Concrete Frames*, the 3rd International Conference on Structural Stability and Dynamics, Kissimmée, Florida.
- [80]** George G. Penelis, Andreas J. Kappos, 1997, *Earthquake Resistant Concrete Structures*, Edition E and SPON, London.
- [81]** *Utility Software for Earthquake Engineering (USEE)*, 2000, developed by the Mid-America Earthquake Center as part of Project ST-18, supported primarily by the Earthquake Engineering Research Center Program of the National Science Foundation under Award Number EEC-9701785.
- [82]** Victor Davidovici, 1999, *La Construction en Zone Sismique*, Edition le Moniteur, Paris, France.
- [83]** Youssef Belmouden, 2004, *Analyse spectrale non itérative des oscillateurs simples sous l'action des tremblements de terre*, Bulletin de l'Institut Scientifique, Rabat, Maroc, section Sciences de la terre, n°26, 1 – 10.