



Mémoire de Magister

Spécialité : Génie Civil

Option : Structures et Matériaux

Présenté par :

AIT-RAMDANE Idir

Sujet :

**Comportement sismique d'ossatures en portiques en
béton armé en tenant compte de l'interaction murs
de remplissage en maçonnerie-cadres des portiques**

Soutenu devant le jury d'examen suivant :

- | | | | |
|---------------------|---------------------------|-------|------------|
| - M. HAMZA Ali | Maître de conférences (A) | UMMTO | Président |
| - M. ABED Ahmed | Maître de conférences (A) | UMMTO | Rapporteur |
| - M. BOUHERAOUA Ali | Professeur | UMMTO | Examineur |
| - M. DRIZI Said | Maître de conférences (A) | UMMTO | Examineur |

Soutenu le : 28/12/2014

A la mémoire de mon père

Remerciement

Je tiens à remercier d'abord mon promoteur Dr. ABED Ahmed, Maitre de conférence (A) au Département de génie civil, faculté génie de la construction, U.M.M.T.O, qui m'a proposé ce sujet et qui m'a encadrer et diriger avec beaucoup d'attention et de disponibilité tout au long de ce travail.

Mes vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon travail en acceptant de l'examiner et de l'enrichir avec leurs propositions.

Je tiens à remercier tout particulièrement M. LOUZAI Amar, enseignant au Département de génie civil, faculté génie de la construction, U.M.M.T.O, pour sa précieuse aide au cours de ce travail, spécialement pendant les modélisations non-linéaires.

je souhaiterai remercier mon ami OULD EL HAJD Mouhamed, doctorant en physique théorique à l'université de Corse, pour m'avoir initié au logiciel LaTeX.

Mes remerciements s'étendent également à tous mes collègues et à tous mes amis pour leur encouragement et leur soutien.

Qu'il me soit enfin permis de remercier toute ma famille pour son appui, spécialement mes parents pour leur attention sans faille, pour leurs encouragements et leur amour inconditionnel qui m'accompagnent depuis toujours ; qu'ils trouvent ici le témoignage de ma profonde gratitude.

Table des figures

1.1	Mécanisme de ruine du portique nu	2
2.1	Carte simplifiée des grandes plaques lithosphériques et de leurs limites	6
2.2	Coupe schématique montrant plusieurs types de frontières possibles entre les plaques	7
2.3	Différents mouvements résultants de l'interaction entre les plaques tectoniques . .	7
2.4	Épicentre et foyer d'un séisme. L'importance des dommages diminue avec la distance à l'épicentre	8
2.5	Représentation schématique des ondes sismiques	9
2.6	Illustration des effets de séisme	11
2.7	Amplification des ondes sismique par la topographie du site	12
2.8	Amplification des ondes sismique par les sols alluvionnaires	12
2.9	Ruine du bâtiment après liquéfaction du sol d'assise	13
2.10	Vaste éboulement de terrain sur un quartier résidentiel	13
2.11	Cisaillement des poteaux sous l'effet de la maçonnerie	14
2.12	Renversement de bâtiments suite à la liquéfaction du sol de fondation	15
2.13	Effondrement sous l'effet d'un rez-de-chaussée " souple "	15
2.14	cisaillement des poteaux courts	16
2.15	Dommages dus à la présence des décrochements.	16
3.1	portique étudié	19
3.2	Vue en plan du bâtiment comportant le portique étudié.	19
3.3	Dimensionnement d'un nœud poteau-poutre	21
3.4	Dimensions des sections des poutres et des poteaux du portique étudié.	21
3.5	Illustration schématique des forces sismiques appliquées aux différents niveaux du portique.	22
3.6	Spectre de réponse de calcul [31]	24
3.7	Masses sismiques du modèle brochette associées au bâtiment étudié	24
3.8	Propriétés modales du bâtiment dans la direction Y-Y	25
3.9	Ferraillage du portique étudié	27
3.10	Différents types de briques considérés	28
4.1	Courbe de capacité de la structure	31

4.2	Réduction d'un système à plusieurs degrés de liberté à un système à un degré de liberté équivalent	32
4.3	Conversion de la courbe de capacité de la structure en une courbe du système à un degré de liberté équivalent.	33
4.4	Idéalisation bi-linéaire	33
5.1	Loi force-déplacement idéalisée pour les éléments béton armé	38
5.2	Diagramme moment-rotation associé à la rotule plastique de flexion pour les poutres.	40
5.3	Section doublement armé à son état élastique limite	41
5.4	Diagramme effort tranchant-rotation associé à la plastification des poutres par cisaillement	42
5.5	Diagramme moment-rotation associé à la plastification des poteaux par flexion [15]	43
5.6	Déformée d'un cadre avec remplissage sous chargement latéral	44
5.7	Bielle comprimée équivalente diagonale.	44
5.8	Définition des paramètres caractérisant la bielle comprimée équivalente.	45
5.9	Loi de comportement de la maçonnerie [22]	46
5.10	Loi force-déplacement pour la maçonnerie	46
5.11	Rotule plastique de compression	47
5.12	Définition du déplacement relatif $\frac{\Delta_{eff}}{h_{eff}}$	47
5.13	Mode de rupture typique des murs de maçonnerie	48
5.14	Rupture par cisaillement de la maçonnerie.	49
5.15	Illustration des paramètres permettant d'établir la résistance au cisaillement du mur de remplissage en maçonnerie.	50
5.16	Attribution des rotules plastiques aux différents éléments	51
6.1	Portique nu et sa modélisation.	53
6.2	Courbe de capacité du portique nu.	54
6.3	Distribution des rotules plastiques à la ruine du portique nu	54
6.4	Déplacements latéraux des niveaux du portique nu	55
6.5	Déplacements inter-étages du portique nu	55
6.6	Portique avec remplissage et sa modélisation	55
6.7	Courbe de capacité du portique avec murs de remplissage en parpaing creux . . .	56
6.8	Distribution des rotules plastiques à la ruine du portique avec un remplissage en parpaing creux	56
6.9	Déplacements latéraux du portique avec un remplissage en parpaing creux.	57
6.10	Déplacement inter-étages du portique avec un remplissage en parpaing creux . . .	57
6.11	Courbe de capacité du portique avec un remplissage en briques creuses	58
6.12	Distribution des rotules plastiques à la ruine du portique avec un remplissage en briques creuse	59
6.13	Déplacements latéraux du portique avec remplissage en briques creuses	59

6.14 Déplacements inter-étages du portique avec remplissage en briques creuses	60
6.15 Courbe de capacité du portique avec un remplissage en briques pleines	60
6.16 Distribution des rotules plastiques dans le portique avec un remplissage en briques pleine	61
6.17 Déplacements latéraux du portique avec un remplissage en briques pleine	61
6.18 Déplacements inter-étages du portique avec un remplissage en briques pleines . . .	62
6.19 Courbes de capacités du portique nu et avec différents remplissages	62
6.20 Comparaison des efforts tranchants élastique des portiques.	63
6.21 Comparaison des raideurs initiales K_0 des différents portiques	63
6.22 Comparaison des résistances ultimes V_u des différents portiques	64
6.23 Comparaison des déplacements latéraux absolus des portiques	65
6.24 Comparaison des déplacements inter-étages des portiques	66
6.25 Comparaison des mécanismes de ruine des différents portiques	67
6.26 Courbe de capacité du portique avec un remplissage en briques creuses de 15 cm d'épaisseur	69
6.27 Déplacements latéraux inter-étages du portique avec un remplissage en briques creuses de 15 cm d'épaisseur	69
6.28 Distribution des rotules plastiques dans le portique avec un remplissage en briques creuse de 15 cm d'épaisseur	70
6.29 Courbe de capacité du portique avec un remplissage en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.	71
6.30 Déplacements latéraux inter-étages du portique avec un remplissage en briques creuses de 10 cm d'épaisseur	71
6.31 Distribution des rotules plastiques dans le portique avec un remplissage en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.	72
6.32 Courbes de capacités du portique avec différentes configurations.	72
6.33 Comparaison des efforts tranchants élastiques	73
6.34 Comparaison des raideurs initiales	73
6.35 Comparaison des résistances ultimes V_u des différents portiques	74
6.36 Comparaison des déplacements latéraux relatifs des différents portiques.	75
6.37 Comparaison des ductilités globales des différents portiques.	76

Liste des tableaux

3.1	Caractéristique des matériaux de remplissage utilisés	28
5.1	Propriétés des maçonneries utilisées	51
6.1	Caractéristiques générales du portique à l'état élastique limite avec différentes configurations.	64
6.2	Caractéristiques générales du portique à l'état limite ultime avec différentes configurations	65
6.3	Caractéristiques générales du portique à l'état élastique limite avec différentes configurations.	74
6.4	Caractéristiques générales du portique à l'état limite ultime avec différentes configurations	75

Table des matières

1	Introduction	1
1.1	Introduction	2
1.1.1	Définition de la problématique	2
1.2	Objectif du mémoire	3
1.3	Plan du mémoire	3
2	Structures en béton armé avec remplissage en maçonnerie dans les zones sismiques	5
2.1	Genèse d'un séisme	6
2.1.1	Tectonique des plaques	6
2.1.1.1	Principe de la tectonique des plaques	6
2.1.1.2	Mouvements résultants de l'interaction entre les plaques tectoniques	7
2.1.1.3	Définition d'un séisme	8
2.1.1.4	Les ondes sismiques	9
2.1.1.5	Caractérisation des séismes	10
2.1.1.6	L'aléa sismique	10
2.1.1.7	Effets de séisme	11
2.2	Principaux facteurs de vulnérabilité des structures en béton armé	14
2.2.1	Influence des murs de remplissages dans les structures en portiques	14
2.2.2	Liquéfaction des sols	14
2.2.3	Niveaux " souples "	15
2.2.4	Effet poteau court	16
2.2.5	Irrégularité des Structures en béton armé avec des remplissages en maçonnerie	16
2.2.6	Résonance	17
3	Structure étudiée et matériaux de remplissages considérés	18
3.1	Structure en portique en béton armé	19
3.1.1	Géométrie et configuration structurale	19
3.1.2	Dimensionnement du portique étudié	20

3.1.2.1	Prédimensionnement des sections de béton des poutres et des poteaux	20
3.1.2.1.1	Section des poutres	20
3.1.2.1.2	Section des poteaux	20
3.1.2.1.3	Prédimensionnement vérifiant le critère de formation des rotules plastique dans les poutres et pas dans les poteaux	21
3.1.2.2	Charges appliquées	22
3.1.2.2.1	Charges gravitaires	22
3.1.2.2.2	Charges sismiques	22
3.1.2.3	Ferraillage du portique	25
3.1.2.3.1	Introduction	25
3.1.2.3.2	Ferraillage des poutres	25
3.1.2.3.3	Ferraillage des poteaux	26
3.1.2.3.4	Sections de béton et d'acier des poutres et des poteaux	26
3.2	Matériaux de remplissage (maçonnerie)	27
3.2.1	Introduction	27
3.2.2	Description des matériaux de remplissage utilisés	28
3.2.2.1	Bloc de béton léger (Parpaing creux)	28
3.2.2.2	Brique creuse en terre cuite	28
3.2.2.3	Maçonnerie en brique pleine	28
4	Analyse Pushover	29
4.1	Introduction	30
4.2	Définition de la méthode pushover	30
4.3	Formulation analytique de la méthode pushover	31
4.3.1	Définition du système à un degré de liberté équivalent (SDOF)	32
4.3.2	Idéalisation bi-linéaire de la courbe de capacité du système à un degré de liberté (SDOF)	33
4.3.3	Définition des propriétés du système à un degré de liberté équivalent	34
4.4	Distribution verticale des charges horizontales	34
4.4.1	Distribution uniforme	35
4.4.2	Distribution selon le premier mode de vibration	35
4.4.3	Distribution proposée par FEMA 273 [15]	35
4.4.4	Distribution avec la combinaison modale	35
4.4.4.1	Distribution Adaptative	36
4.5	Définition du déplacement cible de la structure	36
5	Modélisation des structures en portique en béton armé avec murs de remplissage en maçonnerie	37
5.1	Introduction	38

5.2	Modélisation du portique nu en béton armé	38
5.2.1	Définition et attribution des rotules plastiques aux poutres et aux poteaux du portique nu	38
5.2.1.1	Loi Moment – Rotation associée aux poutres	39
5.2.1.1.1	Plastification par flexion : Rotule plastique	39
5.2.1.1.2	Plastification par cisaillement	41
5.2.1.2	Loi Moment – Rotation associée aux poteaux	42
5.2.1.2.1	Plastification par flexion : Rotule plastique	42
5.2.1.2.2	Plastification par cisaillement	43
5.3	Modélisation de mur de remplissage en maçonnerie	44
5.3.1	Modèle de bielle comprimée équivalente	44
5.3.2	Loi de comportement de la maçonnerie	45
5.3.2.1	Rotule plastique pour la maçonnerie	46
5.3.2.1.1	Rotule de compression	46
5.3.3	Résistance ultime d’un mur de maçonnerie	48
6	Présentation et discussion des résultats des analyses pushover	52
6.1	Introduction	53
6.2	Résultats des analyses pushover des portiques	53
6.2.1	Portique nu	53
6.2.2	Portique avec murs de remplissage en béton léger (parpaing creux)	55
6.2.3	Portique avec murs de remplissage en briques creuses en terre cuite	58
6.2.4	Portique avec murs de remplissage en maçonnerie en bloc (briques pleine)	60
6.3	Analyse comparative des résultats du portique en fonction des matériaux de remplissage	62
6.3.1	Analyse comparative des caractéristiques des portiques à l’état élastique limite et à l’état limite ultime de résistance	62
6.3.2	Analyse comparative des déplacements latéraux absolus d’étages	65
6.3.3	Analyse comparative des déplacements inter-étages	66
6.3.4	Analyse comparative des mécanismes de ruines	66
6.4	Résultats des analyses pushover du portique en fonction de l’épaisseur des murs de remplissage	68
6.4.1	Résultats des analyses pushover du portique nu	68
6.4.2	Résultats des analyses pushover du portique avec un remplissage de 20 cm d’épaisseur	68
6.4.3	Résultats des analyses pushover du portique avec un remplissage de 15 cm d’épaisseur	69
6.4.4	Résultats des analyses pushover du portique avec un remplissage de 10 cm d’épaisseur	70

6.5	Analyse comparative des résultats du portique en fonction de l'épaisseur des panneaux de remplissage	72
6.5.1	Analyse comparative des caractéristiques des portiques à l'état élastique limite et à l'état limite ultime de résistance	72
6.5.2	Analyse comparative des déplacements latéraux inter-étages	75
6.5.3	Analyse comparative des ductilités globales	76
7	Conclusion générale	77
7.1	Rétrospective	78
7.2	Conclusions principales	78
7.3	Recommandations	79
7.4	Perspectives	80

Chapitre 1

Introduction

1.1 Introduction

1.1.1 Définition de la problématique

Les structures en portiques en béton armé avec des remplissages en maçonnerie sont très courantes dans beaucoup de pays, notamment dans ceux à haut risque sismique. Parmi ces pays, on peut citer ceux du bassin méditerranéen dont l'Algérie [1].

Pour ce type de structure, une grande partie des dommages causés par l'action sismique est attribuée aux panneaux de remplissage [13]. L'interaction entre ces panneaux et les cadres en béton armé du portique surcharge les nœuds poteaux-poutres et induit des effets locaux négatifs qui pourront conduire à un endommagement sérieux des nœuds poteaux-poutres de la structure, dimensionnée dans la plupart des cas, en ignorant la présence des murs de remplissage qui sont considérés comme des éléments non structurels. Par conséquent cette simplification donne lieu à dimensionnement non sécuritaire.

Au début d'un séisme, les murs en maçonnerie reprennent une grande partie des forces sismiques, mais avec l'accroissement du déplacement inter-étages sous l'effet des charges sismiques, les murs de remplissages subissent les premières fissures et une séparation avec le cadre s'initie [5], et l'influence des murs des remplissages sur le comportement global de la structure et leur contribution à la résistance et à la raideur de cette dernière, restent dépendante des caractéristiques de ces murs, à titre d'exemple, si on remplit le même bâtiment avec des panneaux de maçonnerie qui possèdent des résistances et des épaisseurs différentes, face à un séisme, le comportement de cet ouvrage sera différent d'un type de remplissage à un autre.

La question qu'on se pose en général est de connaître l'influence de la résistance de la maçonnerie et de son épaisseur sur la capacité de dissipation de l'énergie sismique par la structure, sur sa manière de subir des déformations post-élastique, sur sa raideur initiale et sur les mécanismes de ruine. Sachant que le mécanisme de ruine préconisé par le RPA est un mécanisme de ruine globale (figure 1.1), obtenu par le dimensionnement de ces structures auto-stable 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.

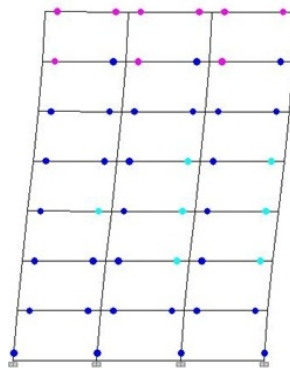


FIGURE 1.1 – Mécanisme de ruine du portique nu

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, conférant à la structure un comportement favorable et sécuritaire en situation sismique [26].

Puisque une importante partie de la population mondiale s'abrite dans ces bâtisses en portiques en béton armé avec des remplissages en maçonnerie, qui subissent à chaque événement sismique majeur, des dommages importants allant jusqu'à leur effondrement total; connaître quelles sont les plus vulnérables et comprendre leur comportement face aux actions sismiques est plus qu'utile pour imposer des lois plus strictes et envisager des actions de relogement et de renforcement pour sauver ces vies humaines et éviter la pire des catastrophes.

1.2 Objectif du mémoire

Notre travail consiste en l'étude du comportement sismique des structures en portique en béton armé en tenant compte de l'interaction murs de remplissage-cadres des portiques, notamment, l'influence de l'épaisseur et de la résistance de ces murs de remplissage sur le comportement sismique des structures en portiques en béton armé. Pour cela, on considère un portique en rez-de-chaussée plus six étages avec trois travées de même longueur, égale à cinq mètres. Ce portique fait partie d'un bâtiment supposé être implanter dans une zone de forte sismicité (zone III selon le RPA 99/version 2003 [31]).

Trois types de matériaux de remplissage à savoir, le parpaing creux en béton léger, la brique creuse en terre cuite et la brique pleine en terre cuite sont considérés dans l'étude, le choix de ces matériaux est effectué à partir de leurs résistances à la compression, respectivement, faible, moyenne et forte. Pour étudier l'effet de l'épaisseur des murs de remplissages, on a considéré un mur en briques creuses en terre cuite avec trois épaisseurs différentes (20 cm, 15 cm, 10 cm).

Après un dimensionnement du portique selon les codes de calcul en vigueur, à savoir le RPA 99/version 2003 [31] et le BAEL 91 [9], des analyses non-linéaire (pushover) sont effectuées sur le portique avec différentes configurations. Au terme de ces analyses postélastique, une discussion des résultats est effectuée en mettant l'accent sur la variation des paramètres, tels que l'effort tranchant à la base du portique et les déplacements latéraux d'étages ainsi que les différents mécanismes de ruines.

1.3 Plan du mémoire

Le présent mémoire est organisé sous la forme suivante :

Le **chapitre 1** est consacré à la présente introduction.

Au long du **chapitre 2**, on décrit l'évènement sismique dans son ensemble et on donne les notions

nécessaires pour la compréhension des mécanismes qui régissent son déclanchement, sa propagation jusqu'à son application sur les structures. A la fin de ce chapitre, on récapitule les différents facteurs qui accroissent la vulnérabilité des bâtisses face aux séismes.

Dans le **chapitre 3**, on dimensionne le portique étudié selon le code du béton armé aux états limites BAEL 91 [9] et le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003 [31], sur la base d'une analyse modale spectrale avec le logiciel ETABS [11]. Le portique est dimensionné en considérant les combinaisons d'action sismique avec les charges permanentes et les charges d'exploitations en référence au RPA 99/version 2003.

Dans le **chapitre 4**, on donne un aperçu général sur l'analyse pushover.

On consacre le **chapitre 5** à la modélisation de la structure en béton armé et aussi à la modélisation des murs de remplissage avec la définition des différents types de rotules plastiques ainsi que les lois qui régissent le comportement de ces rotules, et en suite, on les affecte aux éléments poteaux, poutre et aux murs de maçonnerie.

Au **chapitre 6**, des analyses pushover sont exécutées à l'aide du logiciel de calcul ETABS pour les portiques étudiés, d'abord en variant la résistance des murs de remplissages en utilisant les configurations suivantes :

- Portique nu
- Portique avec un remplissage de faible résistance à la compression (**3 Mpa**), qui est la maçonnerie en béton léger (parpaing creux)
- Portique avec remplissage en briques creuses en terre cuite qui possède une résistance moyenne à la compression (**10 Mpa**).
- Portique avec remplissage en briques pleine en terre cuite dont la résistance à la compression est relativement élevée (**15 Mpa**).

En suite en variant l'épaisseur des panneaux de remplissages comme suit :

- Portique avec remplissage en briques creuses en terre cuite avec une épaisseur de **20 cm**.
- Portique avec remplissage en briques creuses en terre cuite avec une épaisseur de **15 cm**.
- Portique avec remplissage en briques creuses en terre cuite avec une épaisseur de **10 cm**.

Au cours de ce chapitre, on procède à une discussion des résultats obtenus et une comparaison des différents paramètres comme, les raideurs initiales, les résistances ultimes, les déplacements latéraux, les déplacements inter-étages et les mécanismes de ruines.

On termine notre travail par une synthèse des connaissances acquises et les différents enseignements tirés.

Chapitre 2

Structures en béton armé avec remplissage en maçonnerie dans les zones sismiques

Résumé

Ce chapitre a pour objet de présenter le phénomène sismique dans son ensemble. Il s'agit de comprendre la théorie de la tectonique des plaques et les différents mouvements qui résultent de leur interaction, donnant naissance à des séismes. Ensuite, on définit les différents types de séismes et leurs caractéristiques ainsi que les ondes qu'ils génèrent et les effets qui peuvent être engendrés sur les ouvrages. La dernière partie du chapitre est consacrée aux principaux facteurs de vulnérabilité des structures en béton armé avec remplissage en maçonnerie dans les zones sismiques, comme les étages souples, les murs de remplissages dans les bâtiments en portiques, les irrégularités géométriques, la liquéfaction des sols de fondation, la résonance... etc.

2.1 Genèse d'un séisme

2.1.1 Tectonique des plaques

La compréhension du mécanisme responsable de l'activité sismique du globe terrestre est récente. Ce n'est qu'en 1968 que J.Morgan, D. Mc Kenzie et X. Le Pichon ont formulé la théorie de la tectonique des plaques qui fournit un modèle cinématique cohérent des déformations de l'écorce terrestre [47].

2.1.1.1 Principe de la tectonique des plaques

La tectonique des plaques, dont le principe est connu depuis la seconde moitié du XXe siècle, est à l'origine des chaînes de montagne et de phénomènes tels que les séismes et le volcanisme. La lithosphère (croûte et manteau supérieur) est morcelée en plusieurs fragments, appelés plaques, qui constituent la surface terrestre. En raison des mouvements de convection au sein du manteau, ces plaques sont mobiles les unes par rapport aux autres, avec des vitesses de quelques centimètres par an [48].

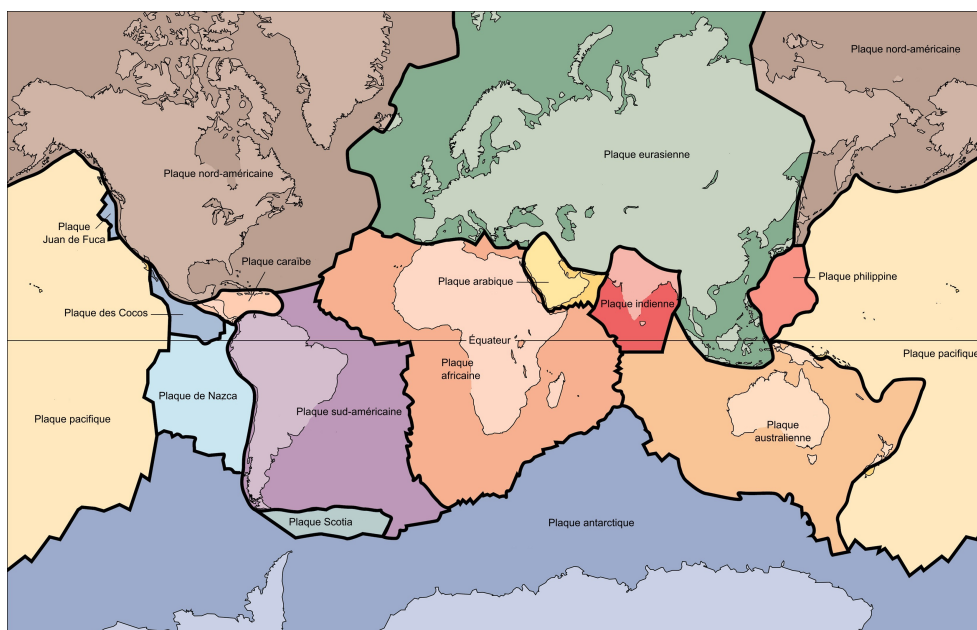


FIGURE 2.1 – Carte simplifiée des grandes plaques lithosphériques et de leurs limites

Il existe des grandes cellules de convection dans le manteau qui sont le résultat du flux de chaleur qui va du centre vers l'extérieur de la terre, un flux de chaleur dû à la décomposition des éléments radioactifs contenus dans les minéraux constitutifs de la terre. Ces cellules concentrent de la chaleur dans leur partie ascendante, ce qui cause une fusion partielle du manteau supérieur et une expansion des matériaux. C'est cette expansion qui produit une dorsale médio-océanique. Les mouvements de l'asthénosphère sous la lithosphère rigide entraînent cette dernière ; ils provoquent des tensions au niveau de la dorsale, causant la divergence et le magmatisme associé. Ainsi, il y a formation continue de nouvelle lithosphère océanique au niveau de la dorsale et élargissement

progressif de l'océan.

En contrepartie, puisque le globe terrestre n'est pas en expansion, il faut détruire de la lithosphère, ce qui se fait par enfoncement de lithosphère océanique dans les zones de subduction qui correspondent aux fosses océaniques profondes. Les dorsales sont recoupées par des failles dites transformantes pour accommoder des différences de vitesses de divergence [49].

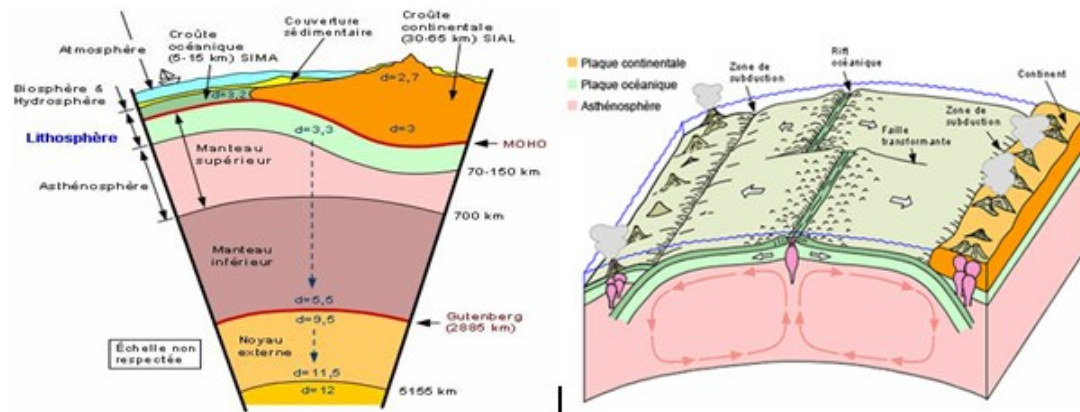


FIGURE 2.2 – Coupe schématique montrant plusieurs types de frontières possibles entre les plaques

2.1.1.2 Mouvements résultants de l'interaction entre les plaques tectoniques

- **La subduction** : c'est-à-dire la plongée d'une plaque sous une autre (ce qui permet de compenser l'augmentation de surface résultant de l'expansion des fonds océaniques), comme celle de la plaque Nazca sous l'Amérique du Sud, ou de la plaque Philippines sous l'Eurasie au niveau du Japon ;
- **Le décrochement** : c'est-à-dire le coulissage horizontal d'une plaque contre une autre (failles transformantes), dont l'exemple le plus connu est la célèbre faille de San Andreas en Californie (contact entre les plaques Pacifique et Amérique du Nord) ;
- **La compression** : c'est-à-dire la collision frontale sans subduction qui se traduit par la formation de chaînes de montagnes, comme l'Himalaya, résultat de la collision des plaques Inde et Eurasie

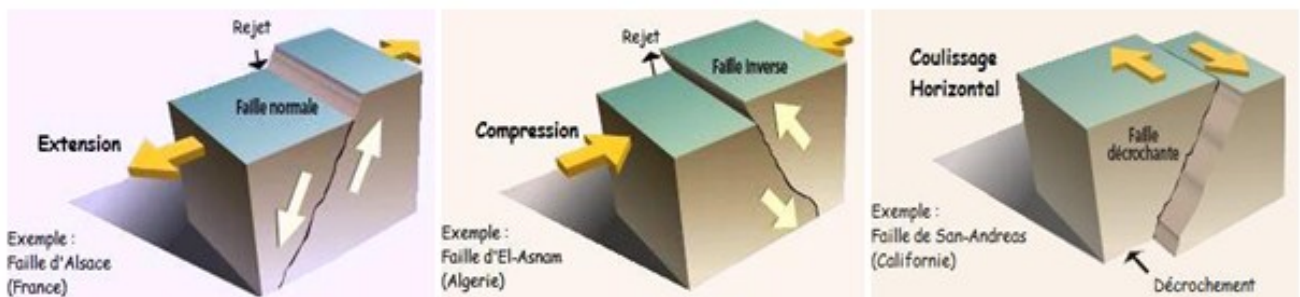


FIGURE 2.3 – Différents mouvements résultants de l'interaction entre les plaques tectoniques

Ces mouvements relatifs entre plaques ne se font pas, en général, de manière progressive, mais par à-coups. Chacun de ces à-coups constitue un séisme, plus ou moins intense suivant l'amplitude et la rapidité du mouvement, ainsi que l'étendue de la zone concernée.

2.1.1.3 Définition d'un séisme

Un séisme, terme synonyme de « tremblement de terre », est une secousse plus ou moins violente du sol, due le plus souvent à la rupture d'une faille, activée par les lents mouvements tectoniques qui animent en permanence la croûte terrestre. Cette rupture émet des ondes qui, en se propageant, engendrent des secousses à composantes horizontale et verticale. L'intensité des secousses verticales est en général plus faible que celle des secousses horizontales, mais ce n'est pas toujours le cas. Les vibrations verticales sont importantes près de l'épicentre du séisme, qui est le point de la surface terrestre à la verticale du « foyer », où la rupture de faille a été déclenchée [46].

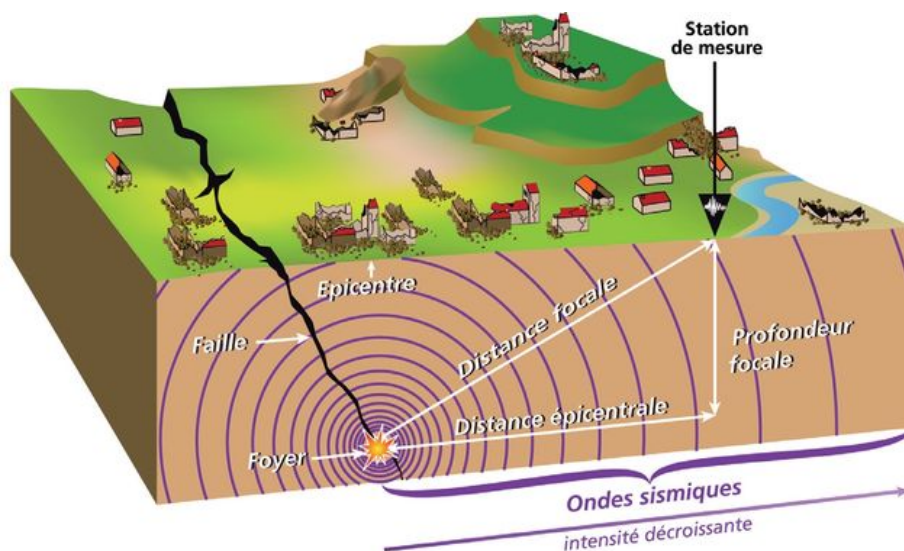


FIGURE 2.4 – Épicentre et foyer d'un séisme. L'importance des dommages diminue avec la distance à l'épicentre

Les séismes violents n'ont donc pas une répartition aléatoire à la surface de la planète. Ils sont localisés pour leur immense majorité sur les frontières des plaques, là où les contraintes sont les plus élevées. Ce sont les régions sismiques. Les mécanismes de ces régions sont étudiés pour évaluer l'aléa sismique [49].

La quasi-totalité de l'activité sismique correspond aux séismes tectonique, il existe cependant d'autres types de séismes, d'origine naturelle ou artificielle.

- **Séismes volcaniques**, associés à la montée du magma ou au dégazage avant et pendant les éruptions. Ces séismes sont généralement faibles et localisés au voisinage des volcans actifs ;
- **Séismes artificiels**, résultant des explosions souterraines (tirs de carrières et de mines, essais nucléaires) ou de l'exploitation des mines (« coups de toit ») ;

- **Séismes dits « induits »**, souvent associés à un apport massif d'eau dans les terrains (mise en eau d'un grand barrage ou injection à grande échelle dans le sol). Ces séismes induits, dont on connaît quelques exemples, paraissent devoir être attribués à la diminution de résistance à la rupture des roches lors de l'infiltration d'eau dans leur réseau de microfractures.

2.1.1.4 Les ondes sismiques

Générées par la rupture sur la faille, des vibrations, ou ondes sismiques, se propagent dans toutes les directions. Plusieurs types d'ondes, aux effets différents sur les sols et les structures, sont produits par les séismes. La connaissance des caractéristiques des différents types d'ondes (et de leurs conditions de propagation) permet de prévoir leur action sur les bâtiments en fonction du site géologique où se situe chaque construction [49].

On distingue deux grands types d'ondes émises par un séisme :

Les ondes de fond, celles qui se propagent à l'intérieur de la terre et qui comprennent **les ondes S** et **les ondes P**, et les ondes de surface, celles qui ne se propagent qu'en surface et qui comprennent **les ondes de Love** et de **Rayleigh**.

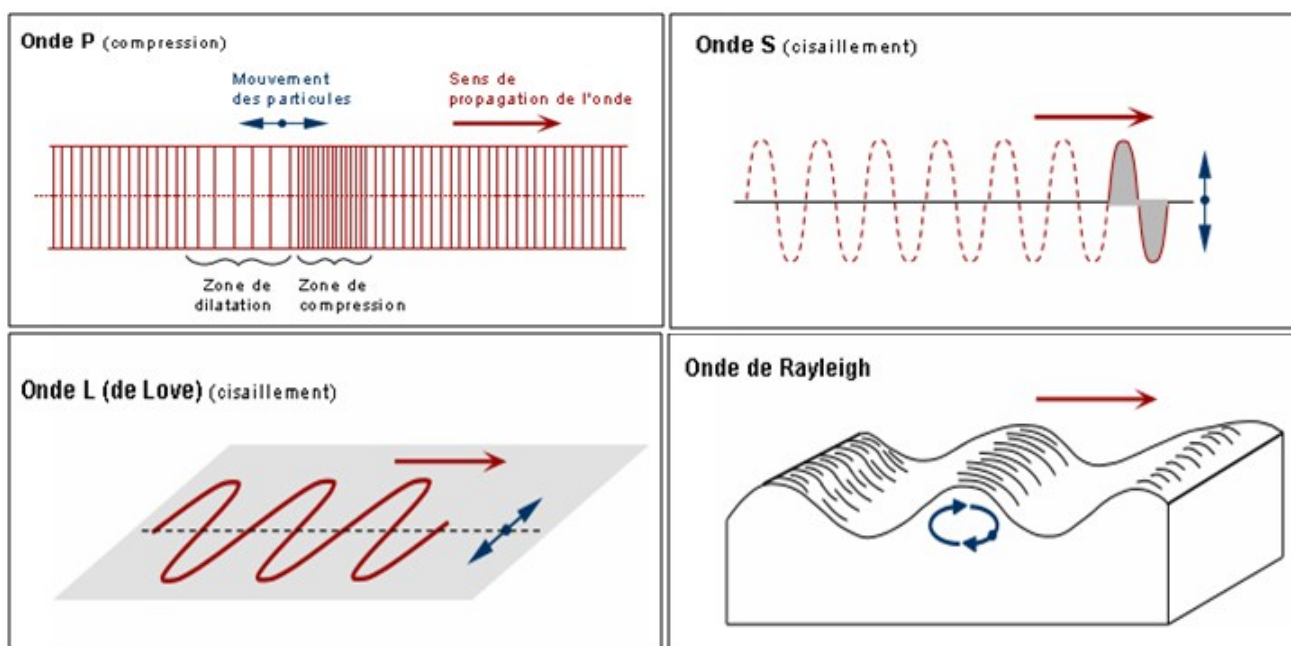


FIGURE 2.5 – Représentation schématique des ondes sismiques

- **Les ondes P (primaires)** sont des ondes de compression assimilables aux ondes sonores et qui se propagent dans tous les états de la matière. Les particules se déplacent selon un mouvement avant-arrière dans la direction de la propagation de l'onde.
- **Les ondes S (secondaires)** sont des ondes de cisaillement qui ne se propagent que dans les solides. Les particules oscillent dans un plan vertical, à angle droit par rapport à la direction de propagation de l'onde.

- **Les ondes de Love ou ondes L** sont des ondes de cisaillement, comme les ondes S, mais qui oscillent dans un plan horizontal. Elles impriment au sol un mouvement de vibration latéral.
- **Les ondes de Rayleigh ou ondes R** sont assimilables à une vague ; les particules du sol se déplacent selon une ellipse, créant une véritable vague qui affecte le sol lors des grands tremblements de terre.

2.1.1.5 Caractérisation des séismes

On peut caractériser la "taille" du tremblement de terre par différents paramètres.

- **La magnitude M (échelle de RICHTER)** est une évaluation de l'énergie libérée au foyer du tremblement de terre. Comme telle, cette quantité n'est pas utilisable par l'ingénieur des constructions qui s'intéresse à un mouvement en surface et dans une zone géographique donnée. Le foyer peut se trouver à plusieurs kilomètres sous la surface et à plusieurs centaines de kilomètres de la zone donnée.
- **L'intensité I (échelle de MERCALLI)** est une caractérisation de l'importance des effets matériels observés en surface et de la perception par la population. Cette description vaut pour une zone géographique donnée, mais est assez qualitative. L'intensité en un point dépend non seulement de la taille du séisme (magnitude) mais aussi de la distance au foyer, de la géologie locale et de la topographie.

Un paramètre important pour l'évaluation des effets des séismes à un endroit donné est l'accélération maximale du sol ou accélération de pointe, PGA ¹. Son ordre de grandeur est de 0,4g à 0,6g en zone très sismique et de 0 à 0,1g en zone faiblement sismique . L'amplitude de l'accélération maximale du sol permet de se faire une idée de la résultante de force F appliquée à la construction. C'est en terme de d'accélération maximale au niveau du bedrock qu'on exprime les cartes de zonage sismique quantifiant le niveau sismique à prendre en compte pour l'application des règles de constructions parasismiques.

- **La durée** du tremblement de terre est un paramètre significatif dans les processus de fissurations et dégradations progressives des éléments d'une construction. Elle est liée à la magnitude du séisme. Cette durée est au maximum de l'ordre de 60 s en zone très sismique, mais n'est que de quelques secondes en zone peu sismique.

2.1.1.6 L'aléa sismique

L'évaluation de l'aléa sismique sur un site donné consiste à déterminer les mouvements sismiques les plus agressifs dont on doit considérer l'occurrence sur ce site comme possible. Cette définition est de nature probabiliste, car la notion d'une occurrence possible est en pratique toujours liée à la fixation, explicite ou implicite, d'un seuil de probabilité au-dessous duquel l'aléa est considéré comme négligeable [47].

1. **Peak Ground Acceleration**

Cette évaluation se base sur la distribution temporelle et spatiale des séismes de la région étudiée, c'est-à-dire sa sismicité. L'hypothèse principale qui régit l'évaluation de l'aléa sismique est celle supposant que les séismes passés peuvent se reproduire dans la zone où ils sont apparus.

2.1.1.7 Effets de séisme

Lors d'un séisme, le glissement sur la faille génère des ondes sismiques qui vont se propager dans la Terre depuis le foyer du séisme jusqu'à la surface. Au cours de ce trajet, elles traversent des milieux géologiques aux propriétés mécaniques variées (densité, vitesse de propagation des ondes sismiques, . . .), ce qui va perturber leur propagation et accroître la complexité du signal sismique. Certaines caractéristiques de site peuvent considérablement amplifier les oscillations du sol. Les bâtiments qui y sont implantés peuvent parfois subir des charges sismiques jusqu'à cinq fois plus élevées que les constructions similaires situées dans une zone moins dangereuse. Les destructions y sont donc fréquentes [46].

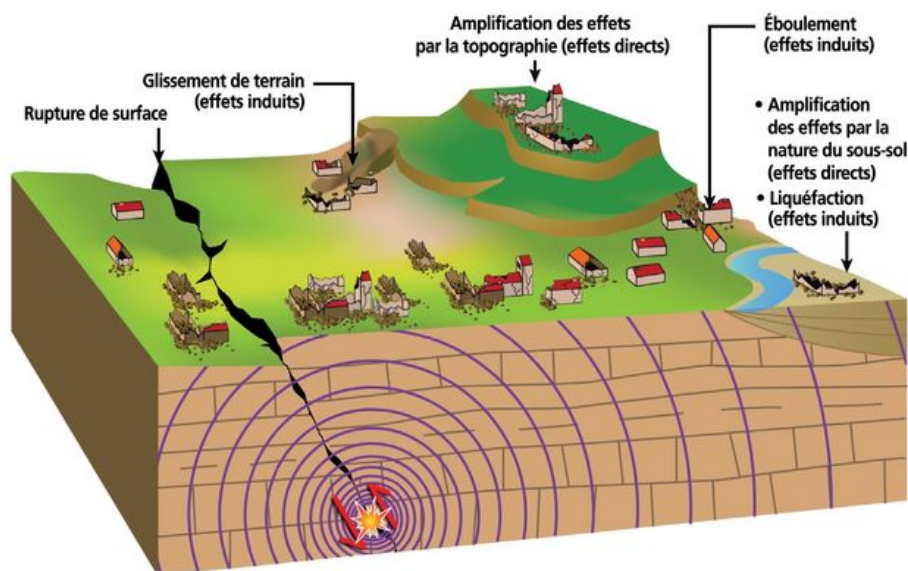


FIGURE 2.6 – Illustration des effets de séisme

a) Effets directs :

Action du sol sur les ouvrages, de type oscillatoire ou résultant d'un déplacement différentiel ; ces phénomènes peuvent être amplifiés par des effets de site dus à la topographie, à l'hétérogénéité des sols ou à la présence des sols mous de forte épaisseur (plus de 15 cm)[39].

b) Effets de site :

parmi lesquels, on trouve

- **Topographies amplifiant l'action sismique (Butte, crête, bord de falaise) :** La réflexion des ondes sismiques à l'intérieur de ces reliefs peut amplifier les secousses qui y parviennent.



FIGURE 2.7 – Amplification des ondes sismique par la topographie du site

- **Sols alluvionnaires de forte épaisseur amplifiant l'action sismique** : La réflexion des ondes sismiques " prisonnières " à l'intérieur d'une couche de sol meuble entre la surface et le substratum rocheux a pour conséquence d'amplifier certaines composantes des secousses sismiques qui y. Ces composantes peuvent être très sous-estimées par la réglementation.

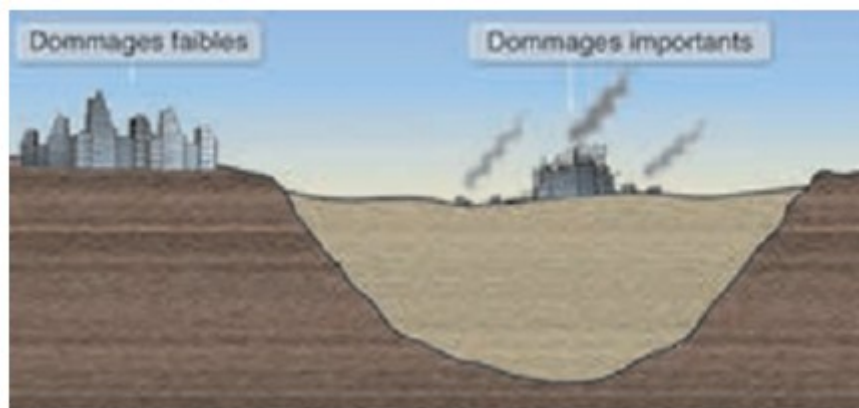


FIGURE 2.8 – Amplification des ondes sismique par les sols alluvionnaires

Pour les constructions fondées sur des sols mous de forte épaisseur, il s'y produit en général une amplification importante des amplitudes d'oscillation.

c) Effets induits

Les effets induits sont des grands mouvements de sols déclenchés par les secousses sismiques. Ils peuvent provoquer la perte de toute construction, parasismique ou non. Il s'agit principalement des phénomènes suivants :

- **Liquéfactions et tassements des sols** : Sous l'action des ondes P qui se propagent dans les milieux liquides, la pression d'eau interstitielle entre les grains du sol augmente et leur fait perdre leur cohésion. La couche devient localement et momentanément « liquide » dans l'épaisseur de sol concernée qui peut être plus ou moins importante. Au-delà de 15 m de profondeur, la masse des couches superficielles exerce une contrainte assez élevée pour s'opposer à l'augmentation de pression d'eau [50].

Les phénomènes de liquéfaction et tassement se produisent dans les sols sableux fins saturés en eau.



FIGURE 2.9 – Ruine du bâtiment après liquéfaction du sol d’assise

Enfoncement d’un bâtiment dans le sol sous l’effet d’un tassement localisé dû au phénomène de liquéfaction du sol d’implantation. Un traitement de sol ou des fondations profondes auraient pu prévenir le phénomène. Séisme de Caracas, 1967,) [50].

- **Eboulement rocheux et Glissement de terrain (chute de blocs)** : Sous l’effet des secousses, tout ce qui se trouve en situation d’instabilité sur les versants peut glisser vers l’aval : la terre, les roches et les bâtiments situés sur les sols instables. La stabilité des sols en pente se calcule en tenant compte de leur cohésion, de la saturation en eau, de l’inclinaison de la pente et des intensités possibles des séismes régionaux [50].



FIGURE 2.10 – Vaste éboulement de terrain sur un quartier résidentiel

Sur les versants, les glissements de terrain et les éboulements rocheux déclenchés par un tremblement de terre sont assez fréquents. Ils peuvent entraîner la perte totale des ouvrages qui y sont implantés. Même un séisme de faible intensité peut provoquer un glissement de terrain ou un éboulement [46].

- **Tsunami (raz-de-marée)** : Lorsque le mouvement relatif des bords de la faille est de type coulissage vertical et qu’il a lieu au fond de la mer, il provoque une formation d’onde en

surface de l'eau (vague). Cette vague se propage depuis la zone épicerale sur des centaines de kilomètres. Aux abords de la côte, en raison de la remontée des fonds, la hauteur de la vague peut dépasser la dizaine de mètres pour des séismes majeurs. Le « tsunami » signifie en japonais « vague du port » et le déferlement de cette vague peut emporter les bateaux et détruire les constructions [47].

2.2 Principaux facteurs de vulnérabilité des structures en béton armé

2.2.1 Influence des murs de remplissages dans les structures en portiques

Au début d'un tremblement de terre, la maçonnerie reprend presque toutes les forces sismiques, mais après elle s'écroule souvent par compression oblique ou glissement (faible frottement suite à un manque de compression). Il peut aussi arriver que la maçonnerie cisaille les poteaux [44].

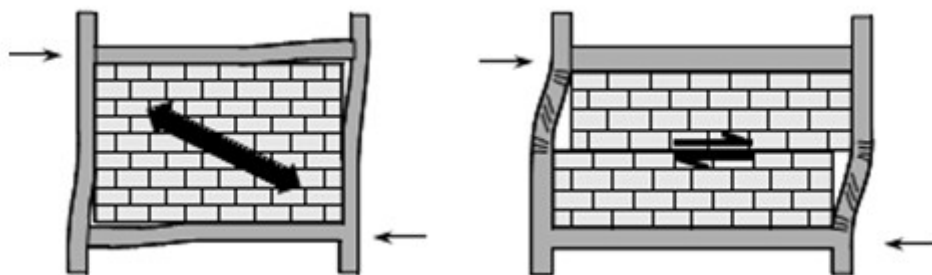


FIGURE 2.11 – Cisaillement des poteaux sous l'effet de la maçonnerie

une combinaison extrêmement défavorable de deux méthodes de construction très différentes : les cadres sont souples et plus ou moins ductiles, la maçonnerie est rigide et en même temps fragile

2.2.2 Liquéfaction des sols

La liquéfaction des terrains résultant d'un tremblement de terre entraîne des désordres au niveau de la composition du sol où reposent les fondations. Ceci provoque l'affaissement de la couche non liquéfiée sur la couche liquéfiée, et a pour conséquence le mouvement ou la giration de la structure [39].

Le rez-de-chaussée de cette structure (figure 2.12) est devenu quasiment souterrain, la liquéfaction du sol a entraîné son enfoncement.

Pour remédier à ce problème, des essais sont réalisés en laboratoire par des géotechniciens afin d'examiner si le sol de fondation de la future structure est liquéfiable. En général il s'agit de sable fin à moyen à grains arrondis et saturé en eau, se trouvant entre deux couches d'argile imperméable.



FIGURE 2.12 – Renversement de bâtiments suite à la liquéfaction du sol de fondation

Lorsque c'est le cas, il est préférable de ne pas fonder la structure sur ce type de sol et essayer d'atteindre d'autres profondeurs où le terrain sera plus avantageux [39].

2.2.3 Niveaux " souples "

De nombreux bâtiments comportent un ou plusieurs niveaux dont la rigidité horizontale est sensiblement inférieure à celle des autres étages. Lors de séismes destructeurs, ces niveaux sont fréquemment écrasés suite à la rupture de poteaux à leurs extrémités. Le cas se produit quand ces poteaux assurent la résistance aux charges horizontales du niveau " souple ".

La rupture a habituellement lieu à leurs jonctions avec les planchers supérieur et inférieur, car le rayon de courbure y est petit et le besoin de ductilité (de plasticité) très important, dépassant la capacité de déformation des poteaux usuels.

D'une manière générale, les dommages sismiques se produisent de préférence au droit d'un changement de rigidité, à la jonction d'un élément " souple " et d'un élément rigide [25].



FIGURE 2.13 – Effondrement sous l'effet d'un rez-de-chaussée " souple "

Un confinement dense du béton aux extrémités des poteaux, ainsi que la présence d'un gousset ou d'un chapiteau, améliore leur comportement sans toutefois leur assurer une capacité de résister à un séisme de forte magnitude. Les véritables solutions consistent à conférer au niveau concerné une rigidité horizontale comparable à celle des autres niveaux.

2.2.4 Effet poteau court

Dans le cas de colonnes courtes et massives, il se produit un énorme gradient de moment et ainsi un grand effort tranchant, qui entraîne, avant même d'atteindre M_{pl} , une rupture par cisaillement (une alternative pour éviter une telle rupture est de les dimensionner au cisaillement et de les construire selon les règles du dimensionnement en capacité) [44].



FIGURE 2.14 – cisaillement des poteaux courts

2.2.5 Irrégularité des Structures en béton armé avec des remplissages en maçonnerie

Les bâtiments avec des irrégularités en plan et en élévation ne se comportent pas d'une façon sécuritaire sous l'action sismique, car ce type de bâtiments présente une irrégularité de résistance et de la rigidité.

La partie dans laquelle se situe le décrochement présente 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 la résistance et de la raideur de cette dernière, ce qui va engendrer la ruine des panneaux de maçonnerie au niveau du décrochement et par la suite l'apparition d'un étage transparent (souple), donnant naissance à une ruine par mécanisme d'étage.



FIGURE 2.15 – Dommages dus à la présence des décrochements.

2.2.6 Résonance

La résonance d'un bâtiment avec le sol est le principal facteur destructeur lors d'un tremblement de terre. Dans le cas de la résonance, les constructions oscillent en phase avec le sol et les amplitudes d'oscillation sont considérablement amplifiées, de même que les charges sismiques qui leur sont proportionnelles. L'effondrement des ouvrages exposés à la résonance n'est pas rare.

Pour remédier au problème de résonance, il faut construire des ouvrages dont la période propre est différente de celle du sol d'implantation.

Chapitre 3

Structure étudiée et matériaux de remplissages considérés

Résumé

Ce chapitre est consacré à la présentation des caractéristiques géométriques en plan et en élévation de la structure étudiée, et le dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres) en respectant les critères et les exigences des règlements en vigueur. En suite, on donne un aperçu sur les différentes charges appliquées sur la structure notamment l'action sismique représenté par le spectre de réponse du règlement parasismique Algérien ainsi que les masses sismiques et les caractéristiques modales du bâtiment dans la direction de l'action sismique. A la fin du chapitre, on procède au ferrailage du portique étudié et à la présentation des maçonneries utilisées dans ce travail.

3.1 Structure en portique en béton armé

3.1.1 Géométrie et configuration structurale

Le portique étudié fait partie d'un bâtiment (R+6) d'une hauteur totale de 21 m, régulier en plan et en élévation, implanté dans une zone de forte sismicité (Zone III). Le bâtiment est supposé encastré à sa base.

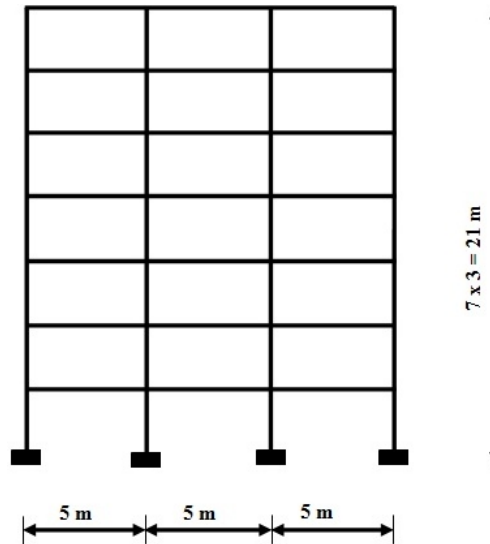


FIGURE 3.1 – portique étudié

Le bâtiment est à usage d'habitation, à plancher en corps creux de type (16+4) cm, et représente la vue en élévation montrée par la figure 3.1 et la vue en plan montrée par la figure 3.2.

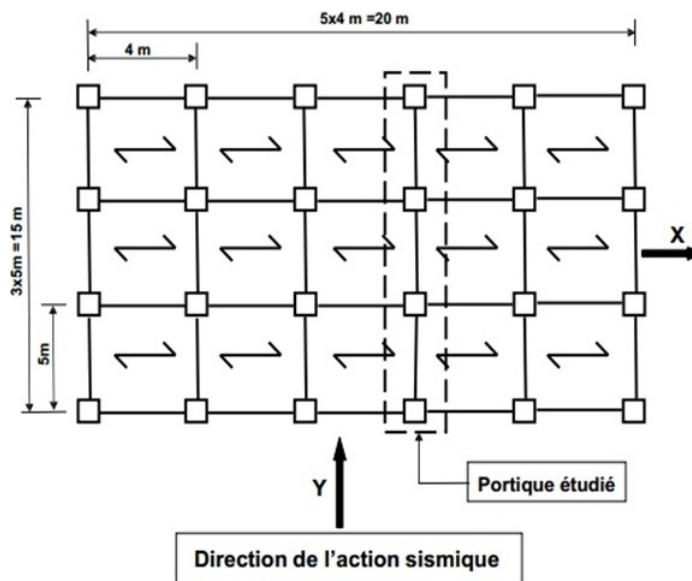


FIGURE 3.2 – Vue en plan du bâtiment comportant le portique étudié.

Cette vue en plan comporte cinq travées de 4 m dans la direction longitudinale (direction X-X, figure 3.2) et trois travées de 5 m dans la direction transversale (direction Y-Y, figure 3.2).

Le dimensionnement des sections des poutres et poteaux ainsi que leurs ferrailages sont obtenus après un calcul de dimensionnement du portique étudié que nous présentons au paragraphe suivant.

3.1.2 Dimensionnement du portique étudié

3.1.2.1 Prédimensionnement des sections de béton des poutres et des poteaux

3.1.2.1.1 Section des poutres :

Les poutres étudiées sont les poutres porteuses du bâtiment. Elles sont prédimensionnées selon les formules suivantes :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \quad (3.1)$$

$$0.4 h \leq b \leq 0.7 h \quad (3.2)$$

L : La longueur de la poutre

b : La largeur de la poutre

N.B : les poutres secondaires de direction perpendiculaires au portique étudié sont aussi prédimensionnées avec les mêmes relations (3.1) et (3.2), elles contribueront au calcul des masses sismiques du bâtiment.

3.1.2.1.2 Section des poteaux :

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

A l'état limite ultime de résistance, le règlement RPA99/ version 2003 [31], § 7.4.31, stipule que dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile d'un poteau en béton armé (éclatement ou écrasement du béton) sous sollicitations d'ensemble dues aux séisme, l'effort normal de compression de calcul, noté N_d , exprimé sous forme réduite (effort normal réduit v), est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.3 \quad (3.3)$$

Bc : Section de béton du poteau

fc28 : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours; dans notre cas $f_{c28} = 25$ Mpa.

Autrement dit la section du béton, **Bc**, doit satisfaire la condition suivante :

$$B_c \geq \frac{N_d}{0.3 f_{c28}} \quad (3.4)$$

Ainsi, au stade de prédimensionnement de la section de béton (**Bc**) 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 la descente de ces charges.

3.1.2.1.3 Prédimensionnement vérifiant le critère de formation des rotules plastique dans les poutres et pas dans les poteaux :

Après un prédimensionnement des sections de béton des poutres et des poteaux d'une part et après le calcul de leurs ferrailrages d'une autre part, nous avons constaté que l'article 7.6.2 du RPA99/version 2003 [31] relatif au dimensionnement d'un nœud poutre-poteau vis-à-vis du moment fléchissant, article qui se traduit par les relations (3.5) et (3.6) suivantes, n'est pas satisfait. Ce critère conditionne la formation des rotules plastiques plutôt dans les poutres que dans les poteaux, concept *poteaux forts-poutres faibles*.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 (|M_e| + |M_w|) \quad (3.5)$$

$$|M'_n| + |M'_s| \geq 1.25 (|M'_e| + |M'_w|) \quad (3.6)$$

La figure 3.3 illustre les différents moments résistant définis dans les relations (3.5) et (3.6)

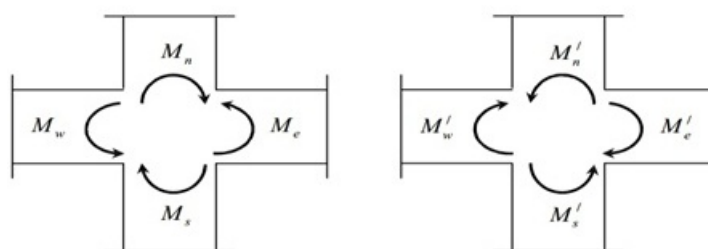


FIGURE 3.3 – Dimensionnement d'un nœud poteau-poutre

Niveau	Section des poteaux	Section des poutres principales	Section des poutres secondaires
RDC			
1			
2			
3			
4			
5			
6			

FIGURE 3.4 – Dimensions des sections des poutres et des poteaux du portique étudié.

Les deux inéquations (3.5) et (3.6) tendent à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres 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 3.4 pour le portique étudié.

Les ossatures en portique constituant un système primaire de contreventement doivent être conçues pour que les rotules plastiques se forment dans les poutres et non dans les poteaux, sauf aux pieds des poteaux, à la base de l'ossature, en partie supérieure des poteaux sous plancher supérieur (toiture) des bâtiments multi-étagés et dans les bâtiments à un seul étage. L'acceptation des rotules plastiques dans les poteaux à la base de l'ossature correspond au fait qu'elles sont inévitables dans le mécanisme global souhaité [7].

3.1.2.2 Charges appliquées

3.1.2.2.1 Charges gravitaires :

Le bâtiment étudié et à usage d'habitation avec un plancher en corps creux de type (16+4) cm ; les charges gravitaires sont évaluées comme suit :

Les charges permanentes (**G**) du plancher courant sont égales à 5.20 KN/m^2 et celles du plancher terrasse de 5.8 KN/m^2 .

Les charges d'exploitations (**Q**) du plancher courant sont évaluées à 1.5 KN/m^2 , celles du plancher terrasse de 1 KN/m^2 .

3.1.2.2.2 Charges sismiques :

Les charges sismiques agissant sur chaque portique étudié sont des forces latérales appliquées aux différents niveaux du portique comme illustré à la figure 3.5.

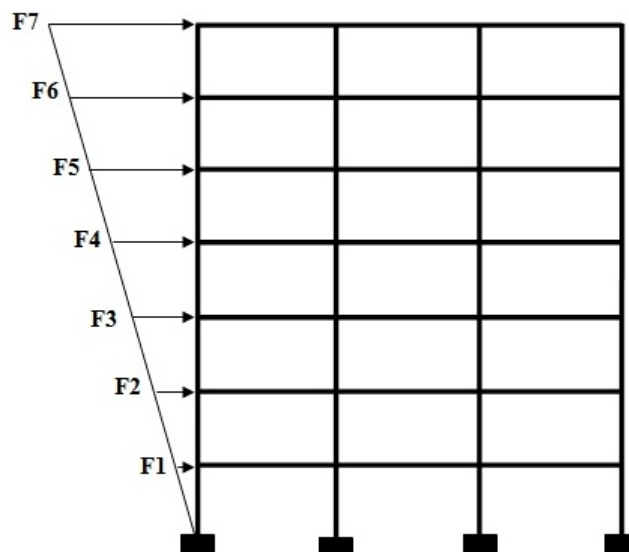


FIGURE 3.5 – Illustration schématique des forces sismiques appliquées aux différents niveaux du portique.

Ces forces sismiques agissant sur le 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 globale de ce dernier.

Les forces sismiques globales agissant sur l'ensemble du bâtiment sont calculées sur la base de l'analyse sismique modale spectrale de ce dernier à l'aide du logiciel ETABS [11] en utilisant comme action sismique le spectre de calcul défini dans le RPA99/version 2003 [31] .

le bâtiment est supposé être localisé dans une zone de forte sismicité, à savoir la zone **III** selon le code parasismique RPA99/version 2003 [31] .

a) Action sismique :

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

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

Avec :

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

A : Coefficient de l'accélération de zone Dans notre cas, le bâtiment est supposé être du groupe d'usage **2**, donc **A = 0.25**

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

η est donné par la formule suivante

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \eta}} \geq 0.7 \tag{3.7}$$

ξ est le pourcentage d'amortissement critique.

Pour un portique en béton armé avec un remplissage danse ξ = 7 % , d'où η est égal à :

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

Q : facteur de qualité, donné par la relation suivante

$$Q = \sum_1^6 Pq \tag{3.8}$$

Ou

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non. Dans notre cas, le site et de type **S3** (sol meuble), d'où : $T1 = 0.15$ s et $T2 = 0.50$ s

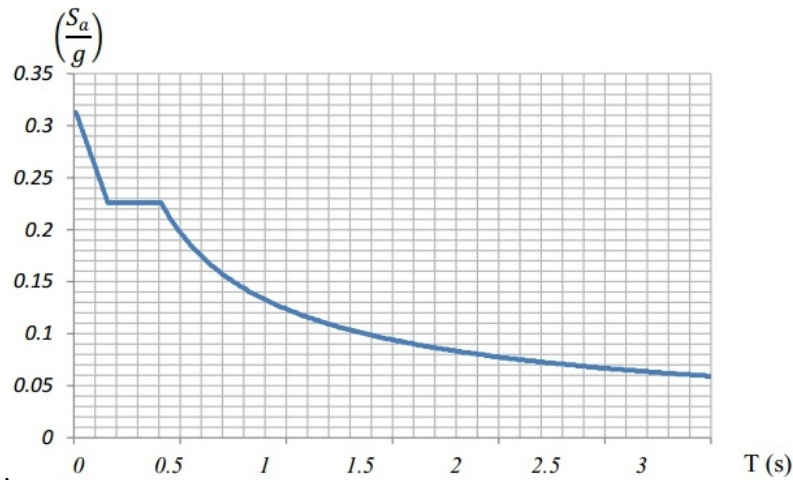


FIGURE 3.6 – Spectre de réponse de calcul [31]

b) **Masses sismiques concentrées du bâtiment considéré** :

La masse sismique concentrée par niveau du bâtiment est calculée comme suit :

Au niveau i du bâtiment, cette masse est donnée par :

$$M_i = M_{Gi} + \beta M_{Qi} \quad (3.9)$$

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, le bâtiment considéré sont à usage d'habitation, d'où $\beta = 0.2$ (RPA99/2003, Tableau 4.5) Les masses sismiques concentrées aux différents niveaux du bâtiment sont donnée à la figure 3.7

Masses sismiques du modèle brochette associées au bâtiment étudié		Modèle brochette associé au bâtiment étudié
M_7 (t)	221.71	M7 ●
M_6 (t)	204.41	M6 ●
M_5 (t)	211.58	M5 ●
M_4 (t)	211.58	M4 ●
M_3 (t)	219.6	M3 ●
M_2 (t)	219.6	M2 ●
M_1 (t)	219.6	M1 ●
		■

FIGURE 3.7 – Masses sismiques du modèle brochette associées au bâtiment étudié

c) **Périodes et modes propres de vibration du bâtiment** : Les propriétés modales du bâtiment sont résumées dans la figure 3.8 ci-après.

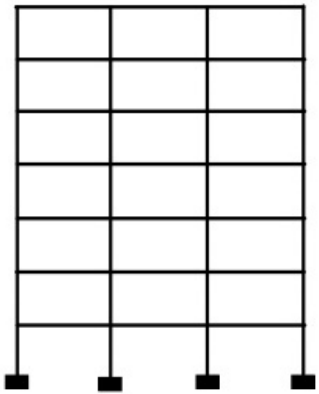
Les propriétés modales du bâtiment dans sa direction transversale Y-Y			
Mode propre de vibration	Période propre de vibration T(s)	Pourcentage de masse modale participante α	
Mode 1 de translation	0.8	78.98	
Mode 2 de translation	0.26	11.07	
$\sum \alpha = 90.05 \%$			

FIGURE 3.8 – Propriétés modales du bâtiment dans la direction Y-Y

3.1.2.3 Ferrailage du portique

3.1.2.3.1 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'exploitations) 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 BAEL [11] et le règlement parasismique Algérien RPA99/ version 2003 [31].

Les caractéristiques mécaniques des matériaux béton et acier utilisés sont :

Pour le béton : la contrainte caractéristique à la compression du béton à 28 jours est $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

Pour l'acier : les aciers longitudinaux et transversaux utilisés sont de nuance FeE400 de contrainte limite élastique $f_y = 400 \text{ Mpa}$

3.1.2.3.2 Ferrailage des poutres

a) Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales des poutres sont calculées en flexion simple en considérant les combinaisons d'action 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)

G : Charge permanente et Q : Charge d'exploitation

Pour le RPA99/ version 2003 :

$G + Q \pm E$

$0.8 G \pm E$

E : Action sismique

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.

3.1.2.3.3 Ferrailage des poteaux

a) Armatures longitudinales :

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

Pour le BAEL91 :

$1.35 G+1.5 Q$ à l'état limite ultime (ELU)

$G+Q$ à l'état limite de service (ELS)

G : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation

Pour le RPA99/ version 2003 :

$G + Q \pm 1.2 E$

$0.8 G \pm E$

E : Action sismique

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.

3.1.2.3.4 Sections de béton et d'acier des poutres et des poteaux :

Les dimensions des sections des poutres et des poteaux ainsi que leurs ferrailages sont présentés à la figures 3.9

- les sections d'acier des poutres présentées à la figure 3.9 représentent le ferrailage des sections d'extrémités de ces éléments structuraux du portique étudié, car ces sections sont les plus sollicitées sous séisme et aussi sous les combinaisons d'action les plus défavorables utilisées pour les poutres ($G + Q \pm E$ et $0.8 G \pm E$). Étant données que ces sections d'extrémités sont les plus sollicitées, elles constituent les zones de formation des rotules plastiques.

- Les dimensions des sections de béton des poutres et des poteaux et leurs ferrailrages présentés à la figure 3.9 satisfont l'article 7.6.2 du RPA99/ version 2003 [31], qui stipule que les rotules plastiques doivent se former dans les poutres plutôt que dans les poteaux.



FIGURE 3.9 – Ferrailage du portique étudié

3.2 Matériaux de remplissage (maçonnerie)

3.2.1 Introduction

Dans cette étude, on a considéré trois types de maçonnerie :

- Un matériau de faible résistance à la compression qui est une maçonnerie en brique de béton léger (parpaing creux).
- Un matériau d'une résistance moyenne à la compression qui est une maçonnerie en brique creuse en terre cuite.
- Un matériau d'une grande résistance à la compression qui est une maçonnerie en brique pleine en terre cuite.

3.2.2 Description des matériaux de remplissage utilisés

3.2.2.1 Bloc de béton léger (Parpaing creux)

Il s'agit généralement de bloc creux, il possède un module d'élasticité assez grand, mais une faible résistance caractéristique à la compression.

3.2.2.2 Brique creuse en terre cuite

C'est le matériau le plus utilisé en Algérie, il est fait d'argile ou d'une matière argileuse, avec ajout ou non de sable, combustible ou autre adjuvant, porté à une température suffisamment élevée pour former une liaison céramique. C'est le matériau qui possède une résistance caractéristique moyenne à la compression relativement aux deux autres.

3.2.2.3 Maçonnerie en brique pleine

Le procédé de fabrication est le même que celui de la brique creuse, sauf que cette maçonnerie est en bloc et elle possède une résistance a la compression importante.

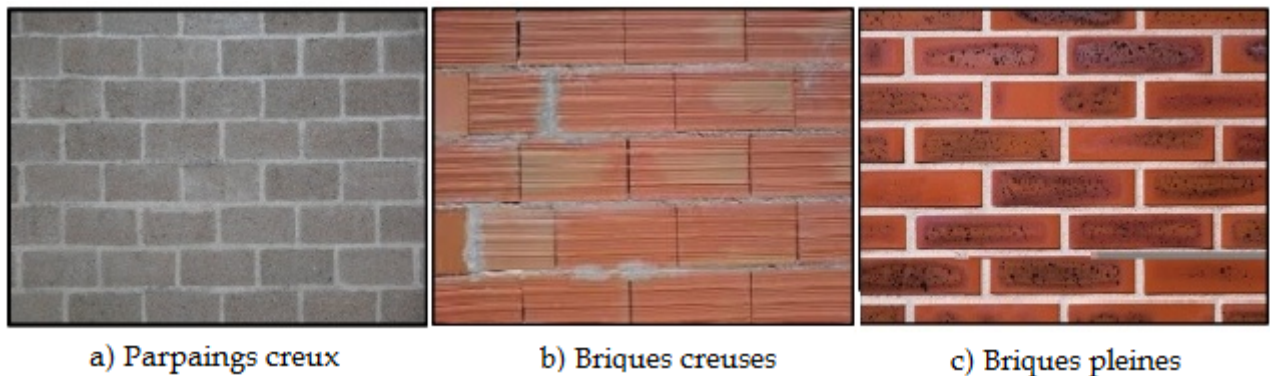


FIGURE 3.10 – Différents types de briques considérés .

Le tableau ci-dessous résume les principales caractéristiques des trois types de maçonnerie considérée.

Caractéristiques	Unités	Parpaing creux	Brique creuse	Brique pleine
Masse volumique	Kg/m^3	600 à 1900	1000 à 1600	/
Module d'élasticité	Mpa	20000	3550	6285
Résistance caractéristique à la compression	Mpa	3	10	15

TABLE 3.1 – Caractéristique des matériaux de remplissage utilisés

Chapitre 4

Analyse Pushover

Résumé

Au cours de ce chapitre, on donne un aperçu général sur l'analyse pushover et son utilité pour notre travail, on énumère également les différentes étapes de cette analyse qui nous permettront d'obtenir la courbe de capacité de la structure. On expose brièvement les deux variantes de cette analyse ainsi que les différentes distributions verticales des charges horizontales ,et à la fin, on définit le déplacement cible.

4.1 Introduction

Lors d'un violent séisme, les structures ne demeurent pas dans l'état élastique. Par conséquent, les systèmes linéaires ne représentent pas bien le comportement sismique réel des structures, donc l'approche linéaire ne peut fournir qu'une compréhension limitée de ce comportement et la non-linéarité est incontournable pour une évaluation correcte du comportement sismique des structures [28].

Pour la prise en compte du comportement non-linéaire, la procédure la plus répandue est la méthode d'analyse non-linéaire statique développée originellement par Freeman et al, 1975 et Freeman, 1978.

L'objectif de l'analyse est d'évaluer la performance de la structure à travers l'estimation des efforts et des demandes en déplacement sous l'action d'un séisme. Cette méthode non-linéaire statique prend en compte de façon approchée la redistribution des efforts internes dans la structure. L'analyse est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure peut être reliée à celle d'un système équivalent à un degré de liberté. Autrement dit, la réponse est contrôlée uniquement par le mode fondamental de vibration, qu'on suppose constant pendant tout le chargement de façon indépendante du niveau de déplacement [41].

4.2 Définition de la méthode pushover

L'analyse pushover est fondamentalement une analyse statique non linéaire approximative, exécutée sous charges horizontales croissantes d'une façon monotone distribuées sur toute la hauteur de la structure selon un model prédéfini, jusqu'à ce que les modes de ruines commencent à apparaître. Durant cette analyse les charges gravitaires demeurent constantes.

Cette analyse nous permet :

- D'évaluer les mécanismes plastiques attendus et la distribution des dommages dans la structure.
- De connaître quels sont les modes de ruines possibles.
- D'approcher d'avantage le comportement réel de la structure.
- L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes.
- L'évaluation des différents paramètres en termes de déplacement et de sollicitations dans les éléments de la structure.
- D'assurer que la séquence de formation des rotules plastiques est conforme à l'hypothèse de conception.
- D'évaluer la performance sismique des structures existantes ou renforcées.

Le résultat de l'analyse pushover est une courbe qui nous donne l'effort tranchant à la base de la structure en fonction du déplacement en tête de cette dernière, cette courbe est appelée courbe de capacité ou bien courbe pushover. (Figure 4.1)

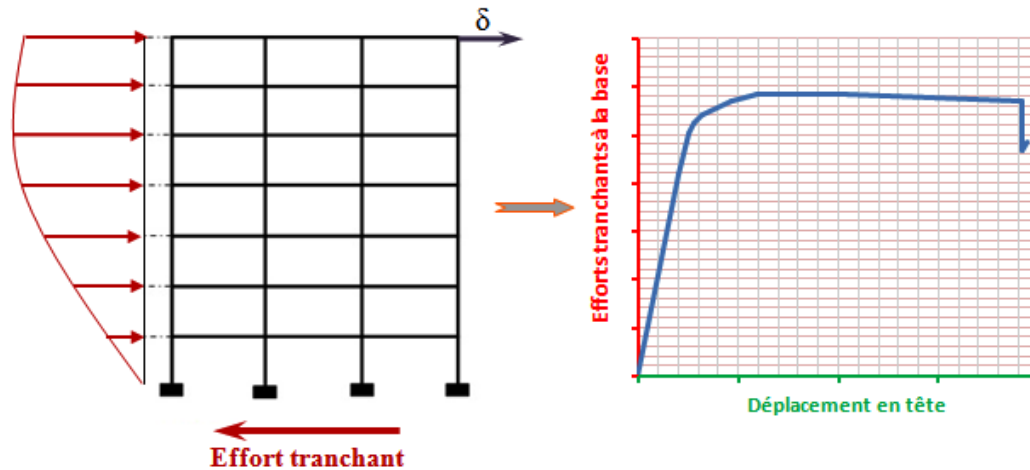


FIGURE 4.1 – Courbe de capacité de la structure

La courbe de capacité de la structure est déterminée en effectuant les étapes suivantes :

1. Définition et attribution des rotules plastiques aux éléments de la structure ;
2. Définition de la distribution verticale des charges horizontales ;
3. Définition d'un déplacement cible comme référence pour un déplacement attendu de la structure lors du séisme ;
4. Application des charges de gravité comme condition initiale pour l'analyse pushover, qui doivent être maintenues constantes durant l'analyse ;
5. Application des charges horizontales représentant le séisme, que l'on fait croître d'une façon monotone. [26]

4.3 Formulation analytique de la méthode pushover

La méthode statique non linéaire est principalement basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure est contrôlée par le premier mode de vibration et que la forme de ce mode demeure constante pendant la réponse élastique et inélastique de la structure, ce qui nous permettra de réduire le système à plusieurs degrés de liberté (MDOF)² à un système à un degré de liberté équivalent (SDOF)³, et de transformer un problème dynamique à un problème statique. [36]

Le mouvement de la structure induit par l'action sismique est contrôlé par l'équation différentielle suivante :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [C]\{\dot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = -[M]\{1\}\ddot{x}_g(t) \quad (4.1)$$

Où :

$\{x(t)\}$: Vecteur du déplacement de chaque niveau.

$[M]$: Matrice des masses.

$[C]$: Matrice d'amortissements.

$[K]$: Matrice des rigidités.

$\ddot{x}_g(t)$: Accélération du sol.

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

$$\{F(t)\} = [K]\{x(t)\} \quad (4.2)$$

Avec :

$\{F(t)\}$: Vecteur des forces.

Considérant le déplacement relatif de la structure $x = \{\phi\}x_t$

Où :

$\{\phi\}$: Premier mode de vibration

x_t : Déplacement en tête de la structure.

L'équation différentielle qui régit le mouvement du système sera donc écrite comme suit :

$$[M]\{\phi\}\ddot{x}_t + [C]\{\phi\}\dot{x}_t + [K]\{\phi\}x_t = -[M]\{1\}\ddot{x}_g(t) \quad (4.3)$$

4.3.1 Définition du système à un degré de liberté équivalent (SDOF)

Le déplacement du système à un degré de liberté équivalent est donné comme suit :

$$x^* = \frac{\{\phi\}^t [M] \{\phi\}}{\{\phi\}^t [M] \{1\}} x_t \quad (4.4)$$

En multipliant l'équation (4.3) par $\{\phi\}^t$, elle devient :

$$M^* \ddot{x}^* + C^* \dot{x}^* + K^* x^* = -M^* \ddot{x}_g \quad (4.5)$$

M^* , C^* et K^* sont les propriétés du système à un degré de liberté équivalent. Avec :

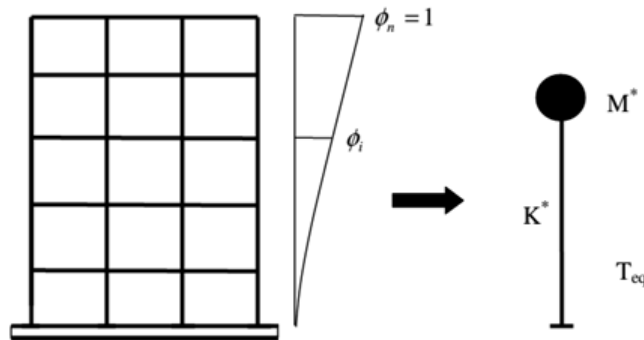


FIGURE 4.2 – Réduction d'un système à plusieurs degrés de liberté à un système à un degré de liberté équivalent

$$M^* = \{\phi\}^t [M] \{1\} \quad (4.6)$$

$$K^* = \{\phi\}^t [K] \quad (4.7)$$

$$F^* = K^* x^* = \{\phi\}^t \{F\} \quad (4.8)$$

$$C^* = \{\phi\}^t [C] \{\phi\} \frac{\{\phi\}^t [M] \{1\}}{\{\phi\}^t [M] \{\phi\}} \quad (4.9)$$

En se basant sur les résultats de l'analyse précédente de la structure (système à plusieurs degrés de liberté, MDOF) et en utilisant les différentes équations , il est possible de déterminer la caractéristique force-déplacement du système à un degré de liberté équivalent (SDOF).

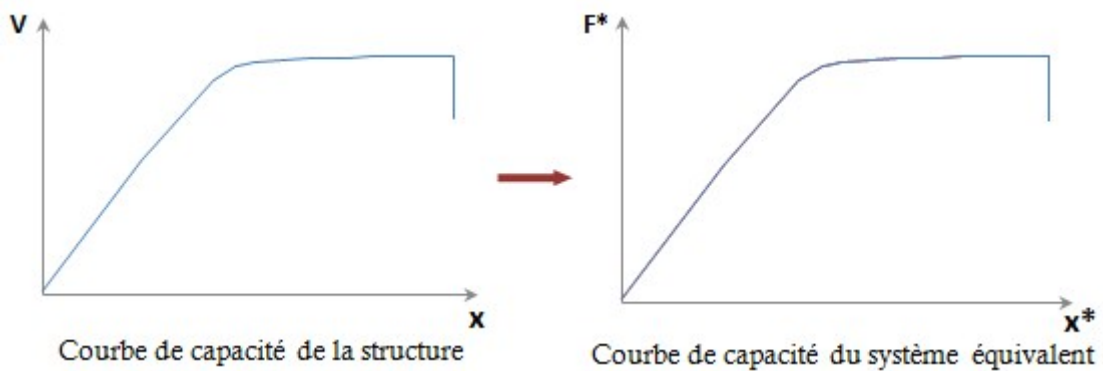


FIGURE 4.3 – Conversion de la courbe de capacité de la structure en une courbe du système à un degré de liberté équivalent.

4.3.2 Idéalisisation bi-linéaire de la courbe de capacité du système à un degré de liberté (SDOF)

On commence par chercher une représentation bi-linéaire équivalente du diagramme de capacité. Cette idéalisation permet de calculer le rapport de ductilité ainsi que l'amortissement équivalent qui comprend l'amortissement visqueux et l'amortissement hystérétique. La courbe bilinéaire équivalente s'appuie sur un critère d'équivalence d'énergie. [38]

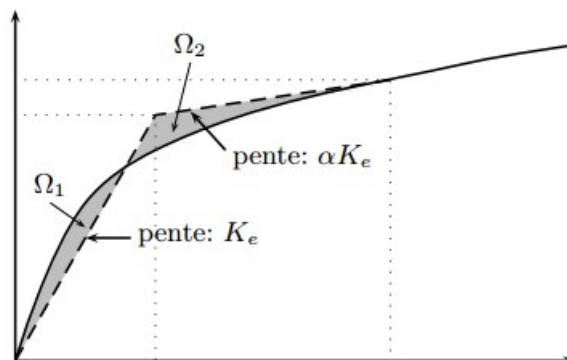


FIGURE 4.4 – Idéalisisation bi-linéaire

Pour une valeur de déformation maximale, l'aire sous le diagramme de capacité doit être égale à celle sous la courbe bi-linéaire (énergie de déformation), autrement dit, les aires Ω_1 et Ω_2 sont égales.[41]

A partir de la courbe idéalisée, on peut déterminer la raideur élastique effective K_e , la rigidité plastique avec écrouissage αK_e et les déplacements correspondants.

4.3.3 Définition des propriétés du système à un degré de liberté équivalent

La courbe idéalisée peut être utilisée avec les équations (4.4) et (4.8) pour définir les propriétés du système à un degré de liberté équivalent.

La période initiale équivalente (T_{eq}) du système à un degré de liberté est donnée par la relation ci-dessous :

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{M^*}{K^*}} \quad (4.10)$$

Avec M^* et K^* sont respectivement la masse et la rigidité du système équivalent à un degré de liberté.

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 utilisé pour le contrôle de l'application des charges gravitaires.

Analyse à déplacement contrôlé :

On contrôle un déplacement type d'un point de la structure. Dans ce cas l'amplitude de la combinaison de charge est augmentée ou diminuée par le programme jusqu'à ce que le déplacement atteigne la valeur spécifiée. On utilise le déplacement cible lorsque des déplacements spécifique 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.

4.4 Distribution verticale des charges horizontales

La sélection du mode de chargement incrémental est l'un des aspects les plus critique de la méthode, car ce mode de chargement est censé représenter la distribution des forces d'inerties dans le calcul sismique. Ces forces varient en fonction de la sévérité du séisme (déplacements inélastiques induits), mais dans cette analyse, l'hypothèse de base est que la forme de la distribution des forces latéral doit être invariante (pendant le séisme), et que les déformations obtenues doivent être comparables avec celles données par un calcul dynamique.[44]

La distribution idéale est celle développée dans l'analyse temporelle élasto-plastique, qui varie au cours du séisme selon le schéma de déformation plastique de la structure : ainsi, partant d'une déformée de type «1^{er} mode » et de la distribution correspondante, la distribution des forces

horizontales devient différente selon que la structure forme un mécanisme plastique global ou un mécanisme d'étage.[7]

Nous essayons de présenter quelques distributions de chargements latéraux largement utilisés par les chercheurs.

4.4.1 Distribution uniforme

Dans cette distribution, la force latérale F_i qui s'applique sur chaque étage "i" est proportionnelle au poids W_i de ce dernier

$$F_i = W_i \quad (4.11)$$

4.4.2 Distribution selon le premier mode de vibration

Ce type de chargement est utilisé dans le cas des structures dont la réponse est dominée par le premier mode de vibration ϕ_1 et le taux de la masse participante à ce premier mode dépasse 75 % de la masse totale de la structure.

$$F_i = W_i \phi_1 \quad (4.12)$$

4.4.3 Distribution proposée par FEMA 273 [15]

Cette distribution proposée par le code FEMA273 est utilisée si le taux de la masse participante au premier mode de vibration dépasse 75 % de la masse totale de la structure, dans la direction considérée.

$$F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} V_b \quad (4.13)$$

Avec :

V_b : Effort tranchant à la base de la structure.

h_i : Hauteur de l'étage "i"

$k = 2$ pour $T \geq 2.5$ s

$k = 1$ pour $T \leq 0.5$ s

pour les valeurs intermédiaires de T, on utilise l'interpolation linéaire.

4.4.4 Distribution avec la combinaison modale

Dans cette distribution, pour tenir compte de la contribution de n mode de vibration à la réponse de la structure, on combine les distributions verticales des charges latérales de n modes de vibration.

$$F_i = \sum_{i=1}^n \alpha_n \Gamma_n m_i \phi_n S_a(\xi_n, T_n) \quad (4.14)$$

Avec :

m_i : masse de l'étage "i"

S_a : Spectre d'accélération.

T_n : Période de vibration du mode n.

ξ_n : Taux d'amortissement du mode n.

α_n : Facteur de modification, pour contrôler l'effet relatif de chaque mode de vibration, il peut prendre une valeur positive ou bien négative.

$[M]$: Matrice des masses.

Γ_n : Facteur de participation modale.

$$\Gamma_n = \frac{\{\phi\}^t [M] \{1\}}{\{\phi\}^t [M] \{\phi\}} \quad (4.15)$$

4.4.4.1 Distribution Adaptative

Proposée pour la première fois par Bracci et al, ce type de chargement est adapté selon les propriétés dynamiques instantanées de la structure considérée. on suppose un système de distribution initial F_i , et on calcul la charge incrémentale selon l'équation suivante :

$$\Delta F_i^{k+1} = V_b^k \left(\frac{F_b^k}{V_b^k} - \frac{F_i^{k-1}}{V_i^{k-1}} \right) \Delta V_b^{k+1} \left(\frac{F_b^k}{V_b^k} \right) \quad (4.16)$$

Ou :

ΔV_b : Effort tranchant Incrémental à la base de la structure.

V_b : Effort tranchant à la base de la structure.

K : Numéro de l'incrémentation.

Dans notre travail, la structure étudiée présente une forme régulière en plan et en élévation et sa réponse est pratiquement contrôlée par le premier mode de vibration avec une masse participante qui dépasse les 75 % .Par conséquent, on a opté pour une distribution verticale des force latérales selon le premier mode de vibration.

4.5 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 5

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

Résumé

Le présent chapitre est consacré à la modélisation post-élastique de la structure avec les murs de remplissage. On commence d'abord par la définition des lois qui régissent le comportement des rotules plastiques selon le code FEMA 273 et le code ACI 318-95, par la suite on attribue ces rotules aux éléments du portique nu. On définit également les critères d'acceptations et les niveaux de performance de la structure. A la fin, on présente le modèle de Mainstone pour la modélisation des murs de maçonnerie ainsi que la détermination des caractéristiques géométrique et mécaniques de la bielle et aussi la loi de comportement de la rotule plastique affectée à la bielle.

5.1 Introduction

Ce chapitre est consacré à la modélisation des éléments principaux, poutres et poteaux du portique présenté, étudié et dimensionné au chapitre 3 ainsi que les murs de remplissages. Cette modélisation est effectuée en tenant compte du comportement non-linéaire des poutres et poteaux du portique en béton armé et des panneaux de remplissage en maçonnerie.

5.2 Modélisation du portique nu en béton armé

Les poutres et poteaux du portique en béton armé sont modélisés en tenant compte de leur comportement non-linéaire en flexion et en cisaillement. Les poutres sont modélisées par des éléments poutres élastiques avec des rotules plastiques concentrées à chacune de leurs extrémités. Les poteaux sont modélisés de la même façon, en tenant compte de la loi de la variation du moment résistant de la section droite du poteau en fonction de l'effort normal sollicitant ce dernier. Les propriétés des rotules plastiques pour les poutres et les poteaux sont déterminées en utilisant les codes FEMA 273 [15] et ACI 318-95 [2].

5.2.1 Définition et attribution des rotules plastiques aux poutres et aux poteaux du portique nu

La figure 5.1 illustre la courbe non-linéaire typique idéalisée utilisée pour définir les paramètres de modélisation des poutres et poteaux du portique ainsi que les critères d'acceptation liés aux niveaux de performance de la structure [15]

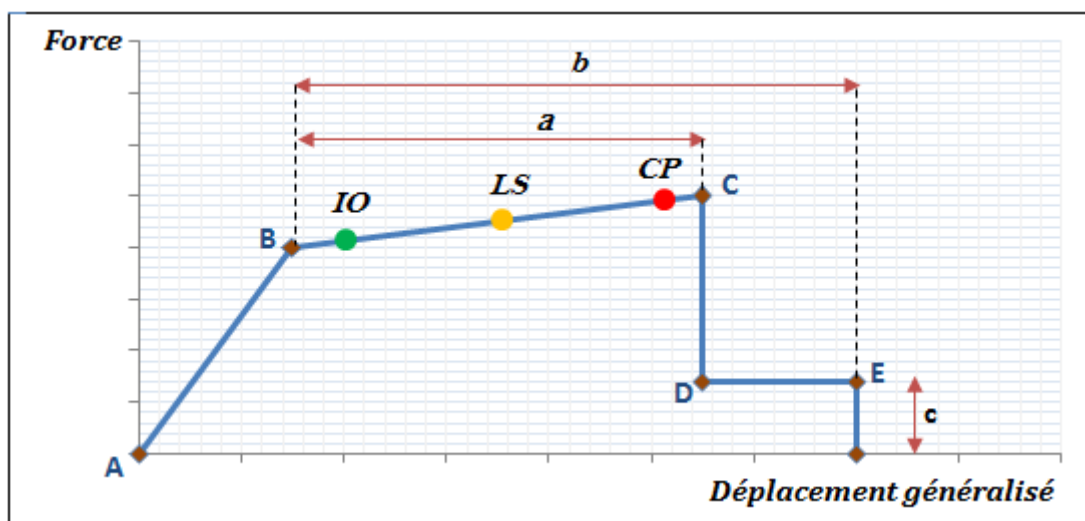


FIGURE 5.1 – Loi force-déplacement idéalisée pour les éléments béton armé

La courbe est composée d'un segment linéaire entre les points A et B. La pente entre les points B et C est, en général, prise comme étant un faible pourcentage de la pente élastique (pente du

segment AB). Ce pourcentage prend une valeur variant entre 0 et 10 % [15] ; dans notre cas, il est pris égal à 5 %.

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

La figure 5.1 montre également les déformations généralisées **a** et **b** en relation avec la courbe non-linéaire idéalisée, qui sont jugées acceptables pour les différents niveaux de performance de la structure, les quels sont désignés par les paramètres **IO**, **LS** et **CP** qui sont définis ci-après.

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 la présente investigation, trois points présentant trois niveaux de dommages (appelés niveaux de performance) sont définis sur la courbe force-déplacement de la figure 5.1 :

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

Au niveau **Immediate Occupancy**, les dommages sont relativement limités. La structure garde une grande partie de sa raideur initiale et de sa résistance. Au niveau **Life Safety**, la structure a subi des dommages importants, qui pourraient induire une perte significative de sa raideur. Au niveau **Collapse Prevention**, la structure a subi des dommages extrêmes. Et si elle est encore soumise à des déplacements latéraux, elle peut subir une instabilité et s'effondrer.

5.2.1.1 Loi Moment – Rotation associée aux poutres

5.2.1.1.1 Plastification par flexion : Rotule plastique :

La figure 5.2 présente le diagramme moment – rotation associé à la plastification par flexion pour les poutres [15].

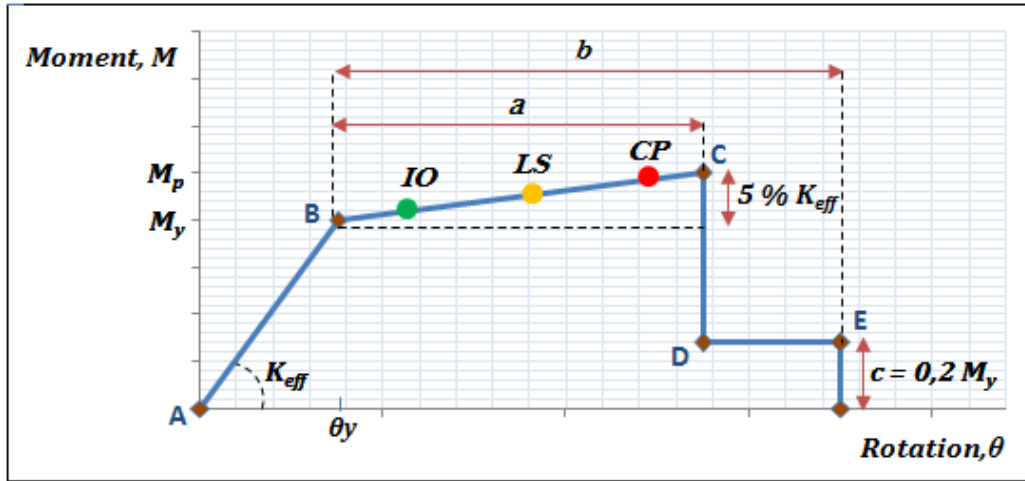


FIGURE 5.2 – Diagramme moment-rotation associé à la rotule plastique de flexion pour les poutres.

Les différents paramètres représentés dans la figure 5.2 sont définis comme suit :

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

$$K_{eff} = 0.5 E_c I_g \quad (5.1)$$

Avec :

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

E_c : Module d'élasticité du béton. Dans notre cas, il est pris égal à 32164.2 MPa

- M_y : Moment élastique limite de la section de béton armé de la poutre, et est donné par la relation suivante [27].

$$M_y = 0.5 f'_c B k d \left(\frac{kd}{3} - d' \right) + f_y B d \left(d - d' \right) \rho \quad (5.2)$$

Où :

$f'_c = f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ et $f_y = 400 \text{ Mpa}$

ρ 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, qui est donné par la formule suivante [23].

$$K = \sqrt{(\rho - \rho')^2 + \eta_{sc}^2 + 2 \left(\rho + \rho' \frac{d'}{d} \right) \eta_{sc} + (\rho - \rho') \eta_{sc}} \quad (5.3)$$

Dans laquelle $\eta_{sc} = \frac{E_s}{E_c}$ où E_c et E_s sont respectivement, le module d'élasticité du béton et de l'acier ($E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ Mpa}$)

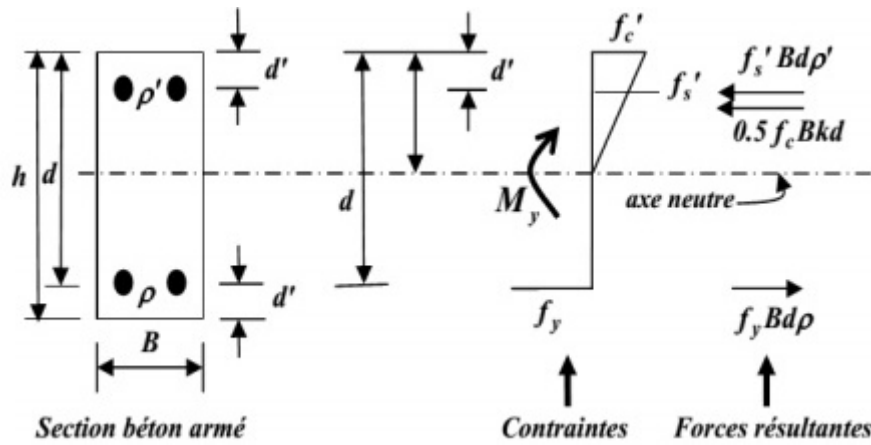


FIGURE 5.3 – Section doublement armée à son état élastique limite

- θ_y : rotation élastique limite de la section en béton armé de la poutre. Elle est calculée sur la base d'une hypothèse utilisée par Saidi et Sozen [33]. Dans cette hypothèse, le moment est supposé avoir une variation linéaire le long de la poutre avec un point d'inflexion à la milongueur de cette dernière. θ_y est donnée par la formule suivante :

$$\theta_y = \frac{M_y}{E_c I_g} \frac{L}{6} \quad (5.4)$$

Avec :

L : longueur de l'élément poutre.

- M_y : 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 5.2.

$$M_p = M_y + 5\% K_{eff} a \quad (5.5)$$

Avec :

a : Est la portion de la partie plastique avec écrouissage de la rotule plastique.

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

Les paramètres **a** et **b** représentent les valeurs de rotation plastique et **c** celui de la résistance résiduelle (en flexion) de la poutre. Les critères d'acceptation et les niveaux de performance **IO**, **LS** et **CP** sont définis précédemment au paragraphe 5.2.1. Les paramètres **a**, **b** et **c** ainsi que les critères d'acceptation **IO**, **LS** et **CP** sont donnés par le code FEMA 273 [15].

5.2.1.1.2 Plastification par cisaillement :

La figure 5.4 présente le diagramme effort tranchant – rotation associé à la plastification par cisaillement pour les poutres [15].

Les différents paramètres représentés dans la figure 5.4 sont définis comme suit :

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

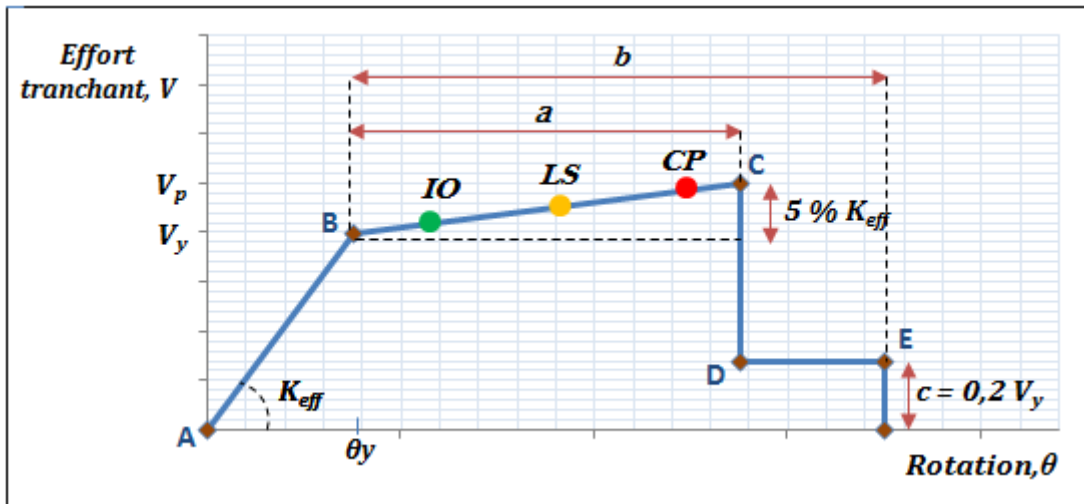


FIGURE 5.4 – Diagramme effort tranchant-rotation associé à la plastification des poutres par cisaillement

$$K_{eff} = 0.4 E_c A_w \quad (5.6)$$

Avec :

$0.4 E_c$: Module de cisaillement transversal de la section du béton.

A_w : Aire de la section droite de la poutre.

V_y : Effort tranchant élastique limite de la section de béton armé de la poutre. Il est donné par la formule suivante [2].

$$V_y = \frac{A_t f_y d}{S_t} + \frac{\sqrt{f_c} B d}{6} \quad (5.7)$$

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

$$\theta_y = \frac{V_y}{K_{eff}} \quad (5.8)$$

— V_p : Effort tranchant plastique de la section de béton armé. Il est calculé par la relation suivante, en référence à la figure 5.4 .

$$V_p = V_y + 5\% K_{eff} a \quad (5.9)$$

Avec a est la portion de la partie plastique avec écrouissage de la rotule plastique.

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

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

5.2.1.2 Loi Moment – Rotation associée aux poteaux

5.2.1.2.1 Plastification par flexion : Rotule plastique :

La figure 5.5 présente le diagramme moment – rotation associé à la plastification par flexion pour les poteaux [15]

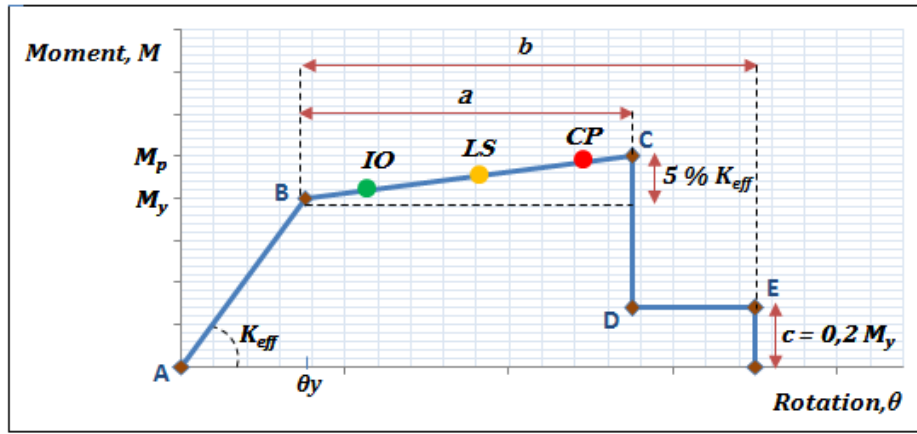


FIGURE 5.5 – Diagramme moment-rotation associé à la plastification des poteaux par flexion [15]

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

$$K_{eff} = 0.7 E_c I_g \quad (5.10)$$

Avec :

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

E_c : Module d'élasticité du béton. Dans notre cas, il est pris égal à 32164.2 MPa.

- M_p : Moment élastique limite de la section de béton armé du poteau. Les valeurs des moments élastiques limites des poteaux sont calculées par le programme ETABS [11].en tenant compte de l'interaction *moment de flexion (M) – effort normal (N)*.
- θ_y : Rotation élastique limite de la section en béton armé du poteau. Elle est calculée comme dans le cas des poutres.

$$\theta_y = \frac{M_y}{E_c I_g} \frac{L}{6} \quad (5.11)$$

L : Longueur du poteau.

- M_p : Moment plastique (moment résistant) de la section de béton armé du poteau. Il est calculé par la formule suivante, en référence à la figure 5.5.

$$M_p = M_y + 5 K_{eff} a \quad (5.12)$$

Avec a est la portion de la partie plastique avec écrouissage de la rotule plastique.

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

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

5.2.1.2.2 Plastification par cisaillement :

La modélisation de la plastification des poteaux par cisaillement est effectuée de la même manière que pour les poutres (Paragraphe 5.2.1.1.2)

5.3 Modélisation de mur de remplissage en maçonnerie

5.3.1 Modèle de bielle comprimée équivalente

Les prédictions de la résistance d'un cadre rempli de maçonnerie sont assez complexes. La résistance du cadre rempli n'est pas simplement la somme des propriétés du remplissage et celle du cadre [30]

Stafford-Smith (1963) [34], Mainstone (1971) [22], Klingner et Bertero (1976) [20] ont développé des modèles afin de comprendre et prévoir le comportement des cadres remplis de maçonnerie. Leurs tests expérimentaux sur les cadres remplis de maçonnerie soumis à des charges latérales ont abouti à des déformations similaires à celles montrées à la figure 5.6.

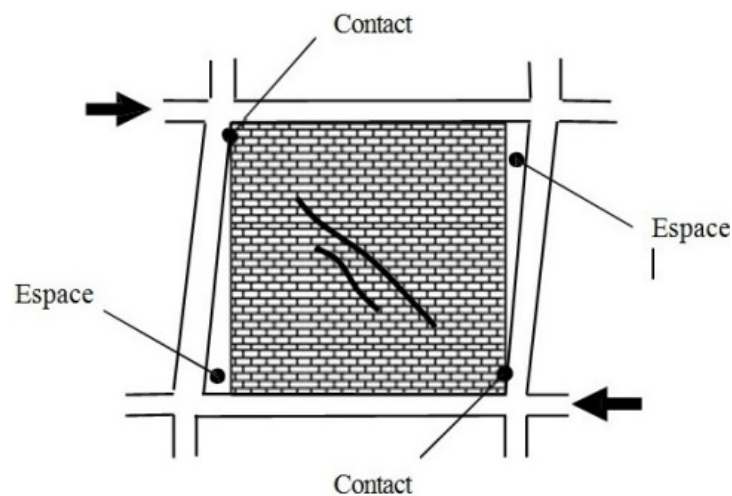


FIGURE 5.6 – Déformée d'un cadre avec remplissage sous chargement latéral

Pendant les tests, des fissures diagonales se développent au centre du panneau, et des espaces se forment entre le cadre et le panneau de remplissage le long de la diagonale non chargée, ce comportement, initialement observé par Polyakov [29], 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 5.7)

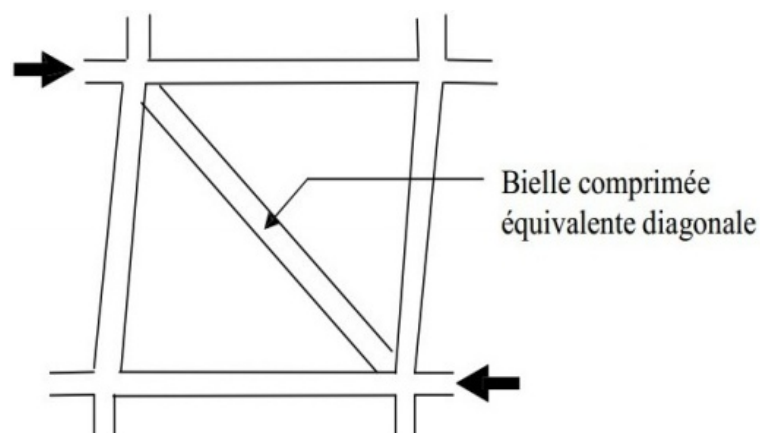


FIGURE 5.7 – Bielle comprimée équivalente diagonale.

La bielle équivalente de largeur a (figure 5.8), avec la même épaisseur et les mêmes propriétés mécaniques que le panneau de remplissage réel, est supposée être connecter 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 [27], 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 [22] dépend de la raideur flexionnelle relative du remplissage et des poteaux constituant le cadre :

$$a = 0.175 D (\lambda_1 H)^{-0.4} \quad (5.13)$$

Avec :

$$\lambda_1 = \left(\frac{E_m t \sin 2\theta}{4 E_c I_{col} h} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (5.14)$$

Ou :

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 : Epaisseur de la maçonnerie.

h, D, H et θ sont définis sur la figure 5.8.

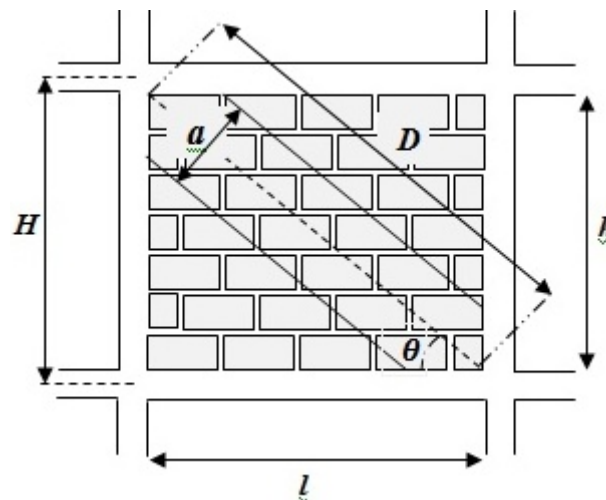


FIGURE 5.8 – Définition des paramètres caractérisant la bielle comprimée équivalente.

Dans notre cas, l'évaluation de la largeur de la bielle comprimée équivalente est effectuée selon l'approche de Mainstone [22].

5.3.2 Loi de comportement de la maçonnerie

Le comportement de la maçonnerie est en général non-linéaire de type fragile [2]. La figure 5.10 montre une loi contrainte-déformation ($f_m - \varepsilon$), 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 de la contrainte ultime (de 10 à 20 % de 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.

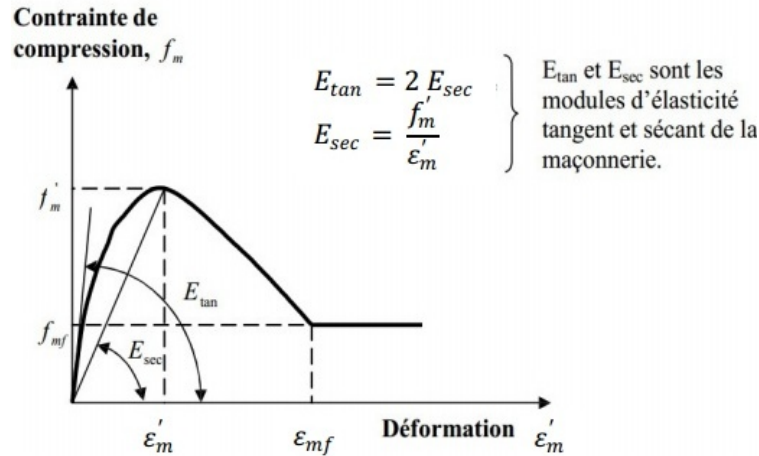


FIGURE 5.9 – Loi de comportement de la maçonnerie [22]

Dans les analyses, le comportement non linéaire de la maçonnerie est représenté par une relation force-déplacement représentée à la figure 5.10

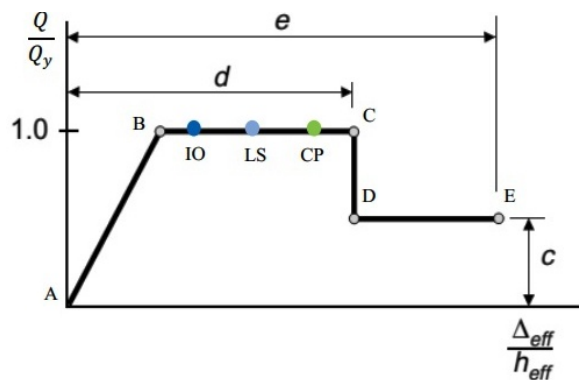


FIGURE 5.10 – Loi force-déplacement pour la maçonnerie

Critères d'acceptations et niveaux de performances de la rotule plastique :

Pour la maçonnerie, le niveau **immediate occupancy** est atteint lorsque des fissurations apparaissent dans les panneaux. Le niveau **life safety** est atteint lorsque la maçonnerie est fortement fissurée, et qu'il y a risque pour le panneau, ou bien pour une partie de celui-ci, de tomber hors du cadre.

5.3.2.1 Rotule plastique pour la maçonnerie

5.3.2.1.1 Rotule de compression :

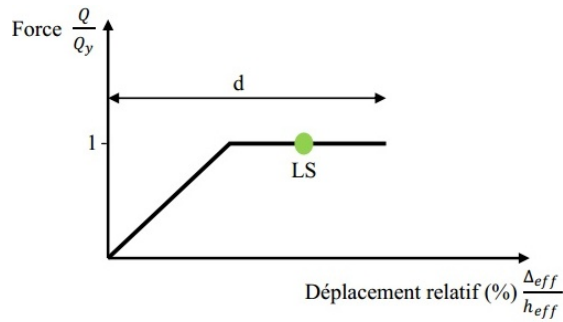


FIGURE 5.11 – Rotule plastique de compression

Les paramètres c et e (figure 5.10) ne sont pas disponibles. Le comportement sera bilinéaire. La figure 5.11 exprime le fait que lorsque la maçonnerie atteint un déplacement relatif égal à d (%), elle est considérée comme étant complètement ruinée, et n'offre plus de résistance. Le paramètre d figure dans le tableau 7-7 de FEMA 273, il est exprimé en %, et dépend du rapport $\frac{L_{eff}}{h_{eff}}$ (figure 5.12), ainsi que le rapport $\beta = \frac{V_{inf}}{V_{ine}}$

Où :

V_{inf} : Est la résistance au cisaillement du cadre nu.

V_{ine} : Est la résistance au cisaillement du panneau de remplissage.

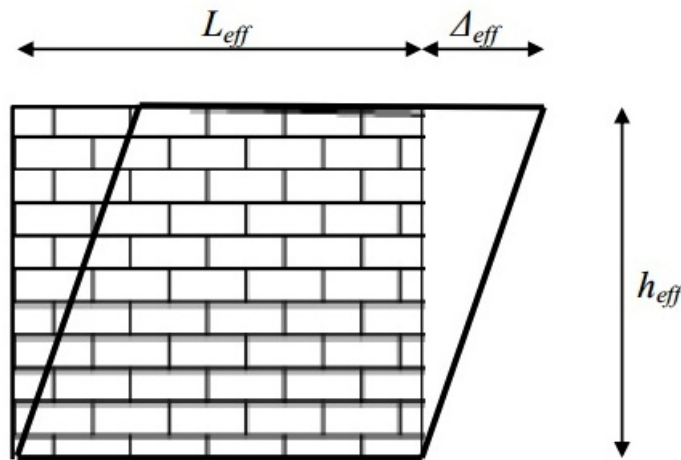


FIGURE 5.12 – Définition du déplacement relatif $\frac{\Delta_{eff}}{h_{eff}}$

Le code FEMA ne fournit de déplacement relatif que pour le niveau **LS**.

Résistance de la rotule plastique :

Il existe plusieurs modes de rupture pour le remplissage en maçonnerie, paulay, et priestley (1992) [30], incluant :

1. Rupture par cisaillement de mur de remplissage, horizontalement.
2. Rupture par excès de compression (écrasement) dans la bielle.
3. Rupture par traction suite à une flexion trop importante du mur.

Ces modes de rupture sont illustrés dans la figure suivante :

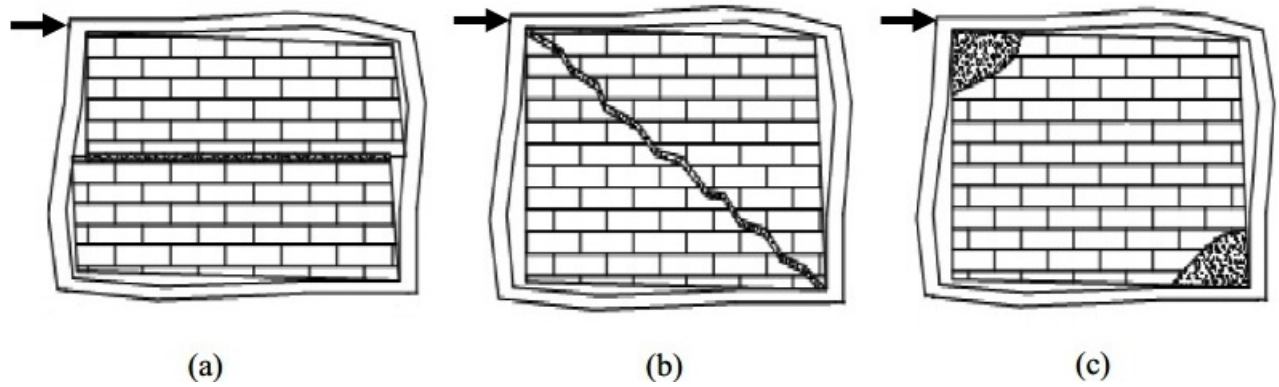


FIGURE 5.13 – Mode de rupture typique des murs de maçonnerie

- a) Rupture par cisaillement
- b) Rupture par compression
- c) Rupture par traction

Seuls les deux premiers modes de ruptures ((a) et (b)) seront pris en compte dans notre étude.

5.3.3 Résistance ultime d'un mur de maçonnerie

La résistance de la bielle comprimée sera déterminée en calculant la force nécessaire pour atteindre la résistance de la maçonnerie à l'écrasement et la force nécessaire pour atteindre la résistance au cisaillement de la maçonnerie. Les composante de cette force , projetées dans la direction de la bielle diagonale, sont utilisées pour attribuer à la bielle une résistance en compression.

Cette résistance en compression, notée R_{bielle} , contrôle la résistance de mur dans la bielle comprimée équivalente diagonale :

$$R_{bielle} = \min \left(R_{ecrasement}, \frac{R_{cisaillement}}{\cos\theta} \right) \quad (5.15)$$

Ou θ est l'angle formé par la bielle diagonale et l'horizontale.

Résistance de la maçonnerie à l'écrasement, $R_{ecrasement}$:

La résistance de la maçonnerie à l'écrasement correspond à l'effort de compression que la bielle comprimée équivalente diagonale peut supporter avant que la maçonnerie ne se rompe par excès de compression. Elle est déterminée comme suit [27]

$$R_{ecrasement} = a t f'_m \quad (5.16)$$

Où :

a : est la largeur de la bielle comprimée équivalente diagonale.

t : est l'épaisseur du panneau de remplissage en maçonnerie.

f'_m : est la résistance de la maçonnerie à la compression. Celle-ci est déterminée comme suit :

[27].

$$f'_m = \frac{f'_{cb} (f'_{tb} + \alpha f'_j)}{U_u (f'_{tb} + \alpha f'_{cb})} \quad (5.17)$$

Où :

$$\alpha = \frac{j}{4.1 h_b}$$

j : est l'épaisseur du joint du mortier, pris égal à 1.5 cm ;

h_b : est la hauteur d'un élément de maçonnerie ;

f'_{cb} : est la résistance en compression d'un élément de maçonnerie ;

f'_{tb} : est la résistance en traction d'un élément de maçonnerie, prise égale à $0.1 f'_{cb}$;

U_u : est un coefficient de non uniformité de contrainte, égal à 1.5 ;

f'_j : est la résistance en compression du mortier, prise égale à 8 Mpa

Résistance de la maçonnerie au cisaillement, $R_{cisaillement}$:

La capacité de la maçonnerie à résister au cisaillement dépend de la résistance du joint du mortier entre les blocs de maçonnerie et le frottement entre les blocs de maçonnerie et le mortier.

La figure 5.14 illustre la résistance du joint. La fissure de cisaillement en escalier est remplacée par une seule fissure de cisaillement horizontale à travers un lit de joints de mortier . Cette simplification est valide, car les composantes verticales de la fissure en escalier sont en traction, et leur contribution à la résistance au cisaillement peut être négligée.

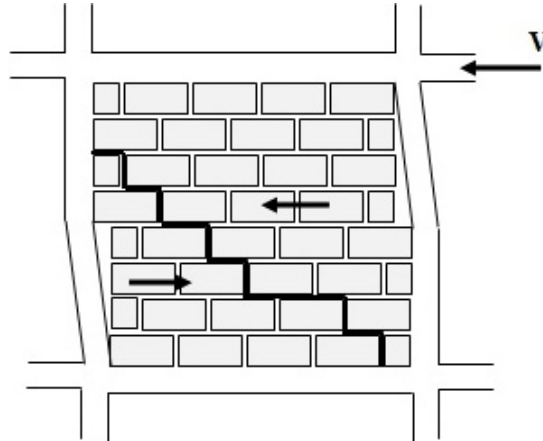


FIGURE 5.14 – Rupture par cisaillement de la maçonnerie.

On applique le critère de *Mohr-coulomb* pour calculer la résistance maximum au cisaillement pour ce type de ruine.

$$\tau_f = \tau_0 + \mu \sigma_N \quad (5.18)$$

Où :

τ_0 : est la cohésion du lit de mortier ;

μ : est le coefficient de frottement le long du lit de mortier ;

σ_N : est la contrainte de compression le long du panneau de remplissage.

En appliquant cette relation au panneau entier de maçonnerie, on trouve la force de cisaillement

horizontale maximale que le panneau peut supporter :

$$V_f = \tau_0 t l + \mu N \quad (5.19)$$

Où :

t : est l'épaisseur du mur de remplissage ;

l : est la longueur du mur ;

N : est la force verticale dans le mur.

L'effort N est la somme de l'effort vertical extérieur éventuel s'appliquant sur le mur et la composante verticale de la force de compression, R_c , dans la bielle équivalente diagonale figure (5.15). Dans notre étude, on ne considère que cette dernière (pas d'interaction entre le mur de remplissage et la poutre adjacente) [30].

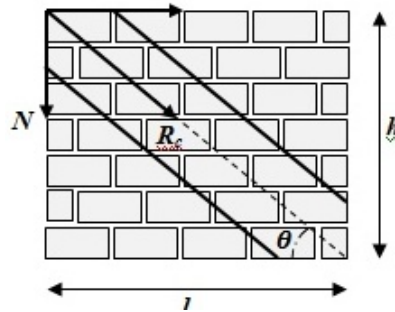


FIGURE 5.15 – Illustration des paramètres permettant d'établir la résistance au cisaillement du mur de remplissage en maçonnerie.

Dès lors la force de cisaillement est trouvée par :

$$V_f = \tau_0 t l + \mu R_c \sin \theta \quad (5.20)$$

La composante horizontale vaut $V_f = R_c \sin \theta$. En remplaçant R_c par sa valeur $R_c = \frac{V_f}{\cos \theta}$ dans l'équation (5.20), on trouve :

$$V_f = \frac{\tau_0 t l}{(1 - \mu \tan \theta)}$$

On a alors :

$$R_{\text{cisaillement}} = \frac{\tau_0 t l}{(1 - \mu \tan \theta)} \quad (5.21)$$

Les valeurs de τ_0 varient généralement entre 0.1 et 1.5 Mpa. La contrainte de cohésion est évaluée par la formule suivante [27] :

$$\tau_0 = 0.05 f'_m$$

Le coefficient de friction est déterminé par la relation suivante :

$$\mu = 0.654 + 0.0000515 f'_j$$

ou : f'_j est la résistance en compression du mortier.

Le tableau 5.1 donne les propriétés des matériaux de remplissage considérés dans notre investigation.

Propriétés	Paramètres	Unités	Bloc de béton léger parpaing creux	Brique creuse de terre cuite	Brique pleine de terre cuite
Résistance à la compression de la brique	f'_{cb}	Mpa	3	10	15
Résistance à la traction de la brique	f'_{tb}	Mpa	0.3	1	1.5
Module d'élasticité	E_m	Mpa	20000	3550	6285
Résistance à la compression de la maçonnerie	f'_m	Mpa	2.50	6.46	8.38
Cohésion	τ_0	Mpa	0.1255	0.325	0.45
Epaisseur du mur	t	cm	20	20	20

TABLE 5.1 – Propriétés des maçonneries utilisées

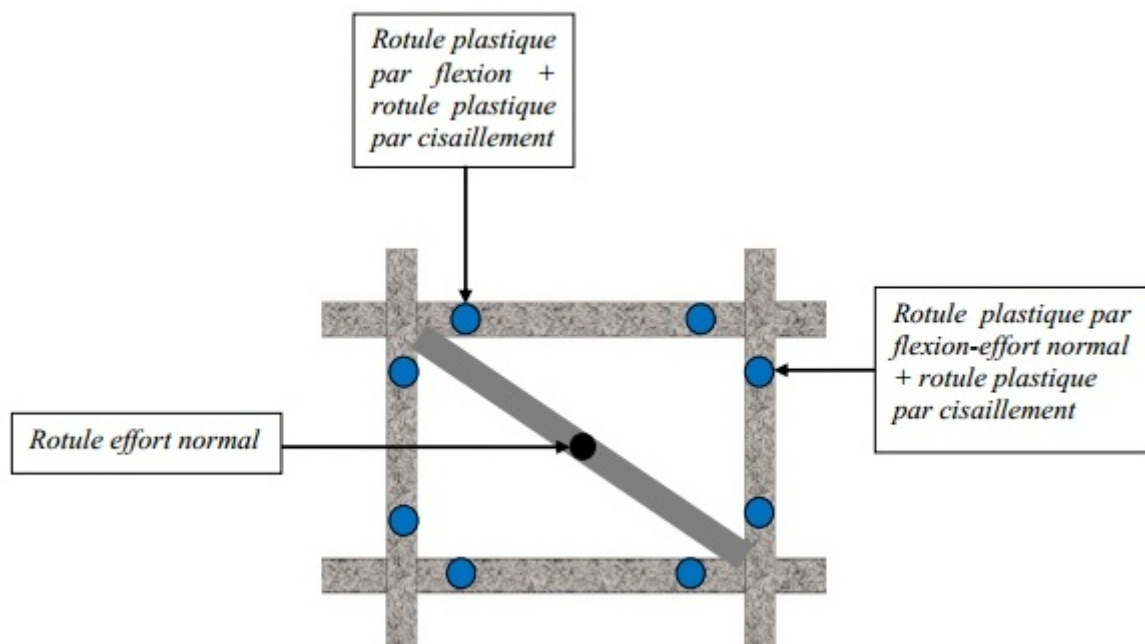


FIGURE 5.16 – Attribution des rotules plastiques aux différents éléments

Chapitre 6

Présentation et discussion des résultats des analyses pushover

Résumé

Ce chapitre porte sur l'exploitation et la discussion des résultats des analyses pushover, exécutées pour le portique avec différentes configurations. On s'intéresse particulièrement à l'effet de deux paramètres, la résistance et l'épaisseur des panneaux de remplissages, sur le comportement sismique du portique. Pendant les analyses pushover, on commence d'abord par la variation de la résistance des panneaux de remplissage et en suite en passe à la variation de l'épaisseur des ces panneaux, pour ces différentes configurations, on montre les courbes de capacités, les déplacements latéraux et les mécanismes de ruines et à la fin, on compare des différents résultats relatifs à l'état élastique limite et l'état limite ultime de résistance

6.1 Introduction

Dans ce chapitre, on présente et discute les résultats des analyses pushover exécutées sur le portique dimensionné au chapitre 3.

Les analyses pushover sont effectuées d'abord sur un portique nu, puis sur le même portique en considérant un remplissage en Parpaing creux de béton léger de résistance caractéristique à la compression $f'_{cb} = 3 \text{ Mpa}$, en suite on passe à l'analyse avec un remplissage en briques creuse de terre cuite d'une résistance caractéristique à la compression $f'_{cb} = 10 \text{ Mpa}$ et à la fin ,on termine avec l'analyse du portique avec un remplissage en briques pleines de terre cuite de résistance caractéristique à la compression $f'_{cb} = 15 \text{ Mpa}$.

On montre les courbes de capacités qui relient l'effort tranchant à la base du portique au déplacement en tête du portique avec différents remplissages, les déplacements latéraux des niveaux, les déplacements inter-étages ainsi que les mécanismes de ruine pour chaque portique.

En fin, on procède à une analyse comparative des comportements sismiques du portique avec différents remplissages à l'état élastique limite et à l'état limite ultime de résistance.

6.2 Résultats des analyses pushover des portiques

6.2.1 Portique nu

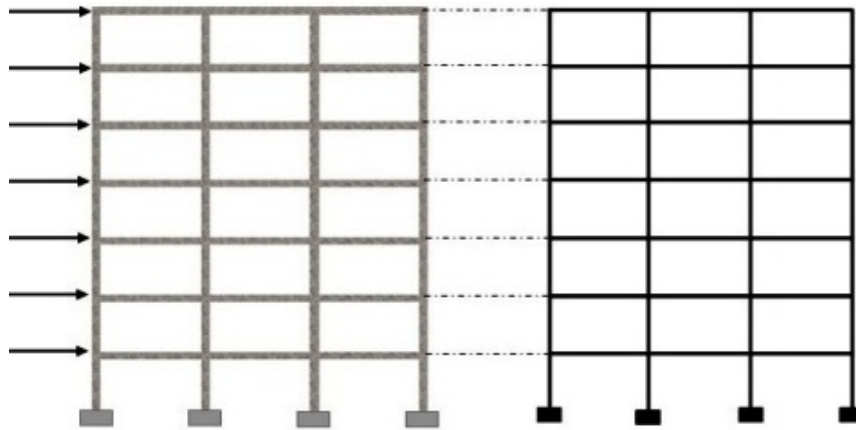


FIGURE 6.1 – Portique nu et sa modélisation.

a) Courbe de capacité :

La courbe de capacité (figure 6.2) est caractérisée par :

- Un état élastique correspondant au point 1 où l'on a une résistance élastique limite $V_y = 416.47 \text{ KN}$, un déplacement élastique limite $d_y = 4.1 \text{ cm}$ et une raideur initiale $K_0 = \frac{V_y}{d_y} = \frac{416.47}{0.041} = 10157.80 \text{ KN/m}$
- Un état limite ultime correspondant au point 2 où l'on a une résistance limite ultime $V_u = 584.1 \text{ KN}$, un déplacement ultime $d_u = 19.84 \text{ cm}$

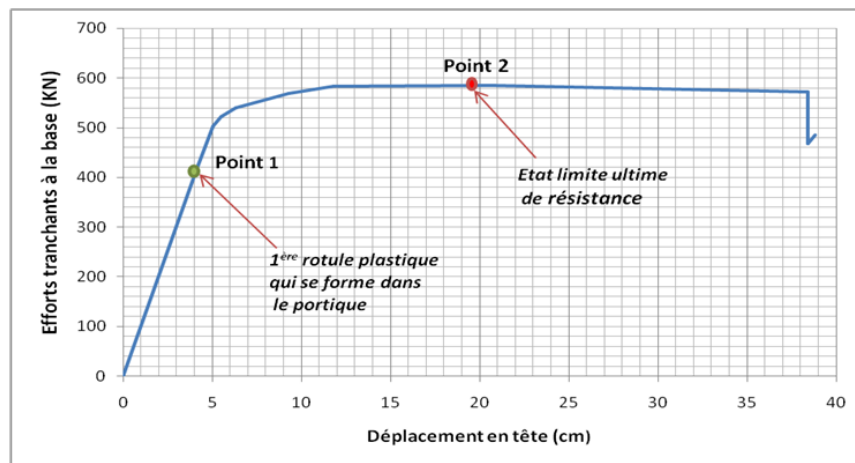


FIGURE 6.2 – Courbe de capacité du portique nu.

b) Distribution des rotules plastiques dans le portique à la ruine :

La figure 6.3 montre le mécanisme de ruine du portique ainsi que la distribution des rotules plastiques formées à ce stade. Le mécanisme de ruine est un mécanisme plastique global. Les rotules plastiques se forment successivement dans les poutres et en pied des poteaux du rez-de-chaussée.

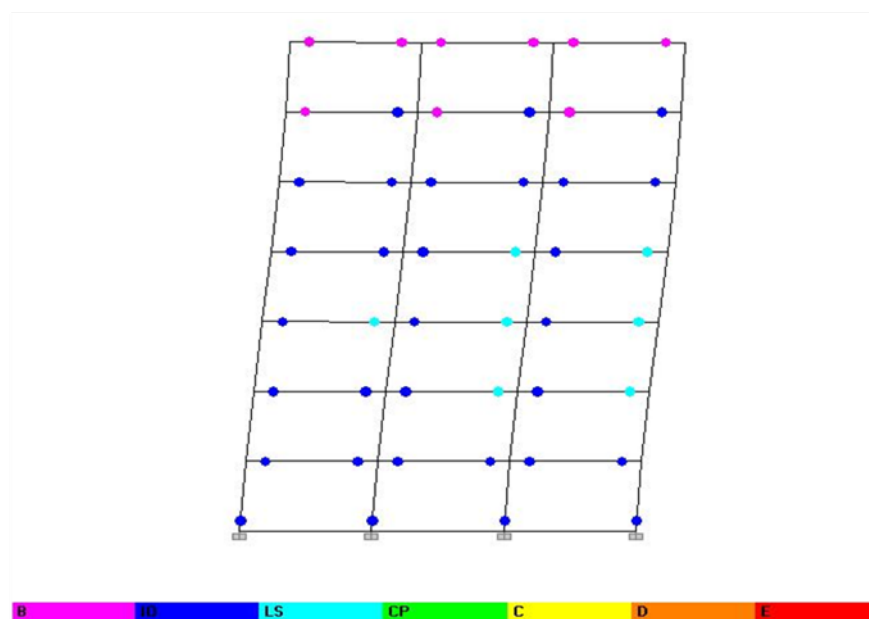


FIGURE 6.3 – Distribution des rotules plastiques à la ruine du portique nu

c) Déplacements latéraux du portique :

On remarque sur la figure 6.4 une distribution régulière des déplacements latéraux des différents niveaux du portique.

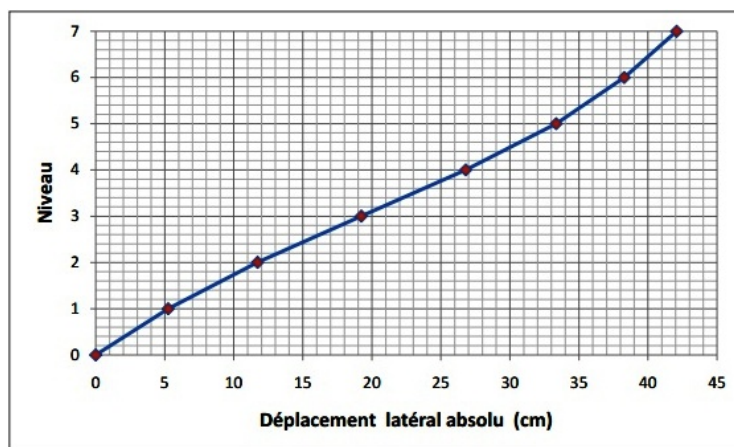


FIGURE 6.4 – Déplacements latéraux des niveaux du portique nu

d) Déplacements inter-étages du portique :

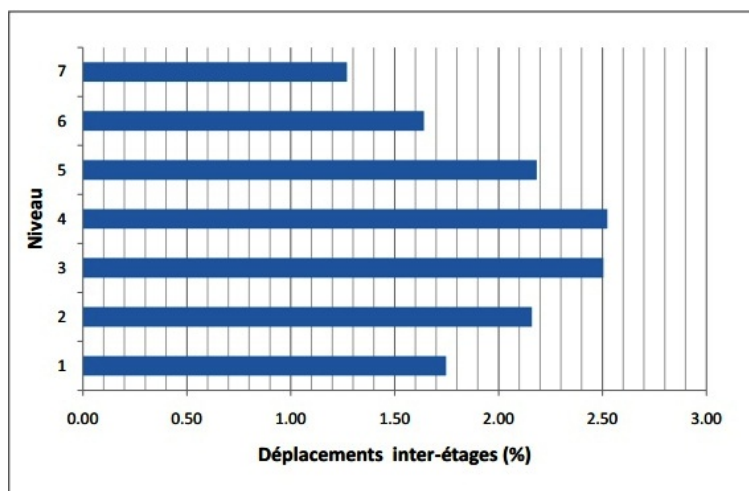


FIGURE 6.5 – Déplacements inter-étages du portique nu

6.2.2 Portique avec murs de remplissage en béton léger (parpaing creux)

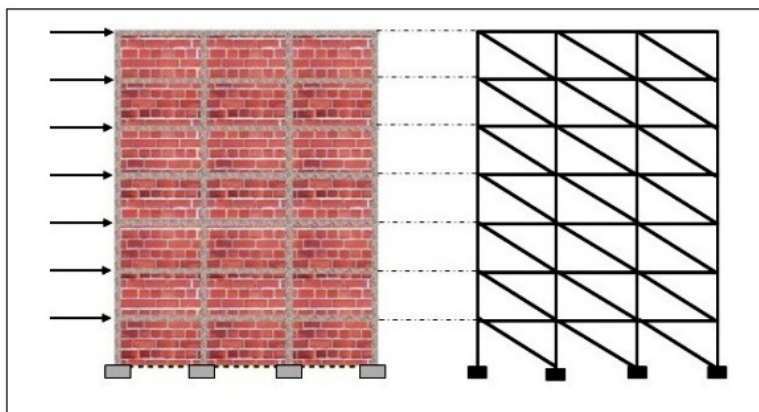


FIGURE 6.6 – Portique avec remplissage et sa modélisation

a) Courbe de capacité :

La courbe de capacité (figure 6.7) est caractérisée par :

- Un état élastique correspondant au point 1 où l'on a une résistance élastique limite $V_y = 672.35 \text{ KN}$, un déplacement élastique limite $d_y = 0.62 \text{ cm}$ et une raideur initiale $K_0 = \frac{V_y}{d_y} = \frac{672.35}{0.0062} = 108443.54 \text{ KN/m}$
- Un état limite ultime correspondant au point 2 où l'on a une résistance limite ultime $V_u = 1334.35 \text{ KN}$, un déplacement ultime $d_u = 9.45 \text{ cm}$

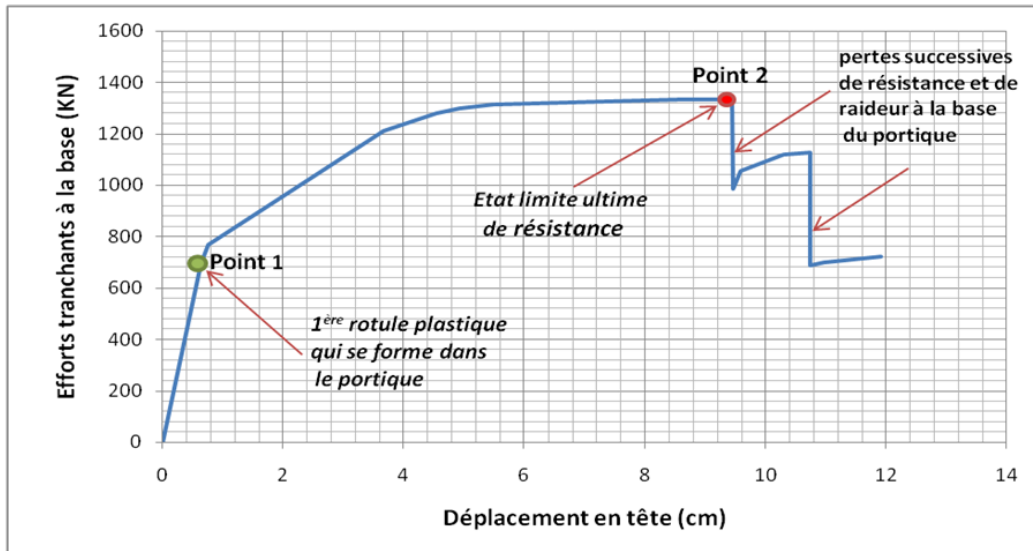


FIGURE 6.7 – Courbe de capacité du portique avec murs de remplissage en parpaing creux

b) Distribution des rotules plastiques dans le portique à la ruine :

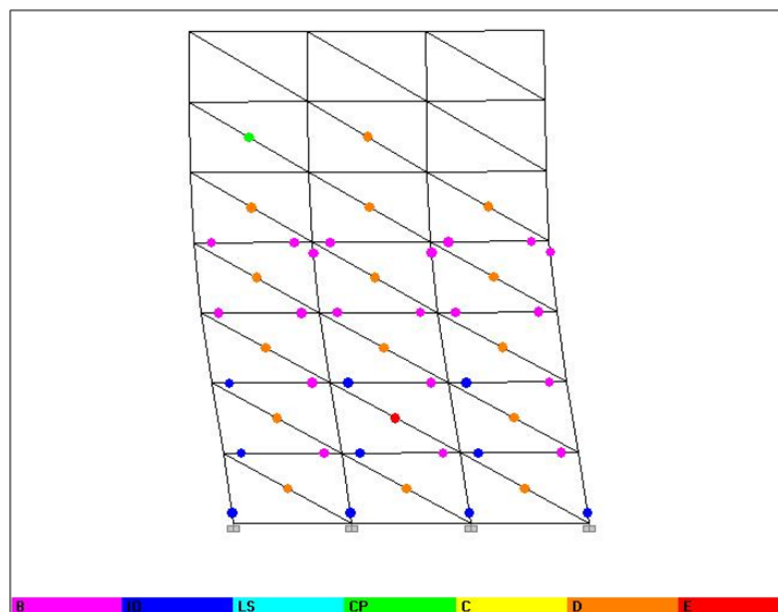


FIGURE 6.8 – Distribution des rotules plastiques à la ruine du portique avec un remplissage en parpaing creux

Les premières rotules plastiques sont apparues dans les murs de remplissages du *RDC*, 1^{er} et 2^{eme} niveau, par la suite, il y a une plastification successive des murs des autres niveaux à l'exception du dernier étage, puis les poutres du *RDC*, 1^{er}, 2^{eme} et 3^{eme} niveau, les poteaux du *RDC* commencent à se plastifier simultanément avec l'accroissement des déformations dans les murs de remplissage.

Les murs de remplissages du 1^{er} niveau et du *RDC* finissent par se ruiner, ce qui provoque des pertes successives de la raideur et de la rigidité. A partir de la distribution des rotules plastiques dans le portique à l'état limite ultime, on peut dire que le mécanisme de ruine est un mécanisme d'étage.

c) Déplacements latéraux du portique

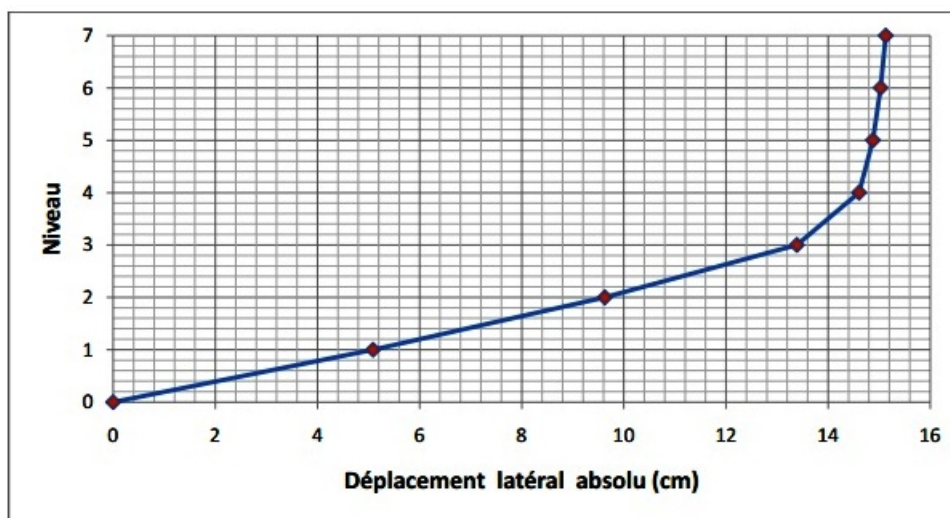


FIGURE 6.9 – Déplacements latéraux du portique avec un remplissage en parpaing creux.

d) Déplacements inter-étages du portique :

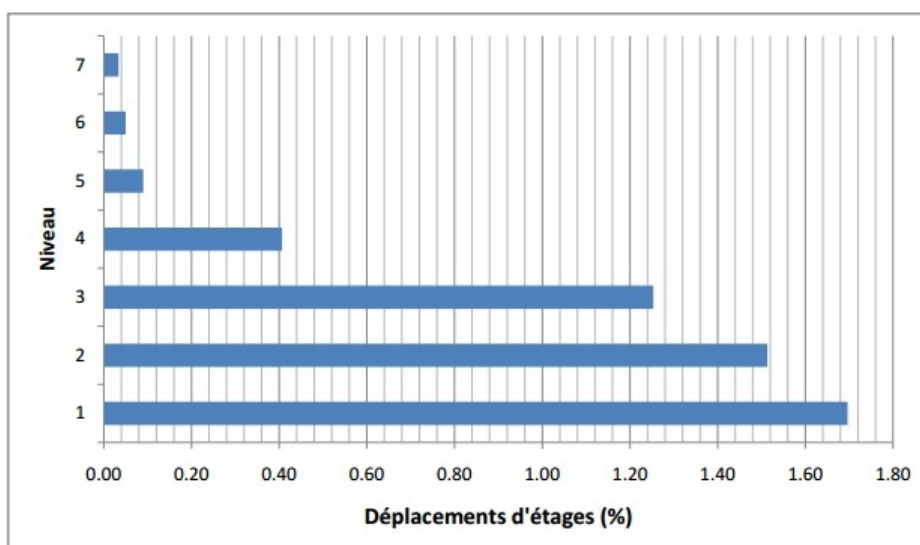


FIGURE 6.10 – Déplacement inter-étages du portique avec un remplissage en parpaing creux

La figure ci-dessus montre clairement l'importante contribution des premiers niveaux dans le déplacement total du portique.

On remarque à partir des figures (6.10) et (6.9), que les premiers niveaux (*RDC*, 1^{er} et 2^{eme}) contribuent à plus de 85% au déplacement total du portique, et les déformations sont principalement localisées dans ces niveaux.

6.2.3 Portique avec murs de remplissage en briques creuses en terre cuite

a) Courbe de capacité :

La courbe de capacité (figure 6.11) est caractérisée par :

- Un état élastique correspondant au point 1 où l'on a une résistance élastique limite

$$V_y = 1199.27 \text{ KN}, \text{ un déplacement élastique limite } d_y = 3.00 \text{ cm} \text{ et une raideur initiale } K_0 = \frac{V_y}{d_y} = \frac{1199.27}{0.03} = 39975.67 \text{ KN/m}$$

- Un état limite ultime correspondant au point 2 où l'on a une résistance limite ultime

$$V_u = 2495.31 \text{ KN}, \text{ un déplacement ultime } d_u = 13.12 \text{ cm}$$

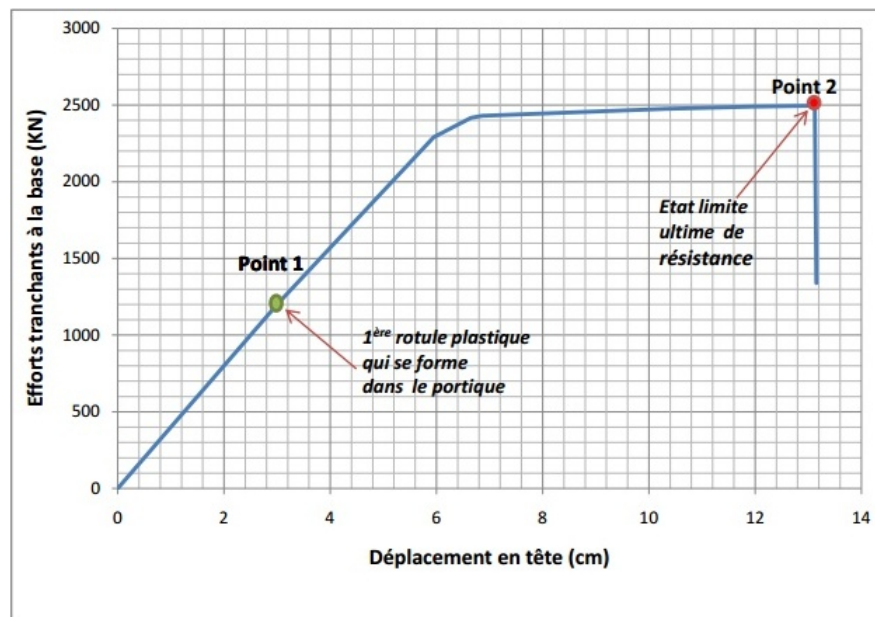


FIGURE 6.11 – Courbe de capacité du portique avec un remplissage en briques creuses

b) Distribution des rotules plastiques dans le portique à la ruine :

La figure 6.12 montre le mécanisme de ruine du portique et la distribution des rotules plastiques. Ces dernières se développent essentiellement dans les murs de remplissage des premiers niveaux et dans les poutres de ces mêmes niveaux. Au fur et à mesure que la charge augmente les murs de maçonnerie atteignent leur résistance ultime et finissent par s'écroulés au niveau du premier étage, induisant une perte de raideur et une augmentation des sollicitations dans les poteaux qui s'accompagne d'une formation de rotules plastique en tête et à la base de ces poteaux conduisant, à la ruine du portique par un mécanisme d'étage.

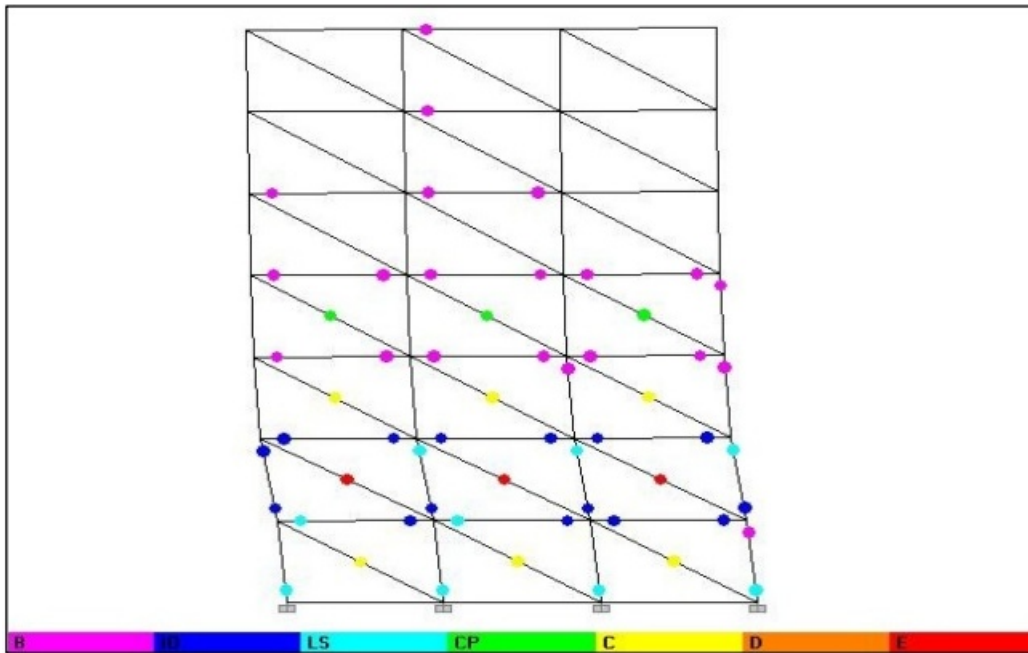


FIGURE 6.12 – Distribution des rotules plastiques à la ruine du portique avec un remplissage en briques creuse

c) Déplacements latéraux du portique

Les premiers niveaux (*RDC*, 1^{er} et 2^{eme}) reprennent un taux de 90 % du déplacement total.

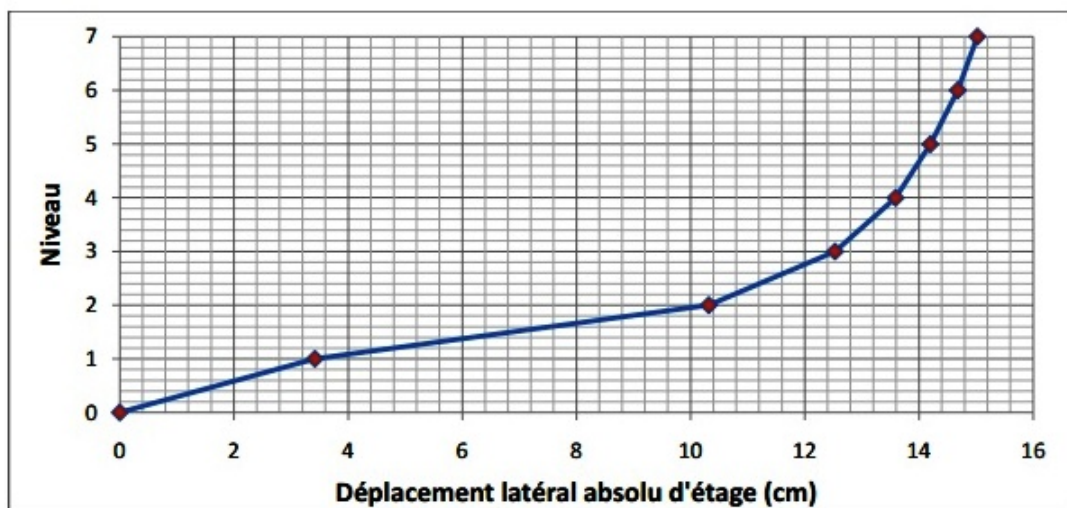


FIGURE 6.13 – Déplacements latéraux du portique avec remplissage en briques creuses

d) Déplacement inter-étage du portique

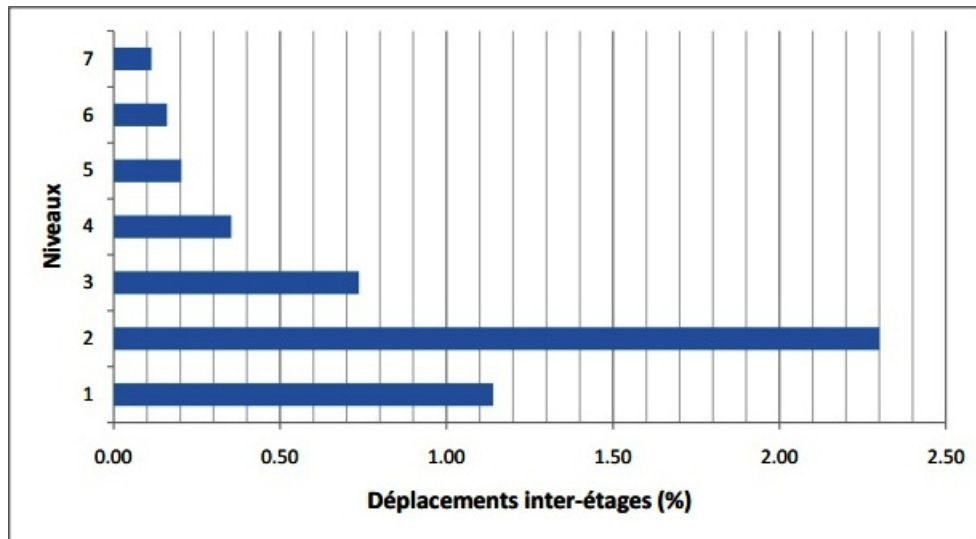


FIGURE 6.14 – Déplacements inter-étages du portique avec remplissage en briques creuses

6.2.4 Portique avec murs de remplissage en maçonnerie en bloc (briques pleines)

a) Courbe de capacité :

La courbe de capacité (figure 6.15) est caractérisée par :

- Un état élastique correspondant au point 1 où l'on a une résistance élastique limite $V_y = 1452.85 \text{ KN}$, un déplacement élastique limite $d_y = 2.53 \text{ cm}$ et une raideur initiale $K_0 = \frac{V_y}{d_y} = \frac{1452.85}{0.0253} = 57424.90 \text{ KN/m}$
- Un état limite ultime correspondant au point 2 où l'on a une résistance limite ultime $V_u = 3169.20 \text{ KN}$, un déplacement ultime $d_u = 7.84 \text{ cm}$

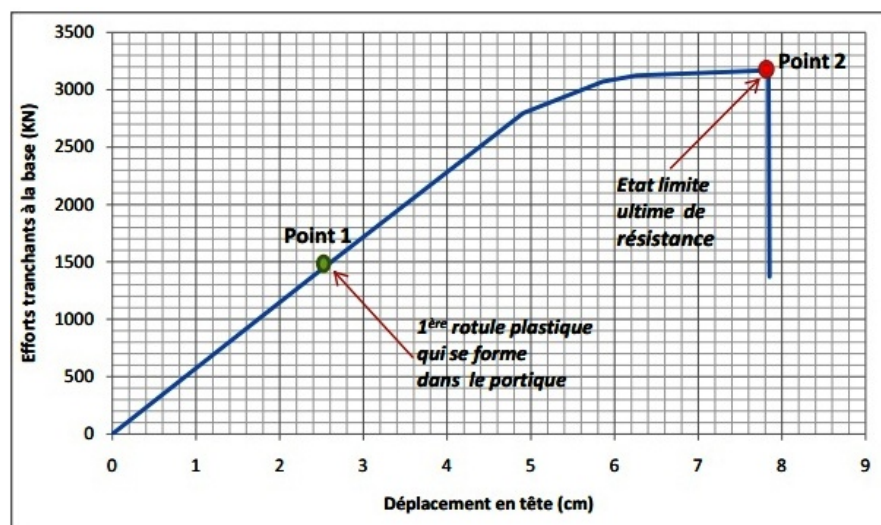


FIGURE 6.15 – Courbe de capacité du portique avec un remplissage en briques pleines

b) Distribution des rotules plastiques dans le portique à la ruine :

La première rotule plastique se forme au niveau du RDC, au pied du poteau de rive, Par la suite, il y a une plastification des poutres et poteaux au même temps que les panneaux de remplissage qui finissent par se ruiner au niveau du 1^{er} étage.

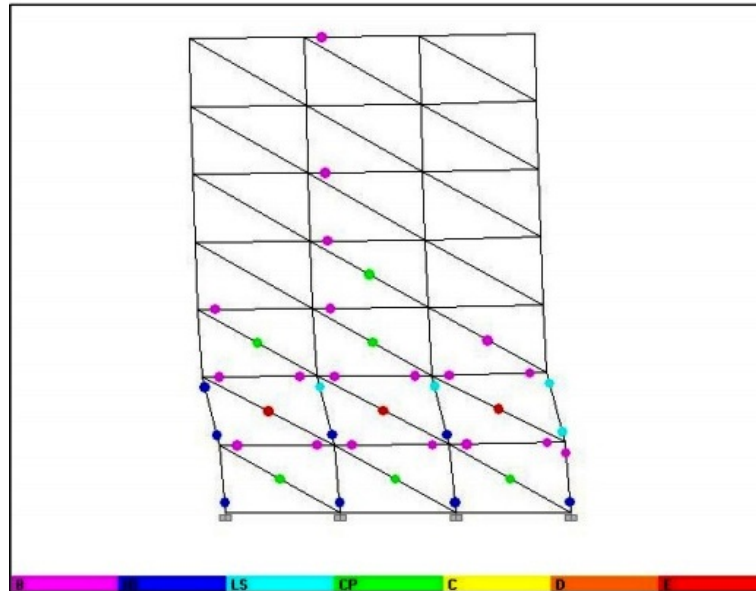


FIGURE 6.16 – Distribution des rotules plastiques dans le portique avec un remplissage en briques pleine

c) Déplacements latéraux du portique :

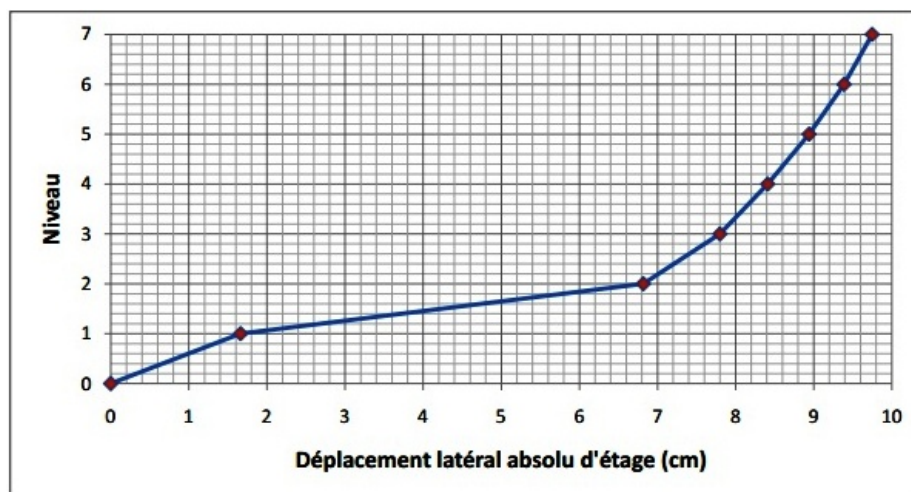


FIGURE 6.17 – Déplacements latéraux du portique avec un remplissage en briques pleine

Même constat que celui du portique en briques creuses, dans ce cas le RDC et le 1^{er} niveau contribuent avec plus de 69 % au déplacement total du portique.

d) Déplacements inter-étages du portique :

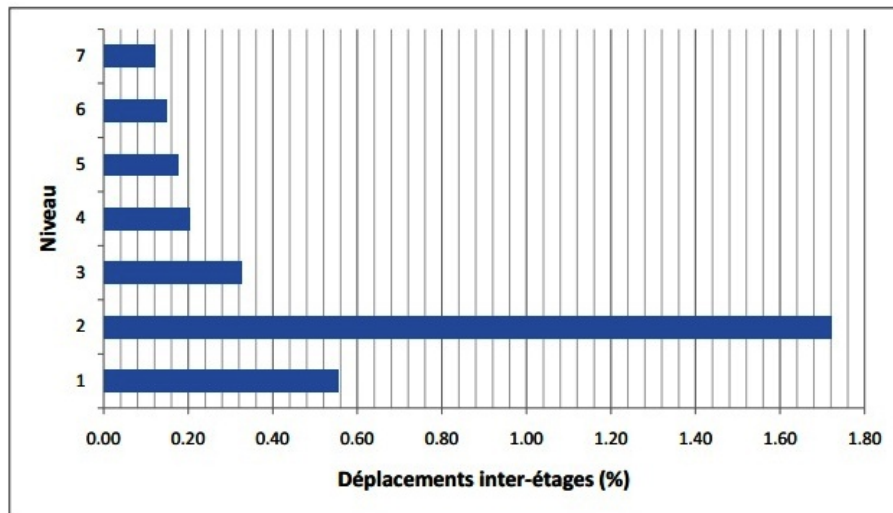


FIGURE 6.18 – Déplacements inter-étages du portique avec un remplissage en briques pleines

Idem pour le portique en briques pleines, la participation du RDC et du 1^{er} étage au déplacement totale est très importante.

6.3 Analyse comparative des résultats du portique en fonction des matériaux de remplissage

6.3.1 Analyse comparative des caractéristiques des portiques à l'état élastique limite et à l'état limite ultime de résistance

Dans cette partie, On effectue une comparaison des différents résultats obtenus lors des analyses pushover.

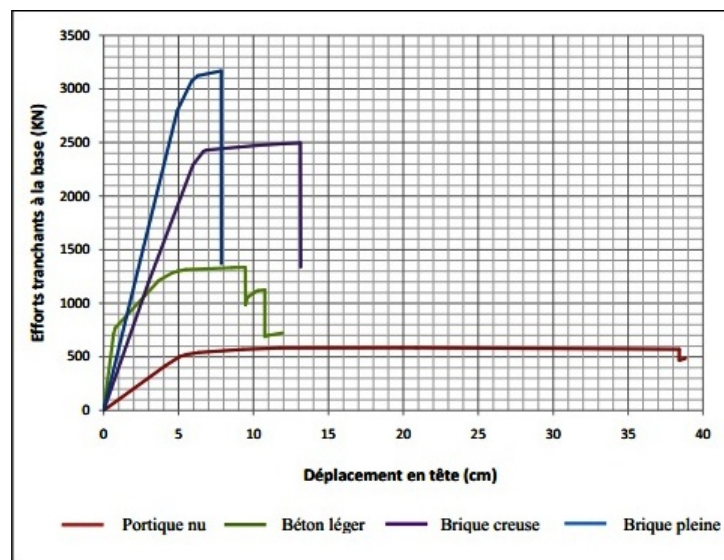


FIGURE 6.19 – Courbes de capacités du portique nu et avec différents remplissages

A fin d'avoir une meilleur appréciation de l'apport structurel des panneaux de remplissage, on reprend toutes les courbes de capacités dans le même graph figure (6.19) et on représente les différents paramètres qui caractérisent l'état élastique limite dans le tableau (6.1) et ceux qui caractérisent l'état limite ultime de résistance dans le tableau (6.2) .

On compare principalement les résultats relatifs à l'état élastique limite (V_y, d_y et K_0) et ceux relatif à l'état limite ultime de résistance (V_u, d_u) du portique nu et du même portique avec différentes configurations.

a) A l'état limite élastique

- On remarque une augmentation de l'effort tranchant élastique (V_y) pour tous les portiques avec remplissage par rapport au portique nu. L'augmentation est de 61 % pour le portique avec remplissage en briques de béton léger (parpaing creux) et de 187 % pour le portique avec remplissage en briques creuses et de 248 % pour le portique avec remplissage en briques pleines (voir figure 6.20).

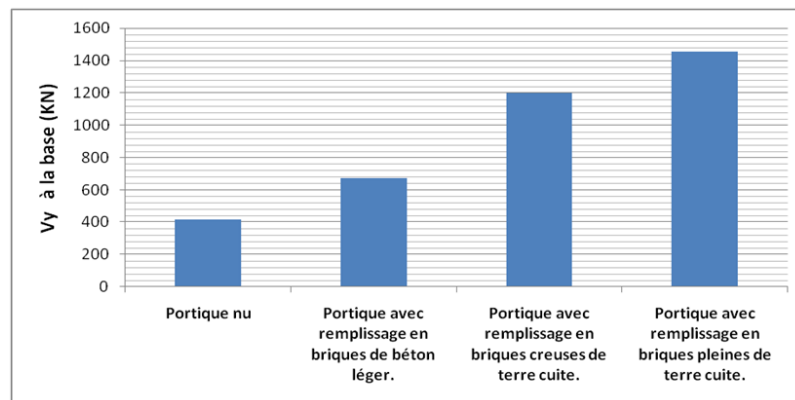


FIGURE 6.20 – Comparaison des efforts tranchants élastique des portiques.

- Concernant la raideur initiale K_0 , la plus grande croissance de la raideur, est celle du portique avec remplissage en parpaing creux de béton léger qui égale à 967 % de la raideur initiale du portique nu, et pour le portique avec remplissage en brique creuse, elle est de 293 % et la croissance de la raideur initiale du portique avec remplissage en briques pleines est égale à 465 %. (voir figure 6.21)

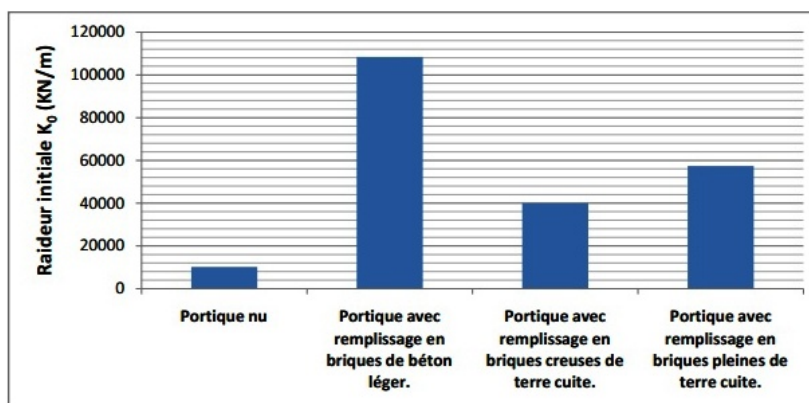


FIGURE 6.21 – Comparaison des raideurs initiales K_0 des différents portiques

Portiques	Etat élastique limite			$\frac{K_0 \text{ portique rempli}}{K_0 \text{ portique nu}}$	$\frac{V_y \text{ portique rempli}}{V_y \text{ portique nu}}$
	$V_y(KN)$	$d_y(cm)$	$K_0(KN/m)$		
Portique nu	416.47	4.10	10157.80	/	/
Portique avec remplissage en briques de béton léger (Parpaing creux)	672.35	0.62	108443.54	10.67	1.61
Portique avec remplissage en briques creuses en terre cuite	1199.27	3.00	39975.67	3.93	2.87
Portique avec remplissage en briques pleines en terre cuite	1452.85	2.53	57424.90	5.65	3.48

TABLE 6.1 – Caractéristiques générales du portique à l'état élastique limite avec différentes configurations.

b) A l'état limite ultime de résistance

— Pour l'état limite ultime de résistance, on remarque l'augmentation de l'effort tranchant ultime V_u et une diminution du déplacement limite ultime d_u pour tous les portiques remplis par rapport au portique nu.

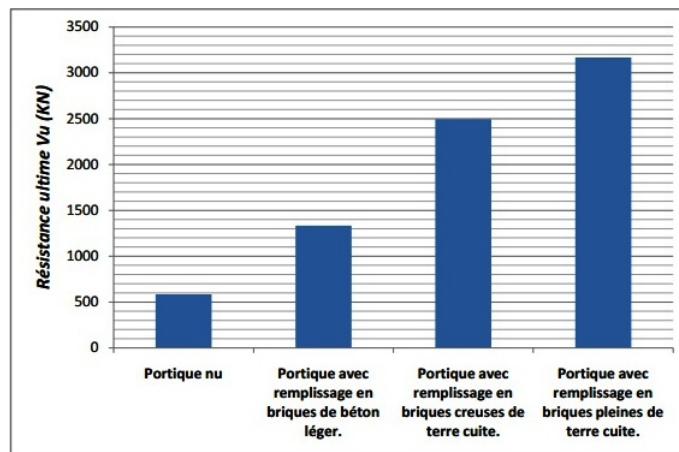


FIGURE 6.22 – Comparaison des résistances ultimes V_u des différents portiques

Pour le portique rempli avec la brique en béton léger (parpaing creux), l'augmentation de V_u est de 128 % et la diminution du déplacement limite d_u est de 52%, concernant le portique rempli avec la brique creuse l'augmentation de V_u est de 327 % et la diminution du déplacement limite d_u est de 33 % et les plus grandes variations sont celles du portique avec remplissage en brique pleine, pour lequel V_u augmente de 441 % et le déplacement limite ultime diminue de 60 % (voir figure 6.22).

Portique	Etat limite de résistance		$\frac{V_u \text{ portique rempli}}{V_u \text{ portique nu}}$
	$V_u(KN)$	$d_u(cm)$	
Portique nu	584.10	19.84	/
Portique avec remplissage en brique de béton léger (Parpaing creux)	1334.35	9.45	2.28
Portique avec remplissage en brique creuse en terre cuite	2497.31	13.12	4.27
Portique avec remplissage en briques pleines en terre cuite	3169.20	7.84	5.42

TABLE 6.2 – Caractéristiques générales du portique à l'état limite ultime avec différentes configurations

6.3.2 Analyse comparative des déplacements latéraux absolus d'étages

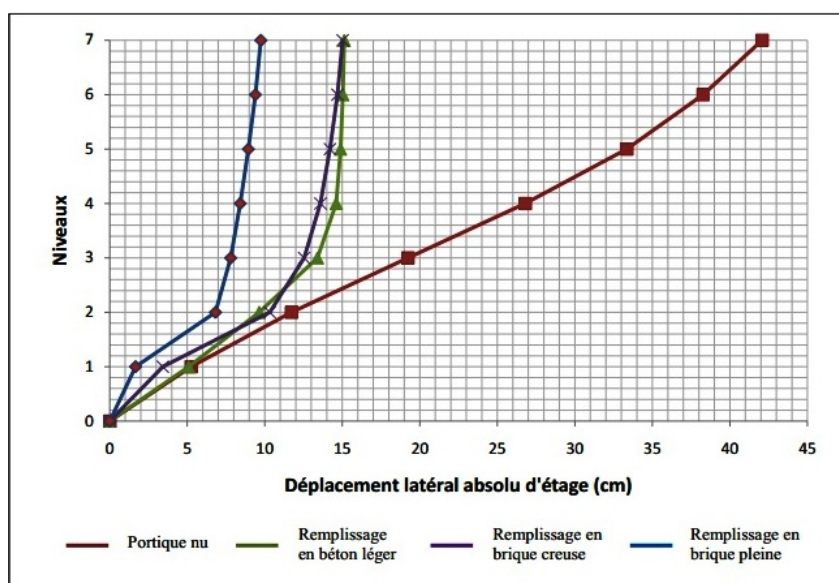


FIGURE 6.23 – Comparaison des déplacements latéraux absolus des portiques

A partir des courbes représentées dans la figure 6.23, on remarque que les déplacements les plus élevés sont ceux du portique nu, tandis que les déplacements du portique avec remplissage en briques pleines sont inférieurs par rapport aux autres portiques, les déplacements du portique avec remplissage en briques creuses et le portique avec remplissage en briques de béton léger (parpaing creux) sont similaires et nettement inférieurs aux des déplacements du portique nu.

6.3.3 Analyse comparative des déplacements inter-étages

On remarque la contribution de tous les étages au déplacement total du portique nu qui est largement supérieurs aux déplacements d'autres portiques avec remplissages qui subissent des déplacements plus au moins identiques, mais inférieurs à ceux du portique nu. Pour tous les portiques avec remplissage, plus de la moitié des déplacements est reçue par les premiers niveaux à savoir le RDC, niveau 1 et le niveau 2.

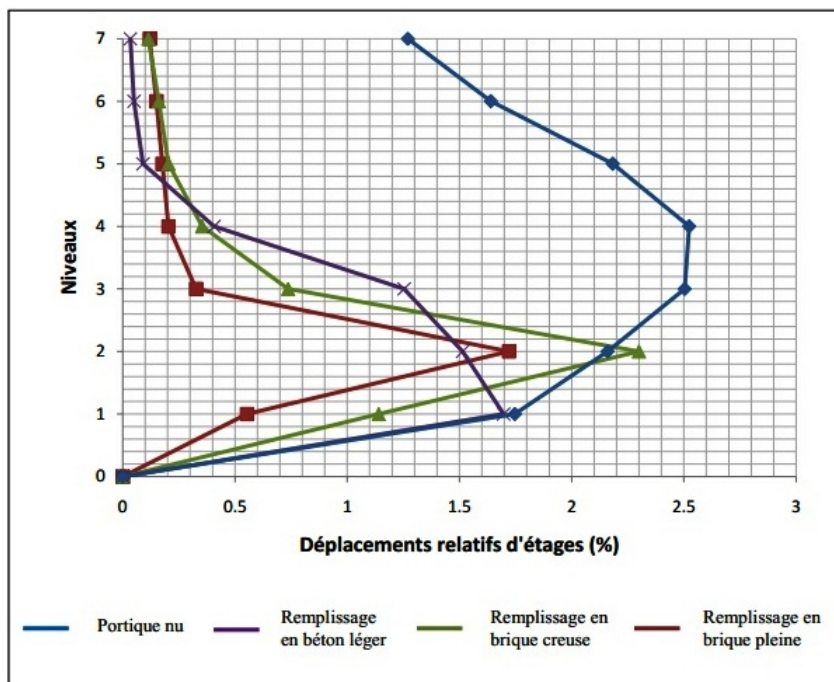


FIGURE 6.24 – Comparaison des déplacements inter-étages des portiques

6.3.4 Analyse comparative des mécanismes de ruines

La figure 6.25 présente les mécanismes de ruine des portiques avec différentes configurations, à savoir portique nu, portique avec remplissage en briques de béton léger (parpaing creux) qui possède une résistance caractéristique à la compression de 3 Mpa, portique avec remplissage en briques creuses en terre cuite qui a une résistance caractéristique à la compression de 10 Mpa et le portique avec un remplissage en briques pleines de terre cuite dont la résistance caractéristique à la compression est de 15 Mpa.

A partir de la figure 6.25, on peut dire que le mécanisme de ruine du portique nu est un mécanisme de ruine global, puisque les rotules plastiques sont réparties sur toutes les poutres et à la base des poteaux du RDC. Contrairement au portique nu, dans les portiques avec remplissage, les rotules plastiques se forment particulièrement dans les premiers niveaux, ce qui nous amène à dire que les mécanismes de ruine de ces portiques sont des mécanismes d'étages.

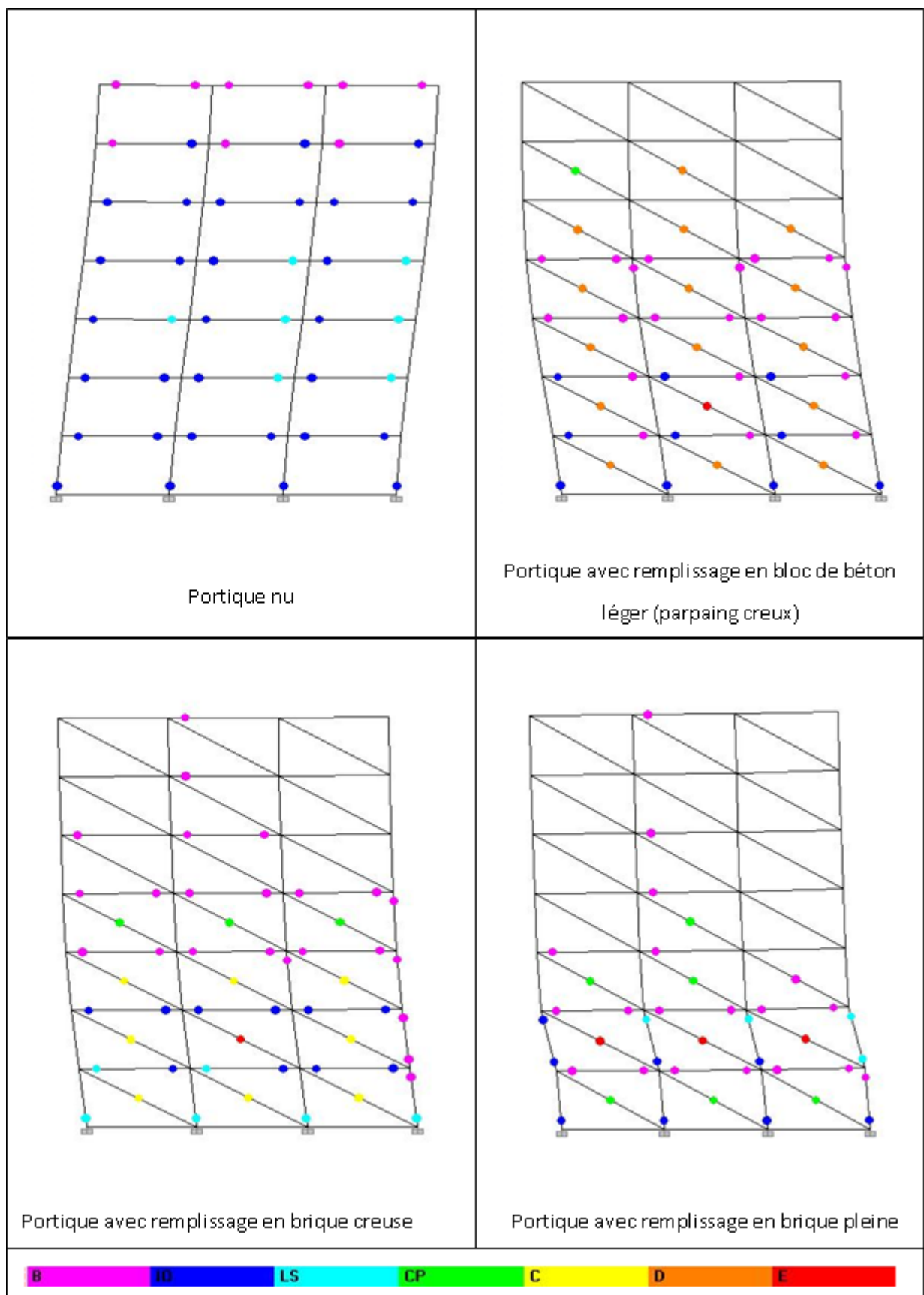


FIGURE 6.25 – Comparaison des mécanismes de ruine des différents portiques

Pour le portique avec remplissage en briques de béton léger (parpaing creux, $f'_c = 3 \text{ Mpa}$), les rotules se forment dans tous les panneaux de remplissage à l'exception des panneaux du dernier étage, par la suite, elles se forment à la base des poteaux du RDC et aux poutres des quatre premiers niveaux, tandis que pour le portique avec remplissage en briques creuses de terre cuite ($f'_c = 10 \text{ Mpa}$), les rotules se forment simultanément dans les poutres et les poteaux ainsi que dans les murs de remplissage, la ruine se produit dans les murs du premier étage. Concernant le portique avec remplissage en briques pleines de terre cuite ($f'_c = 15 \text{ Mpa}$), les rotules apparaissent d'abord dans les éléments poteaux et poutres au niveau du RDC et du 1^{er} étage, en suite dans les murs de maçonnerie des trois premiers niveaux, jusqu'à leur ruine dans le 1^{er} étage.

Les deux paramètres qui régissent l'apparition et la succession des rotules plastiques dans les portiques sont, la résistance des panneaux de remplissages et la résistance des sections transversales des éléments poteaux et poutres.

6.4 Résultats des analyses pushover du portique en fonction de l'épaisseur des murs de remplissage

Dans cette partie du travail, on s'intéresse à l'effet de la variation de l'épaisseur des murs de remplissage sur le comportement sismique du bâtiment. Pour cela, on a effectué des analyses en poussée progressive (pushover) sur le portique dimensionné au chapitre 3 avec un remplissage en briques creuses de terre cuite de résistance caractéristique à la compression ($f'_c = 10 \text{ Mpa}$), en variant à chaque fois l'épaisseur des murs de remplissage, commençant d'abord par des murs de **20 cm**, en suite **15 cm** et en termine avec un remplissage de **10 cm** d'épaisseur.

On présente pour chaque portique la courbe de capacité, les déplacements latéraux et le schéma de distribution des rotules plastiques (mécanisme de ruine).

Pour mettre en évidence la différence du comportement d'un portique à l'autre, on représente les courbes de capacités ainsi que les déplacements latéraux des étages dans les mêmes graphes et on termine avec la comparaison des différents résultats.

6.4.1 Résultats des analyses pushover du portique nu

Les résultats de l'analyse pushover pour ce portique ont été déjà présentés précédemment, voir figure 6.2 à 6.5.

6.4.2 Résultats des analyses pushover du portique avec un remplissage de 20 cm d'épaisseur

Les résultats de l'analyse pushover pour ce portique ont été déjà présentés précédemment, voir figure 6.11 à 6.14.

6.4.3 Résultats des analyses pushover du portique avec un remplissage de 15 cm d'épaisseur

a) Courbe de capacité :

La courbe de capacité (figure 6.26) est caractérisée par :

- Un état élastique correspondant au point 1 où l'on a une résistance élastique limite $V_y = 1093.63 \text{ KN}$, un déplacement élastique limite $d_y = 3.25 \text{ cm}$ et une raideur initiale $K_0 = \frac{V_y}{d_y} = \frac{1093.63}{0.0325} = 33650.15 \text{ KN/m}$
- Un état limite ultime correspondant au point 2 où l'on a une résistance limite ultime $V_u = 2271.43 \text{ KN}$, un déplacement ultime $d_u = 14.04 \text{ cm}$

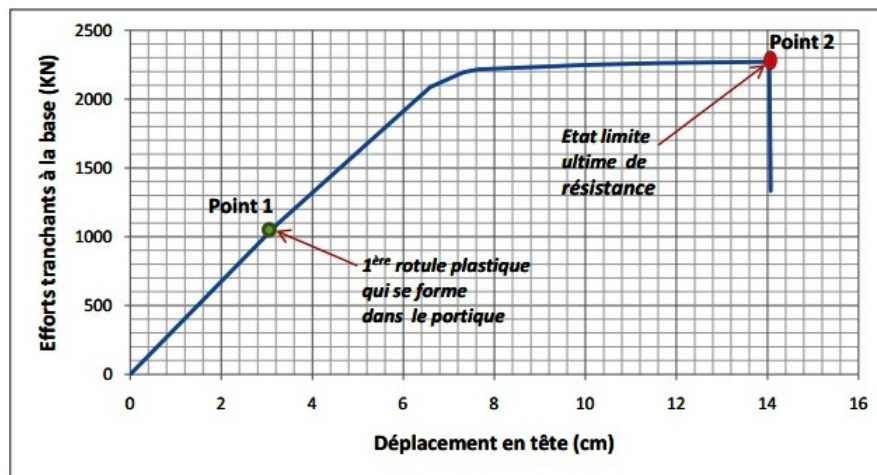


FIGURE 6.26 – Courbe de capacité du portique avec un remplissage en briques creuses de 15 cm d'épaisseur

b) Déplacements latéraux inter-étages du portique :

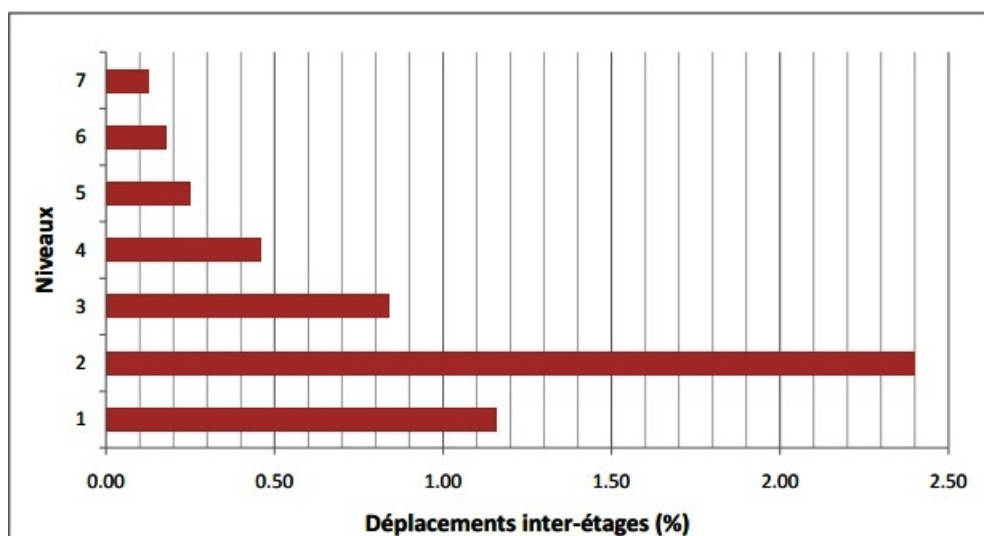


FIGURE 6.27 – Déplacements latéraux inter-étages du portique avec un remplissage en briques creuses de 15 cm d'épaisseur

La figure 6.27 montre l'importante participation du 1^{er} étage au déplacement latéral total du portique.

c) **Distribution des rotules plastiques dans le portique à la ruine** :

Le panneau de remplissage du 1^{er} niveau atteint sa résistance ultime et finit par s'écrouler. En augmentant la charge, on remarque que la ruine se propage à tous les panneaux du 1^{er} niveau. Les poutres des derniers niveaux subissent des dommages très limités avec l'apparition des rotules de types (B), la plastification des éléments poteaux et poutres des premiers niveaux est plus importante avec l'apparition des rotules de type (IO-LS).

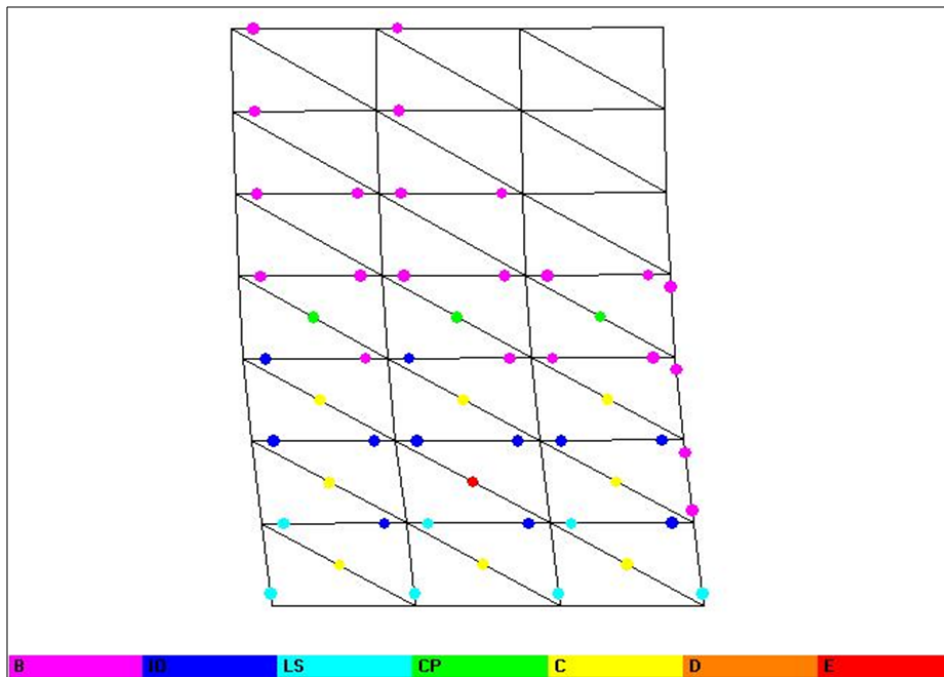


FIGURE 6.28 – Distribution des rotules plastiques dans le portique avec un remplissage en briques creuse de 15 cm d'épaisseur

6.4.4 Résultats des analyses pushover du portique avec un remplissage de 10 cm d'épaisseur

a) **Courbe de capacité** :

La courbe de capacité (figure 6.29) est caractérisée par :

- Un état élastique correspondant au point 1 où l'on a une résistance élastique limite

$V_y = 961.44 \text{ KN}$, un déplacement élastique limite $d_y = 3.46 \text{ cm}$ et une raideur initiale

$$K_0 = \frac{V_y}{d_y} = \frac{961.44}{0.0346} = 27787.28 \text{ KN/m}$$

- Un état limite ultime correspondant au point 2 où l'on a une résistance limite ultime

$V_u = 1715.83 \text{ KN}$, un déplacement ultime $d_u = 14.21 \text{ cm}$

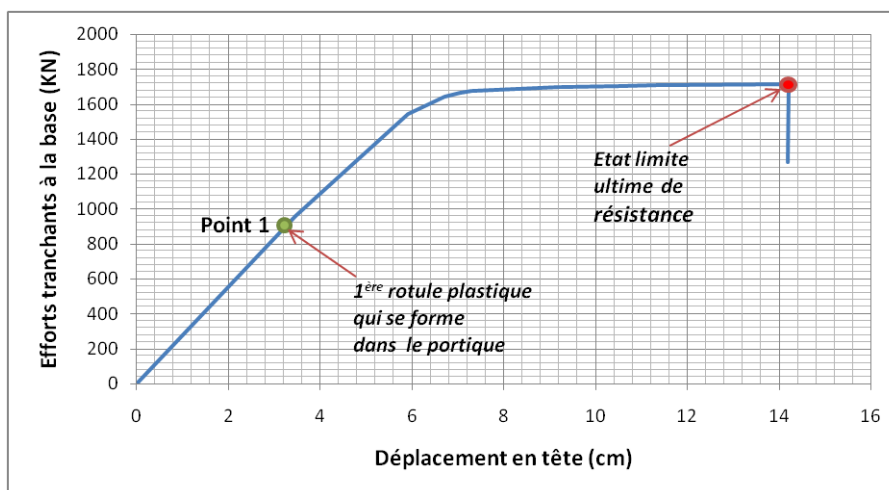


FIGURE 6.29 – Courbe de capacité du portique avec un remplissage en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

b) Déplacements latéraux inter-étages du portique :

La figure 6.30 montre l'importante contribution au déplacement total du 1^{er} étage qui subit le déplacement le plus important du portique, ce qui s'explique par la ruine des panneaux de maçonnerie à ce niveau, qui permettra aux mailles du portique de se déformées librement.

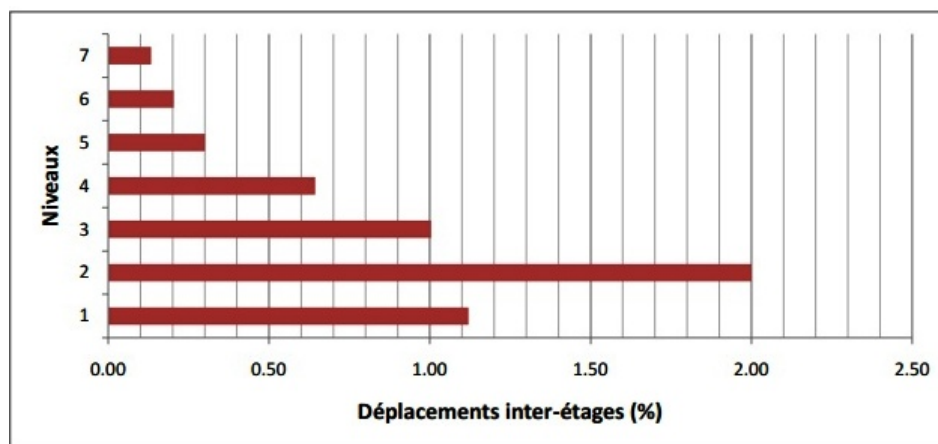


FIGURE 6.30 – Déplacements latéraux inter-étages du portique avec un remplissage en briques creuses de 10 cm d'épaisseur

c) Distribution des rotules plastiques dans le portique à la ruine :

On constate que la distribution et le degré de pénétration des rotules dans le domaine plastique sont pratiquement similaires à celles du portique précédant (figure 6.28).

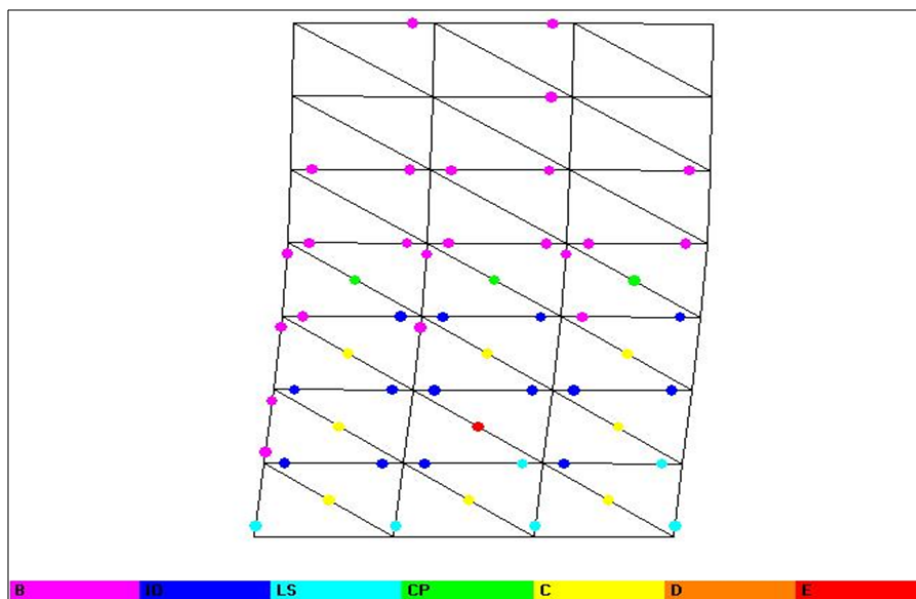


FIGURE 6.31 – Distribution des rotules plastiques dans le portique avec un remplissage en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

6.5 Analyse comparative des résultats du portique en fonction de l'épaisseur des panneaux de remplissage

6.5.1 Analyse comparative des caractéristiques des portiques à l'état élastique limite et à l'état limite ultime de résistance

Courbes de capacités des différents portiques :

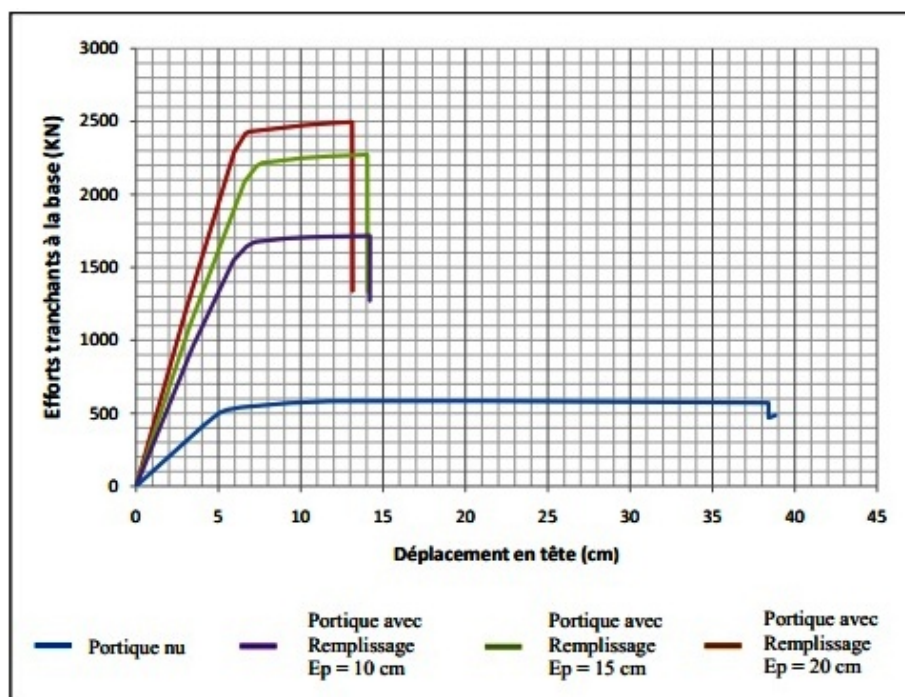


FIGURE 6.32 – Courbes de capacités du portique avec différentes configurations.

Au terme des analyses non linéaire du portique avec différentes configurations, les critères de comparaison sont définis comme suit :

- L'effort tranchant élastique et ultime à la base du portique.
- Les déplacements élastique et ultime.
- La raideur initiale
- La ductilité globale.

a) A l'état limite élastique :

- On remarque une augmentation de l'effort tranchant élastique pour tous les portiques avec remplissage par rapport au portique nu. l'augmentation est de 130 % pour le portique avec un remplissage de 10 cm d'épaisseur, de 162 % pour le portique avec un remplissage de 15 cm d'épaisseur et de 187 % pour le portique avec un remplissage de 20 cm d'épaisseur (voir figure 6.33).

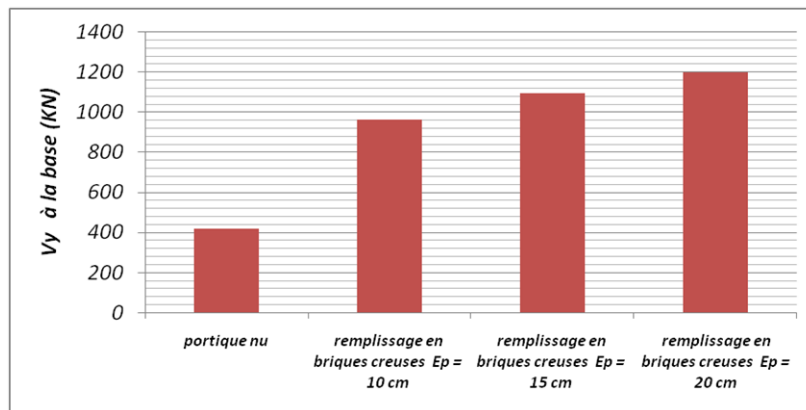


FIGURE 6.33 – Comparaison des efforts tranchants élastiques

- Concernant la raideur initiale K_0 , la plus grande croissance de la raideur est celle du portique avec remplissage de 20 cm d'épaisseur qui est égale à 293 % de la raideur initiale du portique nu, pour le portique avec remplissage de 15 cm et de 10 cm d'épaisseur, la croissance de la raideur initiale est respectivement égale à 231 % et 173 % par rapport au portique nu (voir figure 6.34)

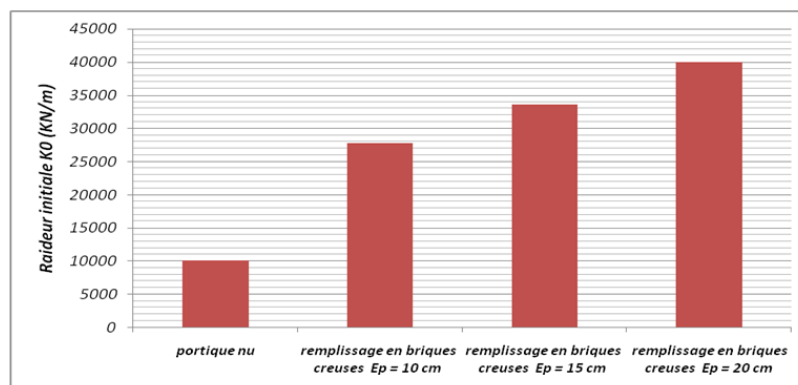


FIGURE 6.34 – Comparaison des raideurs initiales

Portiques	Etat élastique limite			$\frac{K_0 \text{ portique rempli}}{K_0 \text{ portique nu}}$	$\frac{V_y \text{ portique rempli}}{V_y \text{ portique nu}}$
	$V_y(KN)$	$d_y(cm)$	$K_0(KN/m)$		
Portique nu	416.47	4.10	10157.80	/	/
Portique avec remplissage de 10 cm d'épaisseur	961.44	3.46	27787.28	2.73	2.30
Portique avec remplissage de 15 cm d'épaisseur	1093.63	3.25	33650.15	3.31	2.62
Portique avec remplissage de 20 cm d'épaisseur	1199.27	3.00	39975.67	3.93	2.87

TABLE 6.3 – Caractéristiques générales du portique à l'état élastique limite avec différentes configurations.

A partir du tableau 6.3, on constate que l'augmentation de l'épaisseur du remplissage s'accompagne à la fois d'une augmentation de l'effort tranchant élastique à la base du portique et d'une augmentation de sa raideur initiale et aussi d'une diminution du déplacement élastique.

b) A l'état limite ultime de résistance :

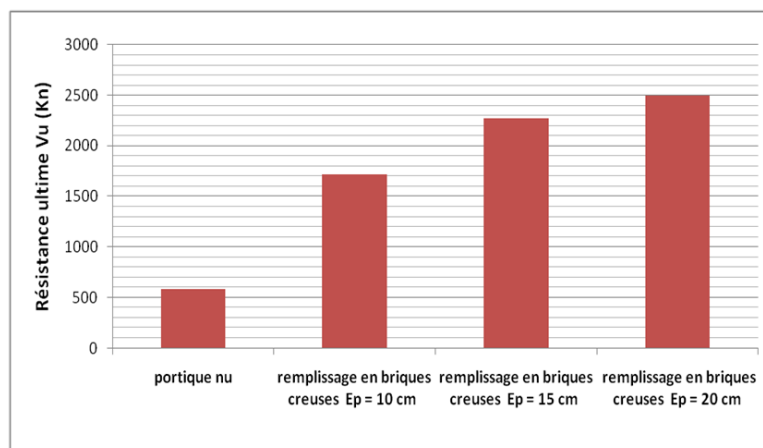


FIGURE 6.35 – Comparaison des résistances ultimes V_u des différents portiques

Pour l'état limite ultime de résistance, on constate l'augmentation de l'effort tranchant ultime V_u et une diminution du déplacement limite ultime d_u pour tous les portiques remplis par rapport au portique nu. Pour le portique rempli avec la brique de 10 cm d'épaisseur, l'augmentation de l'effort tranchant ultime V_u est de 193 % et la diminution du déplacement limite d_u est de 28 % , concernant le portique rempli avec la brique de 15 cm d'épaisseur l'augmentation de l'effort

tranchant ultime V_u est de 288 % et la diminution du déplacement limite du est 29 % et les plus grandes variations sont celles du portique avec remplissage en brique de 20 cm d'épaisseur, pour lequel V_u augmente de 327 % et le déplacement limite ultime diminue de 33 %.(voir figure 6.35)

Portiques	Etat limite de résistance		$\frac{V_u \text{ portique rempli}}{V_u \text{ portique nu}}$
	$V_u(KN)$	$d_u(cm)$	
Portique nu	584.10	19.84	/
Portique avec remplissage de 10 cm d'épaisseur	1715.83	14.21	2.93
Portique avec remplissage de 15 cm d'épaisseur	2271.43	14.04	3.88
Portique avec remplissage de 20 cm d'épaisseur	2497.31	13.12	4.27

TABLE 6.4 – Caractéristiques générales du portique à l'état limite ultime avec différentes configurations

6.5.2 Analyse comparative des déplacements latéraux inter-étages

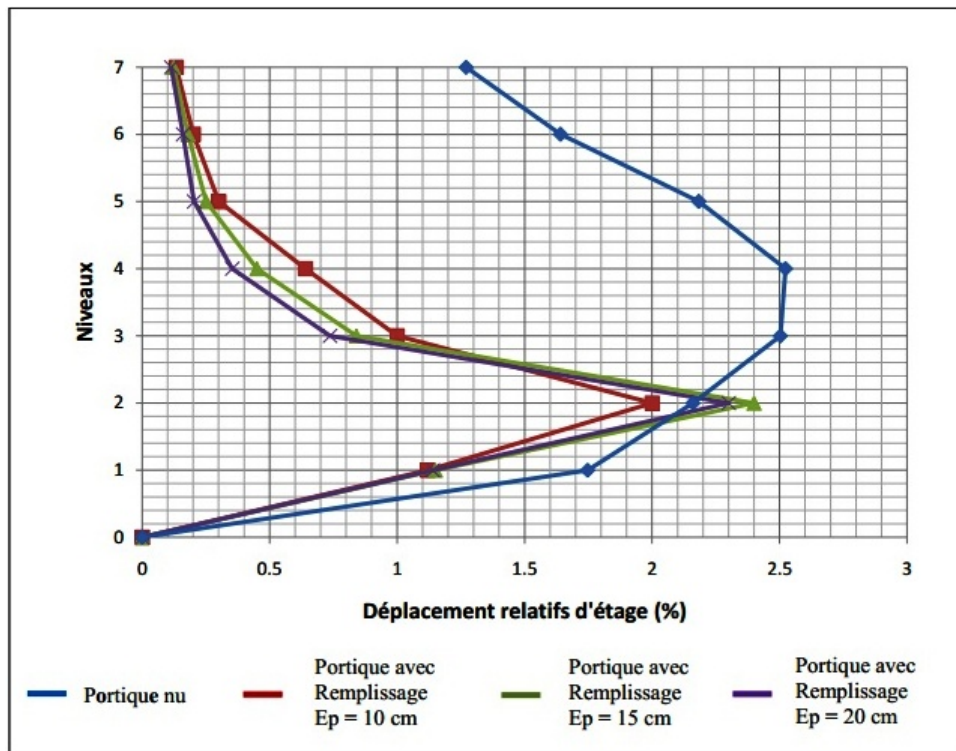


FIGURE 6.36 – Comparaison des déplacements latéraux relatifs des différents portiques.

A partir de la figure ci-dessus, on constate qu'il y a réduction des déplacements relatifs de tous

les portiques avec remplissage par rapport au portique nu, on remarque aussi que les déplacements des portiques avec remplissage sont similaires.

La forte contribution du premier étage au déplacement latéral global s'explique par la ruine des panneaux de remplissage à ce niveau, cette ruine rend l'étage souple et capable de se déformé facilement.

6.5.3 Analyse comparative des ductilités globales

On constate que le remplissage affecte d'une manière notable la ductilité du portique et on remarque que cette ductilité diminue avec la diminution de l'épaisseur du remplissage. Le portique nu présente la plus grande ductilité qui lui confère sa capacité de déformation sans perte significative de la résistance (palier plastique de la courbe de capacité).

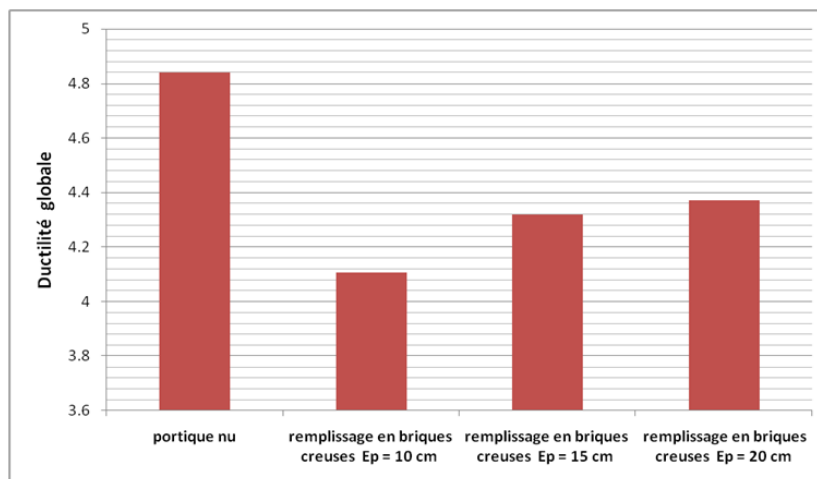


FIGURE 6.37 – Comparaison des ductilités globales des différents portiques.

Chapitre 7

Conclusion générale

7.1 Rétrospective

L'objectif de notre travail était de comprendre le comportement sismique des structures en portiques en béton armé en tenant compte de l'interaction murs de remplissage en maçonnerie-cadres des portiques, notamment, l'influence de la résistance à la compression des panneaux de remplissage ainsi que leurs épaisseurs sur la réponse sismique de la structure.

Pour cela, on a considéré un portique appartenant à un bâtiment en (R+6) de forme régulière en plan et en élévation, dimensionné selon les règlements RPA99/Version 2003 et le BAEL91, par la suite, on a mené des analyses statiques en poussées progressives (pushover), sous l'action des forces sismiques horizontales croissantes d'une façon monotone sur ce portique, en prenant en considération le comportement non-linéaire des éléments poteaux poutres, conformément aux codes FEMA 273 [28] et ACI 318-95 [35].

Pour comprendre l'impact de la résistance à la compression des murs de maçonnerie, on a effectué des analyses pushover sur les portiques suivants :

- Portique nu (sans remplissage)
- Portique avec un remplissage en briques en béton léger (parpaing creux)
- Portique avec un remplissage en brique creuse en terre cuite
- Portique avec un remplissage en brique pleine en terre cuite

Et pour mettre en évidence l'influence de l'épaisseur des murs de remplissage, on a mené des analyses pushover sur le même portique et avec le même remplissage (brique creuse en terre cuite) d'une épaisseur de 10 cm, 15 cm et 20 cm.

Les murs de maçonnerie, ont été modélisés par des bielles comprimées équivalentes diagonales en utilisant le modèle de Mainstone [16].

7.2 Conclusions principales

Le remplissage des ossatures en portiques en béton armé par des murs de maçonnerie est pratiquement dangereux, Le mode de ruine observé pour les portiques étudiés, particulièrement pour les portiques avec des 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 rempli avec les blocs de béton léger (parpaing creux), avec les briques creuses en terre cuite ou bien avec les briques pleines en terre cuite.

En dépit de son dimensionnement au chapitre 3, en respectant le principe *poteaux fort-poutre faible*, on constate que, les mécanismes de ruine des portiques remplis, sont des mécanismes de ruine d'étages qui englobent pratiquement les premiers niveaux, généralement ces portiques sont caractérisés par :

- Une augmentation de la résistance ultime qui est due à l'apport des panneaux de maçonnerie, puisque eux mêmes possèdent une importante résistance à la compression, cette

- résistance ultime croit avec l'accroissement de la rigidité des panneaux de maçonnerie.
- Une augmentation de la raideur latérale initiale des portiques remplis par rapport au portique nu, qui est proportionnel à l'augmentation de la rigidité des panneaux de maçonnerie.
 - Une augmentation de la résistance à l'état élastique amenée par la présence du remplissage.
 - Une réduction des déplacements latéraux, à cause de la présence des murs de remplissages qui empêchent les mailles du portique de se déformer librement.
 - Des nouvelles distributions de rotules plastiques concentrées pour la plupart, au niveau du *RDC*, 1^{er} et 2^{eme} étage, parce que les remplissages induisent dans l'ossature des efforts différents de ceux qu'on obtiendrait dans le portique sans remplissage, ce qui peut entraîner des ruptures fragiles et des réponses globales non maîtrisées en créant un niveau transparent à l'étage où ces remplissages sont ruinés en premier.

L'effet des remplissages sur les structures en portiques en béton armé, est toujours néfaste, mais on peut conclure qu'un remplissage qui possède une faible résistance caractéristique à la compression, qui s'écrase avant d'induire des dommages dans l'ossature, est moins défavorable qu'un autre dont la résistance est plus élevée. A partir des mécanismes de ruines, on peut constater que, pour le portique rempli en briques de béton léger (parpaing creux), la plastification puis la ruine des panneaux de remplissage se produisent avant celles des autres éléments en béton armé. Pour les portiques avec remplissage en brique creuse et en brique pleine, les plastifications se produisent simultanément à cause des efforts additionnels engendrés par la résistance des panneaux de maçonnerie, du fait de leur importante rigidités.

On constate également, la réduction de la ductilité globale dans les portiques avec remplissages ce qui est provoqué par les panneaux de maçonnerie, qui associés une grandes rigidité à une faible capacité de subir des déformations. La diminution de la ductilité est proportionnelle à la diminution de l'épaisseur des murs de remplissage.

7.3 Recommandations

Vu les dommages subis par les structures en portiques avec remplissage en maçonnerie, et leur vulnérabilités dans les zones sismiques ainsi que leur ruine avec des mécanismes d'étages non ductiles, on préconise de passer à autre système structural comportant des voiles de contreventement en béton armé dans les deux directions orthogonales, comme le préconise le RPA99/version 2003. On recommande aussi, la limitation de l'interaction remplissage-cadres des portiques, par l'introduction d'autre matériau, dont le but de supprimer le contact portique –maçonnerie et de réduire les dommages des panneaux de remplissage et l'effort communiqué aux nœuds poteaux-poutres et d'opter pour des remplissages de faible résistance à la compression qui s'écrasent facilement sous l'effet d'un séisme avant d'induire des dommages dans la structure.

7.4 Perspectives

En perspective, la considération de l'effet des ouvertures sur le comportement globale des structures et la modélisation des murs de remplissage avec d'autres modèles plus élaborés à fin d'approcher d'avantage le comportement réel de la structure, pourrait faire l'objet d'une recherche future.

Bibliographie

- [1] A.ABED, A.LOUZAI, Comportement sismique des structures en portiques en béton armé avec remplissage en maçonnerie, Annales du bâtiment et des travaux publics, p 34-42.France.
- [2] ACI, 1995, Building code requirements for reinforced Concrete (ACI 318- 95), Mand Design, Third Edition American Concrete Institute, Detroit, Michigan, U.S.A.
- [3] Alain Capra et Victor Davidivici, 1984, Calcul Dynamique des Structures en Zone Sismique , Edition Eyrolles.
- [4] Albert Fuentes, 2005, Béton Armé : Fissuration-Flèches, Redistribution d'efforts et Formation des Mécanismes de Ruptures, OPU.
- [5] A.LOUZAI, 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.
- [6] A.Ourabah, S.Hamouche , A.Seghir. , A.Tahakourt, Analyse pushover d'une structure auto stable (R+8), 2010, Symposium International sur la Construction en Zone Sismique, Université Hassiba Benbouali de Chlef, Algérie.
- [7] A.PLUMIER, H.DEGEE, Conception parasismique dans le contexte de l'Eurocode 8, Université de Liège, Belgique.
- [8] Applied Technology Council, ATC-40, 1996, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Volume 1-2, Redwood City, California
- [9] 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
- [10] Chanti Amar, 2000, Calcul Dynamique des Structures : Interprétation des Logiciels de Calcul, OPU.
- [11] Computers and Structures Inc,2000 , Three Dimensional Analysis and Design of Building Systems ETABS V 9.6, Berkeley, California, USA
- [12] D.K. Paul, Yogendra Singh, Husain K. Jarallah, and Mukund Joshi, 2006, of Ward Block of GTB Hospital, 4 th International Conference on Erathquake Engineering, Taipei, Taiwan, Paper No.312
- [13] D.MARKULAK, I.RADIC, V.SIGMUND, 2013, Cyclic testing of single bay steel frames with various types of masonry infill, Université of Osijek, Faculty of Civil Engineering, Croatia.

- [14] Fédération Belge de la Brique, 2005, Bruxelles.
- [15] Federal Emergency Management Agency (FEMA), 1997, NEHRP the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA273.
- [16] G. Asteris Panagiotis, Z. Christis Chrysostomou, I. Giannopoulos, P. Ricci, Modeling of Infilled Framed Structures, Springer, p197-203.
- [17] G. V Mulgund, A. B Kulkarni A. B, 2011, Seismic Assesement Of Rc Frame Buildings With Brick Masonry Infills, International Journal Of Advanced Engineering Sciences And Technologies, Vol No. 2, Issue No. 2, 140 – 147.
- [18] J.K. WIGHT, J.G MacGREGOR, Reinforced concrete Mechanics and Design, PEARSON, 6 ème edition.
- [19] J. Zovkić, V. Sigmund, I. Guljaš, Testing of R/C frames with masonry infill of various strength, 15 WCEE, 2012, LISBOA.
- [20] Klingner 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.
- [21] 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.
- [22] Mainstone R.J., 1971, On the Stiffness and Strength of Infilled Frames, Proceedings of the Institution of Civil Engineers.
- [23] M. Belazougui, 2000, Le Béton Armé aux Etats Limites, OPU, Alger
- [24] Michael Fardis, 2006, Seismic Design Issue for Masonry – Infilled RC Frames , First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Switzerland, Paper Number : 313.
- [25] M. Zacek, 1996, Construire Parasismique, Edition Parenthèses, Marseille, France
- [26] N.HAMDANI, influence de l'irrégularité en élévation des structures en portique en béton armé sur leur comportement sismique, 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
- [27] Paulay T. and Priestley, 1992, Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings , Edition John Wiley and Sons, Inc.
- [28] P.LESTUZZI, 2009, Analyse et dimensionnement sismiques, Ellipses, Ecole polytechnique fédérale de Lauzane, Genève.
- [29] 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.

- [30] P. Poluraju, P. V. S. Nageswara Rao, October 2011, Pushover analysis of reinforced concrete frame structure using SAP 2000, International Journal of Earth Sciences and Engineering, Volume 04, No 06 SPL.
- [31] Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003), Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Algérie.
- [32] 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.
- [33] Saiidi M. and Sozen M.A., 1981, Simple Nonlinear Seismic Response of R/C Structures, Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 107, 937-952
- [34] Stafford Smith B, 1963, Lateral Stiffness of Infilled Frames, Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 88, No.ST6, pp.183-199
- [35] Y.MENASRI, M.S. NOUAOURI, M.GUENFOUD,2010 ? Evaluation de la vulnérabilité sismique à l'échelle d'une structure en béton armé par l'analyse statique non linéaire(pushover), Symposium international sur la construction en zone sismique, université Hassiba BEN BOUALI, Chlef (Algérie).
- [36] SPYRIDON Themelis, Pushover analysis for seismic assessment and design for structures, Thèse de doctorat ,HERIOT-WATT university, October 2008.
- [37] M. Seifi, J. Noorzaei, M.S. Jaafar, E. Yazolan Panah, Nonlinear static pushover analysis in earthquake engineer : State of development, ICC BT2008-C-(06)-pp 69-80.
- [38] V.G. Pereira, R.C Barros, M.T César, A parametric study of R/C Frame based pushover analysis, 3rd international conference on integraty, Reability and Failure, Porto/Portugal, 20-24 July, 2009.
- [39] J F. GARCIA, Rapport final de PFE, Elaboration d'une Méthode d'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments, 2007.
- [40] Federal Emergency Management Agency (FEMA), 1997, NEHRP the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA356.
- [41] S. Esteban, Conception des bâtiments basé sur la notion de performance, Ecole centrale de paris, Mars 2006.
- [42] H. Miloud, Modélisation par macro-éléments du comportement non-linéaire des ouvrages à voiles porteurs en béton armé sous l'action sismique, université de bordeaux, 2010.
- [43] H. Krawlinker, pushover analysis : why, how, when, and when not to use it, standford university, California.
- [44] H. BACHMAN, principe de base pour la conception parasismique des bâtiments.
- [45] F. Khoshnoudian, S. Mestri, F. Abedinik, Proposal of lateral load pattern for pushover analysis of RC building, CMEC, 2011.

- [46] Collection Technique Cimbéton, conception des immeubles d'habitation collective en béton armé.
- [47] A.PLUMIER, Technique de l'ingénieur, séismes et bâtiment-analyse des constructions, 2014.
- [48] Ministère de l'écologie et du développement durable, les séismes, Dossier d'information.
- [49] P. BALENDIER, Sismologie appliquée, A l'usage des architectes et ingénieurs, 2004.
- [50] P. BALENDIER, Introduction aux phénomènes d'origine sismique, 2eme Edition 2010.

Résumé

L'interaction entre les panneaux de remplissage en maçonnerie et les cadres en béton armé du portique surcharge les nœuds poteaux-poutres et induit des effets locaux négatifs qui pourront conduire à un endommagement sérieux de la structure, dimensionnée dans la plupart des cas, en ignorant la présence des murs de remplissage qui sont considérés comme des éléments non structuraux. Par conséquent cette simplification donne lieu à un dimensionnement non sécuritaire. Pour comprendre l'impact de ces panneaux de remplissage, notamment leurs caractéristiques (épaisseur et résistance) sur le comportement sismique des structures, des analyses en poussée progressive (pushover) sont effectuées sur un bâtiment en portique composé de 7 étages, en variant d'abord la résistance (3 Mpa, 10 Mpa et 15 Mpa) en suite l'épaisseur (10 cm, 15 cm et 20 cm) des murs de remplissage. Les résultats de ces analyses montrent clairement l'augmentation de la raideur et de l'effort tranchant à la base ainsi que la réduction des déplacements latéraux des bâtiments remplis par rapport au bâtiment nu (sans remplissage). On remarque également la diminution de la ductilité ainsi que des nouvelles distributions des rotules plastiques sous l'influence des remplissages, ce qui engendre des ruines par mécanismes d'étages.

Mots clés : Portique en béton armé, remplissage en maçonnerie, analyse pushover, ductilité, ruine par mécanismes d'étage.

Abstract

The interaction between the masonry infill panels and reinforced concrete frame overload nodes column-beam and induces negative local effects that can lead to serious damage in the structure, designed in most cases, ignoring the presence of the infills that are considered as non-structural elements. Therefore this simplification leads to unsafe design. To understand the impact of these infill panels, including their characteristics (thickness and strength) on the seismic behavior of structures. Pushover analyzes are performed on a 7 stories building, by first varying strength (3 MPa, 10 MPa and 15 MPa) then the thickness (10 cm, 15 cm and 20 cm) of infill walls. The results of these analyzes clearly show the increase in stiffness and base shear and reducing the lateral displacements of buildings with infill against the frame (without infill). We note also the decrease in ductility and new distributions of plastic hinges under the influence of infill, which leads to a story mechanisms failure.

Key words : Reinforced concrete frame, masonry infill, pushover analyze, ductility, story mechanisms failure.