

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université de Larbi Ben M'Hidi – Oum El Bouaghi-
Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées
Département de Génie Civil



Thèse présentée pour l'obtention du diplôme de Doctorat LMD en Génie Civil

Option : Structure

Présenté par : **BOUARROUDJ Mohammed Amin**

Thème

**Comportement des structures en béton armé dites auto-stables : étude de
l'effet des murs de remplissage des cadres à la lumière des recommandations
du RPA 99 version 2003**

Membres du Jury de Soutenance :

Président : Pr. FERHOUNE Noureddine	Université Larbi Ben M'Hidi Oum El Bouaghi
Rapporteur : Pr. Boudaoud Zeineddine	Université Larbi Ben M'Hidi Oum El Bouaghi
Examineur : Pr. DJEBBAR Nabil	Université Mentouri Constantine 1
Examineur : Pr. LASSOUED Rachid	Université Mentouri Constantine 1

Année universitaire 2022-2023

REMERCIEMENTS

Au nom d'Allah Clément et Miséricordieux et Louange à Allah, Seigneur des univers, que la prière et la paix soient sur notre prophète Mohamad ﷺ, sa famille et ses compagnons.

Louange à Allah qui nous a donné la santé, la volonté, et la sagesse de réaliser le présent travail. Je remercie chaleureusement mon Directeur de thèse Monsieur Boudaoud Zeineddine, Professeur au département de génie civil de l'université de Larbi Ben M'Hidi, de m'avoir proposé ce sujet de recherche, pour son intérêt et son soutien permanent, sa grande disponibilité et ses nombreux conseils durant toute la période de l'élaboration de la présente thèse. En parallèle je voudrais exprimer ma reconnaissance à Madame Laura Liberatore, Professeur Assistante au département des génies de structure et géotechnique de l'université de Sapienza de Rome, Italie, pour sa disponibilité, conseils, et les directives qui ont conduit à l'amélioration de cette recherche.

Je remercie Monsieur FERHOUNE Noureddine, Professeur au département de génie civil de l'université Larbi Ben M'hidi, d'avoir accepté de présider le jury de thèse. Mes remerciements vont aussi à Monsieur DJEBBAR Nabil, Professeur à l'université Mentouri Constantine 1 et Monsieur LESSOUED Rachid, Professeur à l'université Mentouri Constantine 1, qui ont bien voulu examiner le présent travail et faire partie du jury. Je leur suis très reconnaissant d'y avoir consacré une partie de leur temps si précieux.

Je voudrais remercier mes parents, ma sœur, mon oncle Belehchili Abdel Hamid, mon cousin BOUARROUDJ Haroun, mon ami BELDJEZZAR Amir et toute la famille et mes amis pour leurs soutiens, leur patience et leurs encouragements ont fourni une source de lumière continue qui m'a permis de traverser des périodes difficiles et de poursuivre mon doctorat.

RÉSUMÉ

Les remplissages de maçonnerie ce sont des éléments utilisés dans la séparation et l'isolation intérieure et extérieure des structures en béton armé et charpente métallique. Lors de la conception, les remplissages en maçonnerie sont considérés comme des éléments non structuraux qui n'ont aucune fonction porteuse ou de contreventement. Au cours des dernières décennies, une attention particulière est accordée aux remplissages de maçonnerie afin d'étudier l'effet de ces éléments sur le comportement de la structure. Les investigations ont révélé que la maçonnerie de remplissage affecte la réponse sismique des structures en termes de résistance, rigidité, énergie de dissipation, de ductilité et les modes de rupture.

L'objectif principal de ce travail est d'investiguer l'influence des murs de remplissage sur le coefficient de comportement sismique. Pour cela, une étude numérique sur la précision des quelques modèles de la bielle diagonale est constatée en utilisant ANSYS. Premièrement, la micro-modélisation est implémentée pour comprendre le comportement des remplissages lorsque la structure est soumise à des charges latérales. Ensuite, la méso-modélisation et la macro-modélisation sont implémentées pour étudier la précision de la méthode de bielle (s) diagonale à capturer le comportement des structures avec remplissages. Ce travail également contient une investigation sur la combinaison entre les différents modèles de résistance et de rigidité de littérature pour trouver la meilleure présentation de la contribution des murs de maçonnerie par la bielle diagonale. Finalement, une étude numérique, sur des structures en 3-D à plusieurs travées et multi-étages, est présentée pour investiguer l'influence de la distribution et la densité des murs de remplissage sur le coefficient de comportement.

Mots clés : analyse non linéaire, béton armé, comportement en plan ; cadre rempli ; éléments finis, facteur de comportement, éléments finis, macro-modèle, méso-modèle, micro-modèle, mur de remplissage.

ABSTRACT

The masonry infills are well-known elements in construction that are used in interior and exterior separation and isolation. During the design process, the masonry infills are considered as non-structural element. In the last decades, an important attention has been given to infill masonry infills in order to study the effect of this type of elements on the behavior of the structure. Recent researches revealed that infill masonry affect the seismic response of structures in terms of strength, stiffness, energy dissipation, ductility, and failure modes.

The main objective of this work is to study the effect of masonry infills on the behavior factor. To this aim, a numerical investigation on the precision of such strut (s) models to predict the contribution of masonry infills is carried out with research software ANSYS. Firstly, the infills are modeled with micro modeling approach in order to facilitates the understanding the behavior of the infills when the structure is subjected to lateral loads. In the second step, the meso and macro modeling approach are used to investigate the capability of such diagonal strut (s) models to predict the behavior of the infilled structures. Another investigation is carried out with commercial software SAP2000 on the precision of such mathematical stiffness and strength models and their combination to find the appropriate combination to predict the contribution of masonry through the diagonal strut. Finally, a numerical study, on 3-D multi-bay, multi-story reinforced concrete structures, is also presented to investigate the effect of the distribution and the density of masonry infills on the modification factor.

Keywords: behavior factor, finite element, infilled frame, infill masonry, in-plane behavior, nonlinear analysis, macro model, meso model, micro model, reinforced concrete.

ملخص

تعتبر جدران الحشو عنصرًا معروفًا في البناء والتي يتم استخدامها في الفصل والعزل الداخلي والخارجي للهياكل الخرسانية المسلحة والفولاذية. أثناء عملية التصميم، يتم اعتبار جدران الحشو كعناصر غير هيكلية ليس لها وظيفة حمل أو تقوية. في العقود الماضية، تم إيلاء اهتمام كبير لجدران الحشو من أجل دراسة تأثير هذا النوع من العناصر على سلوك الهيكل. كشفت الدراسات الأخيرة أن جدران الحشو تؤثر على الاستجابة الزلزالية للهياكل من ناحية القوة الصلبة تبديد الطاقة وليونة وأنماط الفشل للمباني.

الهدف الرئيسي من هذا العمل هو دراسة تأثير جدران الحشو لي معامل السلوك الزلزالي. لهذا تمت دراسة دقة بعض نماذج الدعامات المائلة باستخدام ANSYS. أولاً، تم نمذجة جدران الحشو باستخدام النموذج الدقيق من أجل فهم سلوك الجدران عندما يتعرض الهيكل لأحمال جانبية. بعد ذلك، تم استخدام طرق النمذجة المتوسطة والكلية للتحقق من دقة النماذج القطرية في التقاط سلوك الهياكل. يحتوي هذا العمل أيضا على تحقيق عددي يتمحور حول الجمع بين نماذج مختلفة للمقاومة والصلابة للعثور على أفضل جمع بين نموذج المقاومة ونموذج الصلابة لالتقاط مساهمة جدران الحشو بواسطة الدعامات المائلة. أخيراً، تم أيضا اجراء دراسة عددية، على هياكل ثلاثية الأبعاد بعدة امتدادات وبعده طوابق، للتحقق من تأثير توزيع وكثافة جدران الحشو على معامل السلوك.

الكلمات المفتاحية: التحليل الغير الخطي، الخرسانة المسلحة، السلوك المحوري، النموذج الدقيق، النمذجة الكلية، النمذجة المتوسطة، العناصر المحدودة، جدار الحشو، معامل السلوك، هيكل مملوء.

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS	I
RÉSUMÉ	II
ABSTRACT.....	III
ملخص.....	IV
TABLE DES MATIÈRES.....	V
LISTE DES FIGURES	VIII
LISTE DES TABLEAUX.....	XIII
CHAPITRE I :.....	1
I. CHAPITRE I : INTRODUCTION GENERALE	1
I.1. PROBLEMATIQUE :	1
I.2. OBJECTIFS LA THESE :	2
I.3. PLAN DU MEMOIRE DE LA THESE :	2
CHAPITRE II	4
II. CHAPITRE II : REVUE BIBLIOGRAPHIQUE	4
II.1. INTRODUCTION :	4
II.2. MECANISMES DE RUPTURE ASSOCIES AUX STRUCTURES AVEC MURS DE REMPLISSAGE : ..	4
II.3. ÉTUDES EXPERIMENTALES :	7
II.4. ÉTUDES NUMERIQUES :	13
II.4.1. Micro-Modélisation :	14
II.4.2. Méso-Modélisation :	18
II.4.3. Macro-Modélisation :	21
CONCLUSION.....	38
CHAPITRE III :	39

III. CHAPITRE 3 : ETUDE DE LA PRECISION DE CHAQUE METHODE NUMERIQUE POUR PREDIRE LES COMPORTEMENTS DES PORTIQUES AVEC REPLISSAGE	39
III.1. INTRODUCTION :	39
III.2. MODELISATION DU PORTIQUE EN BETON ARME :	39
III.2.1. Modélisation de la géométrie :	39
III.2.2. Modélisation des matériaux :	40
III.2.3. Description de l'essai expérimental sélectionné pour la validation :	48
III.2.4. Résultats et discussions :	49
III.3. MODELISATION DU PORTIQUE AVEC REPLISSAGE :	50
III.3.1. Micro modélisation	51
III.3.2. Éléments de contact	51
III.3.3. Macro modélisation :	52
III.3.4. Méso modélisation	53
III.3.5. Résultats et discussion	56
CONCLUSION.....	64
CHAPITRE IV	66
IV. CHAPITRE 4 : INVESTIGATION DE LA PRECISION DES MODELES D'UNE SEULE BIELLE POUR PREDIRE LE COMPORTEMENT DES PORTIQUES REMLIS PAR SAP2000.....	66
IV.1. INTRODUCTION :	66
IV.2. TESTE EXPERIMENTALES DES PORTIQUES SANS REPLISSAGE :	66
IV.3. MODELISATION DU PORTIQUE EN BETON ARME :	68
IV.4. RESULTATS ET DISCUSSION :	71
IV.5. MODELISATION DU MUR DE REPLISSAGE	72
IV.5.1. Estimation par le comportement de remplissage :	73
IV.5.2. Estimation par des équations mathématiques :	75
IV.6. RESULTATS ET DISCUSSION :	81
IV.6.1. Groupe I :	81
IV.6.2. Groupe II :	82

CONCLUSION.....	88
CHAPITRE V.....	90
V. CHAPITRE V : ETUDE DE L’EFFET DES MURS DE REMPLISSAGE SUR LE FACTEUR DE COMPORTEMENT	90
V.1. INTRODUCTION :	90
V.2. FACTEUR DE COMPORTEMENT :	90
V.3. DESCRIPTION DES PORTIQUES :	92
V.4. DETERMINATION DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT :	96
V.4.1. Le facteur de sur-résistance :	96
V.4.2. Le facteur de ductilité :	97
V.4.1. Le facteur de redondance :	98
V.5. RESULTATS ET DISCUSSION :	99
V.5.1. Effet des remplissages de maçonnerie :	99
V.5.2. Distribution en plan :	102
V.5.3. Distribution en élévation :	108
V.5.4. Densité	112
V.5.5. Impact sur le facteur de comportement :	115
Conclusion :	118
CHAPITRE VI.....	120
CONCLUSION GENERALE ET RECOMMANDATION :	120
PERSPECTIVE :	121
REFERENCES:	123

LISTE DES FIGURES

<i>FIGURE I.1: L'ENDOMMAGEMENT DIAGONALE DU MUR HORS D'UN SEISME</i>	2
FIGURE II.1: LES MODES DE RUPTURE EN-PLAN DES MURS DE REMPLISSAGE (EL-DAKHAKHNI ET AL. (2004)) : (A) FISSURATION DIAGONALE (B) CISAILLEMENT HORIZONTAL (C) ECRASEMENT DES COINS (D) ECRASEMENT DIAGONALE (E) FISSURATION DANS LE PORTIQUE.....	6
FIGURE II.2: LES MODES DE RUPTURE EN HORS-PLAN DE PORTIQUE (BUTENWEG ET AL. (2019)).....	7
FIGURE II.3: MODES DE RUPTURE EN HORS-PLAN POUR LES MURS ENCASTRES DANS QUATRE ET TROIS COTES (LIBERATORE ET AL-SHAWA (2021)).....	7
FIGURE II.4: FORME DES BRIQUES : (A) STANDARD (B) VERROUILLEES	11
FIGURE II.5: CONVERSION LE MICRO-MODELE DETAILLE AU SIMPLIFIE : (A) PORTIQUE AVEC REMPLISSAGE (B) TRANSFORMATION PAR LOURENÇO ET ROTS (1997)	15
FIGURE II.6: DISCRETISATION PAR ELEMENTS FINIS : (A) ELEMENTS BA (B) REMPLISSAGE DE MAÇONNERIE (STAVRIDIS (2009))	16
FIGURE II.7: MODELE D'ELEMENTS FINI UTILISE PAR SATTAR (2013)	16
FIGURE II.8: DISCRETISATION PAR ELEMENTS FINIS DU MODELE DE BRIQUE UTILISE PAR MOHYEDDIN ET AL. (2013)	17
FIGURE II.9: MODELE DEVELOPPE PAR ALLOUZI ET COLL. (2014)	18
FIGURE II.10: HOMOGENEISATION DES MURS DE MAÇONNERIE	19
FIGURE II.11: LE MODELE DE LA BIELLE DIAGONALE.....	22
FIGURE II.12: LA VARIATION DE LARGEUR PARA RAPPORT A LA RIGIDITE RELATIVE	26
FIGURE II.13: MODELES AVEC PLUSIEURS BIELLES DIAGONALES : (A) CHRYSOSTOME (1991) (B) EL DAKHAKHNI (2003) (C) CRISAFULLI ET AL. (2007) (D) RODRIGUES ET ALL. (2010) (E) YEKRANGNIA ET AL. (2016).....	28
FIGURE II.14: MACRO-MODELES COMBINE L'INTERACTION EN-PLAN ET HORS-PLAN : (A) KADYSIEWSKI ET MOSALAM (2009) (B) DONA ET AL. (2017) (C) TRAPANI ET AL. (2018) (D) FURTADO ET AL. (2016) (E) GESUALDI ET AL. (2020)	29
FIGURE II.15: MACRO-MODELES COMBINE L'INTERACTION EN-PALAN ET HORS-PLAN LONGO ET AL. (2018).....	30
FIGURE II.16: LA VARIATION DES MODELES DE FORCES PAR RAPPORT A LA CONTRAINTE DE COMPRESSION : (A) LIAUW ET KWAN (1984) (B) DECANINI ET FANTIN (1986) (C) PAULAY ET PRIESTLEY (1992) (D) SANEINEJAD ET HOBBS (1995) (C) FEMA 306 (1998).....	37

FIGURE II.17: LA VARIATION DES MODELES DE FORCES PAR RAPPORT A L'ASPECT RATIO : (A) LIAUW ET KWAN (1984) (B) DECANINI ET FANTIN (1986) (C) PAULAY ET PRIESTLEY (1992) (D) SANEINEJAD ET HOBBS (1995) (C) FEMA 306 (1998)	37
FIGURE III.1: LES ELEMENTS : (A) SOLID65 (B) LINK180	40
FIGURE III.2: COMPARAISON ENTRE LES DEFERENTS MODELE NON-LINEAIRE.....	45
FIGURE III.3: COMPARAISON ENTRE LES MODELES DE RUPTURE (MOHYEDDIN (2011)).....	47
FIGURE III.4: LE MODELE BILINEAIRE ADOPTE POUR LES RENFORCEMENTS	48
FIGURE III.5: LA DESCRIPTION DU PORTIQUE SANS REMPLISSAGE : (A) GEOMETRIE DU PORTIQUE (B) COUPE DE SECTION	49
FIGURE III.6: COMPARAISON ENTRE LES COURBES FORCE-DEPLACEMENT	50
FIGURE III.7: LA PROPAGATION DES FISSURES A L'ETAT FINAL : (A) MODELE NUMERIQUE (B) MODELE EXPERIMENTAL	50
FIGURE III.8: LES MODELE NON-LINEAIRE ADOPTE POUR CHAQUE MATERIAU : (A) BETON (B) RENFORCEMENTS (C) MUR EN REMPLISSAGE (MICRO-MODELE) (D) BIELLE DIAGONALE (MESO, MACRO-MODELES)	51
FIGURE III.9: LE COMPORTEMENT DES CONTACTS AU GLISSEMENT EST EN CISAILLEMENT POUR LES ELEMENTS CONTACTS	52
FIGURE III.10: DESCRIPTION DE LA MODELISATION : (A) MACRO-MODELE (B) MESO-MODELE	54
FIGURE III.11: COMPARAISON DES COURBES FORCE-DEPLACEMENT ENTRE LES RESULTATS NUMERIQUE ET EXPERIMENTALE (A) SPECIMEN 8 (B) SPECIMEN 9.....	57
FIGURE III.12: LA DEFORMATION A LA FIN DE L'ANALYSE NUMERIQUE : (A) SPECIMEN 8 (B) SPECIMEN 9	59
FIGURE III.13: LA DEFORMATION EXPERIMENTAL A LA FIN DU TEST : (A) SPECIMEN 8 (B) SPECIMEN 9.....	59
FIGURE III.14: LA DISTRIBUTION DES CONTRAINTES ET LES DEFORMATIONS LORSQUE LE MODELE ATTIENT LA RESISTANCE MAXIMALE POUR SPECIMEN 8 : (A) DEFORMATION (B) CONTRAINTE.....	59
FIGURE III.15: LA DISTRIBUTION DES CONTRAINTES ET LES DEFORMATIONS LORSQUE LE MODELE ATTIENT LA RESISTANCE MAXIMALE POUR SPECIMEN 9 : (A) DEFORMATION (B) CONTRAINTE.....	60
FIGURE III.16: COMPARAISON ENTRE LES RESULTATS EXPERIMENTAUX ET NUMERIQUES (MACRO MODALISATION) POUR LE SPECIMEN 8 : (A) HOLMES (1961) (B) MAINSTONE (1974) (C)	

LIAUW ET KWAN (1984) (D) DECANINI ET FANTIN (1986) (E) MOGHADDAM ET DOWLING (1988) (F) TURGAY ET AL. (2014).....	61
FIGURE III.17: COMPARAISON ENTRE LES RESULTATS EXPERIMENTAUX ET NUMERIQUES (MACRO MODALISATION) POUR LE SPECIMEN 9 : (A) HOLMES (1961) (B) MAINSTONE (1974) (C) LIAUW ET KWAN (1984) (D) DECANINI ET FANTIN (1986) (E) MOGHADDAM ET DOWLING (1988) (F) TURGAY ET AL. (2014).....	63
FIGURE III.18: COMPARAISON ENTRE LES MODELES EXPERIMENTAUX ET MULTI-BIELLES : (A) SPECIMEN 8 (B) SPECIMEN 9.	64
FIGURE IV.1: DETAILS DES PORTIQUES EN BETON ARME : (A) SPECIMEN 8 ET 9 (MEHRABI ET AL. 1996) (B) SPECIMEN IS ET S (KAKALETSIS ET KARAYANNIS 2007) (C) SPECIMEN IF1 (D) SPECIMEN IF3 (VAN ET LAU 2020).....	68
FIGURE IV.2: LA POSITION DES ROTULES AUX ELEMENTS DE PORTIQUE AVEC REMPLISSAGE.....	70
FIGURE IV.3: COURBE DE DEFORMATION PLASTIQUE ADOPTEE DANS SAP2000 POUR LES PROPRIETES DES ROTULES PLASTIQUE (FEMA-356 2000)	71
FIGURE IV.4: COMPARAISON FORCE-DEPLACEMENT ENTRE LES COURBES NUMERIQUES ET EXPERIMENTALES DES CHASSIS NUS : (A) SPECIMEN 1 (B) SPECIMEN B (C) SPECIMEN BF	72
FIGURE IV.5: ÉLÉMENTS DE COMPOSITION DE CADRE REMPLIS.....	74
FIGURE IV.6: LES COURBES CONTRAINTE-DEFORMATION CONVERTIES POUR CHAQUE MODELE D'BIELLE : (A) SPECIMEN 8 (B) SPECIMEN 9 (MEHRABI ET AL. 1996) (C) SPECIMEN IS (D) SPECIMEN S (KAKALETSIS ET KARAYANNIS 2007) (E) SPECIMEN IF1 (F) SPECIMEN IF3 (VAN ET LAU 2020).....	75
FIGURE IV.7: LA VARIATION DE CHAQUE EQUATION DE MODULE D'ELASTICITE EN FONCTION DE LA CONTRAINTE DE COMPRESSION DU REMPLISSAGE EN MAÇONNERIE.....	78
FIGURE IV.8: COMPARAISON ENTRE LES MODELES NON-LINEAIRE POUR LE MUR DE REMPLISSAGE	80
FIGURE IV.9: COURBES FORCE-DEPLACEMENT OBTENUES A PARTIR DE DIFFERENTS MODELES NUMERIQUES : (A) SPECIMEN 8 (B) SPECIMEN 9 (C) SPECIMEN IS (D) SPECIMEN S (E) SPECIMEN IF1 ET (F) SPECIMEN IF3	82
FIGURE IV.10: COMPARAISON DES COURBES DE DEPLACEMENT DE FORCE POUR LE SPECIMEN 8 EN UTILISANT MODELE DE LA RIGIDITE DE : (A) HOLMES (1961) (B) MAINSTONE (1974) (C) LIAUW ET KWAN (1984) (D) DECANINI ET FANTIN (1986) (E) MOGHADDAM ET DOWLING (1988) (F) TURGAY ET AL. (2014)	84

FIGURE IV.11: COMPARAISON DES COURBES DE DEPLACEMENT DE FORCE POUR LE SPECIMEN 9 EN UTILISANT MODELE DE LA RIGIDITE DE : (A) HOLMES (1961) (B) MAINSTONE (1974) (C) LIAUW ET KWAN (1984) (D) DECANINI ET FANTIN (1986) (E) MOGHADDAM ET DOWLING (1988) (F) TURGAY ET AL. (2014)	85
FIGURE IV.12: COMPARAISON DES COURBES DE DEPLACEMENT DE FORCE POUR LE SPECIMEN IS EN UTILISANT MODELE DE LA RIGIDITE DE : (A) HOLMES (1961) (B) MAINSTONE (1974) (C) LIAUW ET KWAN (1984) (D) DECANINI ET FANTIN (1986) (E) MOGHADDAM ET DOWLING (1988) (F) TURGAY ET AL. (2014)	86
FIGURE IV.13: COMPARAISON DES COURBES DE FORCE ET DE DEPLACEMENT POUR L'SPECIMEN S EN UTILISANT LA LARGEUR DE JAMBE DE : (A) HOLMES (1961) (B) MAINSTONE (1974) (C) LIAUW ET KWAN (1984) (D) DECANINI ET FANTIN (1986) (E) MOGHADDAM ET DOWLING (1988) (F) TURGAY ET AL. (2014).....	86
FIGURE IV.14: COMPARAISON DES COURBES DE FORCE ET DE DEPLACEMENT POUR L'SPECIMEN IF1 EN UTILISANT LA LARGEUR DE JAMBE DE : (A) HOLMES (1961) (B) MAINSTONE (1974) (C) LIAUW ET KWAN (1984) (D) DECANINI ET FANTIN (1986) (E) MOGHADDAM ET DOWLING (1988) (F) TURGAY ET AL. (2014)	87
FIGURE IV.15: : COMPARAISON DES COURBES DE FORCE ET DE DEPLACEMENT POUR L'SPECIMEN IF3 EN UTILISANT LA LARGEUR DE JAMBE DE : (A) HOLMES (1961) (B) MAINSTONE (1974) (C) LIAUW ET KWAN (1984) (D) DECANINI ET FANTIN (1986) (E) MOGHADDAM ET DOWLING (1988) (F) TURGAY ET AL. (2014)	88
FIGURE V.1: L'IDEALISATION DE LA COURBE FORCE-DEPLACEMENT : (A) PAULAY ET PRIESTLEY (1992) (B) ENERGIE EQUIVALENT	92
FIGURE V.2: VUE EN PLAN DE LA STRUCTURE.....	93
FIGURE V.3: FERRAILLAGE DES SECTIONS TRANSVERSALES DES POTEAUX ET POUTRES	94
FIGURE V.4: VUE EN PLAN DE LA DISTRIBUTION DES MURS DE REMPLISSAGE POUR CHAQUE APPARTEMENT	95
FIGURE V.5: EXEMPLE DE L'IDEALISATION DU COURBE (SHARIFI ET TOOPCHI (2018)).....	98
FIGURE V.6: COMPARAISON ENTRE LES COURBES DES MODELES AVEC ET SANS REMPLISSAGE....	100
FIGURE V.7: DISTRIBUTION DES ROTULES PLASTIQUE POUR LA STRUCTURE SANS REMPLISSAGE A LA FIN DE L'ANALYSE : (A) SENS X-X (B) SENS Y-Y	101

FIGURE V.8: DISTRIBUTION DES ROTULES PLASTIQUES DE LA STRUCTURE AVEC REMPLISSAGE EN MAÇONNERIE A LA FIN DE L'ANALYSE : (A) SENS X-X (B) SENS Y-Y	102
FIGURE V.9: COMPARAISON ENTRE LES COURBES DES MODELES AVEC DIFFERENT DISTRIBUTION EN PLAN : (A) SENS X-X (B) SENS Y-Y	103
FIGURE V.10: DISTRIBUTION DES ROTULES PLASTIQUE POUR LA STRUCTURE AVEC DISTRIBUTION 1 : (A) SENS X-X (B) SENS Y-Y	106
FIGURE V.11: DISTRIBUTION DES ROTULES PLASTIQUE POUR LA STRUCTURE AVEC DISTRIBUTION 2 : (A) SENS X-X (B) SENS Y-Y	106
FIGURE V.12: DISTRIBUTION DES ROTULES PLASTIQUE POUR LA STRUCTURE AVEC DISTRIBUTION 3 : (A) SENS X-X (B) SENS Y-Y	107
FIGURE V.13: DISTRIBUTION DES ROTULES PLASTIQUE POUR LA STRUCTURE AVEC DISTRIBUTION 4 : (A) SENS X-X (B) SENS Y-Y	107
FIGURE V.14: COMPARAISON ENTRE LES COURBES DES MODELES AVEC DIFFERENT DISTRIBUTION EN ELEVATION : (A) SENS X-X (B) SENS Y-Y	108
FIGURE V.15: DISTRIBUTION DES ROTULES PLASTIQUE POUR LA STRUCTURE AVEC DISTRIBUTION 1 : (A) SENS X-X (B) SENS Y-Y	111
FIGURE V.16: DISTRIBUTION DES ROTULES PLASTIQUE POUR LA STRUCTURE AVEC DISTRIBUTION 2 : (A) SENS X-X (B) SENS Y-Y	111
FIGURE V.17: DISTRIBUTION DES ROTULES PLASTIQUE POUR LA STRUCTURE AVEC DISTRIBUTION 3 : (A) SENS X-X (B) SENS Y-Y	111
FIGURE V.18: COMPARAISON ENTRE LES COURBES DES MODELES AVEC DIFFERENT DENSITE : (A) SENS X-X (B) SENS Y-Y	112
FIGURE V.19: DISTRIBUTION DES ROTULES PLASTIQUE POUR LA STRUCTURE AVEC DENSITE 1 : (A) SENS X-X (B) SENS Y-Y	114
FIGURE V.20: DISTRIBUTION DES ROTULES PLASTIQUE POUR LA STRUCTURE AVEC DENSITE 2 : (A) SENS X-X (B) SENS Y-Y	114

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU I-1: VALEUR DE L'AMORTISSEMENT (EN %) SUIVANT LE RPA 99 VERSION 2003	1
TABLEAU II-1: LA VALEUR DE DUCTILITE DES QUELQUES PORTIQUES	10
TABLEAU III-1: EQUATIONS POUR CALCULER LE MODULE D'ELASTICITE	42
TABLEAU III-2: PARAMETRES DE SURFACE DE RUPTURE DANS ANSYS	46
TABLEAU III-3: LES PROPRIETES MECANIQUE DES RENFORCEMENTS (MEHRABI ET AL. (1996))	48
TABLEAU III-4: LES PROPRIETES MECANIQUE DU BETON (MEHRABI ET AL. (1996))	49
TABLEAU III-5: LES PROPRIETES MECANIQUE DU BETON ET REMPLISSAGE (MEHRABI ET AL. (1996))	51
TABLEAU III-6: LA LARGEUR DE LA BIELLE DIAGONALE (UNITES EN MM)	56
TABLEAU III-7: RESULTATS DES SPECIMENS 8 ET 9 PAR MICRO MODELISATION	57
TABLEAU III-8: LES RESULTATS OBTENUS A PARTIR DE LA MODELISATION SPECIMEN 8	60
TABLEAU III-9: LES RESULTATS OBTENUS A PARTIR DE LA MODELISATION SPECIMEN 9	62
TABLEAU III-10: LES RESULTATS DU MODELE MULTI-BIELLES	63
TABLEAU IV-1 : LES PROPRIETES MECANIQUES DU BETON POUR SPECIMENS SANS REMPLISSAGE (MEHRABI (1996))	67
TABLEAU IV-2: TABLEAU IV-3: LES PROPRIETES MECANIQUES DU BETON ET REMPLISSAGE (MEHRABI (1996))	67
TABLEAU IV-3: LES MODELES DE LARGEUR POUR LA BIELLE DIAGONALE	73
TABLEAU IV-4: LA FORCE LATERALE DU MUR DE REMPLISSAGE	76
TABLEAU IV-5: LA FORCE AXIAL DE LA BIELLE DIAGONALE POUR CHAQUE SPECIMEN (UNITE KN)	77
TABLEAU IV-6: LES VALEURS DE RESISTANCE LATERALE (KN)	82
TABLEAU V-1: LES VALEURS DES MATERIAUX ADOPTE DANS L'ANALYSE	96
TABLEAU V-2: VALEURS DU FACTEUR DE REDONDANCE (ATC-19 (1995)).....	99
TABLEAU V-3: RESULTATS DES PORTIQUES SANS ET AVEC REMPLISSAGE	100
TABLEAU V-4: RESULTATS DE L'EXCENTRICITE ET LA PERIODE DES STRUCTURES AVEC ET SANS REEMPLISSAGE	100
TABLEAU V-5: LE NOMBRE DES ROTULE PLASTIFIEES A LA FIN DE L'ANALYSE	101
TABLEAU V-6: RESULTATS DES DIFFERENTES DISTRIBUTIONS EN PLAN DES MURS DE REMPLISSAGE	103

TABLEAU V-7: VARIATION L'EXCENTRICITE ET LA PERIODE SELON LA DISTRIBUTION EN PLAN DES MURS.....	104
TABLEAU V-8: LES NOMBRE DE ROTULES PLASTIFIEES A LA FIN DE L'ANALYSE.....	106
TABLEAU V-9: RESULTATS DE LA DISTRIBUTION EN ELEVATION DES MURS DE REMPLISSAGE	108
TABLEAU V-10: VARIATION L'EXCENTRICITE ET LA PERIODE SELON LA DISTRIBUTION EN ELEVATION DES MURS	109
TABLEAU V-11: LES NOMBRE DE ROTULES PLASTIFIEES A LA FIN DE L'ANALYSE.....	110
TABLEAU V-12: RESULTATS DES MODELES AVEC DIFFERENTES DENSITE DES MURS DE REMPLISSAGE (UNITE EN M, KN).....	112
TABLEAU V-13: VARIATION L'EXCENTRICITE ET LA PERIODE SELON LA DENSITE DES MURS.....	113
TABLEAU V-15: COEFFICIENT DE COMPORTEMENT DES STRUCTURES SANS ET AVEC REMPLISSAGE	116
TABLEAU V-16: VARIATION DE COEFFICIENT DE COMPORTEMENT SELON LA DISTRIBUTION EN PLAN DES MURS.....	116
TABLEAU V-17: VARIATION DE COEFFICIENT DE COMPORTEMENT SELON LA DISTRIBUTION EN ELEVATION DES MURS	117
TABLEAU V-18; VARIATION DE COEFFICIENT DE COMPORTEMENT SELON LA DENSITE DES MURS	118

LISTE DES SYMBOLES ET ABRÉVIATIONS

A	Facteur d'accélération de zone
A_b	Section transversale de la poutre
A_c	Surface transversale du poteau
A_m	Surface horizontale du mur
A_{strut}	Section transversale de la bielle (largeur x épaisseur)
a	Dimensions de la section dans la direction x
b	Dimensions de la section dans deux sens différentes dans la direction y
d_m	Longueur diagonale de mur
D_c	Déplacements des bielles diagonales
D_d	Déplacement du remplissage de maçonnerie dans la direction diagonale.
D_{off}	Déplacements des bielles en dehors diagonale
D	Facteur dynamique d'amplification
E_m	Modules d'élasticité de mur de remplissage
E_c	Modules d'élasticité béton armé
E_m	Module d'élasticité de mur de remplissage
E_j	Module d'élasticité de mortier
E	Module d'élasticité du poteau
E_c	Module d'élasticité
E_c	Module d'élasticité
F_v	Charge verticale appliquée
f'_{tm}	Contrainte de traction de mur
f_{tm}	Contrainte maximale de traction en flexion de mur
f_{cf}	Contrainte de flexion maximale
f_t	Résistance à la traction
f_{cm}	Moyenne entre les résistances de compression cylindrique
F	Fonction de la contrainte principale
f_c	Résistance à l'écrasement
f'_{m90}	Contrainte de compression de mur dans la direction horizontale
f_c	Contrainte de compression

F_d	Force du remplissage de maçonnerie dans la direction diagonale
F_c	Forces dans les bielles diagonales
F_{off}	Forces dans les bielles en dehors diagonale
F_{max}	Force maximale
f_u	Résistance ultime des renforcements
f_y	Résistance élastique des renforcements
F	Forces latérales globales
$F_{portique}$	Forces latérales de portique
$F_{remplissage}$	Forces latérales de mur de remplissage
f'_c	Contrainte de compression du béton
f'_m	Résistance de compression de mur de remplissage
f_{cb}	Contrainte d'écrasement biaxiale
f_1	Résistance ultime à la compression pour un état de compression biaxiale superposé à un état de contrainte hydrostatique σ_h^a
f'_m	Maximum contrainte
$f_{mortier}$	Résistance de mortier sous la charge de compression
f_{brick}	Résistance de brick en compression
f_2	Résistance ultime à la compression pour un état de compression uniaxiale superposé à un état de contrainte hydrostatique σ_h^a
f'_m	Contrainte de compression de mur de remplissage
f_a	Contrainte de compression admissible dans le centre du mur
G_m	Module de cisaillement du mur
h_m	Hauteur de mur
h	Hauteur de portique
H	Profondeur de section de l'élément
H_b	Profondeur de poutre
H_c	Profondeur de poteau
I_c	Moment d'inertie de poteau
I_b	Moment d'inertie de la poutre

k	Coefficient représente la charge vertical, $k = 1$ lorsque la charge verticale n'est pas appliquée
K_n	Raideur de contact dans la direction normale
K_s	Raideur de contact tangentielle
K_d	Rigidité initiale du remplissage de maçonnerie dans la direction diagonale
K_{cr}	Coefficient empirique une valeur de 0.066 est recommandé
K_{ult}	Coefficient empirique (en mm)
K_{peak}	Rigidité initial
K_D	Facteur de ductilité
K_W	Mode de rupture dominant
K_R	Facteur de régularité en élévation
K_c	Rigidité initiale des bielles diagonales
K	Rigidités globales
$K_{portique}$	Rigidités de portique
$K_{remplissage}$	Rigidité de mur de remplissage
K_{off}	Rigidité initiale des bielles en dehors diagonale
$K_{initial}$	Rigidité au pic
L_p	Longueur de rotule
l_1, l_2, l_3	Emplacements des rotules
l_{eff}	Longueur effective de mur sous la force de compression
l_m	Longueur de mur
M_p	Moment plastique dans la poutre et poteau
M_3	Moment d'une direction
M_{pc}	Moment plastique dans le poteau
M_{pb}	Moment plastique dans la poutre
M_{pj}	Moment plastique le minimum entre le moment plastique du poteau et poutre
N_{cc}	Résistance d'écrasement des coins de mur
N	Résistance de portique avec remplissage
N_F	Résistance de portique sans remplissage
N_I	Résistance de mur de remplissage

N_s	Force de cisaillement
N_{dc}	Résistance d'écrasement dans la diagonale
N_{cc}	Résistance d'écrasement dans les coins
N_{dt}	Résistance en traction de la diagonale
P	Force axial sur poteau
Q	Facteur de qualité
q_0	Facteur de modification de base
R	Coefficient de comportement
R_μ	Facteur de ductilité
R_s	Facteur de sur-résistance
R_ξ	Facteur de redondance
S	Surface de rupture
t	Épaisseur de mur
T_1	Période prédominante du mouvement du sol
T_c	Multiplicateur de rigidité pour condition de traction fissurée
T	Période de la structure
V_d	Résistance de désigne
V_{max}	Résistance maximale de la courbe linéaire au déplacement maximal
V_d	Résistance de conception au cisaillement
V_e	Résistance élastique ultime
w	Largeur de la bielle
w_M	Largeur de la bielle diagonale
W	Charge permanente totale.
z_b	Longueur de contact mur-poutre
z_c	Longueur de contact mur-poteau
z	Longueur de contacte mur-poteau
Z_c	Longueur de contact du poteau de remplissage
α	Longueur de contacte mur-poteau
α_c	Longueur de contacte normaliser pour les poteaux
α_b	Longueur de contacte normaliser pour les poutres

β	Coefficient non dimensionnel
β_t	Coefficient de transfert de cisaillement pour une fissure ouverte
β_c	Coefficient de transfert de cisaillement pour une fissure fermée
β, c	Coefficients prend en compte le coefficient de Poisson
e'_c	Déformation dans le mur dans le moment de rupture
γ	Facteur de charge
γ_c	Coefficient de la partie absorbée par la contrefiche diagonale
γ	Facteur de la largeur
δ_n	Déformation du gap/pénétration
δ_s	Déformation du glissement
ε_v	Coefficient de chargement vertical
ε_m	Déformation à une contrainte σ_m
ε_{0m}	Déformation quand la contrainte est maximale
ε_{crm}	Déformation maximale avant collapse
ε_c	Déformation pour chaque point
ε_0	Déformation a f_{cf}
θ'	Angle de la diagonal de mur de remplissage à la rupture de cisaillement
θ	Angle de la diagonal de mur de remplissage
λ_h	Rigidité relative
λ_b	Rigidité relative de la poutre
λ_c	Rigidité relative du poteau
λ^*	Rigidité relative
μ	Coefficient e friction
σ_y	Contrainte verticale (due des forces verticales appliqué)
σ_c	Contrainte de compression du mur
σ_m	Contrainte de compression
σ_{max}	Contrainte maximale de traction
σ_c	Contrainte pour chaque point
σ_h^a	État de contrainte hydrostatique ambiante
τ	Contrainte de cisaillement

τ_0	Contrainte de cisaillement de joint de lit
τ_{m0}	Contrainte de cisaillement évaluée par l'essai de compression diagonale.
τ_{max}	Contrainte de cisaillement
τ_b	Contrainte de cisaillement du mur de remplissage
ν	Coefficient de Poisson
Δ_a	Raccourcissement et l'allongement de la section dans la direction x
Δ_b	Raccourcissement et l'allongement de la section dans la direction y
Δ_y	Déplacement dans point de la limite élastique
Δ_{max}	Déplacement maximale
ϕ	Facteur caractérisant la nature du sol, défini comme suit
φ_E	Courbure au point E
φ_{conc}	Courbure lorsque la déformation maximale du béton est atteinte
φ_{steel}	Courbure lorsque la déformation longitudinale de l'armature atteint 50 % de sa déformation maximale
$\varphi_{80\%Mmax}$	Courbure lorsque le moment (force) réduit de 20%

Abréviations

BA	Béton Armé
CM	Charpente Métallique
UMB	Unité de Maçonnerie en Béton
RPA	Règlement Parasismique Algérien
EC	Euro Code
IO	Occupation Immédiate
LS	Sécurité des Personnes
CP	Effondrement Prévention
CC	Ecrasement des Coins
SS	Cisaillement Horizontal du Joint
DC	Ecrasement dans la Diagonale
DK	Fissuration Diagonale
FF	Fissure dans le Portique

Chapitre I :

I. Chapitre I : Introduction générale

I.1. Problématique :

La plupart des structures existantes en Algérie sont des structures en béton armé avec remplissage en maçonnerie. Le mur en maçonnerie est un matériau hétérogène construit par des briques liées par des joints de mortier.

Dans un séisme, les murs de remplissage prennent une grande partie des forces sismiques, qui produisent des efforts internes de compression et de traction en diagonale dans la maçonnerie. Les interactions entre les panneaux (murs de remplissage) et les éléments de portiques causent des poussées sur les nœuds poteaux-poutres qui peuvent conduire à un endommagement sérieux de ces derniers. Toutes les recherches traitant la performance de ces structures trouvent que la maçonnerie augmente la performance des portiques et change le comportement global de ce type de structure par rapport à des structures sans remplissage.

Durant l'étape de conception d'une structure en béton armé, généralement l'effet des remplissages en maçonnerie est négligé, les murs de remplissage en maçonnerie sont considérés comme des éléments non structuraux, qui n'ont aucune fonction porteuse ou de contreventement. D'ailleurs, le Règlement Parasismique Algérien RPA99 version 2003 ne prend en compte l'effet des murs de remplissage des cadres qu'à travers deux coefficients qui entrent dans l'estimation de la force sismique à savoir :

- ✓ Le coefficient d'amortissement (ξ) pour calculer le facteur d'amplification dynamique moyen (D), qui prend deux valeurs données par le tableau suivant :

Tableau I-1: Valeur de l'amortissement (en %) suivant le RPA 99 version 2003

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

- ✓ Le coefficient de comportement global de la structure (R), sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 du RPA 99 Version 2003 en fonction du système de contreventement, deux valeurs

sont proposées **$R = 5$** pour un contreventement en portiques en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide et **$R = 3.5$** pour un contreventement en portiques en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide (voir tableau 4.3 du RPA 99 Version 2003).

La négligence de la contribution structurale des murs de remplissage dans l'étape de conception d'une structure en béton armé est une hypothèse simplificatrice basée sur le fait que le mur en maçonnerie est un matériau fragile et devrait donc se fissurer et s'écrouler rapidement, cette hypothèse conduit à des dommages importants allant jusqu'à l'effondrement total de la structure.



Figure I.1: l'endommagement diagonale du mur hors d'un séisme

I.2. Objectifs la thèse :

Dans cette recherche nous essayerons de mettre en lumière par la technique Push-over l'effet des murs de remplissage sur le comportement global des structures en béton armé, ainsi que, l'effet de leur densité, leur position en élévation. L'objectif principal de ce travail est d'étudier la contribution à une nouvelle estimation du coefficient de comportement globale R des structures en béton armé avec des murs en maçonnerie. Pour cela, la contribution des murs de remplissage doit être évaluée et représentée.

I.3. Plan du mémoire de la thèse :

Chapitre I : Introduction générale.

Chapitre II : Dans ce chapitre, on présente une revue bibliographique sur les études expérimentales et numériques traitants de notre sujet en question. Ce chapitre a également couvert la présentation des différentes techniques de modélisation utilisées dans les études numériques.

Chapitre III : Basant sur des études expérimentales, nous présentons une investigation numérique sur la précision des méthodes de modélisation pour prédire le comportement des portiques avec remplissage. Ce chapitre contient également l'implémentation de méso et de macro modélisations dans ANSYS pour étudier la précision des quelques modèles de la bielle diagonale de la littérature.

Chapitre IV : Cette partie représente l'implémentation de la technique d'une seule bielle diagonale dans le logiciel de calcul SAP2000. Ce chapitre contient aussi, une investigation sur la capacité des modèles de rigidité et de force de la bielle diagonale pour prédire le comportement global de la structure.

Chapitre V : Ce chapitre représente l'influence de l'existence, distribution (en plan, en élévation) et la densité des murs de remplissage sur le coefficient de comportement global des structures en portiques en béton armé « R ». Les résultats obtenus sont comparés aux valeurs adoptées par le RPA 99 (version 2003) et Eurocode 8 (EC8).

Chapitre VI : Ce Chapitre présente une conclusion générale et des recommandations.

Chapitre II

II. Chapitre II : Revue Bibliographique

II.1. Introduction :

Les murs de remplissage ont été utilisés dans le monde entier pour la séparation et l'isolation intérieure et extérieure dans les constructions en béton armé et en charpente métallique. Indépendamment de ses utilisations, les remplissages de maçonnerie sont considérés lors de la conception de telles structures comme des éléments non-structuraux qui n'ont pas d'effet porteur ou de contreventement en raison des incertitudes élevées et du manque de connaissances concernant ce type de matériau. Dans ce chapitre, une brève revue de la littérature est présentée. Ce dernier couvre les différents modes de rupture qui peuvent survenir dans le remplissage de maçonnerie. Par ailleurs, les études expérimentales et numériques menées sont également présentées avec leurs conclusions et propositions.

II.2. Mécanismes de rupture associés aux structures avec murs de remplissage :

Au cours des dernières années, il est évident de reconnaître que la présence des murs de remplissage modifie la distribution des forces appliquées à travers la structure ce qu'implique un changement du mode d'endommagement des structures en béton armé. La présence des murs a des effets négatifs et d'autres positifs (Liberatore et al. (2018)). Les effets négatifs représentés dans la concentration des forces au niveau des nœuds (Poteau-poutre) ce qui développe des fissures de cisaillement dans les poteaux adjacents (Bergami et Nuti (2015)) lorsque le renforcement transversal est insuffisant (Verderame et al. (2016)). Les effets positifs des murs de maçonnerie apparaissent par l'amélioration de la performance de la structure et lorsqu'ils sont régulièrement répartis et ne provoquent aucune rupture de cisaillement au niveau des zones nodales (Teguh (2017)).

Lors d'un séisme, les murs de remplissage fonctionnent dans deux directions : en plan et en dehors-du-plan de la structure. En plan, Stafford Smith (1966) distingue deux modes de rupture des murs : écrasement des coins et fissuration diagonale. D'après Liauw et Kwan (1983a, 1983b), des fissures de cisaillement sont apparues aux éléments (poteau, poutre) adjacents aux coins écrasés ont observé (Moghaddam et Dowling (1987)). Mohyeddin (2011) a indiqué que Moghaddam et

Dowling (1987) ont distingué cinq modes d'endommagement : séparation au niveau du contact mur-portique, écrasement des coins, fissuration diagonale, cisaillement des joints de mortier et cisaillement dans les poteaux. Sur la base d'une étude expérimentale, Mehrabi et al. (1996) ont observé que le cisaillement dans les poteaux est développé dans les spécimens construits par des murs à haute résistance et que la fissuration du joint de lit est apparue dans les spécimens construits par des murs à une faible résistance. Le code FEMA 306 (1998) adopte les mêmes modes de rupture apparus dans l'étude de Mehrabi et al. (1996) pour les murs sans ouvertures : fissuration diagonale, cisaillement du joint et écrasement des coins. En outre, FEMA 306 (1998) introduit l'apparition de phénomène du poteau court avec la présence des ouvertures dans le mur. La classification la plus populaire dans la littérature est suggérée par El-Dakhkhni et al. (2003) qui résume les mécanismes de ruine associés aux portiques en béton armé avec remplissage dans cinq modes, comme suit :

- 1- Fissuration diagonale (**Diagonal Cracking (DC)**) : Ce mécanisme de rupture se produit sous forme de fissures qui se développent le long de la direction diagonale comprimée à cause des efforts de traction. Figure II-1(d) illustre le mode de rupture diagonale. Ce mode est observé dans les portiques à une faible résistance remplie par des murs à haute résistance.
- 2- Cisaillement horizontal du joint (**Sliding Shear (SS)**) : Ce mode est présent sous forme de glissement le long des joints de lit comme illustre dans la figure II-1 (c). Ce mode se produit à cause de la concentration des efforts de cisaillement au niveau des joints de lit lorsque le joint de lit a une faible résistance.
- 3- Écrasement des coins (**Corner Compression (CC)**) : Figure II-1(a) illustre le mode d'écrasement des coins du mur. Ce mécanisme se produit en raison des contraintes biaxiales concentrées aux coins chargés. Le mode apparaît quand le mur de remplissage a une résistance faible en compression et les éléments de portique ayant une résistance élevée.
- 4- Écrasement dans la diagonale (**Diagonale Compression (DK)**) : Figure II-1(c) illustre l'écrasement diagonal du mur. Ce mode de ruine est présenté par un écrasement dans le centre de mur de remplissage. Il apparaît généralement dans le cas d'un remplissage fin placé de manière excentrée.

5- Fissure dans le portique (**Frame Failure (FF)**) : Ce mode est présenté par des rotules plastiques au voisinage des zones nodales. Le cisaillement dans les portiques en béton armé apparaît dû aux poussées des murs sur l'élément adjacent. Figure II-1(e) illustre le développement des fissures de cisaillement au niveau des nœuds de portique.

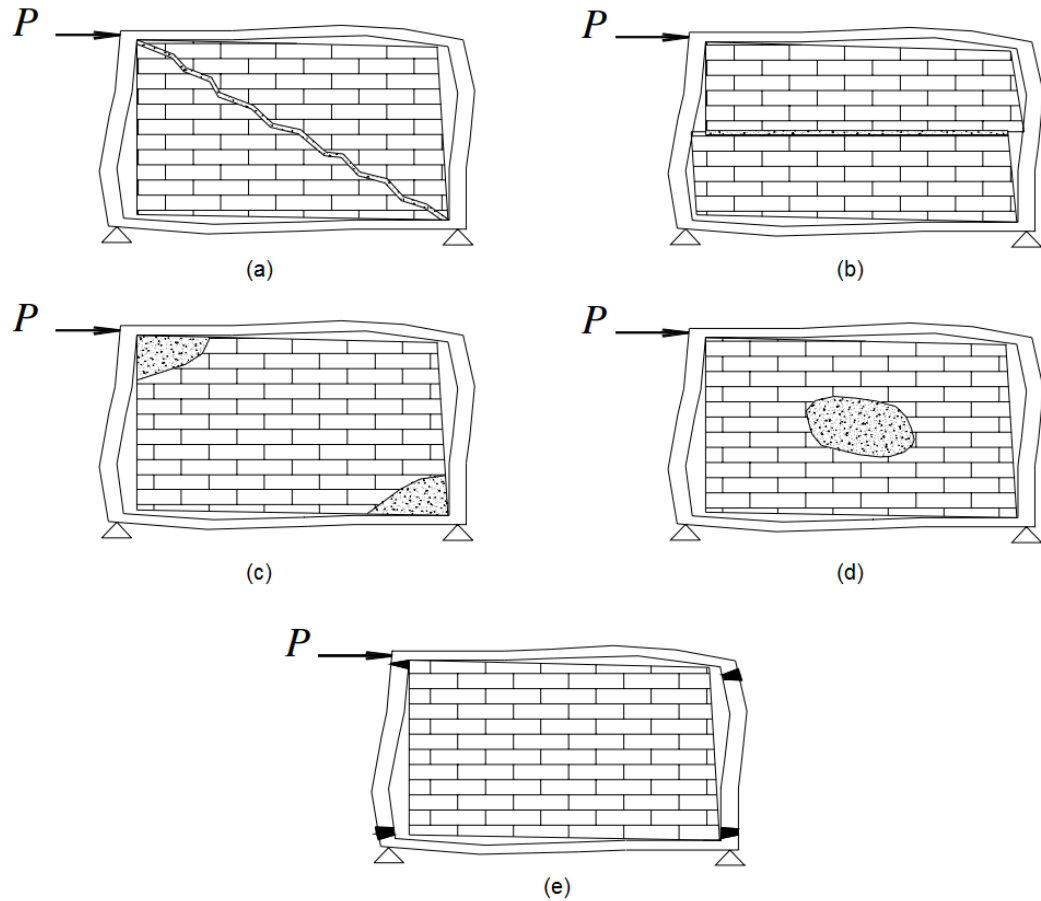


Figure II.1: Les modes de rupture en-plan des murs de remplissage (El-Dakhkhni et al. (2004)) : (a) Fissuration diagonale (b) cisaillement horizontal (c) écrasement des coins (d) écrasement diagonale (e) fissuration dans le portique

De plus, les murs de remplissage sont exposés au chargement en hors-plan de portique. Ce type de chargement est appliqué dans la direction perpendiculaire du plan de portique. L'augmentation de ces forces s'accomplit par l'effondrement total du mur de remplissage. Furtado et al. (2016) ont cité que le mur de remplissage peut s'effondrer avec différents mécanismes. Butenweg et al. (2019) mentionnent quatre mécanismes illustrés dans la figure II-2. Basé sur la méthode des lignes de rupture, Liberatore et Al-Shawa (2021) ont mentionné des mécanismes d'effondrement des murs avec différentes positions d'encastrement. Figure II-3 illustre les mécanismes de ruine pour des murs encastrés sur quatre et trois côtés (Liberatore et Al-Shawa (2021)).

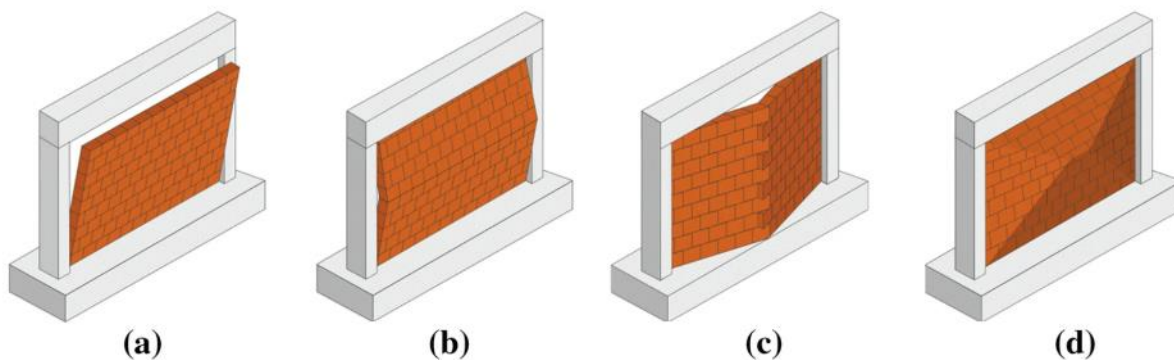


Figure II.2: Les modes de rupture en hors-plan de portique (Butenweg et al. (2019))

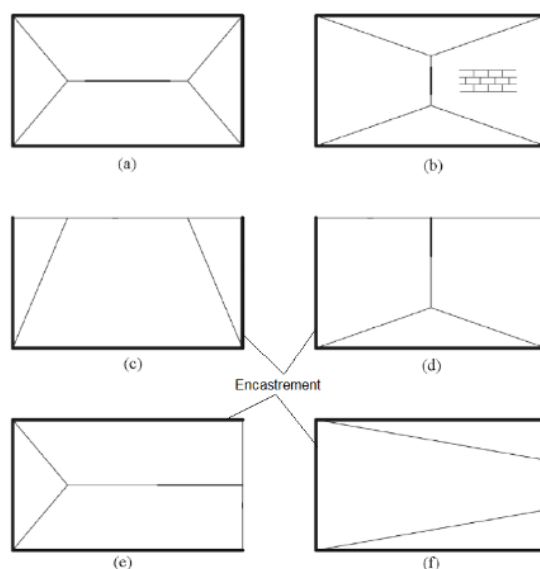


Figure II.3: Modes de rupture en hors-plan pour les murs encastres dans quatre et trois côtés (Liberatore et al-shawa (2021))

II.3. Études Expérimentales :

Au cours des soixante-cinq dernières années, une attention importante a été accordée à l'influence du remplissage de maçonnerie sur la réponse des portiques, ainsi, de nombreuses études expérimentales ont été menées au cours des dernières décennies pour comprendre l'influence des différents paramètres géométriques et mécaniques des remplissages de maçonnerie sur la réponse des portiques en béton armé (BA) et en charpente métallique (CM). Dans cette section, plusieurs études expérimentales sont présentées.

Polyakov (1956) a mené la première étude expérimentale sur des portiques en charpente métallique. L'auteur conclut que sous des charges latérales le mur confiné se comporte diagonalement en compression. Quelques années plus tard, Holmes (1961) et Mainstone (1971)

approuvent le comportement diagonal des murs confinés sous l'effet des charges latérales. Les auteurs ont aussi proposé une estimation pour calculer la largeur de la partie diagonale. Toutes les études effectuées ont conclu que la présence des murs de remplissage améliore le comportement des structures en termes de résistance au cisaillement à la base et de rigidité initiale. Zarnic et Tomazevic (1988) ont effectué une étude expérimentale sur 28 portiques à des échelles 1/2 et 1/3 pour évaluer une méthode pour calculer la résistance et la rigidité des portiques avec remplissage. Les résultats indiquent une augmentation moyenne de la résistance latérale de 1.4 à 2.3. Mehrabi et al. (1996) enregistrent une augmentation de 1.5 à 2.3 fois pour la résistance latérale. Han-Seon et Sung-Woo (2002) ont constaté que la résistance et la rigidité initiale ont été augmentées par 80 et 85% dans le cas d'un portique avec remplissage. Kakaletsis et Karayannis (2007) trouvent que la résistance du système augmente par 1.84 fois dans le cas d'un mur avec brique à une résistance faible et de 1.65 fois dans le cas d'un mur construit par brique à haute résistance. En termes de rigidité initiale, les résultats indiquent une amélioration qui varie entre 2.48 et 2.62 fois par rapport au portique sans remplissage. De plus, Kakaletsis et Karayannis (2007) indiquent que la présence des murs de remplissage augmente l'énergie de dissipation du système et que cette dernière n'est pas reliée à la valeur de résistance du mur. Les auteurs enregistrent des augmentations en termes de l'énergie de dissipation qui varient entre 1.42 et 1.57. Yuksel et Teymur (2011) ont trouvé que la résistance latérale et la rigidité initiale des portiques remplis étaient respectivement d'environ 3.5 et 10 fois plus élevées que celles obtenues à partir du portique sans remplissage. Basha et Kaushik (2016) ont mené une étude expérimentale sur huit portiques sans et avec mur de remplissage. Les auteurs indiquent que la présence des murs de remplissage augmente la résistance latérale par 1.6 à 2.5 fois plus que la résistance du portique sans remplissage et que la rigidité initiale augmente de 7 à 10 fois. Les auteurs indiquent aussi que l'énergie de dissipation est augmentée par une moyenne de 55% dans le cas des portiques remplis par rapport aux portiques sans remplissage.

En plus de l'amélioration de la résistance latérale, rigidité initiale et énergie de dissipation, la présence des murs de remplissage influence la ductilité du système. Tableau II-1 présente les valeurs du facteur de ductilité de quelques portiques avec et sans remplissage collecté d'après différentes études expérimentales. La ductilité de chaque spécimen est présentée par le facteur de la ductilité qui est définie par le rapport de déplacement ultime par le déplacement élastique. Les deux déplacements ont été définis en traçant une ligne horizontale au point du 85% de la résistance

maximale (Cavaleri et Di-Trapani (2014)). L'interaction de la courbe avec la ligne avant et après la résistance maximale représente les déplacements élastique et ultime. Dans le cas où la ligne horizontale intersecterait avec le comportement dans un seul point, le deuxième point est considéré comme le déplacement maximal de la courbe. Stylianidis (2012) conclut que le comportement global de la structure dans le cas des déplacements faibles est gouverné par le comportement des éléments fragiles et par les éléments ductiles dans le cas des déplacements élevés.

Les résultats présentés dans le tableau II-1 indiquent une variation en termes de l'influence des murs de remplissage sur la ductilité du système. Selon les facteurs obtenus d'après les essais de Bergami et Nuti (2015), Gazić et Sigmund (2016) pour spécimen 04_bpm, Kakaletsis et Karayannis (2007), et Che Van et Liang Lau (2020), les portiques sans remplissage illustrent un comportement plus ductile que les portiques avec remplissage. D'autre part, les autres essais indiquent un comportement moins ductile pour les portiques sans remplissage que les portiques avec remplissage. En principe, les portiques sans remplissage doivent présenter un comportement plus ductile que les portiques remplis pour la raison que les murs de remplissage sont des éléments plus fragiles que les éléments des portiques renforcés par des armatures en acier et que la ruine apparaît en premier lieu aux murs de remplissage ce qui conduit aux ruptures de mur de remplissage. Plusieurs raisons peuvent conduire à un comportement plus ductile dans les portiques avec remplissage que les portiques sans remplissage : notamment : les propriétés mécaniques des éléments du portique.

Li et al. (2016) ont effectué une étude expérimentale sur deux portiques à deux étages et quatre travées soumises seulement au chargement vertical. Les portiques sont construits sans le poteau central à la base pour présenter la rupture sous chargement anormale et inclure les défauts de conception. Les auteurs rapportent que la présence des murs de remplissage augmente la rigidité initiale du portique et diminuent la ductilité de l'ensemble de la structure. En plus, Ahmed et al. (2019) ont mené une étude expérimentale sur quatre portiques sous chargement cyclique. Ahmed et al. (2019) ont mentionné que la présence des murs de remplissage réduit la ductilité globale de la structure de 46% à 57% en fonction du de type de briques utilisé et l'épaisseur de mur sélectionné.

Tableau II-1: La valeur de ductilité des quelques portiques

Auteurs	Types du portique	Remplissage	Déplacement élastique	Déplacement ultime	Facteur du ductilité
Bergami et Nuti (2015)	F _{n1}	Non	09.79	59.22	06.05
	F _{t1}	Oui	08.40	28.04	03.34
	F _{t2}	Oui	02.46	10.86	04.41
Gazić et Sigmund (2016)	04	Non	06.18	16.34	02.64
	04bpm	Oui	09.81	17.90	01.82
	03	Non	10.70	23.01	02.15
	03bpm	Oui	02.00	12.24	06.12
Morandi et al. (2014)	TNT	Non	52.91	109.2	02.06
	TA2	Oui	18.60	78.55	04.22
Sigmund et Penava (2012)	III/1	Non	06.69	14.35	02.14
	III/2	Oui	01.76	15.41	08.76
Yuksel et Teymur (2010)	Sans remplissage	Non	10.30	20.37	01.98
	S0	Oui	04.10	12.80	03.12
Pereira et al. (2011)	Wall REF	Non	05.17	12.75	02.50
	Wall JAR	Oui	02.35	10.24	4.360
	Wall RAR	Oui	02.90	06.85	2.360
Mehrabi et al. (1996)	S1	Non	29.93	51.54	01.72
	S2	Oui	08.97	51.62	05.75
	S3	Oui	02.72	07.72	03.96
	S8	Oui	05.88	23.31	04.79
	S9	Oui	04.48	21.47	04.79
Kakaletsis et Karayannis (2007)	B	Non	07.94	35.95	04.53
	IS	Oui	04.78	18.53	03.88
	S	Oui	04.56	27.13	05.95
Che Van et Liang Lau (2020)	BF1	Non	13.31	43.16	03.24
	IF1	Oui	19.56	44.63	02.28
	IF3	Oui	18.10	27.13	01.50

Comme présenté précédemment, le taux d'influence des murs de remplissage varie d'une expérience à une autre. Cette variation est reliée principalement aux propriétés mécaniques et géométriques des murs de remplissage. Pires et Carvalho (1992) ont expérimenté six portiques en BA remplis avec remplissage en maçonnerie à l'échelle 2/3 pour étudier l'influence de plusieurs paramètres sur le comportement global. Parmi ces paramètres, on distingue le contact portique-remplissage et les caractéristiques mécaniques de remplissage. Un bon contact portique-remplissage a été obtenu en construisant la maçonnerie de remplissage avant le portique. D'une autre part, une mauvaise connexion a été obtenue quand le portique a été construit avant le remplissage. Les résultats indiquent que l'amélioration du comportement du système avec

remplissage varie proportionnellement par la qualité de contact portique-remplissage et des propriétés des matériaux de la maçonnerie plus que d'autres paramètres.

Stylianidis (2012) a effectué des tests en laboratoire sur trente-huit spécimens répartis en trois programmes. Parmi eux, quatre tests ont été effectués sur l'effet de type de joint de mortier dans le cas d'un bon et mauvais contact portique-remplissage. L'auteur conclut que la qualité du joint du mortier a une influence limitée sur la résistance et la rigidité initiale du système et aucune influence sur la ductilité et l'énergie de dissipation du système. D'autre part, la résistance latérale, la rigidité initiale, et l'énergie de dissipation sont fortement affectées par la qualité de contact portique-remplissage.

Özcan et all. (2012) ont effectué une étude expérimentale sur un portique sans remplissage et deux portiques avec remplissage avec briques en terre cuite. Les deux spécimens remplis ont été construits avec des briques en différentes formes : une forme standard, dans ce cas le mur a été construit par la méthode courante et une forme verrouillée, dans ce cas le mur est construit, selon la forme des briques utilisées sans les joints du mortier. Figure II-4 illustre les deux formes des briques utilisées. Les résultats indiquent que la résistance latérale et la rigidité initiale augmentaient avec les remplissages de briques standard. Dans le cas contraire, aucune augmentation en termes de résistance latérale n'est observée lorsque le mur est construit avec des briques verrouillées, tandis que la rigidité initiale est augmentée par rapport aux portiques sans remplissage. Ils ont mentionné que les briques verrouillées ont le potentiel de réduire les effets négatifs des irrégularités de rigidité dans les structures et de préserver la stabilité et l'intégrité jusqu'à des niveaux de dérive élevés.

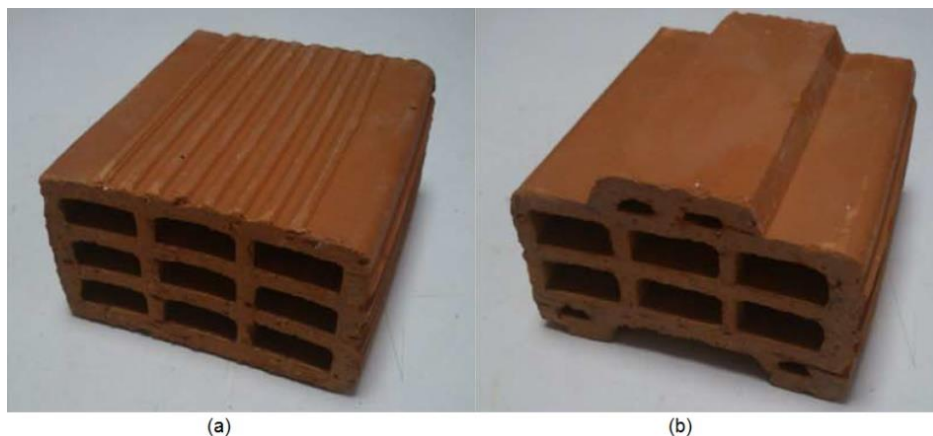


Figure II.4: Forme des briques : (a) standard (b) verrouillées

Gazić et Sigmund (2016) ont mené une série de quatorze tests cycliques sur des portiques en BA. L'étude couvre l'influence des propriétés mécaniques du portique et mur en maçonnerie. Gazić et Sigmund ont constaté que le comportement du portique avec remplissage était lié principalement aux propriétés mécaniques du béton et de maçonnerie. Ils ont mentionné que l'augmentation de la résistance latérale et de la rigidité initiale dans les portiques avec remplissage varie de 2.2 à 5.5 et de 3.4 à 9.5 fois en fonction du type de brique et du joint de mortier. Ils ont observé aussi que des effets négatifs de la maçonnerie sur les portiques en béton armé apparaissaient lors de l'utilisation d'un ferrailage transversal inférieur au minimum prévu par l'Eurocode2. Haris et Farkas (2018) ont réalisé une étude expérimentale sur quinze spécimens à une seule travée et à deux étages à une échelle réduite de 1/3 avec remplissage à des joints de mortier de bonne et de mauvaise qualité. Les résultats ont indiqué que la résistance latérale enregistrée pour les portiques remplis était de 3,5 à 5 fois plus élevée que celle des portiques sans remplissage. Ils ont également indiqué que la qualité du mortier réduit la ductilité sans l'influence sur la résistance latérale. Les auteurs ont également souligné l'importance de respecter l'apparence de la fissure diagonale continue d'un coin à l'autre en conception cyclique en raison de l'évolution rapide des déplacements latéraux résiduels. En outre, l'effet de la présence des ouvertures sur le comportement était aussi considéré dans les études. Comme indiqué par Mohamed (2017), Benjamin et Williams (1958), sur la base d'une étude expérimentale sur l'influence des ouvertures sur le comportement des portiques charpente métallique, trouvent que la résistance latérale diminue de 45% par rapport au portique avec remplissage sans ouverture. Zarnic et Tomazevic (1988) sont arrivés à démontrer que la dimension change selon le type de l'ouverture. Pires et al. (1997) ont indiqué que les murs augmentent la résistance et la rigidité initiale jusqu'à 4 et 9 fois. Ces améliorations diminuent jusqu'à 2 et 5 fois par la présence d'une ouverture de fenêtre dans le mur. D'autre part, l'étude n'exprime approximativement aucune influence en termes d'énergie de dissipation. Les auteurs ont également trouvé un comportement similaire au comportement du portique sans remplissage après une dérive de 3%.

Kakaletsis et Karayannis (2007) ont mené des tests expérimentaux de chargement cyclique sur huit cadres en béton armé à l'échelle 1/3 remplis d'unités de briques d'argile pour étudier l'effet de la présence, position, tailles des ouvertures sur le comportement général et les mécanismes de ruines des portiques en béton armé. L'expérience indique que l'amélioration du comportement est

également liée à la présence, à la position et à la taille de l'ouverture. Dans le cas d'un portique sans ouverture, les résultats montrent une augmentation jusqu'à 84 et 148% respectivement en termes de résistance et rigidité. Ces augmentations ont diminué par la présence d'ouvertures de 11 à 25% selon la taille et la position de ce dernier. La réduction est plus grande lorsque la taille de l'ouverture est grande et lorsqu'il est plus proche du milieu du mur. Similairement, Mansouri et al. (2014) ont étudié l'influence de la forme, la taille, et l'emplacement des ouvertures sur la performance sismique des portiques avec remplissage. En plus de l'effet sur la résistance et la rigidité, Mansouri a observé également que l'ouverture réduit l'énergie de dissipation et la ductilité de la structure. Ils ont suggéré d'inclure l'effet des ouvertures dans le calcul par un facteur de réduction. Sigmund et Penava (2014) ont suggéré d'utiliser une grande ouverture excentrique plutôt qu'une ouverture centrée. Sigmund et Penava (2014) trouvent que la taille de l'ouverture joue un rôle principal dans la performance des portiques. Basés sur des essais expérimentaux Tekeli et Aydin (2017) ont conclu que la présence d'ouvertures modifie le mécanisme de rupture et que la contribution du panneau de remplissage de maçonnerie sur le comportement du portique de remplissage en termes de résistance, de rigidité initiale et de dissipation d'énergie diminue surtout lorsque le taux d'ouverture est supérieur à 9%.

II.4. Études Numériques :

En raison du coût élevé des essais expérimentaux, des études numériques ont été menées pour simplifier et déterminer la contribution de la maçonnerie sur le comportement des portiques en béton armé et en charpente métallique lors du processus de conception. Plusieurs techniques ont été proposées pour modéliser les murs de remplissage. Lourenço (1996), Crisafulli et al. (2000), Asteris et al. (2011), Furtado et al. (2015), et Radić et al. (2016) classifient deux méthodes de modélisation, micro-modélisation et macro-modélisation. D'autre part, Nicola et al. (2015) et Petracca et al. (2017) ont suggéré trois méthodes selon leurs complexités : micro-modélisation, méso-modélisation et macro-modélisation.

Ces techniques sont différentes en termes de complexité, précision, et temps de calcul. La précision de la méthode varie proportionnellement avec la complexité. La micro modélisation est classifiée comme la méthode la plus complexe et la plus précise. D'autre part, la macro-modélisation est considérée comme la plus simple mais elle est moins précise. Dans la présente section nous

mettons en évidence une brève revue bibliographique sur les études numériques réalisées pour chacune des trois méthodes.

II.4.1. Micro-Modélisation :

La modélisation des murs de remplissage par cette méthode est basée sur la représentation de tous les éléments qui constituent les murs de remplissage (briques, mortier, interfaces brique-mortier et interfaces portique mortier). Elle est connue par la dénomination de micro-modélisation détaillée. La méthode a été utilisée par Riddington et Naom (1994) pour prédire la résistance à la compression de la maçonnerie de remplissage. En revanche, Lourenço et Rote (1997) ont réduit la complexité par le remplacement des joints de mortier par des éléments d'épaisseur nulle (Lourenço & Rots (1997)) ont allongé les dimensions (largeur et hauteur) des briques adjacentes. Cette simplification est nommée par micro-modélisation simplifiée (Nicola et al. (2015)). Figure II-5 représente cette transformation. Malgré la simplification effectuée par Lourenço et Rots (1997), la prise en compte des détails dans le processus de modélisation rend cette méthode plus utile à des travaux de recherche qui peuvent capturer les phénomènes locaux et les modes de rupture de l'interaction entre les différentes composantes. La complexité et le temps de calcul rendent la micro-modélisation inappropriée dans les grandes structures.

Mehrabi et all. (1997) ont développé un modèle constitutif pour représenter les joints de mortier et les interfaces unité-mortier dans les analyses par élément fini. Le modèle proposé a pris en compte le comportement d'écroutissement par compression, l'inversion de la dilatance de cisaillement et la contraction normale des interfaces cimentaires. Le modèle proposé a montré des résultats approximatifs par rapport à celui de l'expérimental en termes de résistance latérale et de rigidité et une bonne correspondance avec les mécanismes de rupture expérimentale. L'étude a également discuté de l'effet de l'adhérence entre l'armature et le béton. Mehrabi et all. (1997) ont modélisé le comportement entre le béton et les armatures avec et sans le modèle constitutif adhérence-glissement. Ils ont observé que le modèle utilisé n'affecte que la réponse du portique sans remplissage et aucun effet significatif n'a été observé dans le cas des portiques remplis.

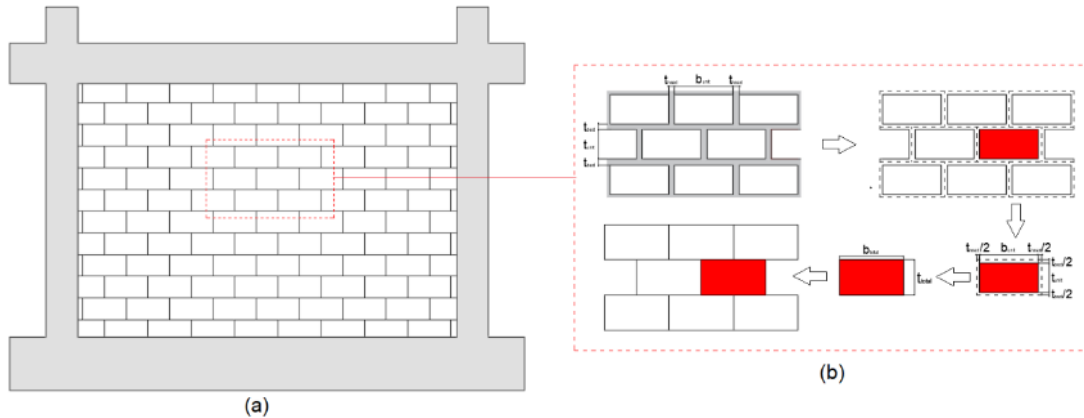


Figure II.5: Conversion le micro-modèle détaillé au simplifié : (a) portique avec remplissage (b) transformation par Lourenço et Rots (1997)

Oliveira et Lourenço (2004) ont développé un modèle constitutif pour présenter le comportement cyclique des éléments d'interface basé sur la théorie de la plasticité. Les modèles proposés ont montré la capacité de capturer les principales caractéristiques du comportement cyclique, la dégradation de la rigidité, la dissipation d'énergie et les motifs déformés.

Al-Chaar et al. (2008) ont mené une étude numérique à l'aide du logiciel commercial DAINA. La modélisation porte sur deux spécimens avec remplissage en maçonnerie. Les remplissages ont été construits à l'aide des briques pleines et creuses. Les résultats indiquent la capacité de DAINA à prédire la courbe charge-déplacement et les mécanismes de rupture pour les portiques avec remplissage. Al-Chaar et al. (2008) ont recommandé d'utiliser des propriétés de matériaux et une géométrie structurelle appropriés pour de meilleurs résultats en utilisant la méthode des éléments finis.

Stavridis and Shing (2010) a développé un micro-modèle pour prédire le comportement des portiques remplis. Le modèle combinant les techniques de fissuration décrite et intégrée pour capturer les différents modes de fissuration de mur de remplissage par la simulation du comportement de cisaillement fragile des éléments du portique et la fissuration mixte du joint de mortier de maçonnerie. Figure II-6 illustre en détail la procédure de modélisation de mur de remplissage. Les modèles proposés ont montré la capacité de prédire le comportement non linéaire des portiques remplis.

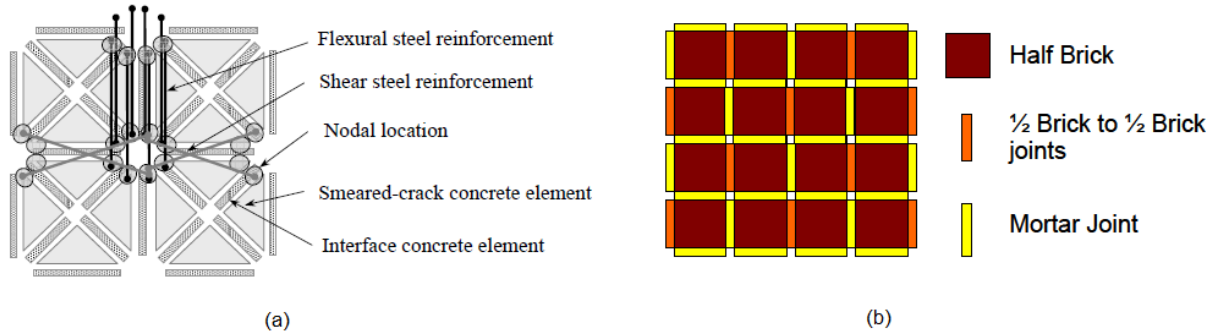


Figure II.6: Discretisation par éléments finis : (a) éléments BA (b) remplissage de maçonnerie (Stavridis (2009))

Suivant l'approche de Stavridis (2009), Koutromanos et al. (2011) ont proposé un micro-modèle par la combinaison d'un modèle de fissuration intégrée et continue pour modéliser la fissuration et l'écrasement dans le béton et la maçonnerie avec un modèle d'interface de fissuration cohésive qui représente les fissurations dominantes et les joints de mortier. La comparaison des résultats indique une prédiction approximative en termes de réponse sismique et mécanismes de rupture. Sattar (2013) a développé un micro-modèle en 2-D (Figure II-7) pour capturer le comportement cyclique des portiques remplis. Le modèle développé a été modélisé à l'aide du logiciel DIANA. Les éléments en béton et en briques ont été modélisés avec un élément quadrilatéral à 4-nœuds. Les renforts ont été modélisés avec un élément treille 1-D qui contiennent un modèle de matériau élastique-durcissant-plastique. Les joints de mortier ont été modélisés à l'aide d'éléments d'interface à deux nœuds. Le modèle de fissuration intégré a été adopté pour le béton et les briques. Le modèle proposé indique la capacité de capturer les caractéristiques les plus importantes du remplissage de maçonnerie, telles que le glissement cyclique par cisaillement, la fissuration par traction des joints de mortier et la fissuration par traction et compression des briques.

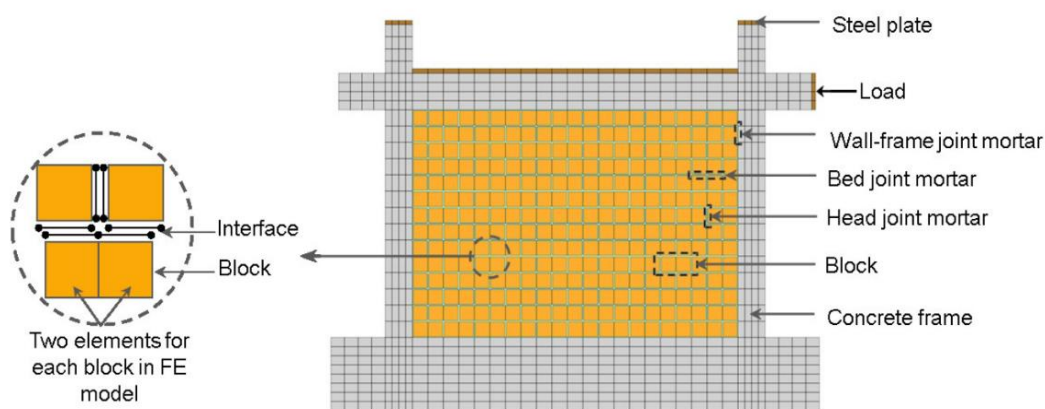


Figure II.7: Modèle d'éléments fini utilisé par Sattar (2013)

Mohyeddin et al. (2013) ont proposé un micro-modèle en 3-D pour prédire la réponse et les mécanismes de rupture des portiques avec remplissage en plan et hors-plan à l'aide de logiciel des éléments finit ANSYS. Un élément à huit nœuds, adopté par ANSYS pour les matériaux fragiles, a été utilisé pour modéliser les éléments du portique et les unités des briques. Les contacts portique-remplissage, brique-brique ont été modélisés par des éléments de contact face-à-face. Mohyeddin et al. (2013) ajoutent une bande centrale élastique de mortier pour modéliser la déformation importante et éliminer la perte complète de contact dû à la non-linéarité élevée du modèle. Figure II-8 illustre la modélisation de la bande élastique entre les éléments du mur de remplissage. Un des inconvénients de la bande centrale élastique est apparu par l'élimination de l'apparition de fissures et d'écrasements dans la partie médiane des éléments de maçonnerie mais elle ne peut pas avoir d'incidence substantielle sur la précision des résultats. Les résultats ont montré la capacité de la technique de modélisation pour capturer la réponse des portiques avec remplissage dans les deux directions. Le modèle a également montré la capacité de prédire les mécanismes de rupture des dans les deux sens.

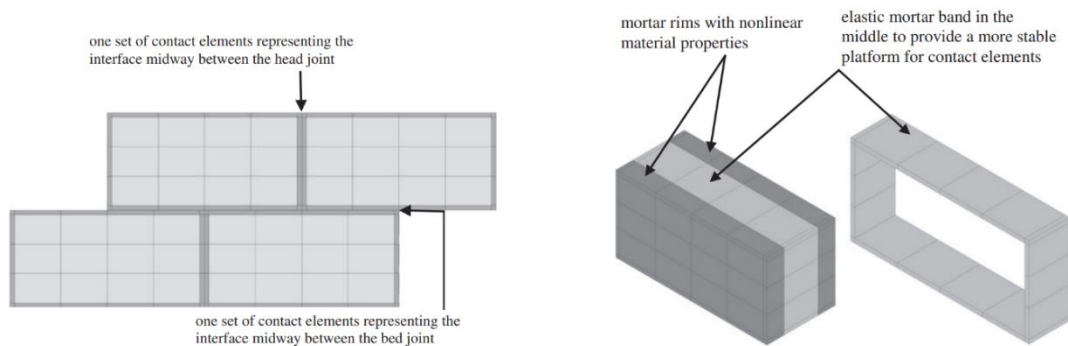


Figure II.8: Discretisation par éléments finis du modèle de brique utilisé par Mohyeddin et al. (2013)

Louzi et al. (2014) ont développé un micro-modèle pour prédire la réponse des portiques en BA avec remplissage à l'aide de logiciel ABAQUS 6.11-1. Dans cette étude, le portique et la maçonnerie ont été modélisés avec un élément à huit nœuds, disponible dans la bibliothèque d'ABAQUS. Le remplissage de maçonnerie a été modélisé par l'approche de micro-modélisation détaillée, où les éléments de briques, de mortier et d'interface sont modélisés par des éléments séparés. Les unités de briques et les joints de mortier ont été modélisés par un élément à huit nœuds. Des éléments d'interface ont été placés à la moitié de l'épaisseur des joints de mortier ce qui permet l'apparition des fissures de cisaillement (glissement du mur) et la fissuration diagonale

(due aux forces de traction) sans la pré-connaissance de l'emplacement et l'orientation des fissures. Figure II-9 illustre les éléments construits du mur avec leurs emplacements. Les résultats indiquent la capacité du modèle développé à prédire la réponse du portique avec remplissage, la dégradation de la résistance et de la rigidité et les mécanismes de rupture dans les chargements cycliques et monotones.

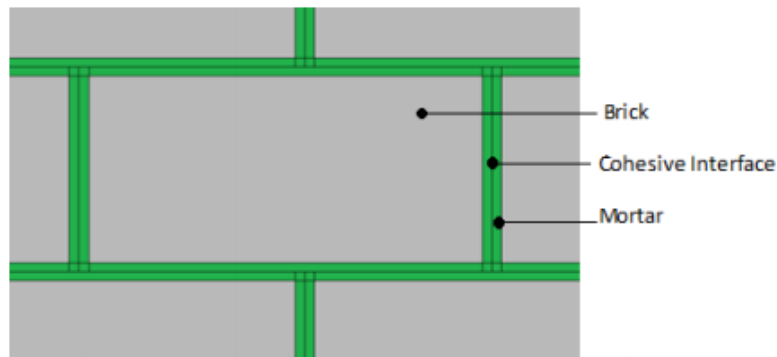


Figure II.9: Modèle développé par Allouzi et coll. (2014)

Kubalski et al. (2016) ont mené une étude numérique sur des portiques en BA remplis de maçonnerie. L'investigation numérique a été réalisée à l'aide de deux logiciels d'éléments finis LS-DYNA et ABAQUS. LS-DYNA a été utilisé pour les modèles de fissures. Tandis qu'ABAQUS a été utilisé pour prédire le comportement du portique rempli. Le remplissage de maçonnerie a été modélisé par la simplification de Lourenço et Rots (1997). Les briques ont été modélisées par des éléments solides homogènes. Les contacts entre les différents éléments ont été modélisés par des éléments d'interface qui permettent la transmission des contraintes de compression, de traction et de cisaillement. L'élément de contact se comporte linéairement jusqu'à ce que la valeur de cisaillement maximale soit atteinte. Lorsque la contrainte de cisaillement est dépassée, ce type d'interface permet seulement la transmission des contraintes de compression et de traction. La comparaison des résultats a montré que le modèle numérique a la capacité de capturer le comportement global du système dans des petites et grandes déformations.

II.4.2. Méso-Modélisation :

La méthode précédente prend en compte tous les détails de remplissage dans la modélisation. Cette approche rend le processus de modélisation plus complexe et difficile à réaliser. Alternativement, L'approche de méso-modèle est moins compliqué que la micro-modélisation. Elle est plus utile pour étudier le comportement des contacts portique-remplissage. La méso- modélisation permet

de simplifier la composition hétérogène du mur en maçonnerie à une composition homogène. Les composants de remplissage de maçonnerie ont été intégrés dans un seul élément équivalent en utilisant la technique d'homogénéisation. Cette technique est basée sur la sélection d'une petite cellule unitaire périodique qui inclut tous les types de composants. La cellule unitaire périodique doit être choisie de façon à ce que sa répétition devra générer l'ensemble du panneau de maçonnerie (Quinteros et al. (2012)). Figure II-10 illustre la procédure d'homogénéisation pour un panneau de maçonnerie périodique. Plusieurs techniques d'homogénéisation ont été développées et utilisées pour déterminer le comportement des murs de remplissage par plusieurs chercheurs.

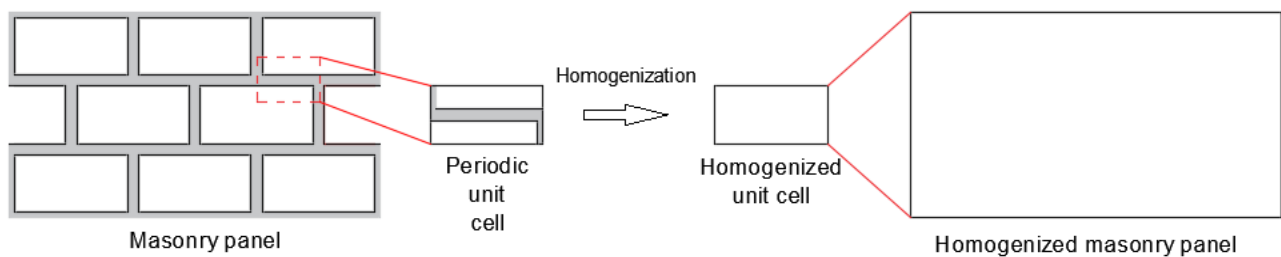


Figure II.10: Homogénéisation des murs de maçonnerie

Sur la base d'une simulation numérique, Ma et al. (2001) ont appliqué le concept d'homogénéisation sur un élément de volume représentatif (RVE) qui est équivalent à la technique de la cellule unitaire périodique, pour déterminer les propriétés élastiques équivalentes, le comportement et les mécanismes de rupture de remplissage avec diverses conditions de limites. Les auteurs recommandent de sélectionner un élément RVE le plus petit possible que le mur de remplissage pour obtenir des résultats plus précis. Ma et al. (2001) rapportent que la méthode d'homogénéisation peut ne pas être applicable dans le cas des déformations et contraintes variées d'une manière intensivement.

Milani et al. (2006) ont proposé un modèle micromécanique simple pour des murs soumis à un chargement horizontal en-plan. Le modèle a été développé pour l'analyse homogène limite qui est une combinaison entre les analyses limites et la technique d'homogénéisation. Dans ce modèle, Milani et al. (2006) supposent que la maçonnerie est soumise à des contraintes en plan qui développent un champ des contraintes polynomiales en 2-D. Les résultats indiquent que le modèle est capable de présenter la surface de rupture homogène pour mur en maçonnerie soumis à des charges latérales.

YU et al. (2008) ont développé une méthode numérique basée sur la méthode de la cellule de base (cellule unitaire) pour déterminer les propriétés mécaniques équivalentes et les caractéristiques de ruines d'une brique de maçonnerie. Les propriétés mécaniques équivalentes et les caractéristiques de ruines ont été obtenues d'après l'application des diverses combinaisons de chargement. Le moyen des propriétés et caractéristiques ont été utilisés pour la validation de la réponse d'un mur en maçonnerie soumis au chargement hors-plan. YU et al. (2008) rapportent que le modèle développé démontre la capacité de capturer le comportement global du mur de remplissage sous différents chargements, mais avec une faible prédiction des endommagements locaux (ex. la fissuration des murs).

Sacco (2009) a mené une investigation pour déterminer le comportement en-plan de mur de maçonnerie. En premier lieu, Sacco (2009) a développé, en se basant sur le processus d'endommagement du matériau de mortier, un modèle constitutif non-linéaire pour les joints de mortier qui contient les phénomènes de friction et d'endommagement du mortier durant le chargement historique. Dans la deuxième partie, Sacco (2009) a proposé une procédure d'homogénéisation non-linéaire par l'utilisation de la technique de la superposition des effets et la méthode des éléments finis. Les procédures proposées ont été appliquées pour valider leur efficacité d'obtenir le comportement des murs en maçonnerie. L'auteur a indiqué que la procédure proposée peut être étendue pour inclure l'effet non linéaire des constituants de maçonnerie comme la résistance à la compression limitée, la rupture en traction des briques, et même le comportement hors-plan de mur de maçonnerie.

Milani et Lourenço (2011) ont Appliqué la méthode de méso- modélisation pour une structure en maçonnerie à grande échelle. Le concept de cellule unitaire a été appliqué pour déterminer les propriétés équivalentes. En plus de la dimension en termes de temps de calcul, Milani et Lourenço (2011) ont mentionné que le modèle proposé donne des résultats approximatifs aux résultats obtenus d'après un autre software qui utilise un modèle élastoplastique.

Quinteros et al. (2012) ont développé une méthodologie par l'utilisation de la technique d'homogénéisation proposée par Lopez et al. (1999) qui est basée sur le choix de la cellule unitaire périodique, pour résoudre les problèmes concernant la maçonnerie. L'étude a été effectuée à l'aide de logiciel des éléments finis PLCD4.02. Quinteros et al. (2012) a adopté un modèle constitutif linéaire élastique et un tenseur pour les briques et un modèle d'endommagement unilatéral et un

tenseur isotopique pour les joints des mortiers pour simuler le comportement des matériaux fragiles soumis au chargement cyclique et de produire le comportement anisotropie de maçonnerie. Similairement à la conclusion faite par Sacco (2009), les auteurs ont conclu que la procédure proposée peut être développée pour inclure l'effet non linéaire des constituants de maçonnerie comme la résistance à la compression limitée, la rupture en traction des briques, et même le comportement hors-plan de mur de maçonnerie.

Pour des murs de maçonnerie soumis à des charges en-plan, Houda et al. (2018) ont mené une étude numérique pour estimer la résistance dans un mur construit par des blocs creux en béton placé d'une façon périodique. La cellule unitaire sélectionnée a été soumise à des charges uni-axiales de compression dans le sens des joints de lit et à des charges uni-axiales de traction dans le sens perpendiculaire au joint de lit. Houda et al. (2018) ont observé des ruptures de compression dans les blocs de béton et des ruptures de cisaillement dans les interfaces des joints.

Kömürçü et Gedikli (2017) ont appliqué la technique d'homogénéisation sur des murs en maçonnerie sans et avec ouverture pour étudier le comportement des portiques soumis à des charges en-plan et pour investiguer la capacité de cette méthode pour capturer les modes de rupture dans les murs. Les murs de remplissage ont été modélisés comme une seule plaque homogène équivalente. Les propriétés mécaniques de murs ont été obtenus d'après la technique d'homogénéisation. Les résultats obtenus ont indiqué la capacité de cette méthode pour prédire les modes de rupture et l'effet d'ouverture sur le comportement des murs.

Dans le cas des murs de maçonnerie non périodiques, des murs de maçonnerie sans répartition régulière des éléments de brique et des joints de mortier, tels que les structures anciennes, la technique d'homogénéisation peut être appliquée en utilisant le concept de fenêtre d'essai (Tiberti et Milani (2020)). Tiberti et Milani (2020) ont été appliqués cette technique pour étudier le comportement d'effondrement hors-plan d'une structure européenne ancienne avec des murs en maçonnerie à plusieurs feuilles.

II.4.3. Macro-Modélisation :

Malgré les simplifications proposées précédentes, la complexité et le temps de calcul nécessaire rendent les deux méthodes inappropriées d'être utilisées quotidiennement dans l'ingénierie. Pour cela, la macro-modélisation des murs de remplissage est une méthode plus simple et plus pratique pour introduire les contributions des murs dans la structure à grande échelle. Cette stratégie

consiste à simplifier la contribution du mur en termes de leur comportement. Malgré l'incapacité de cette méthode de capturer les effets internes des murs de remplissage mais elle plus utile au niveau du comportement global. La macro modélisation des murs de remplissage est basée sur la représentation des murs par une ou plusieurs bielles diagonales dans la direction du chargement, comme indiquée dans la figure II-11.

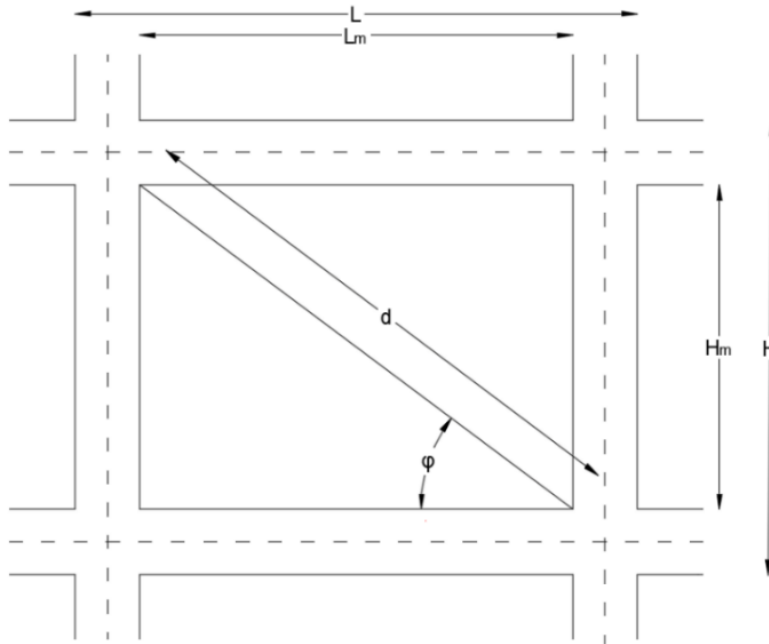


Figure II.11: Le modèle de la bielle diagonale

La première apparition de cette technique a été établie sur la base de l'observation faite par Polyakov (1957) (comme rapporté par Furtado et al. (2015)) qui a observé lors d'une série d'essais expérimentaux sur des portiques en acier remplis que les remplissages travaillent en compression dans une direction diagonale lorsque les portiques ont été soumis à des forces latérales dans leur plan. Quelques années plus tard, la proposition de Polyakov concernant la performance diagonale a été soutenue par les études effectuées par Holmes (1961) et Mainstone (1971, 1972).

À partir de cette observation, plusieurs modèles ont été développés pour déterminer la géométrie et la résistance de la bielle diagonale. Les propriétés mécaniques nécessaires pour définir la bielle dépendent du type d'analyse (linéaire ou non-linéaire), ex. le module d'élasticité et la résistance de compression sont nécessaires pour l'analyse linéaire. D'autre part, la relation contrainte-déformation doit être définie pour une analyse non-linéaire (Mohamed 2017). En outre, la largeur de la bielle est un paramètre essentiel qui doit être déterminé dans les propriétés géométriques.

L'épaisseur et la longueur de la bielle se sont considérées les mêmes que le mur de remplissage. La technique de macro-modélisation a été développée d'une seule bielle à plusieurs bielles et par la considération du comportement en-plan à la considération du comportement en-plan et hors-plan et leurs interactions.

II.4.3.1. La rigidité de la bielle :

D'après la conclusion faite par Polyakov (1957), des recherches ont été effectuées pour estimer la largeur de la bielle. Basée sur une étude expérimentale sur treize portiques en charpente métallique, Holmes (1961) a proposé de remplacer le mur de remplissage par une seule bielle diagonale qui se comporte linéairement et ayant les mêmes propriétés mécaniques du mur de remplissage. Holmes (1961) a proposé une largeur de la bielle, w , qui est restée constante durant l'augmentation de la force latérale qui est égale à un tiers de la longueur diagonale, d_m . La largeur de la bielle diagonale est donnée dans Eq. [II-1]. La longueur et l'épaisseur de la bielle ont été considérées égales à celui du mur de remplissage.

$$w = \frac{1}{3} d_m \quad \text{[II-1]}$$

Similairement, Paulay et Priestley (1992) et Moghaddam (1988) ont proposé des équations de la largeur qui sont respectivement égales à un quart (Eq. [II-2]) et un sixième (Eq. [II-3]) la longueur diagonale du mur de remplissage.

$$w = \frac{1}{4} d_m \quad \text{[II-2]}$$

$$w = \frac{1}{6} d_m \quad \text{[II-3]}$$

Plusieurs équations ont été proposées dans la littérature pour calculer la largeur de la bielle diagonale en considérant l'effet de plusieurs paramètres. Stafford Smith (1962) a indiqué que la largeur de la bielle pour des portiques en charpente métallique, qui ont un rapport h_m/l_m de mur en maçonnerie de 5 à 1, qui varie entre 0.1 et 0.25 de la longueur diagonale de la bielle. En plus, Stafford Smith (1962) a proposé une équation (Eq. [II-4]) pour calculer la valeur de la rigidité relative (λ_h).

$$\lambda_h = h \left[\frac{E_m t \sin 2 \theta}{4 E_c I_c h_m} \right]^{1/4} \quad [\text{II-4}]$$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{h_m}{l_m} \right) \quad [\text{II-5}]$$

E_m , E_c : sont respectivement les modules d'élasticité de mur de remplissage et béton armé, t : épaisseur de mur, θ : Angle de la diagonale du mur de remplissage, I_c : Moment d'inertie de poteau, h_m et h : sont respectivement la hauteur de mur et de portique, l_m : la longueur de mur.

Basé sur une étude expérimentale sur des remplissages en micro-béton et en maçonnerie, Mainstone (1971) et Mainstone (1974) ont développé des équations qui relient la largeur de la bielle à la rigidité relative du poteau et du remplissage proposé par Stafford Smith (1962). Ces équations prennent en considération les types de briques construisant le mur de remplissage (briques en terre cuite ou en béton léger) et la valeur de rigidité relative.

Pour un mur construit avec briques en terre cuite :

$$w = 0.175 d_m \lambda_h^{-0.4} \quad \text{ou} \quad 4 \leq \lambda_h \leq 5 \quad [\text{II-6}]$$

$$w = 0.16 d_m \lambda_h^{-0.3} \quad \text{ou} \quad \lambda_h > 5 \quad [\text{II-7}]$$

Pour un mur construit avec briques en béton léger :

$$w = 0.115 d_m \lambda_h^{-0.4} \quad \text{ou} \quad 4 \leq \lambda_h \leq 5 \quad [\text{II-8}]$$

$$w = 0.11 d_m \lambda_h^{-0.3} \quad \text{ou} \quad \lambda_h > 5 \quad [\text{II-9}]$$

Bazan et Meli (1980) et Al-Chaar (2002) ont proposé une équation pour déterminer la rigidité latérale des murs de remplissage dans le domaine élastique respectivement par les équations Eq. [II-10] à Eq. [II-12]

$$w = (0.35 + 0.022\beta) h_m \quad [\text{II-10}]$$

$$w = 0.0835 C d \left(1 + \frac{2.574}{\lambda_h} \right) l_m / h_m \geq 1.5 \quad [\text{II-11}]$$

$$w = 0.1106 d \left(1 + \frac{6.027}{\lambda_h} \right) l_m / h_m = 1 \quad [\text{II-12}]$$

β : coefficient non dimensionnel.

Hendry (1981) et Chethan (2009) ont déterminé la largeur de la bielle en fonction des longueurs de contact portique-remplissage, Eq. [II-13] et Eq. [II-14].

$$w = \frac{1}{2} \sqrt{z_b^2 + z_c^2} \quad [\text{II-13}]$$

$$w = \sqrt{z_c^2 + z_b^2} \quad [\text{II-14}]$$

z_b, z_c : sont respectivement la longueur de contact mur-poutre, mur-poteau.

Basé sur une étude expérimentale et analytique, Liauw et Kwan (1984) ont proposé Eq. [II-15] pour la largeur de la bielle. L'auteur a mentionné que la représentation de la largeur de la bielle diagonale par la hauteur du mur est plus logique que la représentation par la longueur diagonale. L'équation proposée relie la largeur à la rigidité relative, l'angle d'inclinaison, et la hauteur du mur. Cette équation est appliquée lorsque l'angle de diagonale varie entre 25° et 50°.

$$w = \frac{0.95 \sin 2\theta}{2\sqrt{\lambda_h}} h_m \quad [\text{II-15}]$$

Decanini et Fantin (1986) ont estimé la largeur de la bielle diagonale comme indiquée dans Eq. [II-16]. Cette équation est reliée à la valeur de la rigidité relative proposée par Stafford Smith (1962).

$$w = \left(k_1 / \lambda_h + k_2 \right) d_m \quad [\text{II-16}]$$

Où :

$$k_1 = 1.3 \quad k_2 = -0.178 \quad \text{Pour } \lambda_h < 3.14$$

$$k_1 = 0.707 \quad k_2 = 0.01 \quad \text{Pour } 3.14 < \lambda_h < 7.85$$

$$k_1 = 0.47 \quad k_2 = 0.04 \quad \text{Pour } \lambda_h > 7.85$$

Durrani et Luo (1994) ont inclus la présence des ouvertures dans le mur par un facteur de réduction (γ). La largeur est définie comme suit :

$$w = \gamma \sin(2\theta) d_m \quad [\text{II-17}]$$

Une autre amélioration de la largeur a été proposée par Cavaleri et al. (2005) et Amato et al. (2008) pour introduire l'effet des charges verticales. Le modèle proposé est indiqué dans Eq. [II-18].

$$w = \frac{k c}{z(\lambda^*)^\beta} d_m \quad [\text{II-18}]$$

z : coefficient peut être calculé par l'équation proposée par Stafford Smith (1967), k : le coefficient représente la charge verticale, $k = 1$ lorsque la charge verticale n'est pas appliquée, λ^* : rigidité relative, c , β : coefficients prend en compte le coefficient de Poisson.

Le code Masonry standard joint committee (MSJC) adopte une équation simplifiée de l'équation proposée par Bennett (1996). Le coefficient « c » est considéré égal à 1. L'équation proposée est définie dans Eq. [II-19].

$$w = \frac{0.3}{\lambda_h \cos \theta} \quad \text{[II-19]}$$

Plus récemment, Turgay et al. (2014) ont évalué une équation basée sur la méthode de régression pour estimer la largeur de la bielle diagonale. L'équation proposée est indiquée dans Eq. [II-20].

$$w = \frac{0.18d_m}{\sqrt[4]{\lambda_h}} \quad \text{[II-20]}$$

Figure II-12 illustre la variation des quelques modèles de largeur de la bielle, présentée ci-dessus, en fonction de la rigidité relative. Les modèles proposés pour définir la largeur de la bielle pourraient être classés en fonction de la rigidité relative en tant qu'équations dépendantes et indépendantes.

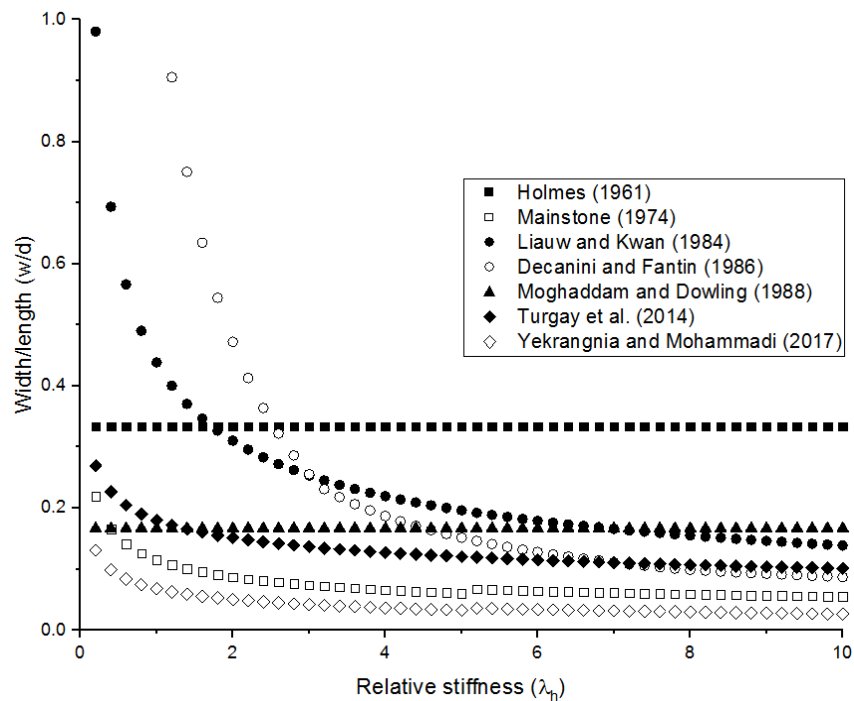


Figure II.12: La variation de largeur para rapport à la rigidité relative

Pour les équations liées à la rigidité relative (Mainstone (1974), Liauw et Kwan (1984), Decanini et Fantin (1986) et Turgay et al. (2014)), l'augmentation de la rigidité relative entraîne une diminution de la w/d rapport qui indique la diminution de la largeur de la bielle. Une fois que la rigidité relative dépasse une valeur de 6, la variation est presque considérée constante. Par contre, les expressions indépendantes indiquent des valeurs constantes lors de la variation de la raideur relative. Une valeur élevée de la largeur de la bielle est présentée par l'équation proposée par Holmes (1961) lorsque la rigidité relative dépasse une valeur de 3 ce qui est le cas dans la valeur expérimentale considérée (4.7). Cependant, les expressions proposées par Mainstone (1974) et Yekrangnia et Mohammadi (2017) indiquent des largeurs plus proches lors de la variation de la rigidité relative.

II.4.3.2. Représentation par multi- bielles :

L'inconvénient d'une seule bielle diagonale est apparu dans l'insuffisance de prédire les phénomènes internes de portique avec remplissage et l'interaction portique-remplissage, le moment de flexion, les efforts de cisaillement, et les mécanismes de rupture des éléments, etc. En outre, la représentation des murs de remplissage par multi- bielles diagonales est plus précise. Chrysostome (1991) a proposé un modèle à six bielles (Figure II-13(a)), trois bielles à chaque direction. Le modèle contient une bielle diagonale et deux hors de la diagonale. Ces bielles ont été positionnées aux points critiques des éléments de portique. Sur la base d'analyses par éléments finis, El Dakhakhni (2003) a indiqué que la représentation du mur en maçonnerie par trois bielles soit plus précise pour prédire les actions internes (Figure II-13(b)). Le modèle proposé est indiqué dans l'Eq. [II-21]. Les Eqs. [II-22] à [II-23] ont proposé pour calculer respectivement la longueur de contact poutre-remplissage et poteau-remplissage.

$$w = \frac{(1 - \alpha_c)\alpha_c h}{\cos \theta} \quad \text{[II-21]}$$

$$\alpha_b l = \sqrt{\frac{2(M_{pj} + 0.2M_{pb})}{tf'_{m-90}}} \leq 0.4l \quad \text{[II-22]}$$

$$\alpha_c h = \sqrt{\frac{2(M_{pj} + 0.2M_{pc})}{tf'_{m-90}}} \leq 0.4h \quad \text{[II-23]}$$

Un modèle à deux-bielles lié par un ressort de cisaillement a été proposé par Crisafulli et al. (2007). Figure II-13(c) illustre le modèle proposé. Rodrigues et all. (2010) a représenté le comportement

remplissage par quatre bielles qui sont liées à un élément central comme illustré à la figure II-13(d).

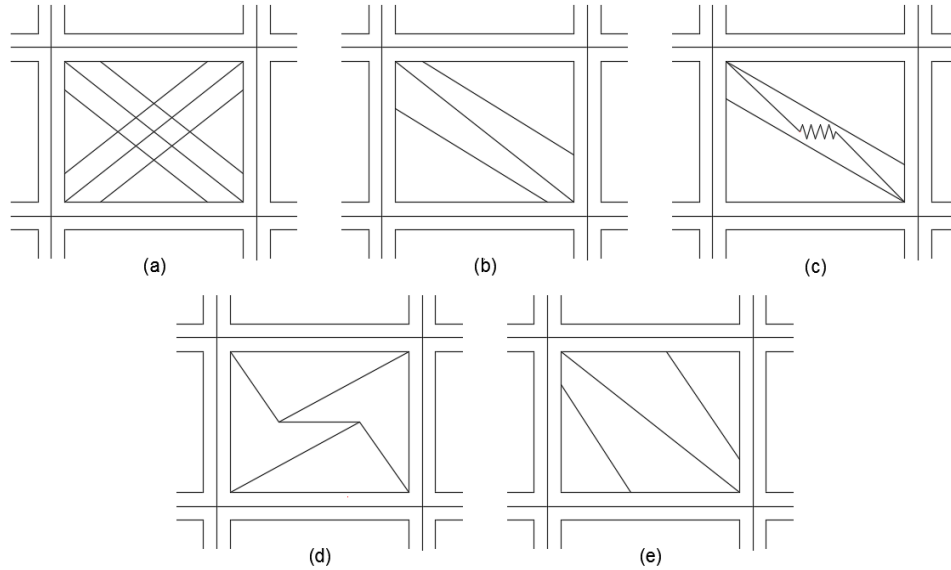


Figure II.13: Modèles avec plusieurs bielles diagonales : (a) Chrysostome (1991) (b) El Dakhakhni (2003) (c) Crisafulli et al. (2007) (d) Rodrigues et al. (2010) (e) Yekrangnia et al. (2016)

Plus récemment, Yekrangnia et Mohammadi (2017) ont suggéré un modèle à trois bielles basées sur une investigation numérique à l'aide logiciel ABAQUS. Yekrangnia et Mohammadi (2017) ont observé que sous un chargement latéral, la bielle diagonale se développe à plusieurs bielles à cause de la propagation des ruptures diagonales et de cisaillement au mur de remplissage. Figure II-13(e) illustre le modèle à trois bielles proposées par Yekrangnia et Mohammadi (2017). Yekrangnia et Mohammadi (2017) ont proposé une équation (Eq. [II-24]) pour calculer la largeur de la bielle sur la base de modèle proposé par Mainstone (1971, 1974).

$$w = 0.001w_M(6\theta + 7.5\alpha_p) \quad [\text{II-24}]$$

$$\alpha_p = \alpha - \lambda_h h \quad [\text{II-25}]$$

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{1}{\mu} \quad [\text{II-26}]$$

$$l_{ceff-p} = 0.006h(\theta + \alpha_p + 10\lambda_h h) \quad [\text{II-27}]$$

II.4.3.3. *Combinaison du comportement en-plan et en-dehors-du-plan :*

Les méthodes discutées ci-dessus concernant la présentation de la contribution en-plan de mur. La macro modélisation des murs a été développée pour inclure le comportement hors-plan. Une telle

méthode est basée sur la modélisation de la bielle ou les bielles diagonales avec une masse dans le milieu de la longueur. Kadysiewski et Mosalam (2009) ont développé un modèle pratique qui tient en compte les comportements du mur de remplissage en-plan et en-dehors-du-plan du portique en plus l'interaction entre eux. La maçonnerie est modélisée par une seule bielle diagonale qui est composée par deux éléments joints au milieu par une masse qui représente le comportement hors-plan. Kadysiewski et Mosalam (2009) montaient que la bielle fonctionne en tension et en compression. Figure II-14(a) illustre le modèle proposé par Kadysiewski et Mosalam (2009). Ensuite, Mosalam et Günay (2015) ont suggéré un modèle à une seule bielle similaire au modèle de Kadysiewski et Mosalam (2009).

Longo et al. (2018) effectuent une étude dynamique bidirectionnelle sur deux portiques des structures réelles à 3 et 5 étages. Longo et al. (2018) ont implémenté le modèle combiné proposé par Mosalam et Günay (2015) dans le logiciel OpenSees pour investiguer numériquement la capacité de ce modèle qui caractérise le comportement des murs de remplissage par l'endommagement et la rupture induite par la combinaison en-plan et hors-plan de capturer le comportement des portiques en BA avec remplissage. Figure II-15 illustre le modèle d'implémenter dans OpenSees par Longo et al. (2018).

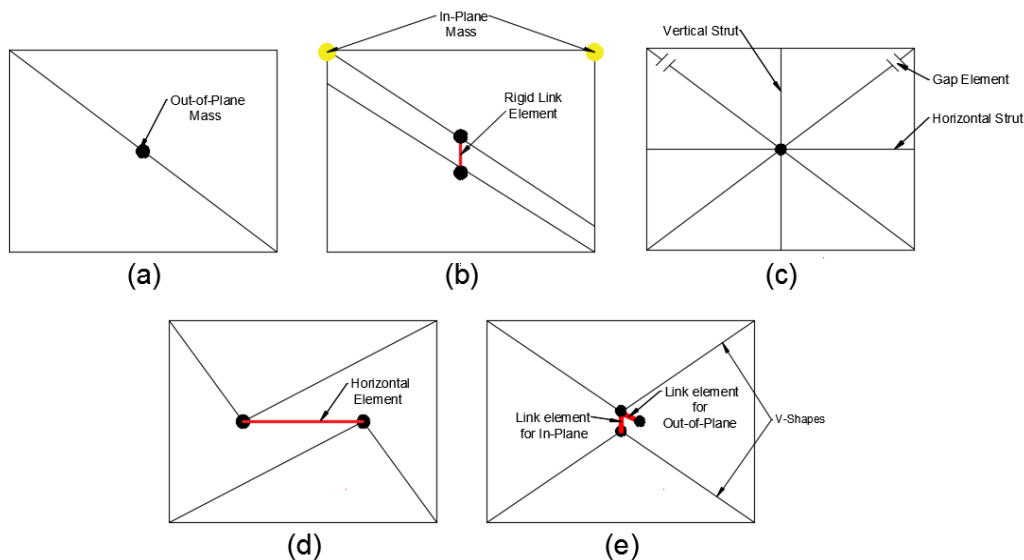


Figure II.14: Macro-modèles combinant l'interaction en-plan et hors-plan : (a) Kadysiewski et Mosalam (2009) (b) Donà et al. (2017) (c) Trapani et al. (2018) (d) Furtado et al. (2016) (e) Gesualdi et al. (2020)

Longo et al. (2018) rapportent que le modèle est capable de présenter l'interaction des deux comportements et l'endommagement des murs de remplissage. Les auteurs ont trouvé que

l'endommagement est gouverné par la fissuration en-plan à de petits déplacements et par l'endommagement hors-plan à de grands déplacements. Longo et al. (2018) ont aussi mentionné que l'endommagement des murs est toujours concentré au niveau du rez-de-chaussée mais n'est pas nécessairement le mur le plus endommagé.

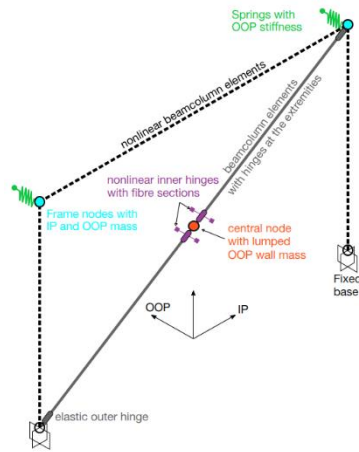


Figure II.15: Macro-modèles combine l'interaction en-plan et hors-plan Longo et al. (2018)

Furtado et al. (2016) ont développé le modèle de quatre-bielles diagonales proposé par Rodrigues et Costa (2010) pour tenir compte de l'interaction entre le comportement dans le plan et en dehors le plan. Les masses qui présentent un comportement hors-plan ont été localisées aux deux nœuds d'extrémité de l'élément horizontal. Figure II-14(d) illustre le modèle adopté par Furtado et al. (2016). Trois années après, Al Hanoun et al. (2019) ont implémenté le modèle dans logiciel SAP2000. Les courbes force-déplacement obtenus depuis les analyses numériques ont été plus approximatives par rapport aux résultats expérimentaux. Récemment, Mazza et Donnici (2021) et Mazza (2021) ont également utilisé le modèle de Furtado et al. (2016) pour étudier la réponse non-linéaire et l'endommagement d'un hôpital et d'une école scolaire. Dans ces études, le comportement en-plan est décrit avec la barre horizontale et le comportement hors-plan est représenté par les quatre éléments diagonaux. La rigidité latérale est définie par le modèle de Mainstone (1974), tandis que la rigidité initiale hors plan a été définie en dérivant les masses localisées et la fréquence de vibration du remplissage de maçonnerie.

Sur la base du modèle de Mosalam et Günay (2015), Donà et al. (2017) ont suggéré un modèle à multi-bielles diagonales qui combinent simultanément le comportement en-plan et hors-plan des murs de remplissage. Le modèle se compose de deux bielles diagonales placées de la même manière que le modèle de Crisafulli et Carr (2007). Donà et al. (2017) ont attribué deux types de

masse au modèle : une masse qui fonctionne en-plan a été placée à chaque point d'interaction poteau-poutre et une autre masse, à chaque bielle, fonctionne hors-plan a été située à mi-longueur. Les deux masses ont été reliées par un élément de liaison rigide. Figure II-14(b) illustre le modèle adopté par Donà et al. (2017). La calibration du modèle présente que l'interaction en-plan et hors-plan diminue la contribution des murs de remplissage particulièrement dans le cas d'un mur mince.

Trapani et al. (2018) ont développé un macro-modèle qui est applicable dans les analyses statiques et dynamiques. Le modèle proposé contient quatre bielles, une bielle verticale et une autre horizontale, et deux bielles diagonales, une dans chaque direction. Chaque bielle est représentée par deux éléments avec des sections transversales en fibres. La validation du modèle montre que l'endommagement des murs en-plan réduit considérablement la résistance hors-plan particulièrement dans les portiques avec un ratio hauteur/épaisseur plus grand que 0.75%. Figure II-14(c) illustre le modèle proposé par Trapani et al. (2018).

Gesualdi et al. (2020) ont étudié la performance sismique des bâtiments résidentiels en BA en considérant les deux comportements. Le remplissage de maçonnerie a été modélisé avec quatre bielles diagonales formant deux formes en V. Les formes en V sont connectées à des éléments de liaison non linéaires de longueur nulle pour reproduire les dégradations en-plan dues à la charge cyclique. Le même type d'élément de liaison a été utilisé pour modéliser la dégradation hors-plan. Une masse localisée représente la masse hors-plan attribuée au nœud qui relie les formes en V. Figure II-14(e) illustre le modèle avec des formes de V.

II.4.3.4. La résistance du mur :

Les propriétés mécaniques de la bielle peuvent être calculées en utilisant la résistance de mur de remplissage. Des modèles de résistance pour chaque mode de rupture ont été proposés. Comme indiqué par Tucker (2007) et Holmes (1961) ont proposé une équation pour calculer la résistance d'écrasement des coins. L'équation proposée est indiquée dans Eq. [II-28].

$$N_{cc} = \frac{24EIe'_c d_m}{h^3 \left(1 + \frac{I}{I_b} \cot \theta\right) \cos \theta} + Af'_m \cos \theta \quad \text{[II-28]}$$

N_{cc} : la résistance d'écrasement des coins de mur, E : module d'élasticité du poteau, I : moment d'inertie du poteau, e'_c : la déformation dans le mur dans le moment de rupture, d_m : longueur

diagonale de mur, I_b : moment d'inertie de la poutre, A : la surface transversale de la bielle diagonale, f'_m : la contrainte de compression du mur de remplissage.

Mainstone (1971) a proposé que la résistance d'un portique avec remplissage est égale à la somme de la résistance du portique et la résistance de remplissage (Eq. [II-29]). La résistance de mur de remplissage est définie dans Eq. [II-30].

$$N = N_F + N_I \quad \text{[II-29]}$$

$$N_I = f'_m w_M \cos \theta \quad \text{[II-30]}$$

N : la résistance de portique avec remplissage, N_F : la résistance de portique sans remplissage, N_I : la résistance de mur de remplissage, f'_m : contrainte de compression de mur de remplissage, w_M : la largeur de la bielle diagonale.

Klingner et Bertero (1976) ont mené une étude expérimentale et une analyse pour développer un modèle mathématique pour prédire les aspects essentiels (rigidité initiale, résistance et la dégradation de rigidité) du comportement des portiques avec des murs de remplissage. Pour cela, trois équations ont été proposées pour définir la partie élastique, la courbe enveloppe de résistance et la section de déchargement élastique. Les équations sont définies dans Eqs. [II-31] - [II-33] :

$$N_{\text{élastique}} = \frac{E_m A_{\text{strut}}}{d_m} \nu \quad \text{[II-31]}$$

$$N_{\text{enveloppe}} = A_{\text{strut}} f_m (e^{\gamma \nu}) \quad \text{[II-32]}$$

$$N_{\text{déchargement}} = A_{\text{strut}} f_t \quad \text{[II-33]}$$

Où : A_{strut} : la section transversale de la bielle (largeur x épaisseur), ν : La déformation axiale de la bielle (en mm), γ : coefficient de dégradation de la résistance (égale à 1 dans l'analyse), f_t : la résistance à la traction

Wood (1978) a développé une équation pour calculer la résistance au cisaillement des murs de remplissage. L'équation propose de lier la force de cisaillement à la contrainte de compression du mur et le moment plastique poteau-poutre (Eq. [II-34]).

$$N_s = \frac{4M_p}{h_m} + \frac{1}{2} \sigma_c l_m t \quad \text{[II-34]}$$

N_s : la force de cisaillement, M_p : moment plastique dans la poutre et poteau, h_m : hauteur de mur, σ_c : contrainte de compression du mur, l_m : longueur de mur.

Rosenblueth (1980) a proposé deux équations pour calculer la résistance de cisaillement et d'écrasement du mur. Comme indiqué par Tucker (2007), la présence du cisaillement est apparue quand une séparation de la longue du joint de lit est apparue. Les équations ont été indiquées par Eq. [II-35] à Eq. [II-36].

$$N_s = \left(0.9 + 0.3 \frac{l_m}{h_m}\right) \tau h_m t \quad \text{[II-35]}$$

$$N_{dc} \frac{1}{2} \alpha t f'_m \sec \theta \quad \text{[II-36]}$$

N_{dc} : la résistance d'écrasement dans la diagonale, τ : contrainte de cisaillement, α : longueur de contact mur-poteau.

Liauw et Kwan (1984) ont présumé l'estimation des modes d'écrasements : d'écrasement des coins avec des fissures dans les poteaux, écrasement des coins avec des fissures dans les poutres, écrasement de diagonale avec des fissures dans l'interface mur-poutre et écrasement de diagonale avec des fissures dans l'interface mur-poteau. Les équations proposées ont été définies par Eqs. [II-37] à Eq. [II-40].

$$N_{cc} = \frac{\sqrt{2(M_{pj} + M_{pc})f'_m t}}{\cos(\theta)} \quad \text{[II-37]}$$

$$N_{cc} = \frac{\sqrt{2(M_{pj} + M_{pb})f'_m t}}{\sin(\theta)} \quad \text{[II-38]}$$

$$N_{dc} = \left(\frac{4M_{pj}}{h} + \frac{f'_m t h}{6}\right) \frac{1}{\cos(\theta)} \quad \text{pour: } l > h \quad \text{[II-39]}$$

$$N_{dc} = \left(\frac{4M_{pj}}{h} + \frac{f'_m t h}{6 \tan^2(\theta)}\right) \frac{1}{\cos(\theta)} \quad \text{pour: } l < h \quad \text{[II-40]}$$

N_{cc} : la résistance d'écrasement dans les coins, M_{pc} : moment plastique dans le poteau, M_{pb} : moment plastique dans la poutre, M_{pj} : moment plastique le minimum entre le moment plastique du poteau et poutre.

Decanini et Fantin (1986) ont proposé une équation pour chaque mode de rupture comme classifié par El-Dakhakhni. Les équations sont présentées dans Eq. [II-41] à Eq. [II-44].

$$N_s = [(1.2 \sin(\theta) + 0.45 \cos(\theta))\tau_0 + 0.3\sigma_y]td_m \quad [\text{II-41}]$$

$$N_{dt} = (0.6\tau_{m0} + 0.3\sigma_y)td_m \quad [\text{II-42}]$$

$$N_{dc} = \frac{1.16 \tan(\theta) f'_m td_m}{\lambda_h} \quad [\text{II-43}]$$

$$N_{cc} = \frac{1.12 \sin(\theta) \cos(\theta) f'_m td_m}{\lambda_h^{0.88}} \quad [\text{II-44}]$$

N_{dt} : la résistance en traction de la diagonale, τ_0 : contrainte de cisaillement de joint de lit, σ_y : contrainte verticale (due des forces verticales appliqué), τ_{m0} : contrainte de cisaillement évaluée par l'essai de compression diagonale.

Stafford Smith et Coull (1991) ont proposé trois équations pour calculer la résistance de cisaillement, de traction et de compression dans les coins par Eq. [II-45], Eq. [II-46] et Eq. [II-47] :

$$N_s = \frac{\tau_0 t l_m}{1.43 - \mu \left(\frac{0.8 h_m}{l_m} - 0.2 \right)} \leq 0.7 l_m t \tau_{max} \quad [\text{II-45}]$$

$$N_{dt} = 1.7 l_m t f_{tm} \quad [\text{II-46}]$$

$$N_{cc} = 1.12 \left(\frac{4 E_c I_c}{E_m t h_m^3} \right)^{0.22} f'_m t h_m \cos^2 \theta \quad [\text{II-47}]$$

f_{tm} : contrainte maximale de traction en flexion de mur

Paulay et Priestley (1992) ont proposé une équation qui lie la résistance au cisaillement à la contrainte de cisaillement et le rapport hauteur/longueur du mur de remplissage.

$$N_s = \frac{\tau_0}{1 - \mu(h/l)} td_m \quad [\text{II-48}]$$

μ : coefficient de friction

Ils ont également proposé une équation pour estimer la résistance d'écrasement diagonal Eq. [II-49] et une autre pour la résistance de la diagonale en traction Eq. [II-50].

$$N_{dt} = \frac{\pi}{2} td_m f'_{tm} \quad [\text{II-49}]$$

$$N_{dc} = \frac{2}{3} z t f'_m \sin(\theta) \quad [\text{II-50}]$$

z : longueur de contact mur-poteau

Saneinejad et Hobbs (1995) ont développé une méthode de conception inélastique pour les murs de remplissage. Ils ont admis que : (1) l'augmentation de la flèche latérale est proportionnelle à la charge latérale jusqu'à la limite de flèche, (2) la longueur de contact portique-remplissage ne doit pas dépasser 0,4 fois les dimensions du remplissage et que l'interaction est liée aux forces de cisaillement. Ils ont également admis que le portique est en état élastique aux coins non chargés et que les rotules plastiques apparaissent avant que le portique atteigne sa résistance maximale. Eq. [II-51] à Eq. [II-56] présentent les propositions suggérées par Saneinejad et Hobbs (1995).

$$N_s = \min \left\{ \frac{\gamma \tau_0 t d_m}{1 - 0.45 \tan(\theta')}, \frac{0.83 t d_m \gamma}{0.83 t d_m \gamma} \right\} \quad [\text{II-51}]$$

$$N_{dt} = 2\sqrt{2} t h_m f'_{tm} \cos(\theta) \quad [\text{II-52}]$$

$$N_{dc} = \frac{0.5 h_m t f_a}{\cos(\theta)} \quad [\text{II-53}]$$

$$N_{cc} = \frac{(1 - \alpha_c) \alpha_c h t \sigma_c + \alpha_b t l \tau_b}{\cos(\theta)} \quad [\text{II-54}]$$

Où :

$$f_a = 0.39 f'_m \left[1 - \left(\frac{l_{eff}}{40t} \right)^2 \right] \quad [\text{II-55}]$$

$$\tan \theta' = \frac{(1 - \alpha_c) h}{l} \quad [\text{II-56}]$$

γ : facteur de charge, θ' : Angle de la diagonale de mur de remplissage à la rupture de cisaillement, f'_{tm} : contrainte de traction de mur, f_a : contrainte de compression admissible dans le centre du mur, α_c et α_b : sont respectivement la longueur de contact normalisée pour les poteaux et poutres, τ_b : contrainte de cisaillement du mur de remplissage, l_{eff} : la longueur effective de mur sous la force de compression.

Galanti et al. (1998) ont évalué deux équations pour estimer la résistance du mur de remplissage à l'effort de compression (Eq. [II-57]) et la résistance à l'effort de cisaillement de joint de lit par l'Eq. [II-58].

$$N_c = f_m w t \sqrt{1 + \alpha_s^2} \quad [\text{II-57}]$$

$$N_s = \tau l t \quad [\text{II-58}]$$

α_s : aspect ratio (h_m/l_m)

FEMA 306 (1998) a adopté trois équations pour calculer trois modes de rupture dans le mur. La résistance au cisaillement a été évaluée à l'aide du critère de Mohr-Coulomb. La résistance de cisaillement a été évaluée en fonction du coefficient de friction, les contraintes de cisaillement et la contrainte normale à cause aux charges verticales. FEMA 306 (1998) adopte une équation similaire à celle définie par Saneinejad et Hobbs (1998) pour la résistance à la traction en diagonale.

$$N_s = \frac{(\tau_0 - \mu\sigma_y)lt}{\cos(\theta)} \quad [\text{II-59}]$$

$$N_{dt} = 2\sqrt{2}th_m f'_{tm} \cos(\theta) \quad [\text{II-60}]$$

$$N_{cc} = wtf'_{m90} \quad [\text{II-61}]$$

μ : coefficient de friction, f'_{m90} : contrainte de compression de mur dans la direction horizontale.

Flanagan et Bennet (1999) ont proposé une équation pour la résistance en traction du mur de remplissage comme suit :

$$N_t = \frac{K_{cr}Lt\sqrt{f'_m}}{1000} \quad [\text{II-62}]$$

K_{cr} : coefficient empirique une valeur de 0.066 est recommandée.

En outre, Flanagan et Bennet (2001) ont proposé une équation qui relie la résistance d'écrasement de coins à l'épaisseur du mur et la contrainte de compression du prisme de mur.

$$N_{cc} = \frac{K_{ult}tf'_m}{1000} \quad [\text{II-63}]$$

K_{ult} : coefficient empirique (en mm)

La résistance du mur de remplissage est définie par le minimum parmi les équations proposées dans chaque modèle, comme indiquée dans Eq. [II-64].

$$N_{mur} = \min(N_s, N_{dt}, N_{dc}, N_{cc}) \quad [\text{II-64}]$$

La variation de quelques équations pour calculer les forces du mur de remplissage en fonction de la résistance de maçonnerie et d'aspect ratio a été présentée respectivement dans les figures II-16 et II-17. En fonction de la contrainte de compression, le modèle de Liauw et Kwan (1984) a été gouverné par la résistance d'écrasement en diagonale jusqu'à une valeur d'environ 17 MPa, où il

était gouverné par la résistance d'écrasement des coins chargés. Dans les autres modèles, le comportement de mur a été gouverné par la résistance de mur à la force de traction dans la diagonale. Par rapport l'aspect ratio (figure II-17), le modèle de Liauw et Kwan (1984) est gouverné par la résistance de compression en diagonale quelle que soit la valeur de l'aspect ratio. Ce modèle présente une approximation entre les valeurs de résistance d'écrasement des coins et de diagonale jusqu'à un aspect ratio de 1. Pour les autres modèles, le comportement a été gouverné aussi par la résistance de diagonale à la traction.

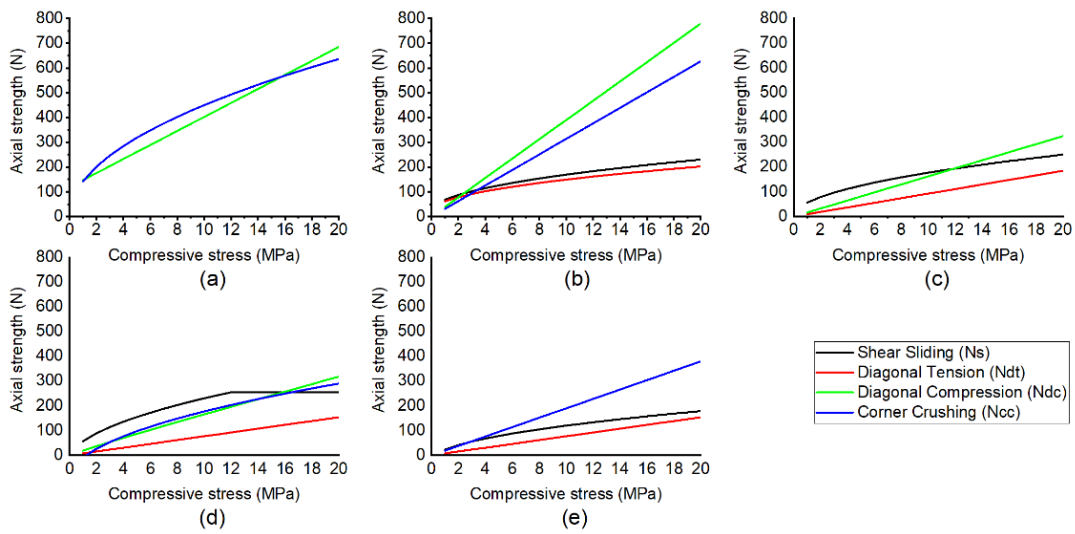


Figure II.16: La variation des modèles de forces par rapport à la contrainte de compression : (a) Liauw et Kwan (1984) (b) Decanini et Fantin (1986) (c) Paulay et Priestley (1992) (d) Saneinejad et Hobbs (1995) (e) FEMA 306 (1998)

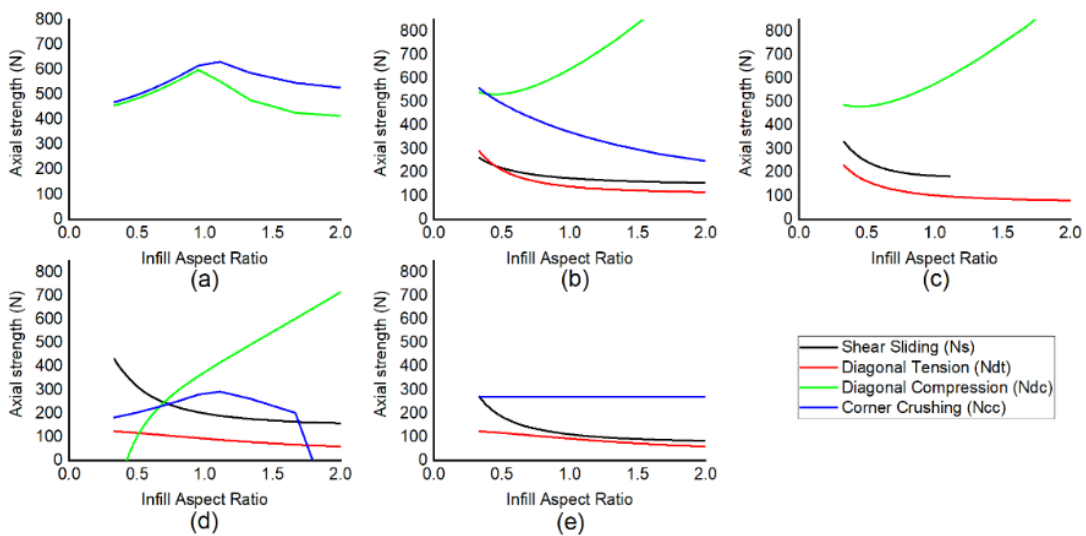


Figure II.17: La variation des modèles de forces par rapport à l'aspect ratio : (a) Liauw et Kwan (1984) (b) Decanini et Fantin (1986) (c) Paulay et Priestley (1992) (d) Saneinejad et Hobbs (1995) (e) FEMA 306 (1998)

Conclusion

Le présent chapitre présente une recherche bibliographique sur les études expérimentales et numériques effectuées pour étudier l'effet des murs de remplissage sur le comportement des portiques en béton armé et en charpente métallique. Les études expérimentales indiquent que l'existence des murs de remplissage dans la structure avait des effets positifs qui apparaissent par l'amélioration du comportement global de la structure et des effets négatifs apparaissent par la réduction de la ductilité du système et la modification des modes de rupture des portiques. Le taux de participation de la maçonnerie est associé principalement aux propriétés des matériaux de maçonnerie et à la qualité de contact portique-remplissage. Par ailleurs, l'existence de l'ouverture, sa taille, sa position et sa forme ont également influencé la contribution. D'autre part, trois méthodes de modélisation ont été principalement utilisées dans les études numériques (micro, méso et macro modélisations). La micro-modélisation est plus utile pour les études de recherche. La méso-modélisation est efficace pour étudier le phénomène de contact portique-mur. La macro-modélisation est la méthode la plus simple et la plus pratique pour l'ingénierie. La représentation des murs de remplissage par la macro-modélisation peut être par une ou multi bielles. Du point de vue, la représentation du mur de remplissage par une seule bielle diagonale est suffisante pour représenter le comportement global du système. Tandis que, l'utilisation des multi-bielles est efficace pour introduire les effets internes du mur de remplissage. En outre, certains codes sismiques ont implémenté l'approche d'une seule bielle diagonale l'effet des murs de remplissage, tels que les normes de calcul du Canada, aux États-Unis et Européen.

Chapitre III :

III. Chapitre 3 : Etude de la précision de chaque méthode numérique pour prédire les comportements des portiques avec remplissage

III.1. Introduction :

La recherche bibliographique démontré trois méthodes numériques principalement utilisées dans la modélisation du mur de remplissage. Ce chapitre souligne une investigation numérique sur la capacité de chaque méthode de prédire le comportement des portiques remplis. Des analyses non linéaires sont effectuées à l'aide de logiciels des éléments finis ANSYS. Premièrement, une analyse non linéaire sur un portique sans remplissage est exécutée pour valider la technique de modélisation des éléments en béton armé. La validation du modèle numérique est effectuée par la comparaison des résultats numériques à celle de l'expérimental en termes des courbes force-déplacement et la propagation des fissurations à la fin de l'analyse. En deuxième phase, des analyses non linéaires sont réalisées sur des portiques avec mur en remplissage. Initialement, le mur de remplissage est modélisé par l'approche micro modélisation pour comprendre le comportement des murs de remplissage et les mécanismes de la formation de la bielle diagonale et leur développement à plusieurs bielles. Ensuite, le mur de remplissage est modélisé par l'approche méso-modélisation basé sur la distribution des contraintes et déformation obtenues d'après la micro-modélisation, la nouveauté concernant cette méthode apparut dans l'implémentation du méso-modélisation pour modéliser la barre diagonale et combiner avec la méthode de la soustraction pour définir les caractéristiques mécaniques de la bielle. Finalement, la procédure macro-modélisation est implémentée dans un modèle en 3-D par l'utilisation d'un élément du type LINK qui travaille uniquement sous l'effet des efforts axiaux (compression et/ou traction). Ces méthodes sont validées par l'étude expérimentale de Mehrabi et al. (1996).

III.2. Modélisation du portique en béton armé :

III.2.1. Modélisation de la géométrie :

Les éléments de portique (Poteaux, Poutres) sont modélisés par un élément solide qui est utilisé pour présenter les matériaux fragiles (SOLID65). L'élément est composé de huit nœuds ayant trois degrés de liberté : translation dans chaque direction x, y et z (ANSYS 2013). Figure III-1(a) illustre

la géométrie d'éléments avec la position des nœuds et les faces de l'élément. Le SOLID65 est capable d'intégrer jusqu'à trois types différents de renforcement. Chaque type peut travailler en traction et en compression. En outre, l'élément est capable de fissurer en traction, d'écraser en compression, la déformation plastique et glissement.

En éléments finis, les éléments de renforcement peuvent être intégrés directement dans l'élément principal ou modéliser par un élément séparé. Malgré que l'élément SOLID65 est capable d'intégrer jusqu'aux trois types de renforcement, dans ce travail, les renforcements longitudinaux sont modélisés par un élément séparé de type LINK, nommé LINK180. L'élément est défini par deux nœuds, chaque nœud ayant trois degrés de liberté : translation dans chaque direction x, y et z. LINK180 travaille en traction et/ou en compression sans résistance au cisaillement ou à la flexion. L'élément est utilisé dans la modélisation des câbles, ressorts, treilles, etc. Figure III-1(b) illustre la géométrie et la position des nœuds de l'élément LINK180. Dans la littérature, les armatures transversales sont modélisées en général par deux méthodes : (1) soit par un élément séparé, (2) soit par l'intégration directe de leurs effets aux propriétés du béton. Dans cette situation, l'effet des renforcements transversaux est introduit directement dans les propriétés du béton, pour des raisons de simplification.

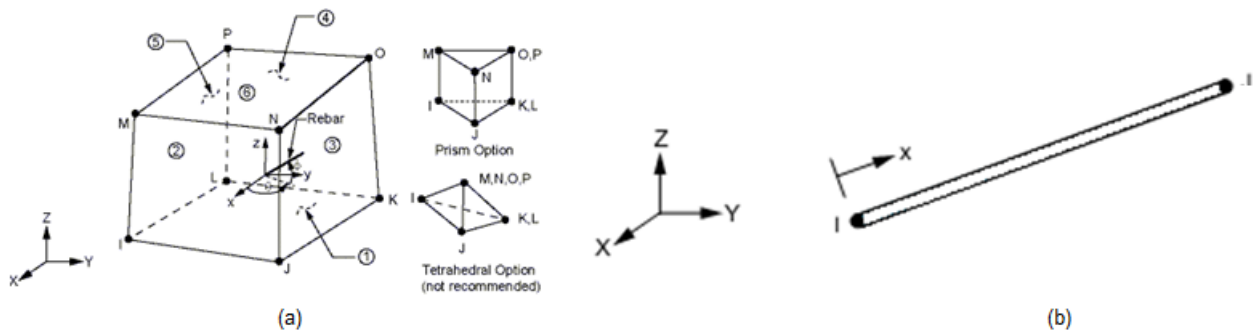


Figure III.1: Les éléments : (a) SOLID65 (b) LINK180

III.2.2. Modélisation des matériaux :

III.2.2.1. Béton :

Le comportement linéaire du béton est défini par la contrainte de compression, le module d'élasticité et le coefficient de poisson, f_c , E_c et ν . La valeur de la résistance à la compression est généralement obtenue d'après un essai de compression uniaxiale sur des spécimens de béton. La résistance à la traction est déterminée indirectement par un essai de traction par flexion suivant la

norme NF-P 18-407, ou par l'essai Brésilien selon la norme NF-P-408. En général, cette valeur est ignorée dans la modélisation en élément fini. D'autre part, la résistance à la traction est estimée à 10% de la valeur de la résistance de compression. Dans le code BAEL, la résistance du béton à la traction est définie par Eq. [III-1].

$$f_t = 0.6 + 0.06f_c \quad \text{[III-1]}$$

Le module d'élasticité est défini soit à partir de la courbe force-déplacement obtenue par un essai de compression par la loi d'Hook, soit par des formules mathématiques en fonction de la résistance de la compression. Tableau [III-1] présente quelques équations adoptées par des différents codes. Une formule générale pour un béton ordinaire est présente comme suit :

$$E_c = k \sqrt{f_c} \quad \text{[III-2]}$$

k et α : sont des valeurs qui varient de code à l'autre. Dans le code Britannique (BS 8110, partie 2) les valeurs de k et α sont respectivement estimés égal à 3100 et 3. Le code français BAEL estime le coefficient k égal à 11000.

Le module d'Young est défini par le rapport entre le raccourcissement et l'allongement d'un matériau comme indiqué dans Eq. [III-3]. Pour le béton, le coefficient de Poisson est généralement pris égal à 0.2.

$$v = \frac{\Delta_a/a}{\Delta_b/b} \quad \text{[III-3]}$$

Δ_a , Δ_b sont le raccourcissement et l'allongement de la section. a , b sont les dimensions de la section dans deux sens différents.

Dans ce travail, on adopte les propriétés mécaniques du béton indiquées dans l'étude expérimentale. Le coefficient de Poisson a pris égal à 0.2.

Les paramètres présentés précédemment sont suffisants pour une analyse linéaire. Pour une analyse non-linéaire, il est nécessaire de définir le comportement non-linéaire du béton en compression par la courbe contrainte-déformation. La courbe est définie soit par un essai de compression, soit par des équations mathématiques.

Tableau III-1: Equations pour calculer le module d'élasticité

Code	Equation	Reference	Note
BS 8110	$E_c = 3100(f_c)^{0.33}$	[III-4]	
BAEL	$E_c = 11000\sqrt[3]{f_c}$	[III-5]	
Eurocode 2 (2004)	$E_c = 22000\sqrt[3]{\frac{f_c}{10}}$	[III-6]	
Eurocode 4-04 (2004)	$E_c = 9500\sqrt[3]{f_c}$	[III-7]	
CEB-FIP (1990)	$E_c = 9980\sqrt[3]{f_c}$	[III-8]	
NS-3473(1992)	$E_c = 9500\sqrt[3]{f_c}$	[III-9]	
SIA 262	$E_c = k_E\sqrt[3]{f_c}$	[III-10]	Pour des graviers alluvionnaires : $6000 < k_E > 8000$ Pour des calcaires concassés : $8000 < k_E > 10000$ Pour des roches micacées : $10000 < k_E > 12000$
EHE (1998)	$E_c = 10000\sqrt{f_c}$	[III-11]	
ACI 318-08 (2008)	$E_c = 4734\sqrt{f_c}$	[III-12]	
IS 456 (2000)	$E_c = 5000\sqrt{f_c}$	[III-13]	
NRB-6118 (2003),	$E_c = 5600(f_c)^{0.5}$	[III-14]	
AS-3600 (2009)	$E_c = 5050\sqrt{f_c}$	[III-15]	
Italien code	$E_c = 21000\sqrt{f_c}$	[III-16]	
CSA A23.3-04	$E_c = 4500\sqrt{f_c}$	[III-17]	
NZS 3106 (2006)	$E_c = 3320\sqrt{f_c} + 6900$	[III-18]	
TS500 (2000)	$E_c = 3250\sqrt{f_c} + 14000$	[III-19]	
SP 52-101 (2004)	$E_c = 54300\frac{B}{21+B}$	[III-20]	$B = 0.778 f_{c,cube}$ $f_{c,cube} = 1.25f_c$
GBJ 11-89 (1994)	$E_c = \frac{10^2}{\left[2.2 + \left(\frac{34.7}{f_c}\right)\right]}$	[III-21]	En GPa

k_E : est un coefficient qui est dépendant de la nature des granulats, B : est un facteur représente la classe du béton,

$f_{c,cube}$ résistance a la compression obtenu l'après un essai de compression sur une spécimen cube.

La courbe contrainte-déformation proposée par Hognestad (1951) est définie sous forme de parabole jusqu'à $\varepsilon_c = \varepsilon_0$ par Eq. [III-22].

$$\sigma_c = f_{cf} \left[\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad \text{[III-22]}$$

$$\varepsilon_0 = 2 \frac{f_{cf}}{E_c} \quad \text{[III-23]}$$

$$E_c = 12410 + 460 f_{cf} \quad \text{[III-24]}$$

σ_c , ε_c : sont la contrainte et la déformation pour chaque point. f_{cf} : est la contrainte de flexion maximale, ε_0 : la déformation à f_{cf} . E_c : le module d'élasticité.

L'Eurocode 2 (EC 2) introduit l'effet de second ordre (la non-linéarité géométrique) dans la définition de la courbe Eq. [III-25].

$$\sigma_c = f_c \left[\frac{kn - n^2}{1 + (k - 2)n} \right] \quad \text{[III-25]}$$

$$n = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \quad \text{[III-26]}$$

$$k = \frac{1.05 E_c \varepsilon_0}{f_{cm}} \quad \text{[III-27]}$$

$$f_{cm} = f_c + 8 \quad \text{[III-28]}$$

f_{cm} : est la moyenne entre les résistances de compression cylindrique.

En outre, Scott et al. (1982) ont modifié le modèle du Kent et Park (1971) en introduisant l'effet de confinement des cadres dans le modèle non-linéaire. Ce modèle est connu par le modèle de Kent et Park (1971) modifié ».

$$\sigma_c = K f_c \left[2 \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad \text{[III-29]}$$

$$\sigma_c = K f_c [1 - z(\varepsilon_c - \varepsilon_0)] \geq 0.2 K f_c \quad \text{[III-30]}$$

$$\varepsilon_0 = 0.002 K \quad \text{[III-31]}$$

$$K = 1 + \frac{\rho_s f_{yh}}{f_{cm}} \quad \text{[III-32]}$$

$$Z = \frac{0.5}{\frac{3 + 0.29f_c}{145f_c - 1000} + 0.75\rho_s\sqrt{\frac{h}{s_h}} - 0.002K} \quad \text{[III-33]}$$

K : coefficient de l'augmentation due au confinement, f_{yh} : résistance élastique des cadres, ρ_s : rapport entre le volume des cadres et le volume du béton, s_h : l'espacement entre les cadres, h : la largeur de la section.

Mander et al. (1988) ont proposé un modèle confiné qui est applicable sur des sections rectangulaires et circulaires. Le modèle est défini par Eqs. [III-34] - [III-38].

$$\sigma_c = \frac{f_{cc}x^r}{r - 1 + x^r} \quad \text{[III-34]}$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad \text{[III-35]}$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_c \left[5 \left(\frac{f_{cc}}{f_c} - 1 \right) + 1 \right] \quad \text{[III-36]}$$

$$r = \frac{E_c}{(E_c - E_{sec})} \quad \text{[III-37]}$$

$$E_{sec} = \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad \text{[III-38]}$$

f_{cc} : résistance du béton confiné, ε_{cc} : déformation du béton confiné à f_{cc} , E_{sec} : module d'élasticité du béton confiné.

Figure III-2 illustre une comparaison entre les modèles indiqués ci-dessus pour une section carrée (40x40) cm² renforcé par six barres longitudinales HA16 et des cadres de 8 mm placés tous les 10 cm avec une résistance de compression égale à 25MPa.

La figure III-2 indique que les modèles de Hognestad (1951), Eurocode 2 (2004) et Kent et Park (1971) donnent des courbes identiques jusqu'à la contrainte maximale. Par rapport aux modèles confinés, ces derniers présentent des courbes plus ductiles et l'effet de confinement augmente la résistance de compression de la section du béton par un rapport de 1.5. La comparaison de la courbe confinée indique que les deux modèles (Scott et al. (1982) et Mander et al. (1988)) présentent un comportement approximatif.

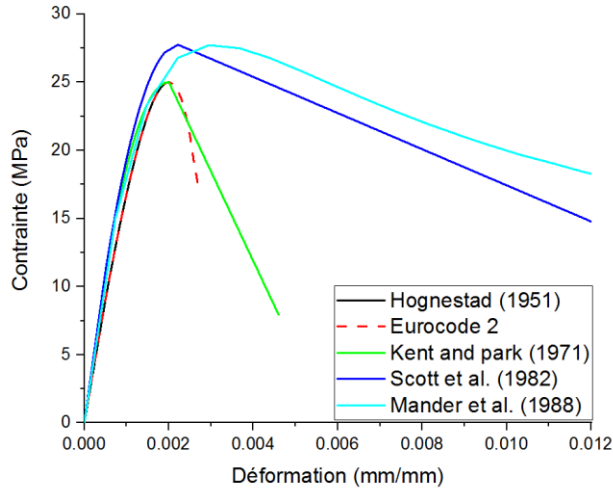


Figure III.2: Comparaison entre les différents modèles non-linéaires

Dans l'ANSYS, le comportement contrainte-déformation des matériaux fragiles (béton) est défini par le modèle CONCR. Suivant ce modèle, le béton se comporte linéairement jusqu'à ce qu'il se fissure où s'écrase. Tableau III-2 présente la définition de chaque paramètre de modèle CONCR. Les valeurs des coefficients de transfert de cisaillement varient entre 0 et 1, où le 0 indique une fissure complètement ouverte (aucun transfert de cisaillement) et la valeur 1 indique une fissure fermée (aucune perte de transfert de cisaillement). La contrainte d'écrasement biaxial (f_{cb}), la résistance ultime de compression pour un état de compression biaxiale superposé à un état de contrainte hydrostatique (f_1), et la résistance ultime à la compression pour un état de compression uniaxiale superposé à un état de contrainte hydrostatique (f_2) sont définies par Eqs. [III-39] - [III-41].

$$f_{cb} = 1.2 f_c \quad \text{[III-39]}$$

$$f_1 = 1.45 f_c \quad \text{[III-40]}$$

Le matériau de béton se fissurera ou s'écrasera lorsque le critère de surface de rupture, Eq. [III-42], proposé par Willam et Warnke (1975) est satisfait :

$$\frac{F}{f_c} - S \geq 0 \quad \text{[III-42]}$$

Où, F : fonction de la contrainte principale, f_c : résistance à l'écrasement, S : surface de rupture.

$$f_2 = 1.725 f_c$$

[III-41]

Tableau III-2: Paramètres de surface de rupture dans ANSYS

Symbole	Description
β_t	Coefficient de transfert de cisaillement pour une fissure ouverte, variant entre 0 et 1
β_c	Coefficient de transfert de cisaillement pour une fissure fermée, variant entre 0 et 1
f_t	Contrainte de fissuration en traction uniaxiale
f_c	Contrainte d'écrasement uniaxiale
f_{cb}	Contrainte d'écrasement biaxiale
σ_h^a	État de contrainte hydrostatique ambiante
f_1	Résistance ultime à la compression pour un état de compression biaxiale superposé à un état de contrainte hydrostatique σ_h^a
f_2	Résistance ultime à la compression pour un état de compression uniaxiale superposé à un état de contrainte hydrostatique σ_h^a
T_c	Multiplicateur de rigidité pour condition de traction fissurée

Depuis que le modèle CONCR se comporte linéairement, Mohyeddin (2011) a proposé de combiner ce modèle avec un autre modèle qui est capable de produire le comportement non-linéaire du béton en compression. Mohyeddin (2011) a suggéré de modéliser le comportement en traction par le modèle linéaire (CONCR) qui plastifiait suivant le critère de Willam et Warnke (1975) et le comportement en compression par un modèle non-linéaire qui suivait le critère de plastification de Von Mises. Mohamed (2017) a confirmé que la modélisation mixte (modèle combiné) est capable de suivre le critère de Willam et Warnke (1975) en traction et le critère de Von Mises en compression. Dans ce travail, la modélisation mixte est utilisée. Le comportement de traction du béton est modélisé par le modèle linéaire CONCR et le comportement en compression est modélisé par le modèle de Scott et Park (1982). Le modèle est implémenté dans l'ANSYS par la commande TB, MKIN. La résistance à la compression du béton est désactivée du modèle linéaire (CONCR) pour éviter l'écrasement avancé à cause du comportement linéaire.

Mohyeddin (2011) a mené une comparaison entre les différents critères de plastification pour un béton avec une résistance en compression et en traction égales respectivement à 30.9 MPa et 6.8 MPa. Figure III-3 illustre la comparaison entre les critères plastification (Mohyeddin (2011)). Figure III-3 indique que le modèle de Willam et Warnke (1971) présente une meilleure approximation avec le modèle de Lotfi dans la traction. Dans le domaine de compression, le modèle de Willam et Warnke (1971) est plus approximatif par rapport au modèle adopté par le code CEB-FIP 90. Ce dernier présente un comportement plus conservatif dans le cas de traction par rapport à l'autre modèle. Le modèle de Von Mises présente le comportement le plus élevé par rapport aux autres modèles. En compression, le modèle présente un comportement identique avec le modèle de Lotfi.

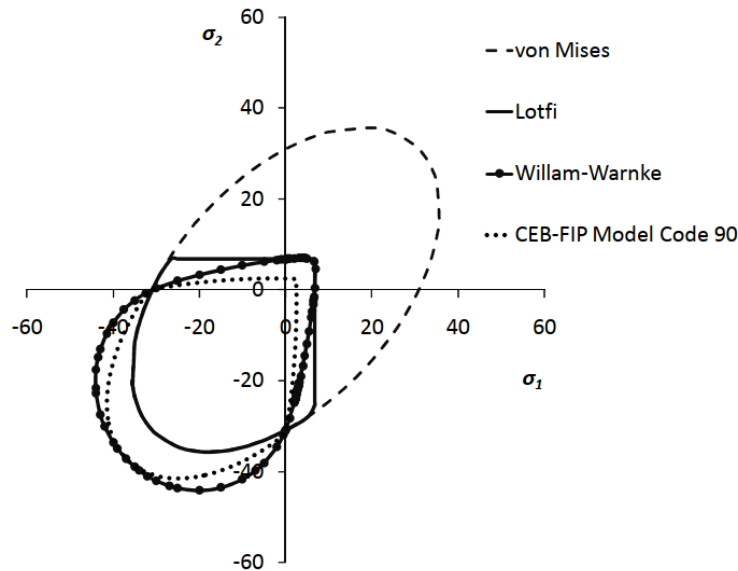


Figure III.3: Comparaison entre les modèles de rupture (Mohyeddin (2011))

III.2.2.2. Renforcements :

Le comportement non linéaire des armatures longitudinales est modélisé à l'aide d'un modèle bilinéaire qui est introduit dans l'ANSYS par la commande TB, BKIN. Le modèle bilinéaire est défini par un comportement élastique jusqu'à la contrainte élastique suivi par une deuxième droite qui définit la partie post élastique. Le module d'élasticité, (E_s), est considéré égal à 200 GPa. Le module tangentiel de la deuxième partie, (E_T), est considéré égal 2.5% la valeur de module d'élasticité (Mohyeddin (2013)). Le module de Poisson est estimé égal à 0.3. Les armatures se comportent suivent le critère de rupture de Von Mises. Figure III-4 illustre un exemple d'un

comportement bilinéaire des renforcements à haute adhérence. L'effet des armatures transversales est intégré directement dans le comportement du béton armé.

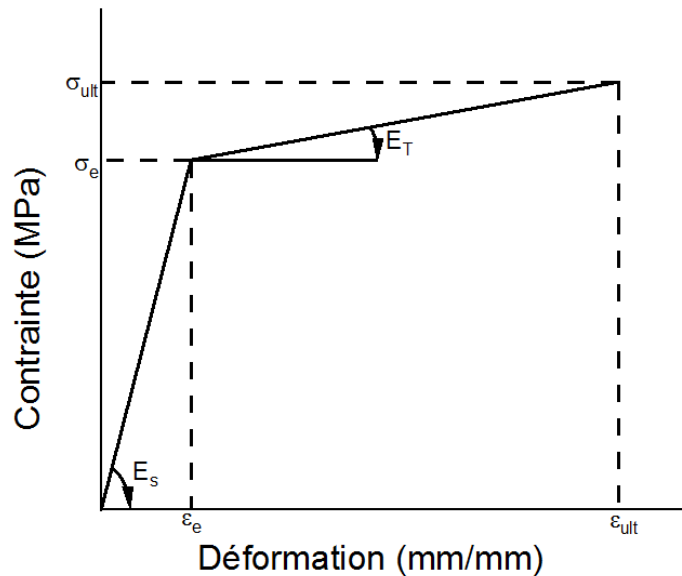


Figure III.4: Le modèle bilinéaire adopté pour les renforcements

III.2.3. Description de l'essai expérimental sélectionné pour la validation :

Mehrabi et al. (1996) ont mené une étude expérimentale pour investiguer l'effet des quelques paramètres sur le comportement des portiques en béton armé avec et sans remplissage. D'après les spécimens testés, Spécimen 1 est sélectionné pour valider la méthode décrite dans la partie précédente. Le spécimen sélectionné est un portique sans remplissage (portique vide) en béton armé. Les propriétés mécaniques des armatures et du béton sont résumées respectivement dans les tableaux III-3 et III-4. Figure III-5 illustre la géométrie de portique et la disposition des ferrillages de spécimen 1. Le spécimen ayant un rapport d'aspect de 0.67 est soumis à des charges latérales croissantes monotones dans le plan et des charges verticales de 293.7 KN réparties sur les deux poteaux. Le portique est conçu selon le code ACI 318-89 (1989) pour résister aux charges du vent.

Tableau III-3: Les propriétés mécanique des renforcements (Mehrabi et al. (1996))

Identification	Diamètre (mm)	Limite élastique (MPa)	Contrainte Ultime stress (MPa)
#2	6.35	368	449
#4	12.7	421	662
#5	15.6	414	662

Tableau III-4: Les propriétés mécanique du béton (Mehrabi et al. (1996))

Propriétés	Spécimen 1
Module d'élasticité (MPa)	21910.2
Contrainte de compression (MPa)	30.9
Déformation de pic	0.0018
Module de rupture (MPa)	6.75

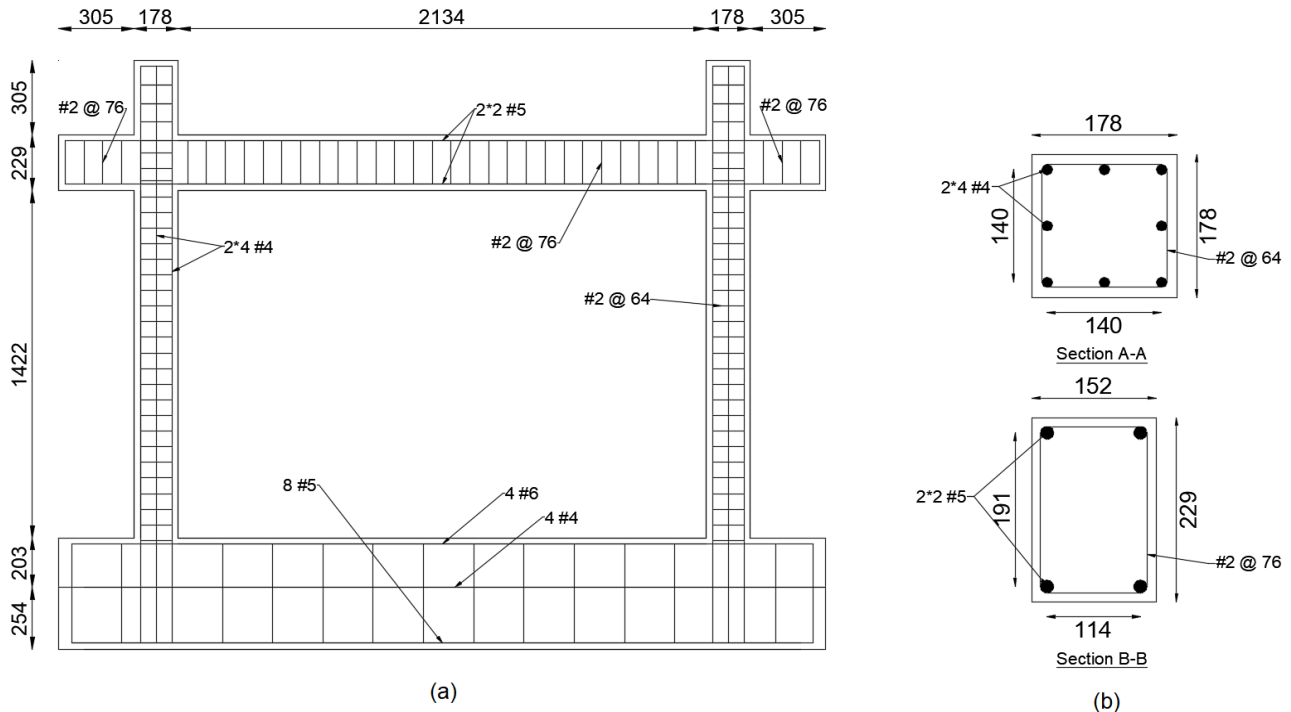


Figure III.5: la description du portique sans remplissage : (a) géométrie du portique (b) coupe de section

III.2.4. Résultats et discussions :

La courbe force-déplacement obtenue de l'analyse non-linéaire est comparée aux courbes expérimentales et numériques de Mehrabi et al. (1997). Figure III-6 illustre la comparaison entre les courbes force-déplacement. La figure présente une bonne approximation entre les deux courbes numériques en termes de force latérale et rigidité initiale. Les courbes présentent une différence de 0.3% et 6% pour la force latérale et la rigidité initiale. En termes de résistance, la valeur numérique présente une différence d'environ 3% par rapport à la courbe expérimentale. En termes de rigidité initiale, le modèle surestime la valeur expérimentale par une différence de 63%. Ce dernier atteint 74% dans le modèle de Mehrabi et al. (1997).

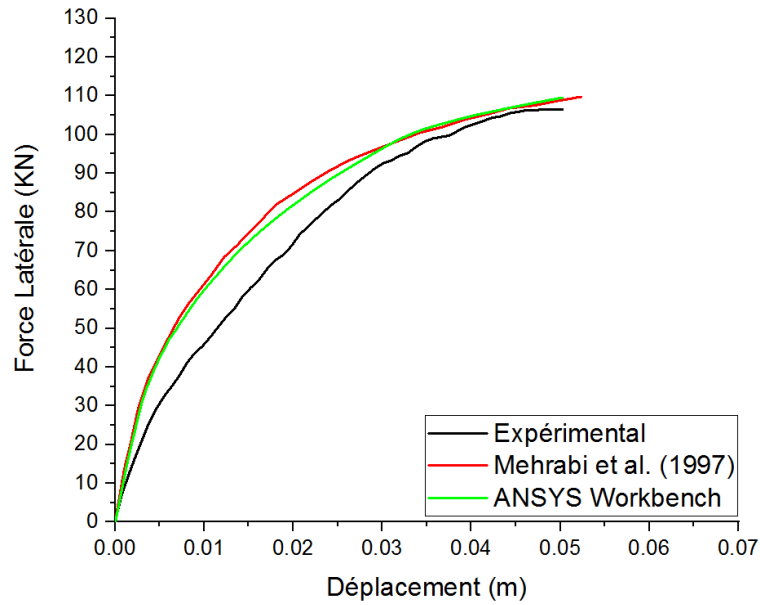


Figure III.6: Comparaison entre les courbes force-déplacement

Figure III-7(a) illustre les fissures associées au portique à la fin de l'analyse non-linéaire. Figure III-7(b) illustre l'endommagement à la fin du test. La comparaison indique un endommagement identique entre les résultats numériques et expérimentaux de portique.

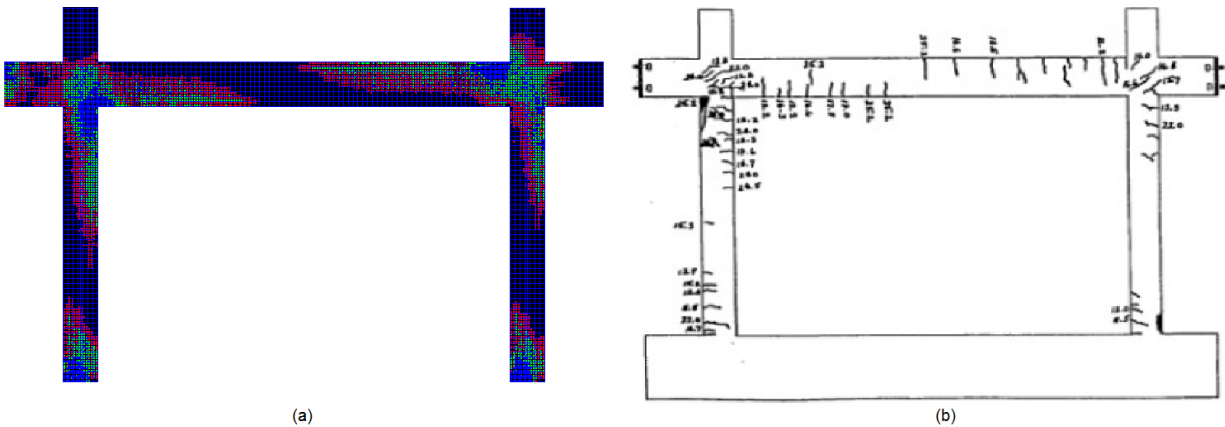


Figure III.7: La propagation des fissures a l'état final : (a) Modèle numérique (b) modèle expérimental

III.3. Modélisation du portique avec remplissage :

Cette section décrit la procédure utilisée pour modéliser les portiques avec remplissage en maçonnerie. Le portique est modélisé par la procédure utilisée précédemment dans cette section. Le remplissage en maçonnerie est modélisé par les méthodes : micro, méso et macro-modèles. La description de chaque méthode est indiquée ci-dessous.

III.3.1. Micro modélisation

L'élément SOLID65 est également utilisé dans la modélisation des murs de remplissage. Dans la micro-modélisation, la simplification proposée par Lourenço et al. (1997) est utilisée pour réduire la complexité et le coût de calcul. La simplification est basée sur la diminution des contacts dans le mur par la division de l'épaisseur du mortier et jointe chaque partie à l'unité de brique adjacente. Tableau III-5 indique les propriétés mécaniques de remplissage adoptées pour la modélisation. La contrainte de traction de mur est considérée égale à 10 % de la résistance de compression (Mohyeddin (2011)). Le comportement non-linéaire du remplissage est défini par la relation proposée par Hendry et al. (1996) dans Eq. [III-43]. Figure III-8(c) illustre la courbe contrainte-déformation de remplissage en maçonnerie. La contrainte maximale est atteinte à 0.0027 et 0.0026 respectivement pour les spécimens 8 et 9 (Mehrabi et al. (1996)).

$$\sigma_m = f'_{cm} \left[2 \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_{0m}} - \left(\frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_{0m}} \right)^2 \right] \quad \text{[III-43]}$$

Tableau III-5: Les propriétés mécanique du béton et remplissage (Mehrabi et al. (1996))

Matériau	Propriétés	Spécimen 8	Spécimen 9
Béton	Module d'élasticité (MPa)	17225	
	Contrainte de compression (MPa)	26.8	
Maçonnerie	Module d'élasticité (MPa)	5089.6	8233.6
	Contrainte de compression (MPa)	9.5	14.2

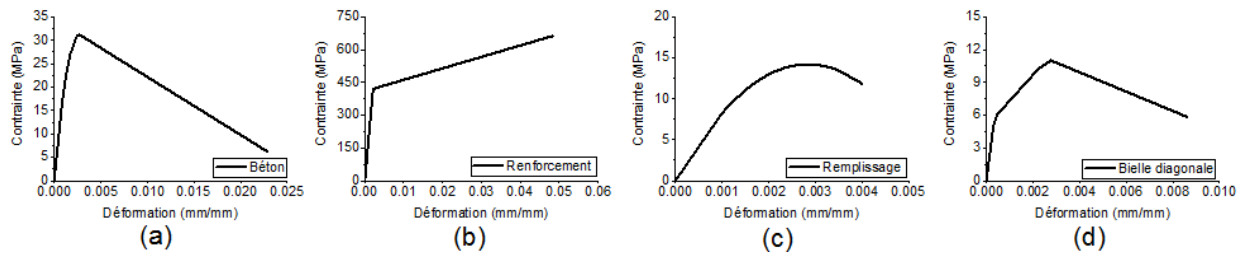


Figure III.8: Les modèles non-linéaires adoptés pour chaque matériau : (a) Béton (b) renforcements (c) mur en remplissage (micro-modèle) (d) bielle diagonale (méso, macro-modèles)

III.3.2. Éléments de contact

Les interactions entre les différents éléments (brique-poteau, brique-poutre et brique-brique) sont modélisées avec le pair de contact surface-à-surface. Ce pair de contact est défini par deux

éléments CONTA174 et TARGE170 composés de huit nœuds et a la possibilité de réduire à six nœuds, selon la forme de l'élément Solide et Coque. Dans le cas d'un contact rigide-flexible, l'élément CONTA174 sera associé à la surface flexible tandis que l'élément TARGE170 sera associé à la surface rigide. Les paires sont combinées avec le modèle de matériau de zone cohésive (CZM) pour définir la séparation entre les éléments de contact. Le modèle CZM suit le modèle proposé par Alfano et Crisfield (2001). Figure III-9 illustre le modèle d'Alfano et Crisfield (2001). Le comportement est défini par quatre paramètres : gap/pénétration (δ_n), glissement (δ_s), contrainte maximale de traction (σ_{max}) et la contrainte de cisaillement (τ_{max}). Les symboles K_n et K_s dans figure III-9 représentent respectivement la raideur de contact normal et la raideur de contact tangentielle. Les valeurs adoptées pour définir les comportements de contact sont celles mentionnées par Mohyeddin (2011).

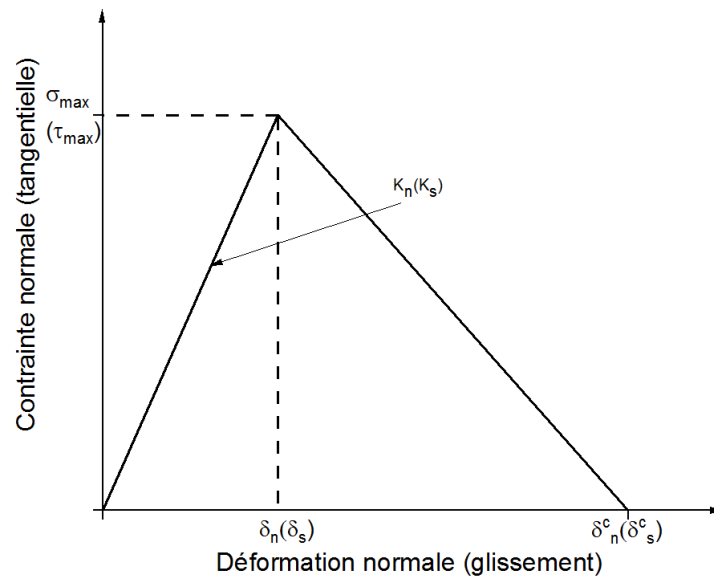


Figure III.9: Le comportement des contacts au glissement est en cisaillement pour les éléments contacts

III.3.3. Macro modélisation :

L'approche de macro-modèle est classifiée comme la méthode la plus simple pour représenter les murs confinés par des portiques. Une procédure est basée de remplacer le mur de remplissage par une ou multi-bielles diagonales. La complexité et la précision des macro-modèles augmentent proportionnellement avec l'augmentation de nombre des bielles. Le principe de la bielle diagonale équivalente est généralement modélisé par un élément articulé qui travaillera en compression. La résistance à la traction de la bielle doit être ignorée dans la modélisation. Le comportement non-

linéaire de maçonnerie est introduit dans les bielles par la non-linéarité concentrée. La non-linéarité attribuée des rotules plastiques placées dans chaque extrémité.

La macro-modélisation du mur de remplissage est implémentée dans le logiciel des éléments finit ANSYS Workbench. La bielle diagonale est modélisée par un élément axial (LINK180) qui est résiste uniquement aux efforts axiaux (compression et/ou traction) et n'a aucune résistance au moment fléchissant. Ces capacités rendent l'élément LINK180 idéal pour représenter la bielle diagonale. Dans ce modèle, le comportement non-linéaire est distribuée sur la longueur diagonale de la bielle. Figure III-10(a) illustre la modélisation du mur par l'approche macro-modèle.

Les propriétés mécaniques de la bielle diagonale sont définies à partir du comportement de mur de remplissage. Ce dernier est défini par la soustraction de la courbe du portique sans remplissage à celle du portique avec remplissage, l'explication de cette méthode est présentée dans le chapitre IV. Cette méthode est basée sur l'hypothèse qui considère le comportement du portique avec remplissage comme la somme de ses deux composants, portique et remplissage, (Mohamed et Romão (2018)). Les courbes force-déplacement de remplissage sont projetées dans la direction diagonale pour définir les relations contrainte-déformation. Le comportement non linéaire est obtenu en divisant les forces et les déplacements respectivement par la longueur diagonale et la section transversale de la bielle diagonale. Figure III- 8(d) illustre un exemple de comportement contrainte-déformation adopté pour le spécimen 8. Les propriétés mécaniques sont déterminées d'après les courbes obtenues. La résistance de compression est prise égale à la valeur maximale de la courbe et le module d'élasticité est défini à 45% de la contrainte maximale. Le coefficient de poisson est considéré égal 0.2.

III.3.4. Méso modélisation

En termes de complexité, précision et temps de calcul, la procédure de méso-modèle est classifiée entre les deux méthodes précédentes. Dans le méso modélisation, les murs de remplissage sont traités comme un seul élément plaque ayant les mêmes dimensions géométriques que le mur (largeur, longueur, épaisseur). Une telle simplification est basée sur la méthode d'homogénéisation pour déterminer les propriétés mécaniques équivalentes. L'application de la méthode d'homogénéisation basée sur la sélection d'un élément de mur nommé cellule unitaire périodique. Cette dernière est sélectionnée de façon à inclure tous les constituants du mur de remplissage et

que sa répétition va construire le mur de remplissage. Dans d'autres recherches la cellule unitaire est connue par l'élément représentatif de volume.

Dans ce travail, la procédure de la méso-modélisation est utilisée pour étudier l'efficacité des quelques modèles de bielle pour prédire le comportement global des portiques en béton armé avec mur de remplissage sans ouvertures. Les murs de remplissage en maçonnerie sont modélisés par un élément diagonal homogène au lieu d'une plaque homogène. Figure III-10(b) illustre la technique suggérée pour modéliser les murs de remplissage par l'approche méso-modélisation. L'élément diagonal est modélisé par l'élément SOLID65 utilisé pour le béton. La procédure utilisée dans le béton et la micro-modélisation est utilisée dans cette représentation. La modélisation est basée sur la distribution des contraintes et des déformations obtenues d'après le micro-modèle. La largeur de l'élément est calculée par les équations sélectionnées dans macro modélisation. La longueur des contacts entre l'élément diagonal et les éléments de portique variant d'un modèle à l'autre dépend de la largeur utilisée. Les contacts sont modélisés par les paires CONTA174 et TARGE170. Les contacts entre les différents éléments (élément diagonal-portique) sont considérés comme des contacts collés, aucune séparation ou glissement ne sont autorisés pour assurer que l'élément se comporte totalement en compression. Le même principe discret pour déterminer les propriétés mécaniques dans le macro-modèle est utilisé dans cette section.

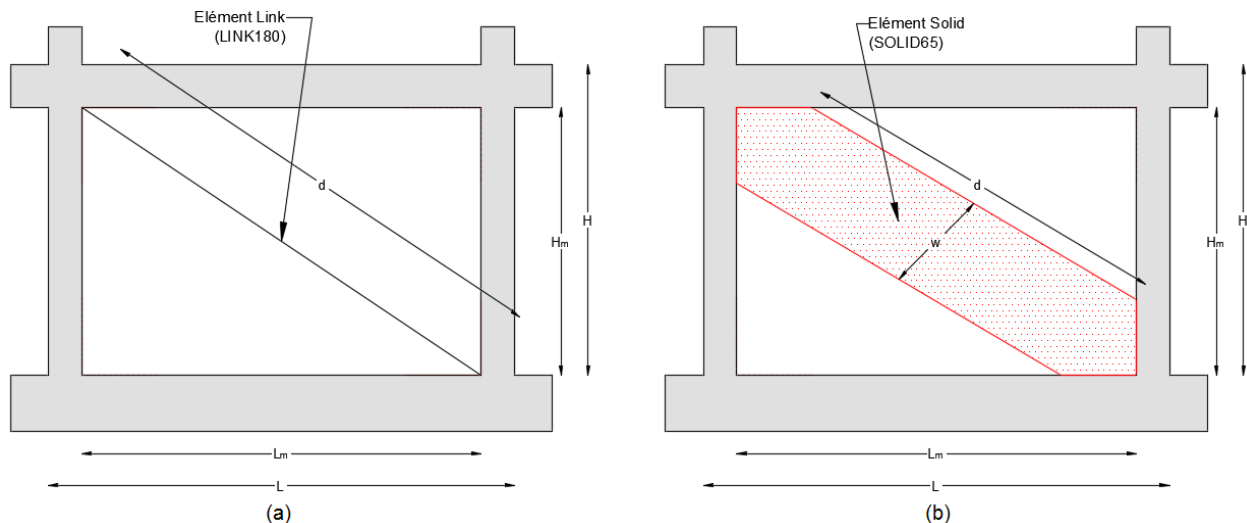


Figure III.10: Description de la modélisation : (a) Macro-modèle (b) Méso-modèle

En plus d'une seule bielle diagonale, les modèles à trois bielles proposées par Chrysostomou et al. (2002), Yekrangnia et Mohammadi (2017) sont considérés dans la macro et la méso modélisations.

Le comportement des remplissages de maçonnerie est réparti entre les bielles, selon la méthode utilisée par Verderame et al. (2019). Les forces, les déplacements et les raideurs pour chaque barre sont calculés, selon les équations (Eqs. [III-44] -[III-50]) proposées par Chrysostomou et al. (2002).

$$K_c = K_d \gamma_c \quad \text{[III-44]}$$

$$F_c = F_d \gamma_c \quad \text{[III-45]}$$

$$D_c = D_d \quad \text{[III-46]}$$

$$K_{off} = K_d \frac{(1 - \gamma_c)}{2(1 - \alpha)^2} \quad \text{[III-47]}$$

$$F_{off} = F_d \frac{(1 - \gamma_c)}{2} \frac{1}{1 - \alpha} \quad \text{[III-48]}$$

$$D_{off} = D_d (1 - \alpha) \quad \text{[III-49]}$$

$$\alpha = \frac{Z_c}{H_m} \quad \text{[III-50]}$$

Où, K_d , F_d et D_d sont respectivement la rigidité initiale, la force et le déplacement du remplissage de maçonnerie dans la direction diagonale. K_c , et K_{off} sont respectivement la rigidité initiale des bielles diagonales et hors diagonale. D_c et D_{off} sont les déplacements des bielles diagonales et hors diagonale. F_c et F_{off} sont les forces dans les bielles diagonales et hors diagonale. γ_c est la partie absorbée par la contrefiche diagonale. Z_c est la longueur de contact du poteau de remplissage.

La largeur totale et la longueur de contact dans Chrysostomou et al. (2002) sont calculées à l'aide d'Eq. [III-51] (Liberatore et al. (2018)) et Eq. [III-52] (Stafford Smith (1976)). La rigidité axiale est obtenue à partir de la réponse soustraite de la maçonnerie de remplissage à 45 % de la charge maximale. Alors que Eq. [II-24] - Eq. [II-27] sont utilisées pour déterminer la largeur et la longueur de contact dans le modèle de Yekrangnia et Mohammadi (2017). Le pourcentage de la distribution de la résistance entre les bielles (γ_c) est égal à 35% et 33% pour les modèles de Chrysostomou et al. (2002) et Yekrangnia et Mohammadi (2017).

$$K_d = \frac{E_m t}{d_m} w \quad \text{[III-51]}$$

$$Z_c = \frac{\pi}{2\lambda_h} h \quad \text{[III-52]}$$

Tableau III-6 présente les valeurs de largeur des modèles de la bielle obtenues pour les spécimens 8 et 9. Dans le tableau, les valeurs décrites pour l'expression de Yekrangnia et Mohammadi (2017) représentent la largeur de la bielle hors-diagonale. La largeur de la bielle diagonale représente 50% de la valeur présentée. On constate que les modèles Holmes (1961) et de Moghaddam et Dowling (1988) donnent des valeurs similaires dans les deux spécimens, car les modèles de largeur sont liés seulement aux propriétés géométriques. Les autres modèles expriment des valeurs qui varient d'un spécimen à un autre avec des valeurs plus élevées dans le cas de spécimen 8 que le spécimen 9.

Tableau III-6: La largeur de la bielle diagonale (unités en mm)

Auteur	Spécimen 8	Spécimen 9	Nombre de bielle (s)
Holmes (1961)	855	855	1
Mainstone (1974)	167	159	1
Liau et Kwan (1984)	552	520	1
Decanini et Fantin (1986)	463	413	1
Moghaddam et Dowling (1988)	427	427	1
Turgay <i>et al.</i> (2014)	323	314	1
Yekrangnia et Mohammadi (2017)	92	87	3

III.3.5. Résultats et discussion

Les résultats obtenus à partir des analyses non-linéaires des deux spécimens avec remplissage de Mehrabi et al. (1996) pour chacune des méthodes de modélisation sont présentés et discutés dans la présente section. La validation de micro-modélisation est présente en termes des courbes force-déplacement et déformation à la fin de l'analyse. La comparaison entre les courbes se divise en deux phases, pré et post pic. Dans la première phase, les résultats sont comparés en termes de la force maximale, F_{max} , la rigidité initiale, K_{in} , et la rigidité à la charge maximale, K_{peak} . La rigidité initiale est définie à 45% de la charge maximale. La deuxième comparaison se fait en termes de comportement après la charge maximale.

III.3.5.1. Micro modélisation :

III.3.5.1.1. Comportement pré-pic :

Tableau III-7 présente les résultats obtenus d'après la micro modélisation. La micro modélisation montre une bonne approximation en termes de force maximale en Spécimen 8. La résistance maximale expérimentale est sous-estimée à 2.8% par le modèle numérique, une valeur de 184 KN est obtenue. En termes de rigidité initiale, la valeur numérique est de 54,5 KN/mm ce qui représente 0.8% de la valeur expérimentale. La rigidité expérimentale au pic est de 1.5 fois supérieures à celle obtenue à partir du micro-modèle.

Pour le spécimen 9, les résultats du micro-modélisation surestiment la résistance latérale par 0,12 %. La force maximale atteinte à un déplacement de 8,68 mm qui implique une différence de 16 % de la rigidité au pic par rapport à la valeur expérimentale. Cependant, la rigidité initiale numérique est 2,3 fois plus élevée.

Tableau III-7: Résultats des spécimens 8 et 9 par Micro modélisation

Spécimen	Modèles	F_{max} (KN)	$K_{initial}$ (KN/mm)	K_{peak} (KN/mm)
8	Expérimentale	189	69.0	13.5
	Micro-modèle	184	54.5	9.10
9	Expérimentale	291	91.1	40.0
	Micro-modèle	292	207	33.6

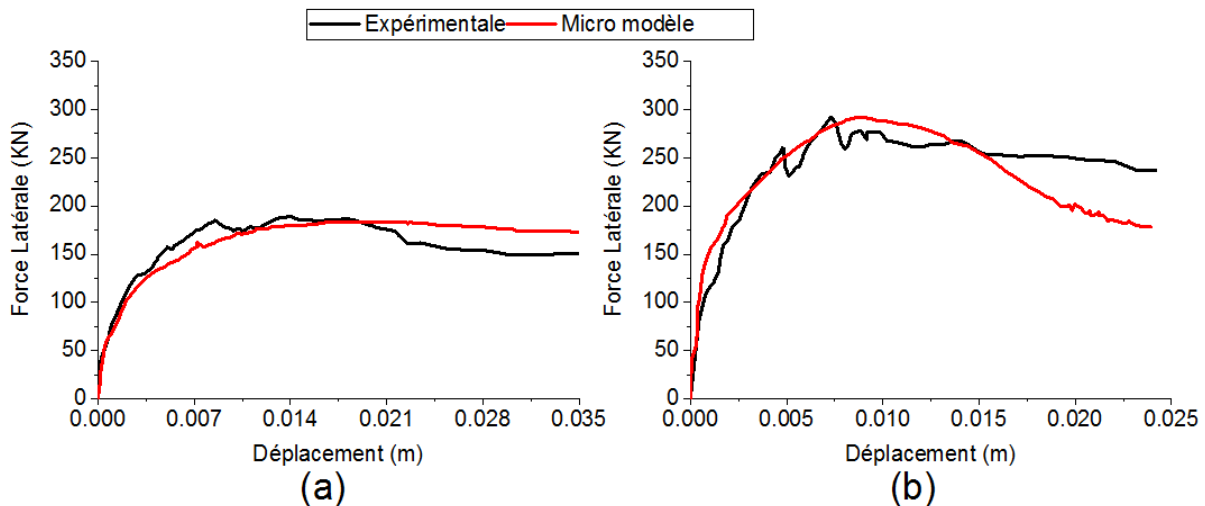


Figure III.11: Comparaison des courbes force-déplacement entre les résultats numérique et expérimentale (a) Spécimen 8 (b) spécimen 9

III.3.5.1.2. Comportement post-pic :

Figure III-11(a)-(b) illustre la comparaison entre les courbes force-déplacement expérimentales et numériques pour les spécimens 8 et 9. Ils ont clairement démontré que le modèle numérique peut prédire la force et la rigidité des portiques avec remplissage dans les deux spécimens. Après la charge maximale, le modèle numérique de spécimen 8 présente une légère diminution par rapport à la courbe expérimentale, une diminution de 6% est observée dans la courbe numérique alors que la diminution expérimentale est d'environ de 20% à la fin d'essai. Cependant, la courbe numérique de spécimen 9 montre une diminution significative de la force latérale. La force numérique est ramenée à 39 % de la charge maximale alors que la courbe expérimentale montre une diminution de 19 %. Cette diminution est variée proportionnellement avec la séparation entre les éléments.

Les déformations à la fin des analyses numériques sont illustrées dans la figure III-12(a)-(b) pour les spécimens 8 et 9. Dans ces résultats, l'endommagement est présenté par la séparation ou glissement entre les différentes éléments (maçonnerie-portique, maçonnerie-maçonnerie). Figure III-13 illustre la déformation des spécimens 8 et 9 à la fin du test expérimental. Comme indiqué à la fin des essais expérimentaux, différents modes de rupture (glissement par cisaillement, fissuration diagonale, écrasement mineur par compression, écrasement des coins et fissures dans les poteaux adjacents) sont apparus dans le spécimen 8. D'autre part, des fissures diagonales, un glissement par cisaillement des joints de mortier, et l'écrasement de la maçonnerie et le poteau adjacent se sont produits dans le spécimen 9. La comparaison entre les endommagements indique que les modèles numériques présentent des séparations le long des joints de mortier et des séparations diagonales qui sont équivalentes aux glissements en cisaillement des joints de lit et les fissurations diagonales dans les spécimens 8 et 9.

La distribution des contraintes et des déformations dans les spécimens 8 et 9, lorsque les systèmes atteignent leur résistance maximale, est illustrée dans les figures III-14 et III-15. Les figures présentent le comportement diagonal du mur de remplissage ce qui produit une concentration des contraintes dans le coin supérieur et inférieur des poteaux. Les figures indiquent également que les distributions des contraintes et des déformations le long du contact poutre-remplissage sont plus longues que la longueur des contacts poteaux-remplissage, ceci est dû aux charges verticales appliquées sur la poutre.

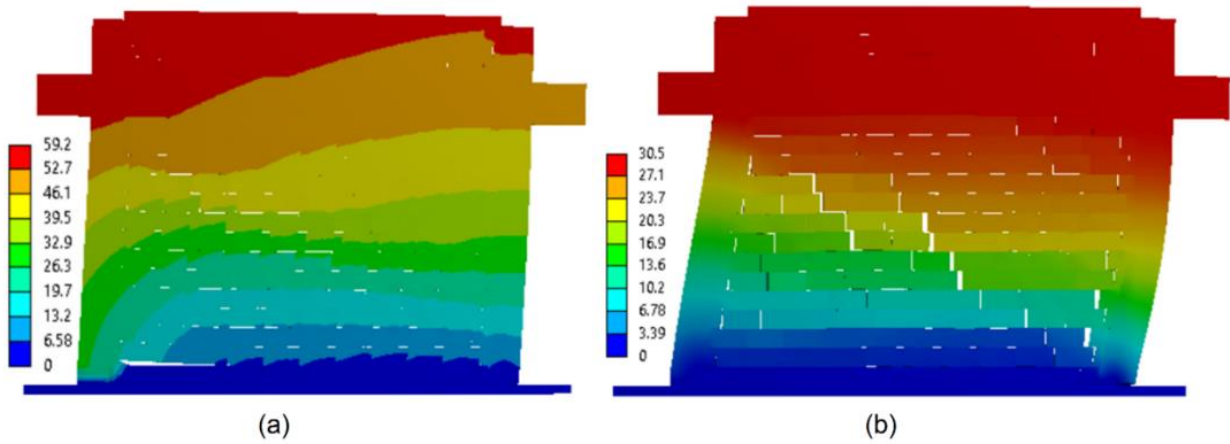


Figure III.12: La déformation à la fin de l'analyse numérique : (a) Spécimen 8 (b) spécimen 9

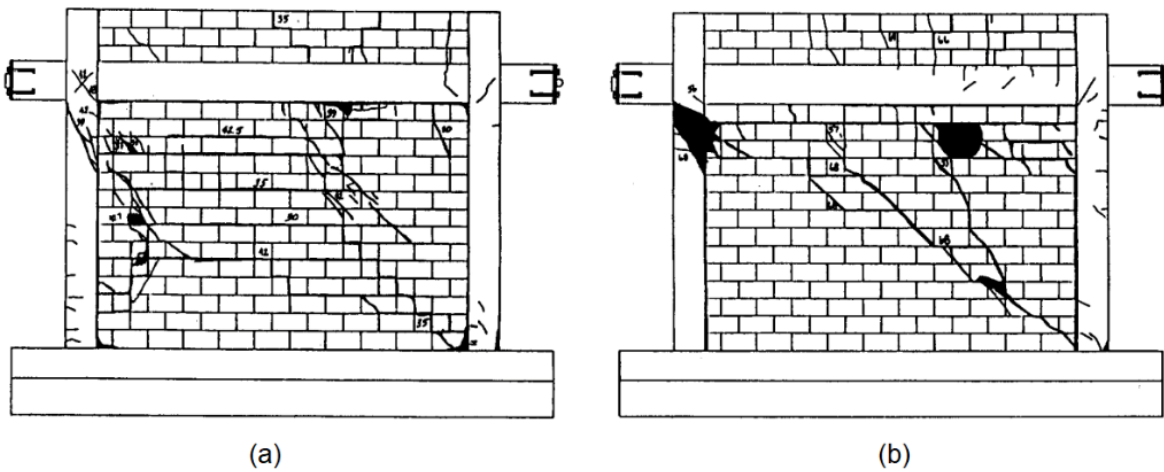


Figure III.13: La déformation expérimental à la fin du test : (a) Spécimen 8 (b) Spécimen 9

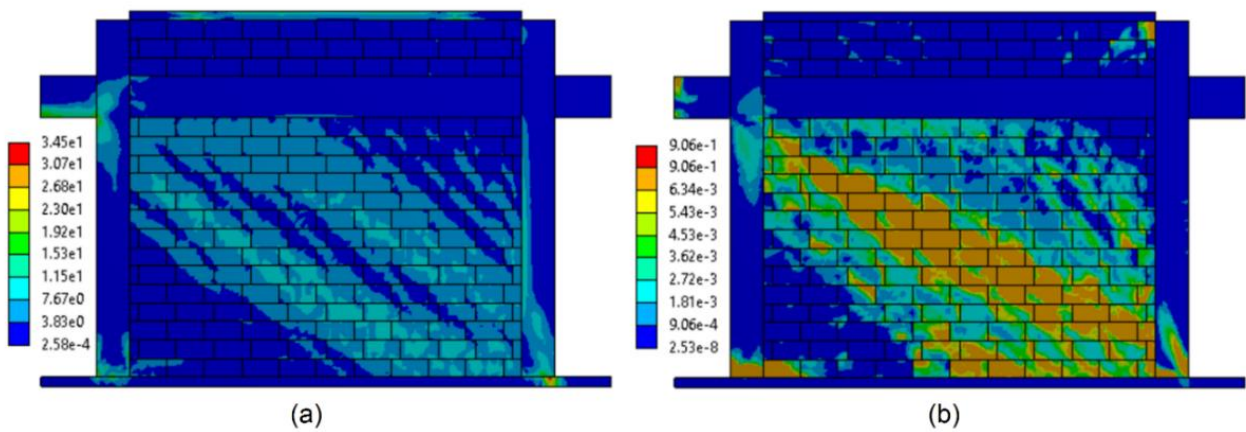


Figure III.14: La distribution des contraintes et les déformations lorsque le modèle atteint la résistance maximale pour spécimen 8 : (a) Déformation (b) contrainte

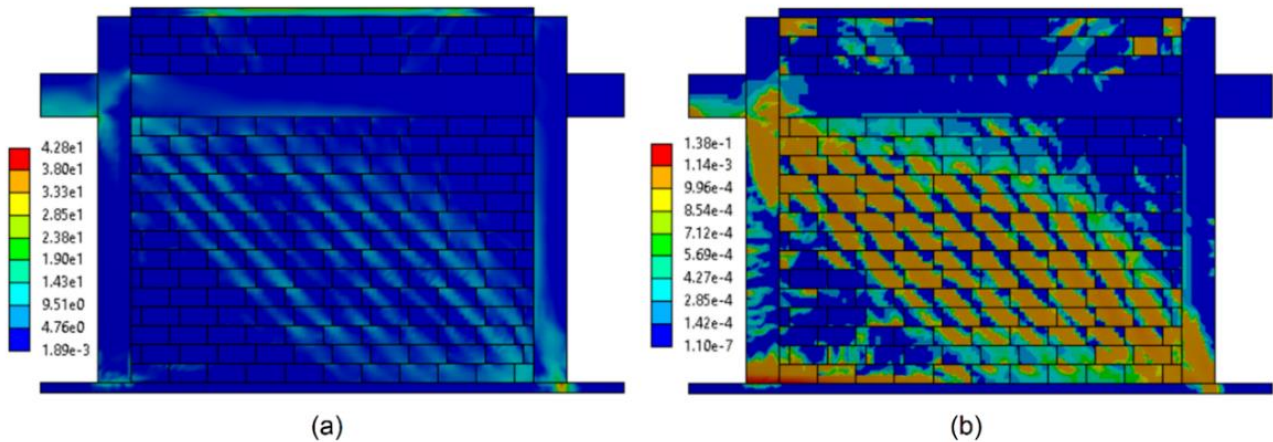


Figure III.15: La distribution des contraintes et les déformations lorsque le modèle atteint la résistance maximale pour spécimen 9 : (a) Déformation (b) contrainte

III.3.5.2. Macro et méso modèles :

III.3.5.2.1. Spécimen 8

Comme indiqué dans le tableau III-8, la force maximale obtenue d'après la macro modélisation est égale à 183 KN, ce qui représente une différence de 3% par rapport à la valeur expérimentale, atteinte à un déplacement de 6,77mm. En termes de la rigidité au pic, une valeur qui est 2 fois supérieure à celle de l'expérimentale est enregistrée. En termes de la rigidité initiale, le modèle numérique donne une valeur 1.5 fois supérieure à celle de l'expérimentale.

Tableau III-8: Les résultats obtenus à partir de la modélisation Spécimen 8

Méthode	Modèles	F_{max} (KN)	$K_{initial}$ (KN/mm)	K_{peak} (KN/mm)
Micro-modèle	/	184	54.5	9.10
Macro-modèle	Tous les modelés	183	102	27.0
Méso-modèle	Holmes (1961)	160	81.2	18.0
	Mainstone (1974)	177	75.3	19.1
	Liauw et Kwan (1984)	170	77.9	17.6
	Decanini et Fantin (1986)	172	78.2	18.3
	Moghaddam et Dowling (1988)	173	78.1	18.7
	Turgay et al. (2014)	175	78.2	18.9

Les résultats obtenus à partir de la méso modélisation indiquent que les modèles de largeur d'Holmes (1961) et de Liauw et Kwan (1984) présentent des différences plus élevées que les autres modèles ; les modèles sous-estiment la force latérale respectivement de 15.3 % et 10 %. En termes de rigidité initiale, les modèles montrent des différences de 17,6 % et 12,8 %. La rigidité numérique

à la charge maximale est supérieure de 1.1 aux valeurs expérimentales pour les deux modèles. En utilisant le modèle proposé par Mainstone (1974), la force latérale maximale est plus proche de la valeur expérimentale. La force latérale est de 177 KN, soit 6.2 % de moins que celle de la valeur expérimentale. Tandis que la rigidité initiale et la rigidité à charge maximale sont 1.1 et 1.4 fois plus élevées.

Les résistances maximales enregistrées dans les modèles de Decanini et Fantin (1986) et de Moghaddam et Dowling (1988) sont inférieures d'environ 8 % à celles du test expérimental. La différence est réduite à 7% dans le cas du modèle de Turgay et al. (2014). La rigidité initiale est surestimée d'environ 13% dans les modèles de Decanini et Fantin (1986) et Moghaddam et Dowling (1988) et Turgay et al. (2014). Alors que la rigidité à la charge maximale est de 1.13 fois supérieures à la valeur expérimentale.

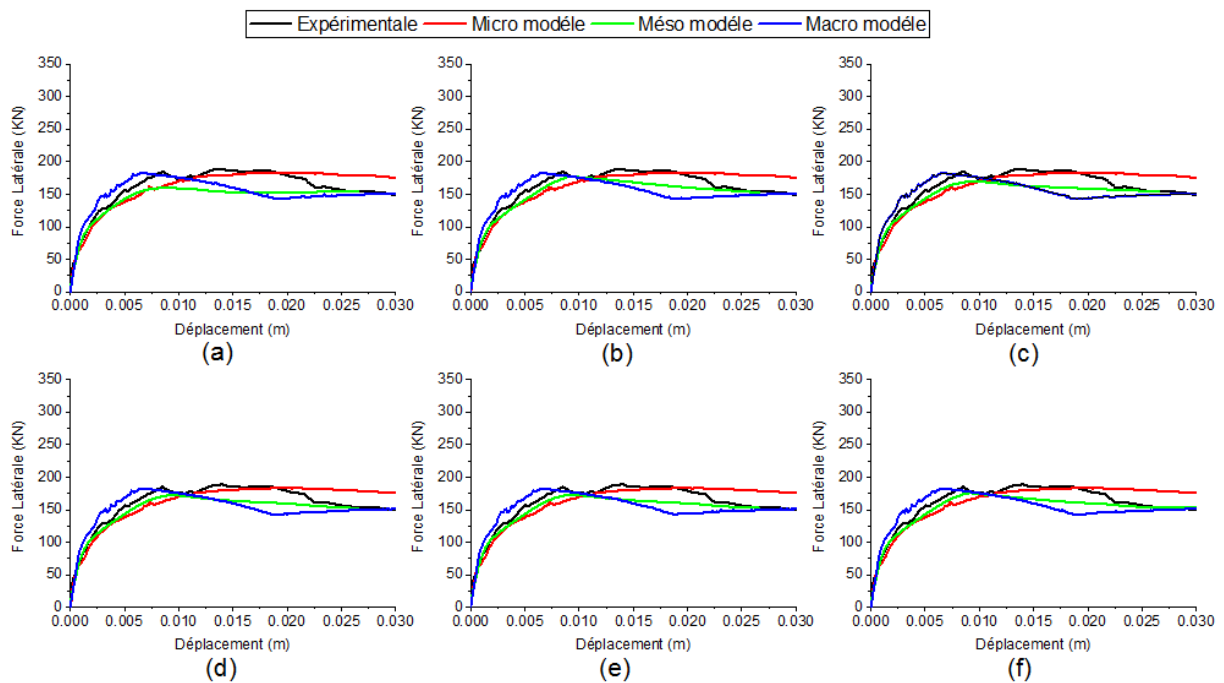


Figure III.16: Comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques (Macro modalisation) pour le spécimen 8 : (A) Holmes (1961) (B) Mainstone (1974) (C) Liauw et Kwan (1984) (D) Decanini et Fantin (1986) (E) Moghaddam et Dowling (1988) (F) Turgay et al. (2014)

III.3.5.2.2. Spécimen 9

En utilisant la macro modélisation, la résistance numérique est de 297 KN atteinte à un déplacement de 14.2mm. La rigidité obtenue au pic est d'environ 2 fois inférieure à la valeur expérimentale. En termes de rigidité initiale, la valeur numérique est inférieure de 28%.

Tableau III-9: Les résultats obtenus à partir de la modélisation Spécimen 9

Méthode	Modèles	F_{max} (KN)	$K_{initial}$ (KN/mm)	K_{peak} (KN/mm)
Micro-modèle	/	292	207	33.6
Macro-modèle	Tous les modèles	297	115	20.9
Méso-modèle	Holmes (1961)	288	90.8	33.8
	Mainstone (1974)	273	88.8	32.5
	Liauw et Kwan (1984)	265	95.0	30.6
	Decanini et Fantin (1986)	270	93.3	32.1
	Moghaddam et Dowling (1988)	269	93.3	32.0
	Turgay et al. (2014)	272	92.1	32.4

Dans le méso modélisation, le modèle proposé par Holmes (1961) donne une résistance latérale approximative (1%) à la valeur expérimentale que les autres modèles de rigidité. La rigidité initiale est surestimée de 1,6 %. Alors que la rigidité au pic de résistance est sous-estimée de 16 %. En termes de résistance latérale, le modèle de Mainstone (1974) et Turgay et al. (2014) montrent une différence de 6 %. Cette différence est d'environ 7.5 % plus élevée par rapport aux modèles de Decanini et Fantin (1986) et de Moghaddam et Dowling (1988). La différence la plus élevée est obtenue en utilisant le modèle de Liauw et Kwan (1984) (9%). En termes de rigidité initiale, le modèle de Mainstone (1974) donne la valeur la plus proche avec une différence de 0.5 %. Les modèles de Decanini et Fantin (1986) et de Moghaddam et Dowling (1988) surestiment la rigidité initiale de 4.5 %. Une valeur plus élevée a été obtenue par Liauw et Kwan (1984). Le modèle de Turgay et al. (2014) montre une valeur de 92,1 KN/m. En termes de rigidité à la charge maximale, les modèles Holmes (1961), Mainstone (1974), Liauw et Kwan (1984), Decanini et Fantin (1986), Moghaddam et Dowling (1988) et Turgay et al. (2014) donnent respectivement des différences de 15,5 %, 19 %, 23,5 %, 20 %, 20 % et 19 %.

Les résultats obtenus à partir de la modélisation des remplissages de maçonnerie avec des modèles à trois bielles sont présentés dans le tableau III-10. En termes de résistance latérale maximale, les valeurs obtenues à partir de la macro modélisation (modèle de Chrysostomou et al. (2002)) sont respectivement de 179 KN et 250 KN pour spécimens 8 et 9. Les valeurs sous-estiment la résistance expérimentale de 5 % et 14 %. En utilisant le modèle de Yekrangnia et Mohammadi (2017), la résistance latérale est surestimée de 7% dans le spécimen 8 et sous-estimée dans le spécimen 9 de 6 %. En méso modélisation, les différences sont d'environ 5%, selon le modèle de

Chrysostomou et al. (2002). Alors que dans le modèle de Yekrangnia et Mohammadi (2017) indique des différences de 4 % et 10 % pour les spécimens 8 et 9. En termes de rigidité, les deux modèles surestiment la rigidité initiale et la rigidité à la charge maximale de spécimen 8 par une différence de 0,5 % et 35 %. Dans la macro-modèle de Chrysostomou et al. (2002), les rigidités sont sous-estimées de 19 % et 16 %. Dans spécimen 9, les rigidités numériques sous-estimaient les valeurs expérimentales avec des écarts variant entre 8 % et 67 %.

Tableau III-10: Les résultats du modèle multi-bielles

Méthode	Modèle	Spécimen 8			Spécimen 9		
		F_{max} (KN)	$K_{initial}$ (KN/mm)	K_{peak} (KN/mm)	F_{max} (KN)	$K_{initial}$ (KN/mm)	K_{peak} (KN/mm)
Micro-modèle	/	184	54.5	9.10	292	207	33.6
Macro-modèle	Chrysostomou et al. (2002)	179	71.0	14.5	278	79.5	18.4
	Yekrangnia et Mohammadi (2017)	179	58.0	11.0	250	69.7	13.3
Méso-modèle	Chrysostomou et al. (2002)	197	83.6	18.2	261	84.1	26.3
	Yekrangnia et Mohammadi (2017)	203	69.4	16.8	272	72.0	25.5

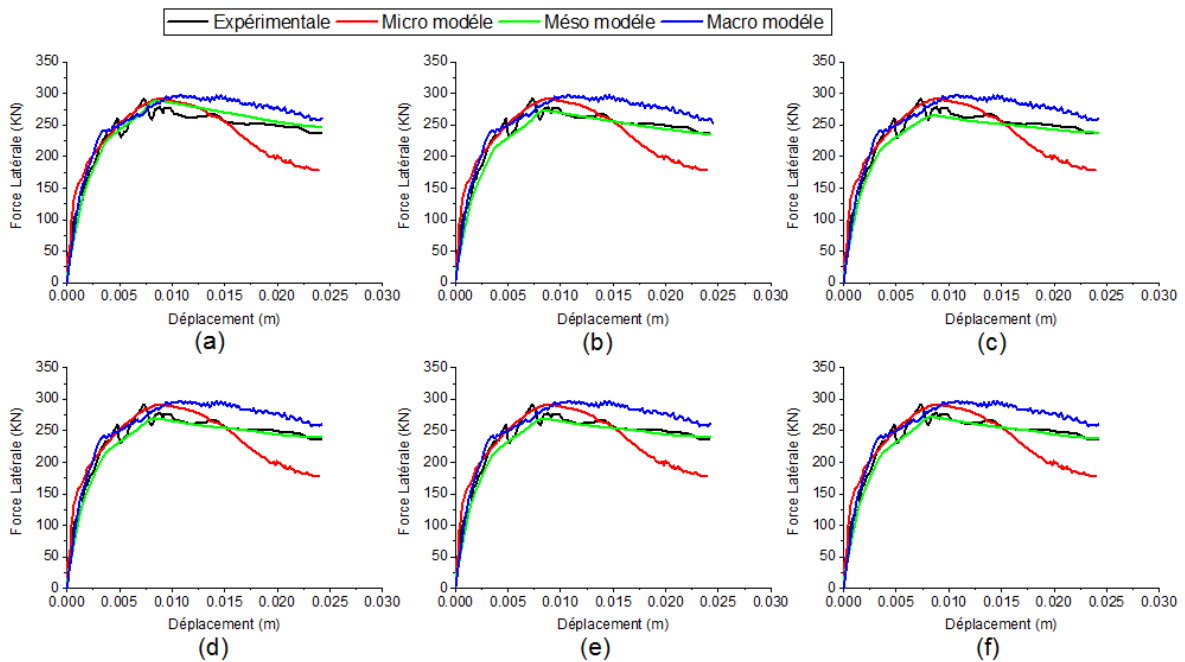


Figure III.17: Comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques (Macro modalisation) pour le spécimen 9 : (A) Holmes (1961) (B) Mainstone (1974) (C) Liauw et Kwan (1984) (D) Decanini et Fantin (1986) (E) Moghaddam et Dowling (1988) (F) Turgay et al. (2014)

III.3.5.2.3. Comportement post-pic

Figures III-16 à III-18 illustrent les courbes force-déplacement obtenues à partir d'analyses numériques. Dans la figure III-16, les résultats obtenus de Chrysostomou et al. (2002) sont présentés en vert et la couleur bleue représente les résultats de Yekrangnia et Mohammadi (2017). En général, la force latérale diminue lorsque la force maximale est atteinte pour tous les modèles numériques. Dans les modèles macro et méso, les courbes obtenues à partir de l'analyse du spécimen 8 (Figure III-16) montrent un comportement approximatif après que la charge latérale ait atteint sa valeur maximale par rapport aux résultats expérimentaux et micro du modèle. La même remarque peut être observée dans le spécimen 9 (Figure III-17). Les forces latérales à la fin des analyses sont approximativement les mêmes que les valeurs expérimentales, 150 KN dans le spécimen 8 et 237 KN et dans le spécimen 9. Les forces latérales sont réduites de 19 % dans les deux spécimens.

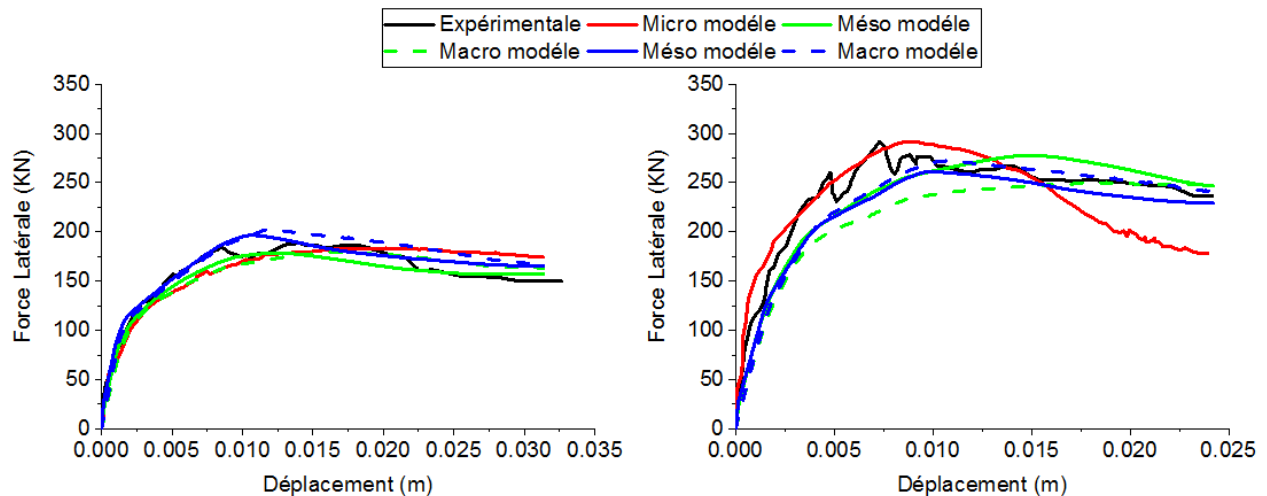


Figure III.18: Comparaison entre les modèles expérimentaux et multi-bielles : (a) Spécimen 8 (b) Spécimen 9.

Conclusion

Ce chapitre contient une investigation numérique à l'aide d'un logiciel de recherche ANSYS pour étudier la précision des méthodes de modélisation. La nouveauté dans ce chapitre s'apparaît dans l'implémentation de quelques modèles de bielles dans l'ANSYS pour capturer le comportement des portiques avec remplissage. Dans ce travail, le mur de remplissage est modélisé par les méthodes micro, méso et macro-modèles. La micro modélisation suit la simplification de Lourenço (1996). Les résultats obtenus d'après la micro modélisation des murs de remplissage indiquent que

les réponses globales des portiques remplis du test expérimental sont bien prédites à l'aide de l'approche de micro-modélisation simplifiée (en termes de résistance et de rigidité). La déformation de modèle numérique capture le glissement de cisaillement dans le spécimen 8. Alors que dans le spécimen 9, le modèle numérique capture les fissures diagonales et de glissement par cisaillement. La distribution des contraintes et des déformations, quand la résistance atteint sa valeur pic, indique le comportement diagonal de mur de remplissage ce qui soutient la macro-modélisation des murs de remplissage.

Ensuite, des analyses suivent les méthodes macro et méso-modélisation sont effectués pour étudier la capacité des quelques modèles de rigidité à capturer le comportement des portiques remplis. La macro-modélisation est appliquée par l'utilisation d'un élément LINK qui travaille seulement sous des efforts de compression et/ou de traction ce qui en fait le meilleur élément pour modéliser la bielle diagonale. La méso-modélisation est appliquée par la présentation du mur par un élément du type solide suivant la distribution des contraintes et des déformations obtenues d'après la micro-modèle. D'une manière générale, la macro-modélisation par une seule bielle diagonale indique la capacité des modèles considérés à capturer le comportement global des portiques avec remplissage. Les courbes numériques montrent des courbes approximatives quel que soit le modèle de la bielle utilisée. En utilisant la méso-modélisation, les résultats à une seule bielle sont plus prévisibles pour la réponse globale en utilisant Mainstone (1974) et Turgay et al. (2014) dans les spécimens 8 et 9. Le modèle d'Holmes (1961) donne le comportement approximatif dans le spécimen 9 par rapport aux autres modèles. En outre, les modèles de Liauw et Kwan (1984) Decanini et Fantin (1986), et Moghaddam et Dowling (1988) montrent des résultats acceptables.

Finalement, les modèles à trois bielles sont également inclus dans l'investigation en utilisant les modèles de Chrysostomou et al. (2002) et Yekrangnia et Mohammadi (2017). Les résultats montrent un comportement approximatif en utilisant les techniques de méso et macro-modélisation. Les modèles sous-estiment le comportement latéral de la maçonnerie de remplissage dans les deux techniques de modélisation à l'exception dans le modèle de Yekrangnia et Mohammadi (2017) où le comportement est surestimé dans le spécimen 8 en utilisant le méso et macro-modélisation. Enfin, la modélisation de la bielle diagonale (s) avec la technique de modélisation méso présente un outil acceptable pour étudier le comportement diagonal de la maçonnerie de remplissage.

Chapitre IV

IV. Chapitre 4 : Investigation de la précision des modèles d'une seule bielle pour prédire le comportement des portiques remplis par SAP2000

IV.1. Introduction :

Le chapitre précédent indique la capacité de l'approche d'une et de trois bielles de capturer le comportement des portiques remplis. L'approche d'une seule bielle diagonale est utilisée dans ce chapitre pour étudier, en plus des modèles de rigidité, la précision des quelques modèles de résistance. La nouveauté concernant ce travail clarifie dans la combinaison entre des différents modèles de résistance et rigidité pour une meilleure prédiction du comportement des portiques remplis. La combinaison se fait par la détermination de la largeur de la bielle par les modèles de rigidité et les propriétés mécaniques par les modèles de résistance. Des analyses non-linéaires Push-over sont effectuées sur neuf portiques en béton armé sans et avec mur de remplissage à l'aide de logiciel SAP2000. Premièrement, des analyses sont effectuées sur des modèles, où les propriétés mécaniques de la bielle sont déterminées par la méthode de la soustraction. Suivies par des analyses numériques sur des modèles où les propriétés mécaniques de la bielle sont déterminées à l'aide des modèles de résistance de littérature. Les résultats obtenus sont comparés aux résultats expérimentaux en termes de courbe force déplacement.

IV.2. Teste expérimentales des portiques sans remplissage :

Neuf tests expérimentaux de la littérature sont sélectionnés pour valider la modélisation numérique. Les essais incluent trois cadres sans remplissage et six cadres avec remplissage (sans ouvertures).

1. Trois spécimens (1, 8 et 9) sont sélectionnés à partir de l'étude expérimentale de Mehrabi et al. (1996). Les spécimens sont des portiques en béton armé soumis à des charges latérales monotones et à des charges verticales réparties sur les poteaux et la poutre. Le spécimen 1 est un portique sans remplissage, tandis que les spécimens 8 et 9 sont respectivement des portiques avec remplissage construits avec des blocs en béton creux et pleins. Les portiques

sont à l'échelle 1/2 conçus, selon le code ACI 318-89 (1989) avec un rapport hauteur/largeur de 0,667.

2. Trois spécimens (B, IS et S) sont sélectionnés à partir de l'étude de Kakaletsis et Karayannis (2007). Les portiques de béton armé sont conçus, selon le code sismique Grec pour résister aux charges sismiques. Les spécimens sont soumis à des charges latérales cycliques en plan et à des charges verticales constantes appliquées au sommet des poteaux. Les remplissages sont avec un rapport hauteur/largeur de 0,667. Le spécimen B est un portique sans remplissage et les spécimens IS et S sont des portiques avec remplissage. Les murs sont construits par des briques d'argile creuse dans spécimen S et des briques de céramique vitrifiées dans spécimen IS à une résistance plus faible que les briques d'argile.
3. Trois spécimens (BF, IF1 et IF3) sont sélectionnés à partir d'une étude récente menée par Van et Lau (2020). Le spécimen BF était un portique sans remplissage avec un rapport hauteur/largeur de 0,61, tandis que les spécimens IF1 et IF3 étaient des portiques remplis. Les spécimens sont soumis à des charges latérales monotones et à des charges verticales sur les poteaux. Le rapport hauteur/largeur des remplissages était de 1,017 et 0,61 pour les spécimens IF1 et IF3.

Tableau IV-1 : Les propriétés mécaniques du béton pour spécimens sans remplissage (Mehrabi (1996))

Tests	Béton		Renforcement			
	f'_c	E_c	Longitudinale		Transversale	
			f_y	f_u	f_y	f_u
Spécimen 1	30.87	21910	420.30	661.44	367.24	449.23
Spécimen B	28.51	/	390.47	516.27	212.20	321.07
Spécimen BF	22.84	25400	581.3/605.5	606/624.6	305.90	379.40

Tableau IV-2: Tableau IV-3: Les propriétés mécaniques du béton et remplissage (Mehrabi (1996))

Tests	Béton		Renforcement				Maçonnerie	
	f'_c	E_c	Longitudinale		Transversale		f_m	E_m
			f_y	f_u	f_y	f_u		
Spécimen 8	26.80	17225	420.30	661.44	367.24	449.23	9.50	5098.60
Spécimen 9	26.80	17225	420.30	661.44	367.24	449.23	14.20	8233.60
Spécimen S	28.51	/	390.47	516.27	212.20	321.07	2.63	660.66
Spécimen IS	28.51	/	390.47	516.27	212.20	321.07	15.18	2837.14
Spécimen IF1	22.84	25400	581.3/605.5	606/624.6	305.90	379.40	07.35	1316.00
Spécimen IF3	22.84	25400	581.3/605.5	606/624.6	305.90	379.40	07.35	1316.00

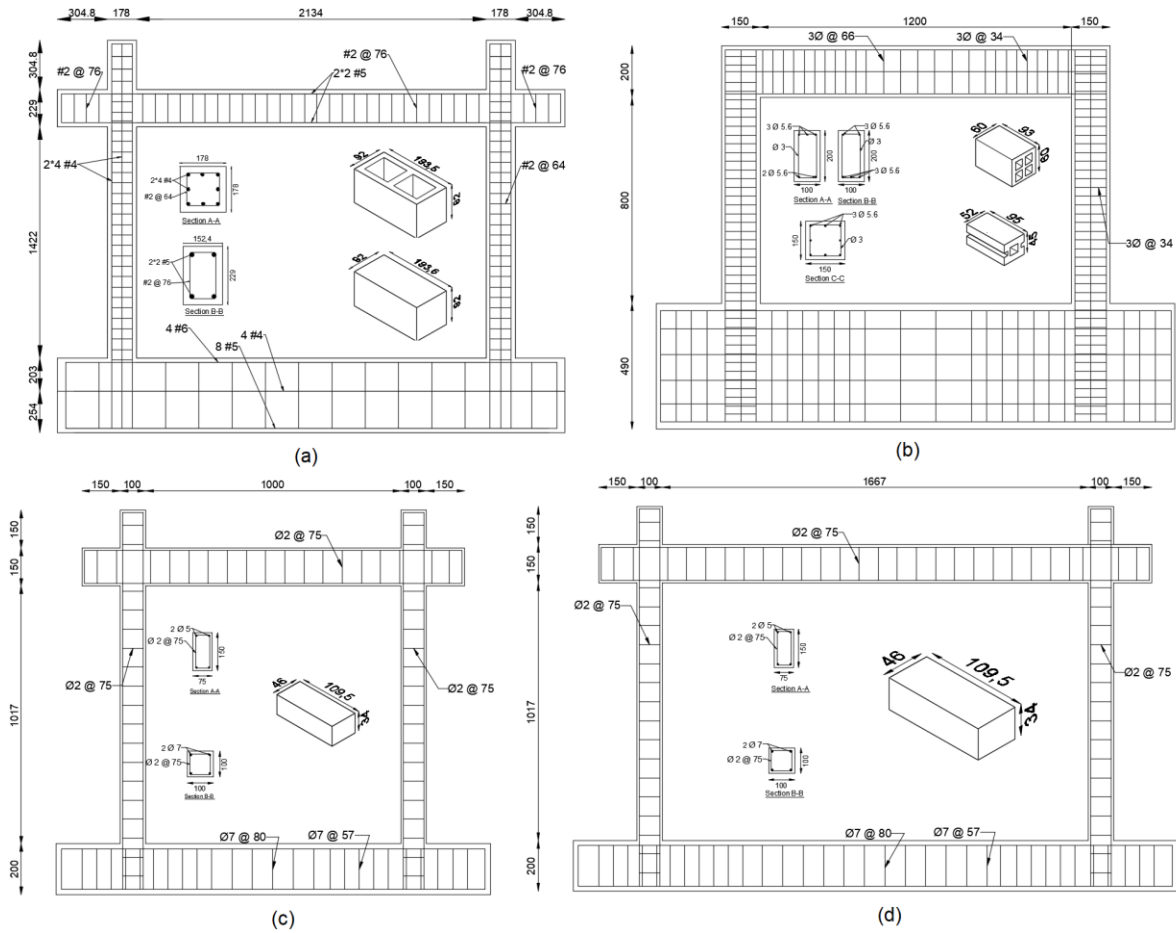


Figure IV.1: Détails des portiques en béton armé : (a) Spécimen 8 et 9 (Mehrabi et al. 1996) (b) Spécimen IS et S (Kakaletsis et Karayannis 2007) (c) Spécimen IF1 (d) Spécimen IF3 (Van et Lau 2020)

Tableaux IV-1 et IV-2 présentent les caractéristiques mécaniques des spécimens sans et avec remplissage. Figure IV-1 illustre les géométries, les renforcements et les types de briques des spécimens sélectionnés.

Étant donné qu'aucun module d'élasticité expérimental n'est mentionné dans l'étude de Kakaletsis et Karayannis (2007) pour le béton, ce paramètre est calculé à l'aide d'Eq. [IV-1].

$$E_c = 21000\sqrt{f_c} \quad [IV-1]$$

IV.3. Modélisation du portique en béton armé :

Les analyses Push-over non linéaires sont effectuées à l'aide de SAP2000. Les spécimens sélectionnés sont modélisés en 2-dimensions à l'aide d'un élément linéaire composé de deux nœuds disponibles dans la bibliothèque du SAP2000. Les charges verticales sont appliquées comme des charges permanentes distribuées sur les poteaux, selon les tests expérimentaux. La

déformation causée par la charge horizontale est appliquée par le déplacement maximal. SAP2000 qui permet deux méthodes d'appliquer les charges horizontales : (1) soit par la méthode à force contrôlée quand la force maximale est connue, (2) soit par la méthode à déplacement contrôlé où la structure se déforme jusqu'à ce que le déplacement maximal (déplacement cible) soit atteint. Les sections transversales sont modélisées par l'option « section designer ». L'option permettait la modélisation manuelle de la section avec la possibilité de définir la partie confinée de la partie non confinée. En utilisant l'option section designer, SAP2000 définit automatiquement le comportement moment-courbure de la section en plus à l'interaction force normale-moment. La déformation non-linéaire du béton est introduite dans le SAP2000 par l'attribution des rotules. Généralement, deux types de rotules sont distingués dans SAP2000 : rotules plastiques et rotules de fibre. Les rotules plastiques sont des rotules rigides-plastiques qui se comportent conformément au comportement force-déformation ou moment-rotation spécifique. Contrairement, les rotules de fibre sont des rotules élastiques-plastiques qui se comportent en fonction de la courbe non-linéaire contrainte-déformation de matériaux.

Dans la modélisation du portique, deux rotules plastiques de type flexion (M3) sont attribuées à chaque extrémité dans les poutres et des rotules plastiques de type interaction axiale-flexion (P-M3) sont assignées dans chaque extrémité des poteaux. La longueur des rotules plastiques est calculée, selon l'équation de Paulay et Priestley (1992).

Figure IV-2 illustre l'emplacement des rotules plastiques dans les éléments de portique. Les rotules sont présentées par des points noirs. Les différentes positions des rotules sont calculées suivantes Eq. [IV-3] à Eq. [IV-5] (Inel et Ozmen (2006)).

Pour Poteau :

$$l_1 = \frac{L_p}{2} \quad \text{[IV-3]}$$

$$l_2 = H_b - \frac{L_p}{2} \quad \text{[IV-4]}$$

Pour Poutre :

$$l_3 = \frac{H_c}{2} - \frac{L_p}{2} \quad \text{[IV-5]}$$

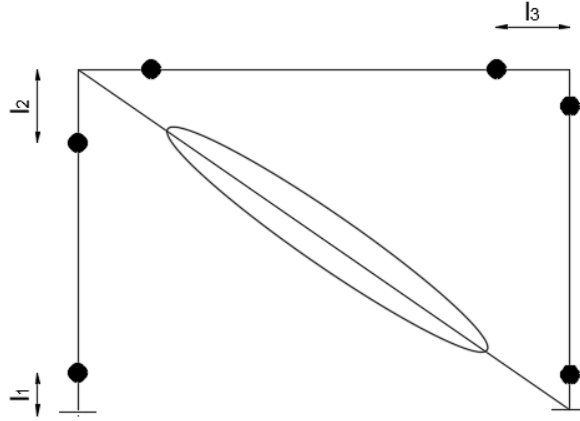


Figure IV.2: La position des rotules aux éléments de portique avec remplissage

Tableau IV-1 présente les propriétés mécaniques élastiques pour le béton et les renforcements adoptés pour chaque spécimen. Étant donné qu'aucun module d'élasticité expérimental n'est mentionné dans l'article de Kakaletsis et Karayannis (2007) pour le béton, ce paramètre est calculé à l'aide d'Eq. [IV-6]. Figure 1 illustre la géométrie et le détail des spécimens sélectionnés.

$$E_c = 21000\sqrt{f_c} \quad [IV-6]$$

Par conséquent, le comportement non-linéaire du béton non confiné est défini par une portion parabolique (Eq. [IV-7]) et une portion linéaire définie par Eq. [IV-8]. Le comportement non-linéaire de la partie confinée est défini par le modèle proposé par Mander et al. (1988) indiqué dans Eq. [III-34] à Eq. [III-38].

Pour $\varepsilon_c \leq \varepsilon_0$:

$$\sigma_c = f_c \left[\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad [IV-7]$$

Pour $\varepsilon_0 < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{ult}$:

$$\sigma_c = f_c \left[1 - 0.2 \left(\frac{\varepsilon_c - \varepsilon_0}{\varepsilon_u - \varepsilon_0} \right) \right] \quad [IV-8]$$

Comme indiqué précédemment, les propriétés des rotules plastiques sont définies en fonction de la courbe force-déplacement ou moment-rotation de la section transversale de l'élément. Cette relation est obtenue à partir de l'option de section designer. Ce comportement est lié aux propriétés du matériau, les armatures longitudinales et transversales, la section de l'élément, et les charges

appliquées. SAP2000 adopte le modèle de FEMA-356 2000 par défaut pour définir le comportement des rotules plastiques. Figure IV-3 illustre la courbe moment-rotation normalisée adoptée dans SAP2000.

La courbe de comportement se compose de quatre segments. Le premier segment (A-B) représente la déformation élastique. À ce stade, la déformation se produit au niveau de l'élément de portique, Ainsi qu'aucune rotule n'apparaît au niveau des éléments. Le segment B-C représente la déformation plastique. Sur cette ligne, on distingue trois mesures de déformation : (1) l'occupation immédiate (IO) représentait 10 % de la déformation plastique, (2) la sécurité des personnes (LS) à 60 % de la déformation plastique et (3) l'effondrement Prévention (CP) à 90% de la rotation plastique. Le troisième segment (C-D) représente une ligne verticale qui indique la diminution de la résistance du moment ultime au moment (force) résiduel. Le segment (D-E) présente la résistance résiduelle. La rupture totale se produit au point E. Au-delà du point E, le moment (force) de la rotule peut diminuer à zéro (point F) qui indique la perte totale de la résistance de l'élément. La courbure au point E est estimée, selon Inel et Ozmen (2006) par Eq. [IV-9]. Le moment (force) correspond à la courbure au point E est égal au moment résiduel (force).

$$\varphi_E = \text{Min}(\varphi_{conc}, \varphi_{steel}, \varphi_{80\%Mmax}) \quad [IV-9]$$

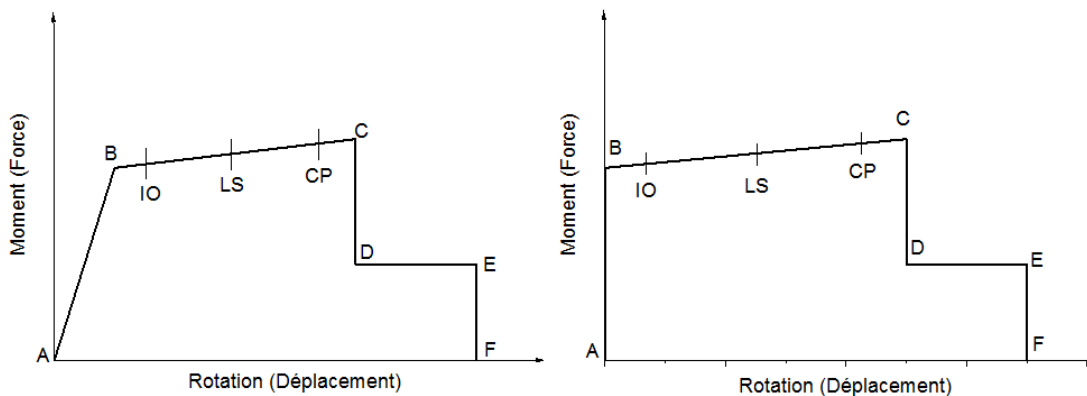


Figure IV.3: Courbe de déformation plastique adoptée dans SAP2000 pour les propriétés des rotules plastique (FEMA-356 2000)

IV.4. Résultats et discussion :

La procédure de la modélisation des portiques sans remplissage est d'abord validée avec les résultats expérimentaux. Figure IV-4 illustre la comparaison entre les courbes force-déplacement des portiques sans remplissage. On constate dans la figure IV-4(a) que les courbes sont avec une

approximation acceptable jusqu'à un déplacement de 6 mm. Après, la réponse latérale du modèle numérique dans le spécimen 1 surestime celle de l'expérimental. La capacité de charge maximale est supérieure de 1,1 fois dans les résultats numériques.

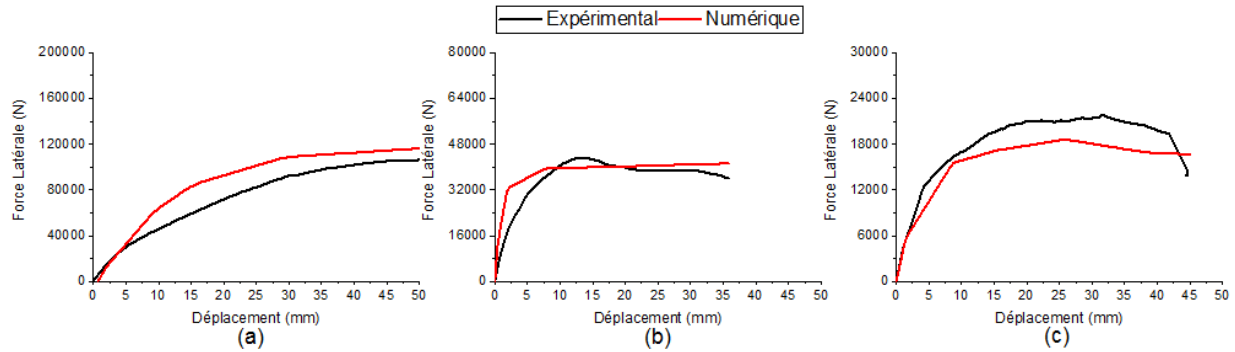


Figure IV.4: Comparaison force-déplacement entre les courbes numériques et expérimentales des châssis nus : (a) Spécimen 1 (b) Spécimen B (c) Spécimen BF

La comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux des spécimens B et BF est illustrée dans la figure IV-4(b)-(c). La rigidité initiale est surestimée dans le spécimen B. Tandis que dans le spécimen BF, une bonne approximation est observée. En termes de résistance maximale, les valeurs expérimentales sont sous-estimées dans les deux spécimens. Les résultats numériques sont inférieurs respectivement de 4,6 et 15 % pour les spécimens B et BF.

IV.5. Modélisation du mur de remplissage

Le remplissage de maçonnerie est remplacé par une seule bielle diagonale. La largeur de la bielle diagonale est calculée selon les équations présentées dans le tableau IV-3. L'épaisseur et la longueur diagonale sont considérées comme les mêmes que celles du remplissage de maçonnerie. La bielle diagonale est modélisée d'une façon qu'elle résiste uniquement à la compression. La résistance à la traction, de cisaillement et aux moments fléchissant sont éliminés. Le comportement non linéaire de la bielle est attribué par une rotule de fibre placée à mi-longueur de la longueur diagonale. La longueur de la rotule est prise égale à 75% de la longueur diagonale (Basha et Kaushik (2016)). Figure IV-2 illustre la position de la rotule de fibre avec sa longueur réelle adoptée pour la bielle diagonale.

Les propriétés mécaniques de la bielle diagonale sont déterminées par deux méthodes différentes. Dans la première méthode, les propriétés sont définies d'après la réponse du mur de remplissage obtenu à partir de la méthode de soustraction des comportements de portique sans et avec

remplissage. La deuxième méthode est basée sur l'utilisation des équations mathématiques pour déterminer la résistance du mur de remplissage. La description de chaque méthode est discutée dans la section suivante.

Tableau IV-3: Les modèles de largeur pour la bielle diagonale

Auteur	Equation	
Holmes (1961)	$w = d_m/3$	[IV-11]
Mainstone (1974)	$w = 0.115d_m\lambda_h^{-0.4}$	[IV-12]
	$w = 0.175d_m\lambda_h^{-0.4}$	[IV-13]
Liau et Kwan (1984)	$w = \frac{0.95 \sin 2 \theta d_m}{2\sqrt{\lambda_h}}$	[IV-14]
Decanini et Fantin (1986)	$w = \left(k_1/\lambda_h + k_2\right)$	[IV-15]
Moghaddam et Dowling (1988)	$w = d_m/6$	[IV-16]
Turgay et al. (2014)	$w = \frac{0.18d_m}{\sqrt[4]{\lambda_h}}$	[IV-17]

IV.5.1. Estimation par le comportement de remplissage :

Comme indiqué précédemment, les propriétés mécaniques sont définies à partir de la réponse du remplissage de maçonnerie. Les courbes force-déplacement des remplissages sont définies comme la différence entre le comportement du portique rempli et le comportement du portique sans remplissage. Cette méthode repose sur l'hypothèse qui considère la réponse latérale du cadre rempli comme une combinaison de la réponse du portique sans remplissage et de celle du remplissage en maçonnerie. Figure IV-5 illustre la division du portique avec remplissage qui contrôle le comportement global. Mohamed (2017) indiquent que le comportement global peut être représenté par :

$$K = K_{portique} + K_{remplissage} \quad [IV-18]$$

$$F = F_{portique} + F_{remplissage} \quad [IV-19]$$

Où : $K, K_{portique},$ et $K_{remplissage}$: sont respectivement les rigidités globales, de portique, et de mur de remplissage, $F, F_{portique},$ et $F_{remplissage}$: sont respectivement les forces latérales globales de portique, et de mur de remplissage.

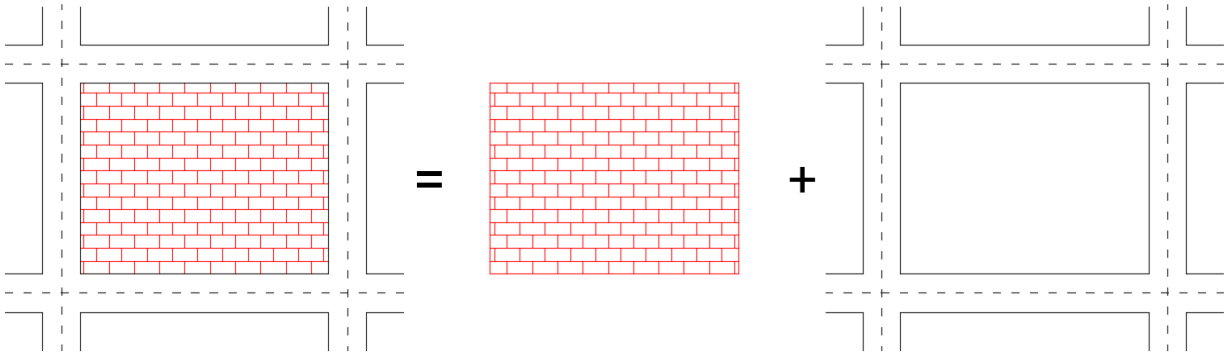


Figure IV.5: Éléments de composition de cadre remplis

Cette méthode est mentionnée par Mainstone (1971) durant l'étude expérimentale exécutée pour déterminer la rigidité et la résistance des portiques remplis. Il est suggéré de représenter le comportement de portiques remplis par la somme de comportement de mur et portique. En outre, Asteris et al. (2016) ont considéré que la rigidité initiale du portique rempli est égale à la somme de la rigidité du portique plus de mur de remplissage. Cette méthode est utilisée par plusieurs chercheurs pour étudier le comportement des modèles numériques (Liberatore et al. (2018), De Risi et al. (2018), Mohamed et Romão (2018)). La résistance maximale obtenue en soustrayant la réponse des remplissages pour les spécimens 8, 9, IS, S, IF1, IF3 est : 141, 250, 34, 42, 22 et 17 KN. Les résultats montrent que la résistance la plus élevée est obtenue à partir de spécimen 9. Ce spécimen est à l'échelle 1/2 et construit avec des blocs de béton solides ayant une contrainte de compression plus élevée. Le comportement non linéaire de la bielle diagonale est obtenu en convertissant les courbes force-déplacement aux courbes contrainte-déformation en divisant les forces et les déplacements respectivement par la section transversale et la longueur de la bielle diagonale, après la projection de la courbe force-déplacement à la direction diagonale.

Figure IV-6 illustre les courbes contrainte-déformation obtenues d'après le convertissement des courbes force-déplacement pour chaque spécimen. Dans ce travail, ces courbes sont utilisées pour définir les propriétés mécaniques linéaires. On admet que la contrainte de compression de la bielle est égale à la contrainte maximale dans chaque courbe, et le module d'élasticité est estimé à 45% de la contrainte maximale en utilisant la loi du Hook. Les points des courbes après la limite élastique sont utilisés pour la définition de comportement non linéaire de la bielle diagonale.

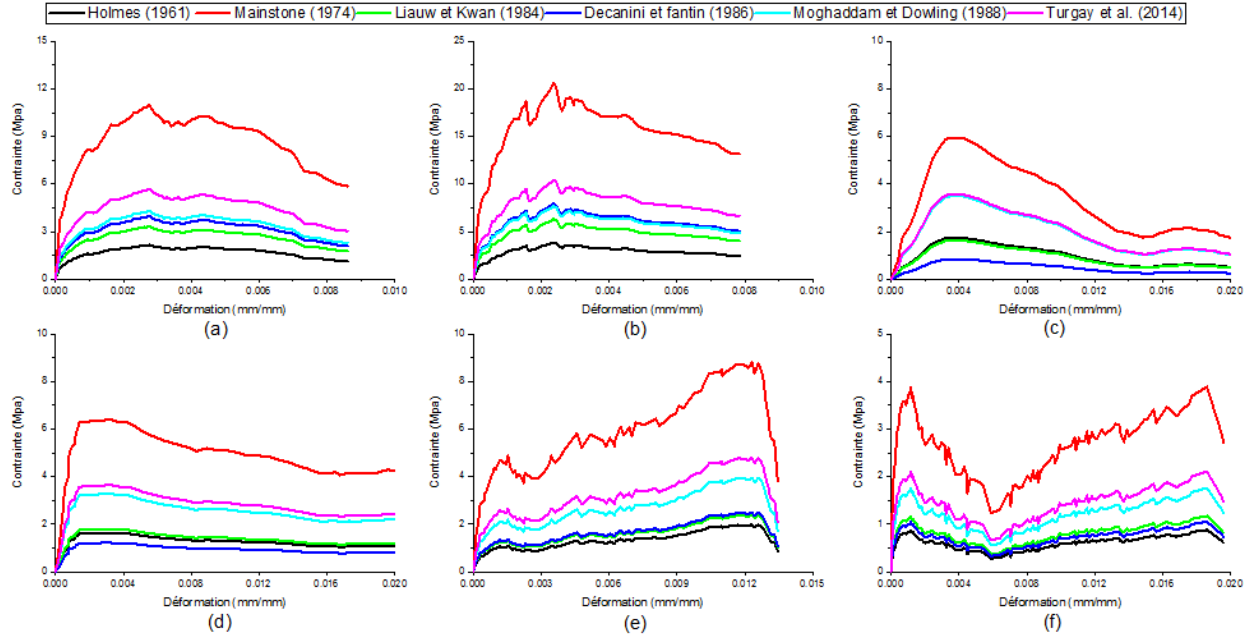


Figure IV.6: Les courbes contrainte-déformation converties pour chaque modèle d'bielle : (a) spécimen 8 (b) spécimen 9 (Mehrabi et al. 1996) (c) spécimen IS (d) spécimen S (Kakaletsis et Karayannis 2007) (e) spécimen IF1 (f) spécimen IF3 (Van et Lau 2020)

IV.5.2. Estimation par des équations mathématiques :

IV.5.2.1. La résistance à la compression :

La résistance à la compression de la bielle diagonale est déterminée par la division de la force du mur par la section de la bielle. Cinq modèles de résistance (Tableau [IV-4]) sont utilisés pour déterminer la résistance de la bielle (Liberatore et al. 2018). Les équations sélectionnées prennent en considération différents modes de ruines de mur de remplissage. La force latérale du mur est déterminée à partir de l'Eq. [IV-20].

$$N = \text{Min}(N_s, N_{dt}, N_{dc}, N_{cc}) \quad [IV-20]$$

Les équations de la force de cisaillement requises la définition de la contrainte de cisaillement du joint du lit. Ce paramètre peut être calculé selon les Eqs. [IV-21] et [IV-22] (Liberatore et al. (2018)) quand aucune équation n'est proposée par l'auteur.

$$\tau_0 = \frac{2}{3} \sqrt{\tau_{m0}} \quad [IV-21]$$

$$\tau_{m0} = 0.285 \sqrt{f'_m} \quad [IV-22]$$

Tableau IV-4: La force latérale du mur de remplissage

Auteurs	N_s	N_{dt}	N_{dc}	N_{cc}
Liauw et Kwan (1984)	/	/	$\left(\frac{4M_{pj}}{h} + \frac{f'_m t h}{6} \right) \frac{1}{\cos(\theta)}$ <p style="text-align: center;"><i>for l > h</i></p> $\left(\frac{4M_{pj}}{h} + \frac{f'_m t h}{6 \tan^2(\theta)} \right) \frac{1}{\cos(\theta)}$ <p style="text-align: center;"><i>for l < h</i></p>	$\min \left\{ \frac{\sqrt{2(M_{pj} + M_{pc}) f'_m t}}{\cos(\theta)}, \frac{\sqrt{2(M_{pj} + M_{pb}) f'_m t}}{\sin(\theta)} \right\}$
Decanini et Fantin (1986)	$[(1.2 \sin(\theta) + 0.45 \cos(\theta)) \tau_0 + 0.3 \sigma_y] t d$	$(0.6 \tau_{m0} + 0.3 \sigma_y) t d$	$\frac{1.16 \tan(\theta) f'_m t d}{\lambda_h}$	$\frac{1.12 \sin(\theta) \cos(\theta) f'_m t d}{\lambda_h^{0.88}}$
Paulay et Priestley (1992)	$\frac{\tau_0}{1 - \mu(h/l)} t d$	$\frac{\pi}{2} t d f'_{tm}$	$\frac{2}{3} z t f'_{tm} \sin(\theta)$	/
Saneinejad et Hobbs (1995)	$\min \left\{ \frac{\gamma \tau_0 t d}{1 - 0.45 \tan(\theta')}, \frac{0.83 t d \gamma}{0.83 t d \gamma} \right\}$	$2\sqrt{2} t h_m f'_{tm} \cos(\theta)$	$\frac{0.5 h_m t f_a}{\cos(\theta)}$	$\frac{(1 - \alpha_c) \alpha_c h t \sigma_c + \alpha_b t \tau_b}{\cos(\theta)}$
FEMA 306 (1998)	$\frac{(\tau_0 - \mu \sigma_y) l t}{\cos(\theta)}$	$2\sqrt{2} t h_m f'_{tm} \cos(\theta)$	/	$w t f'_{m90}$

N_s : force de cisaillement, N_{dt} : force de traction diagonale, N_{cc} : force d'écrasement de coin, N_{dc} : force d'écrasement en diagonale, M_{pb} : moment plastique de poutre, M_{pc} : moment plastique de Poteau, M_{pj} : moment plastique du joint, f'_m : contrainte de compression du maçonnerie, t : épaisseur du panneau, τ_0 : contrainte de cisaillement du joint de lit, σ_y : contrainte verticale, τ_{m0} : contrainte de cisaillement du diagonale en compression, μ : coefficient de frottement, f'_{tm} : contrainte de traction de panneau. γ : facteur de la charge, f_a : contrainte de compression admissible, $\alpha_c h, \alpha_b l$: la longueur de contact mur- poteau, mur-poutre. σ_c, τ_b :

Le tableau 5 présente les résistances axiales obtenues à partir des deux méthodes sélectionnées. Dans la plupart des cas, la résistance du mur de remplissage est gouvernée par la force de traction en diagonale. Dans le modèle de Liauw et Kwan (1984), la résistance du mur est gouvernée par la force de compression en diagonale puisqu'aucune équation de cisaillement par glissement ou de traction en diagonale n'est proposée. En général, les résultats varient en fonction du modèle utilisé, par exemple, le modèle de Liauw et Kwan (1984) a surestimé la force expérimentale dans tous les spécimens. La force numérique est de 1,2 à 4,3 fois supérieure à celle de l'expérimental. Les modèles proposés par Decanini et Fantin (1986), Saneinejad et Hobbs (1995) ont surestimé la force chez certains spécimens et l'ont sous-estimée chez d'autres. Les modèles proposés par Paulay et Priestley (1992) et celui retenu dans FEMA 306 (1998) sous-estiment les forces expérimentales de 5,5% à 92% selon le spécimen.

Tableau IV-5: La force axial de la bielle diagonale pour chaque spécimen (unité KN)

Auteurs	S8	S9	IS	S	IF1	IF3
Expérimentale	169.36	301.22	40.90	50.23	32.02	19.32
Liauw et Kwan (1984)	388.62	521.44	174.61	60.75	77.30	66.31
Decanini et Fantin (1986)	141.96	173.76	53.70	27.08	23.41	32.00
Paulay et Priestley (1992)	88.06	131.49	44.68	08.93	14.00	19.20
Saneinejad et Hobbs (1995)	160.00	117.77	64.26	20.15	12.80	31.00
FEMA 306 (1998)	73.22	109.33	37.15	07.43	12.60	15.34

IV.5.2.2. Le module d'élasticité :

Plusieurs équations sont proposées dans la littérature pour calculer le module d'élasticité des remplissages de maçonnerie. Selon Crisafulli (1997), Sinha et Pedreschi (1983) ont proposé une équation basée sur des tests expérimentaux sur des prismes de maçonnerie, le module d'élasticité est défini, selon Eq. [IV-24].

$$E_m = 1180f_m'^{0.83} \quad [IV-24]$$

San Bartolomé (1990) ont suggéré que le module d'élasticité soit 500 fois supérieur à la résistance de compression des prismes de maçonnerie (Eq. [IV-25]). Comme mentionné par Crisafulli (1997), le modèle de Schubert est défini par Eq. [IV-26].

$$E_m = 500f'_m \quad [IV-25]$$

$$E_m = 2116f'_m{}^{0.5} \quad [IV-26]$$

Paulay et Priestley (1992) ont recommandé respectivement les Eqs. [IV-27] - [IV-28] pour calculer le module d'élasticité des remplissages de maçonnerie en bloc en béton et en briques d'argile.

Pour la maçonnerie en béton :

$$E_m = 1000f'_m \quad [IV-27]$$

Pour la maçonnerie en briques de terre cuite :

$$E_m = 750f'_m \quad [IV-28]$$

Le module d'élasticité peut être calculé sur la base du code ACI 530-13 (2013) en utilisant les Eqs. [IV-29] - [IV-30] pour les remplissages de maçonnerie respectivement en briques d'argile et en béton.

$$E_m = 700f'_m \quad [IV-29]$$

$$E_m = 900f'_m \quad [IV-30]$$

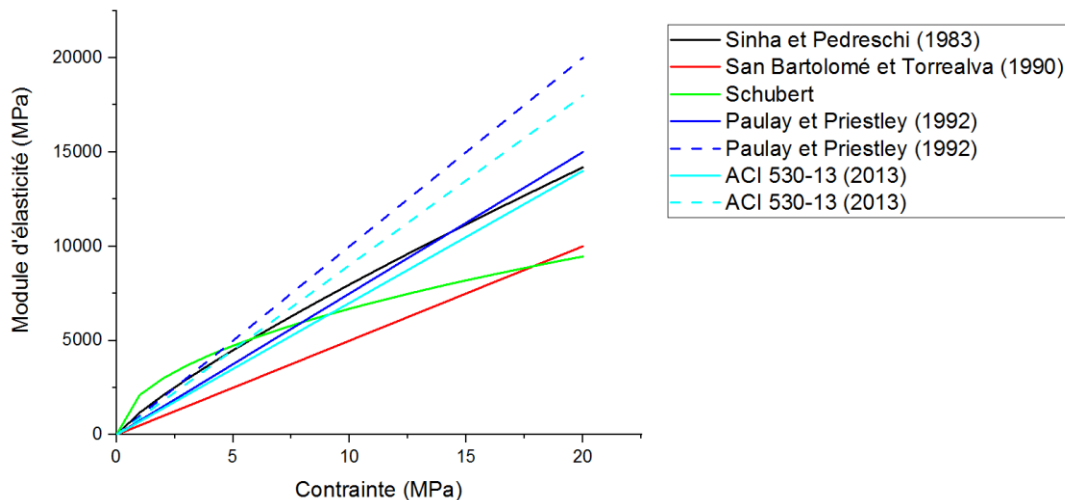


Figure IV.7: la variation de chaque équation de module d'élasticité en fonction de la contrainte de compression du remplissage en maçonnerie

Figure IV-7 illustre la variation des équations de module d'élasticité en fonction de la contrainte de compression du remplissage de maçonnerie. La variation de chaque équation est indiquée par une couleur différente. Les lignes pointillées représentent le module obtenu pour un mur avec brique en béton. Les équations présentent des variations linéaires sauf que le modèle proposé par Schubert indique une courbe non-linéaire. Pour un mur en bloc en béton, Les équations de Paulay et Priestley (1992) et ACI 530-13 (2013) donnent des valeurs plus élevées que dans les modèles en brique d'argile. Le modèle de San Bartolomé (1990) présente des valeurs moins que les autres jusqu'à une contrainte de compression d'environ de 18 MPa. À partir de cette contrainte le modèle de Schubert présente les plus petites valeurs.

IV.5.2.3. *Le comportement non-linéaire de remplissage :*

Des divers modèles non-linéaires sont suggérés pour déterminer le comportement post-élastique de la bielle diagonale. Dans le cadre d'un programme de recherche, Sinha et Pedreschi (1983) ont réalisé une série d'essais expérimentaux à grande échelle sur six différents spécimens avec des briques qui sont liées par deux types de mortier (Grade I et II) soumis à des forces de compression verticales appliquées, selon le règlement BS 3921. L'étude se termine par la proposition d'une expression à trois degrés pour estimer la courbe contrainte-déformation jusqu'à la valeur de contrainte maximale. L'expression suggérée par Sinha et Pedreschi (1983) est indiquée dans Eq. [IV-31]. L'expression est appliquée quand $\varepsilon_m < \varepsilon_{0m}$ (Crisafulli (1997)).

$$\sigma_m = \frac{0.824f'_m}{\varepsilon_{0m}^3} \varepsilon_m^3 - \frac{2.092f'_m}{\varepsilon_{0m}^2} \varepsilon_m^2 + \frac{2.265f'_m}{\varepsilon_{0m}} \varepsilon_m - 0.0061f'_m \quad \text{[IV-31]}$$

σ_m : contrainte de compression, ε_m : déformation à une contrainte σ_m , f'_m : maximum contrainte, ε_{0m} : déformation quand la contrainte est maximale.

San Binda et al. (1988) ont mené une étude expérimentale sur des échantillons en maçonnerie construite par différents types de mortier pour déterminer la contrainte et la déformation sous l'effort de compression. Le modèle proposé par San Binda et al. (1988) est défini par une ligne linéaire jusqu'à 75% de la contrainte maximale. L'expression contrainte-déformation est définie comme indiqué dans Eq. [IV-32] à Eq. [IV-33].

$$\sigma_m = \frac{3f'_m}{2\varepsilon_{0m}} \varepsilon_{0m} \text{ Pour: } 0 \leq \varepsilon_m \leq \frac{\varepsilon_{0m}}{2} \quad \text{[IV-32]}$$

$$\sigma_m = f'_m \left[-\frac{1}{2} + \frac{7\varepsilon_m}{2\varepsilon_{0m}} - 2 \left(\frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_{0m}} \right)^2 \right] \text{ Pour: } \frac{\varepsilon_{0m}}{2} < \varepsilon_m < \varepsilon_{0m} \quad [\text{IV-33}]$$

Hendry (1990) suggéré un modèle similaire à celui utilisé pour le béton non confiné. Les relations contrainte-déformation sont définies, selon Eq. [IV-34].

$$\sigma_m = f'_m \left[2 \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_{0m}} - \left(\frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_{0m}} \right)^2 \right] \quad [\text{IV-34}]$$

Le modèle par Angel (1994) est basé sur quatre points principaux : l'origine, la limite d'élasticité, la résistance maximale et le point où la contrainte atteint une valeur de zéro. Comme mentionné par Mohyeddin et al. (2013), ce modèle montre de bons résultats lorsque la déformation varie entre 0,003 et 0,0048, sinon une courbe irréaliste sera obtenue. Le module d'élasticité est défini par Eq. [IV-35].

$$\sigma_m = \frac{27f'_m(250\varepsilon_{crm} - 1)}{4\varepsilon_{crm}^3} \varepsilon_m^3 + \frac{27f'_m(1 - 333.3\varepsilon_{crm})}{4\varepsilon_{crm}^2} \varepsilon_m^2 + E_m \varepsilon_m \quad [\text{IV-35}]$$

ε_{crm} : la déformation maximale avant collapse, E_m : le module d'élasticité du mur de remplissage.

Figure IV-8 illustre la comparaison entre les modèles mentionnés pour un mur de remplissage avec une contrainte de compression de 14,2 MPa obtenu à une déformation de 0,0026. Figure IV-8 indique une courbe bilinéaire par le modèle de Singa et Pedreschi (1983). Le modèle de San Binda et al. (1988) surestime la valeur de la contrainte maximale par rapport aux autres modèles. Les deux modèles précédents expriment le comportement jusqu'à la contrainte maximale. D'autre part, les modèles d'Hendry (1990) et Angel (1994) présentent des courbes identiques.

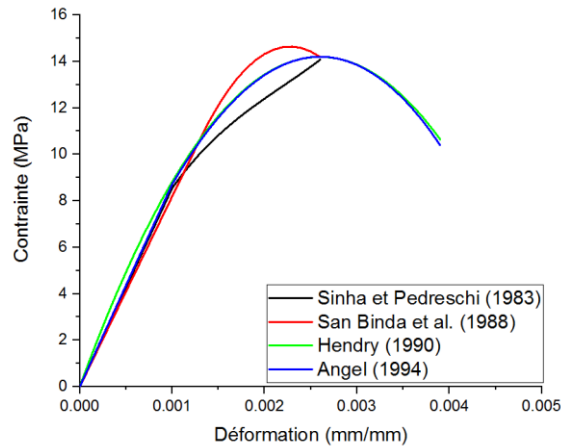


Figure IV.8: Comparaison entre les modèles non-linéaire pour le mur de remplissage

Dans ce travail, la résistance à la compression de la bielle diagonale est définie à partir des équations mathématiques. Le module d'élasticité est défini par les deux modèles proposés par Paulay et Priestley (1992), ainsi que, le comportement non-linéaire est défini par le modèle proposé par Hendry (1990) à cause de sa simplicité d'application et la capacité de définir la partie décroissante. Les valeurs de déformations aux forces maximales et la déformation ultime sont considérées comme celle dans la méthode de soustraction.

IV.6. Résultats et discussion :

Les résultats des analyses push-over sont présentés dans cette section. Ils sont divisés en deux groupes : (1) le premier groupe contient les résultats obtenus en définissant les propriétés mécaniques de la bielle diagonale avec la méthode soustraction, (2) le deuxième groupe contient les résultats obtenus en définissant les propriétés mécaniques à l'aide des équations sélectionnées dans la littérature.

IV.6.1. Groupe I :

Figure IV-9 illustre la comparaison entre les courbes force-déplacement expérimentales et numériques pour chaque modèle de bielle. En général, les courbes numériques des spécimens 8, S et IS surestiment le comportement expérimental. Au-delà du pic, une diminution des résistances est apparue dans la Figure due à la perte de la résistance de la bielle diagonale. Spécimen 9 présente une diminution progressive dans tous les modèles (Figure IV-9(b)). Figures IV-9(e)-(f) représentent respectivement la courbe force-déplacement numériques obtenue à partir des spécimens IF1 et IF3. Dans le spécimen IF1, la résistance est réduite lorsque la résistance atteint sa valeur maximale. La réduction est à une déformation approximative par rapport à la courbe expérimentale. Dans spécimen le IF3, les forces des courbes numériques diminuent à un déplacement inférieur par rapport à l'expérimental.

Tableau IV-6 présente les valeurs de résistance numérique et expérimentale pour chaque modèle. Dans le spécimen 8, le modèle d'Holmes (1961) surestime la résistance latérale expérimentale de 22 %, tandis que le modèle de Mainstone (1974) surestime la valeur expérimentale par 5 %. La résistance latérale obtenue à partir du modèle de Liauw et Kwan (1984) est 17% supérieurs à la résistance expérimentale. Le modèle de Decanini et Fantin (1986) surestime la force latérale expérimentale de 13 %. Le modèle de Moghaddam et Dowling (1988) donne une valeur supérieure de 14 %. Le modèle proposé par Turgay et al. (2014) surestime la force latérale de 11%. Dans le

cas du spécimen 9, le modèle d'Holmes (1961) présente une résistance supérieure par rapport à celle de l'expérimental avec une différence de 26%. Les modèles de Liauw et Kwan (1984), Decanini et Fantin (1986), Moghaddam et Dowling (1988) et Turgay et al. (2014) surestiment respectivement la force latérale expérimentale de 18, 11, 15 et 8 %. Le modèle de Mainstone (1974) donne la valeur la plus approximative avec une surestimation de 1.4 %. Dans le spécimen IS, tous les modèles sous-estiment la valeur de résistance expérimentale.

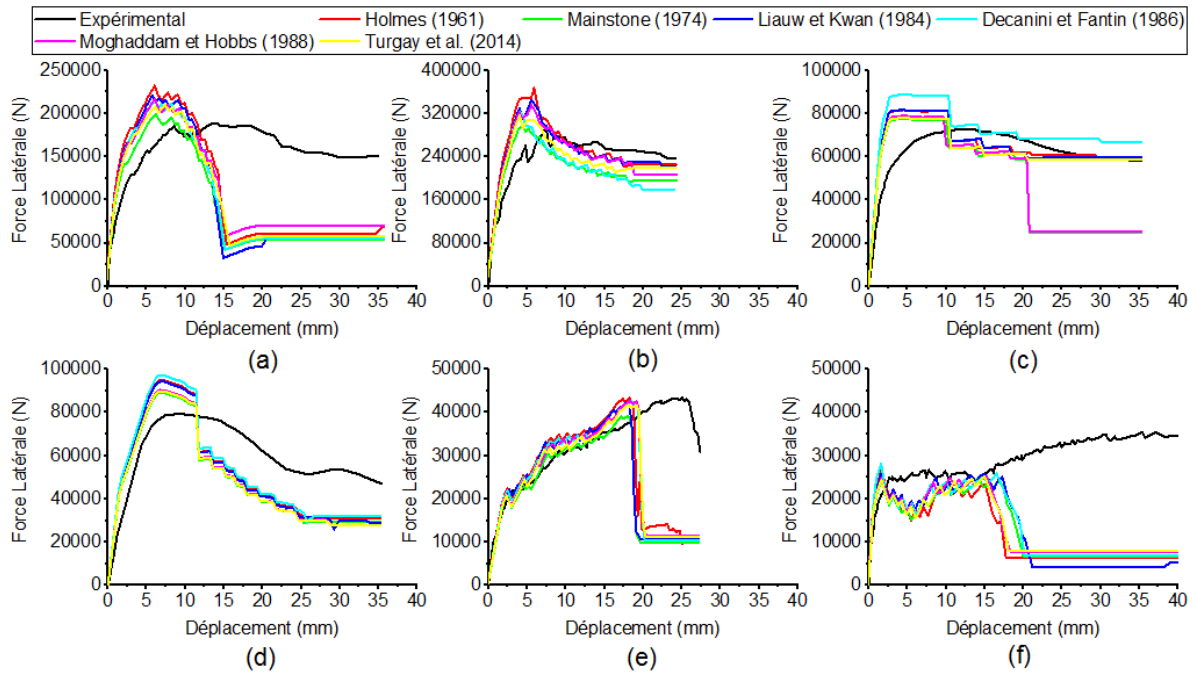


Figure IV.9: Courbes force-déplacement obtenues à partir de différents modèles numériques : (a) spécimen 8 (b) spécimen 9 (c) spécimen IS (d) spécimen S (e) spécimen IF1 et (f) spécimen IF3

Tableau IV-6: Les valeurs de résistance latérale (KN)

Modèle	Résistance latérale (KN)					
	S8	S9	IS	S	IF1	IF3
Expérimental	189.00	291.50	72.40	79.30	44.00	35.50
Holmes (1961)	232.10	367.45	81.57	94.92	43.38	26.70
Mainstone (1974)	198.91	295.68	77.59	89.18	39.16	24.86
Liauw et Kwan (1984)	221.21	345.28	81.61	94.27	42.47	25.86
Decanini et Fantin (1986)	214.65	323.16	88.74	97.25	42.63	28.16
Moghaddam et Dowling (1988)	216.91	335.19	78.90	90.40	42.65	25.26
Turgay et al. (2014)	209.96	315.91	77.94	89.85	41.85	25.26

Les modèles de Mainstone (1974), Moghaddam et Dowling (1988), et Turgay et al. (2014) présentent des erreurs de 7.9 et de 7.6%. Alors que la différence est augmentée à 12.6, 12.7 et 22.5

% en utilisant les modèles Holmes (1961), Liauw et Kwan (1984), et Decanini et Fantin (1986). La résistance expérimentale de spécimen S est de 79.3 KN. Cette résistance est plus approximative avec le modèle de Mainstone (1974), une valeur de 89,2 KN est obtenue. Dans les autres modèles, les erreurs varient entre 13.3% et 22.6%. Dans les spécimens IF1 et IF3, tous les modèles numériques sous-estiment la force expérimentale. Les différences varient respectivement entre 1.4 - 11 % et 20.6 - 30 %.

IV.6.2. Groupe II :

Les résultats du groupe II sont illustrés dans Figure IV-10 à Figure IV-16. Les propriétés mécaniques utilisées sont définies d'après des équations mathématiques. Les courbes présentent également l'effet de facteur d'échelle des rotules plastiques sur le comportement global des spécimens depuis qu'aucune recommandation n'était suggérée par SAP2000 dans l'utilisation de ce facteur. Ce dernier est inclus dans les modèles qui sous-estiment la courbe expérimentale. Les résultats résolus avec le facteur d'échelle sont présentés par des lignes discontinues, tandis que les courbes obtenues sans l'utilisation du facteur d'échelle sont présentées par des lignes continues. Les coordonnées de la limite élastique, moment et rotation, sont utilisés comme des facteurs d'échelle. En outre, le modèle de résistance axiale proposé par Liauw et Kwan (1984) n'est pas utilisé dans la solution numérique, car il représente des valeurs de résistance très élevées.

En général, l'utilisation du facteur d'échelle augmente les courbes force-déplacement des résultats numériques. Au-delà de la résistance maximale, les courbes force-déplacement résolus sont exposées à une diminution de la résistance due à la perte de la bielle diagonale, ce qui indique l'effondrement total de mur de maçonnerie. Le taux de la diminution est égal à la résistance de la bielle pour chaque modèle de force utilisé. Après la diminution, le portique se comporte comme un portique sans mur de remplissage.

Figure IV-10 illustre les courbes force-déplacement obtenues à partir des analyses numériques comparées à celle de l'expérimental pour le spécimen 8. Le modèle de résistance de la maçonnerie proposé par Decanini et Fantin (1986) donne des résultats plus appropriés en le comparant au modèle de Saneinejad et Hobbs (1995). Une meilleure approximation de la résistance maximale est observée lorsque ce modèle de résistance est combiné avec les modèles de rigidité de Mainstone (1974) et de Turgay et al. (2014). Les autres modèles de rigidité sous-estiment la résistance expérimentale du portique avec remplissage. La sous-estimation la plus élevée est observée dans

le modèle d'Holmes (1961) puisque ce modèle présente une largeur de la bielle la plus élevée parmi les modèles sélectionnés. En utilisant des facteurs d'échelle, les modèles de résistance de Paulay et Priestley (1992) et celui adopté dans FEMA 306 (1998) montrent un comportement approximatif en termes de résistance latérale lorsqu'il est combiné avec les modèles de largeur de Mainstone (1974) et Turgay et al. (2014).

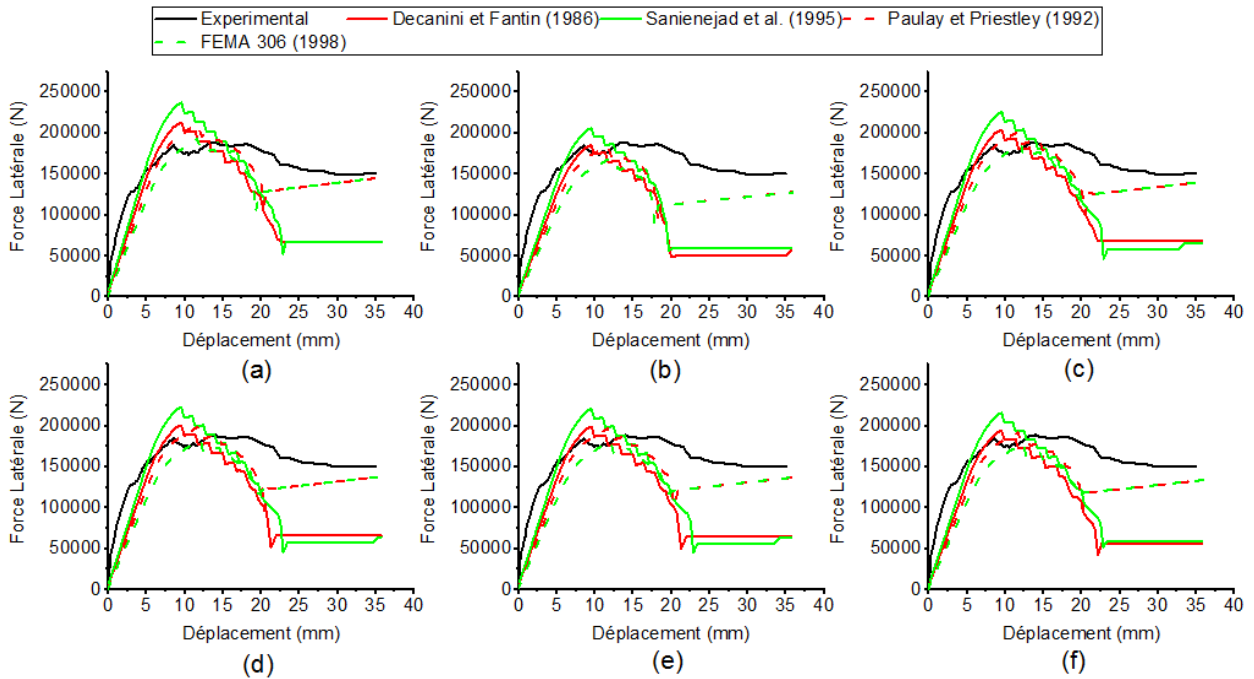


Figure IV.10: Comparaison des courbes de déplacement de force pour le spécimen 8 en utilisant modèle de la rigidité de : (a) Holmes (1961) (b) Mainstone (1974) (c) Liauw et Kwan (1984) (d) Decanini et Fantin (1986) (e) Moghaddam et Dowling (1988) (f) Turgay et al. (2014)

Figure IV-11 illustre la comparaison entre les résultats de force-déplacement expérimentaux et numériques pour le spécimen 9. Les modèles de force axiale de Decanini et Fantin (1986) et de Saneinejad et Hobbs (1995) sont résolus avec et sans facteur d'échelle, car tous les modèles de résistance sélectionnés sous-estiment la résistance soustraite du panneau de remplissage et ces deux modèles sont plus proches à la valeur expérimentale par rapport aux autres. Le comportement expérimental est sous-estimé dans toutes les analyses sans facteurs d'échelle. Le modèle le plus proche est celui obtenu par le modèle de rigidité d'Holmes (1961). En utilisant des facteurs d'échelle, les comportements numériques (lignes en pointillé) montrent des résultats approximatifs lorsque le modèle de force axiale de Decanini et Fantin (1986) est combiné avec les modèles de rigidité de Liauw et Kwan (1984), Decanini et Fantin (1986), Moghaddam et Dowling (1988).

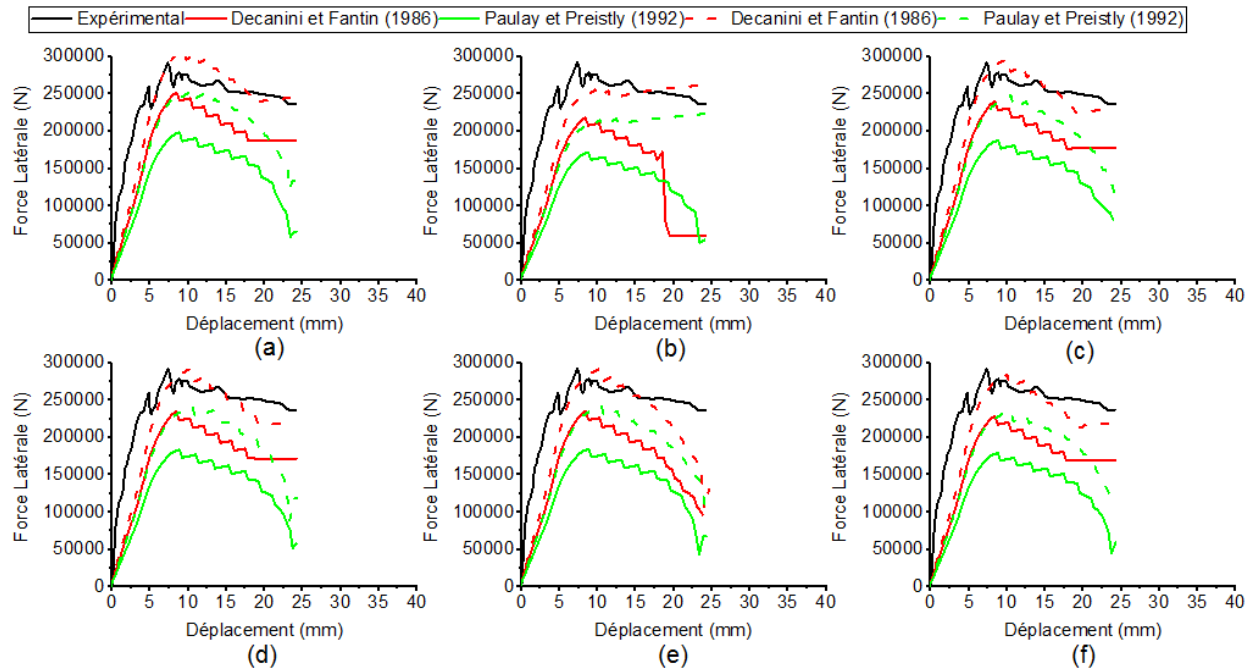


Figure IV.11: Comparaison des courbes de déplacement de force pour le spécimen 9 en utilisant modèle de la rigidité de : (a) Holmes (1961) (b) Mainstone (1974) (c) Liauw et Kwan (1984) (d) Decanini et Fantin (1986) (e) Moghaddam et Dowling (1988) (f) Turgay et al. (2014)

La comparaison entre les courbes force-déplacement pour le spécimen IS est présentée dans Figure IV-12. Ce spécimen est analysé sans facteurs d'échelle puisque tous les modèles de résistance montrent des valeurs de résistance plus élevées que ces valeurs obtenues en soustrayant les courbes expérimentales. Le modèle de résistance de Paulay et Priestley (1992) surestime la résistance latérale du portique rempli lorsqu'il est combiné avec tous les modèles rigidité. Pendant ce temps, le modèle de résistance adopté dans FEMA 306 (1998) présente de bonnes prédictions de la résistance maximale et de la rigidité initiale lorsqu'il est combiné avec les modèles de la bielle de Mainstone (1974), Moghaddam et Dowling (1988) et Turgay et al. (2014). Les autres modèles surestiment le comportement.

Figure IV-13 illustre les résultats obtenus à partir de l'analyse du spécimen S. Ce spécimen est analysé avec et sans facteurs d'échelle en utilisant les modèles de résistance de Decanini et Fantin (1986). Le comportement expérimental est sous-estimé lorsque le spécimen est analysé sans facteurs d'échelle (ligne continue). En incluant des facteurs d'échelle, la courbe est plus approximative lorsque le modèle de résistance de Decanini et Fantin (1986) est combiné avec le modèle de rigidité de Mainstone (1974), Moghaddam et Dowling (1988) et Turgay et al. (2014).

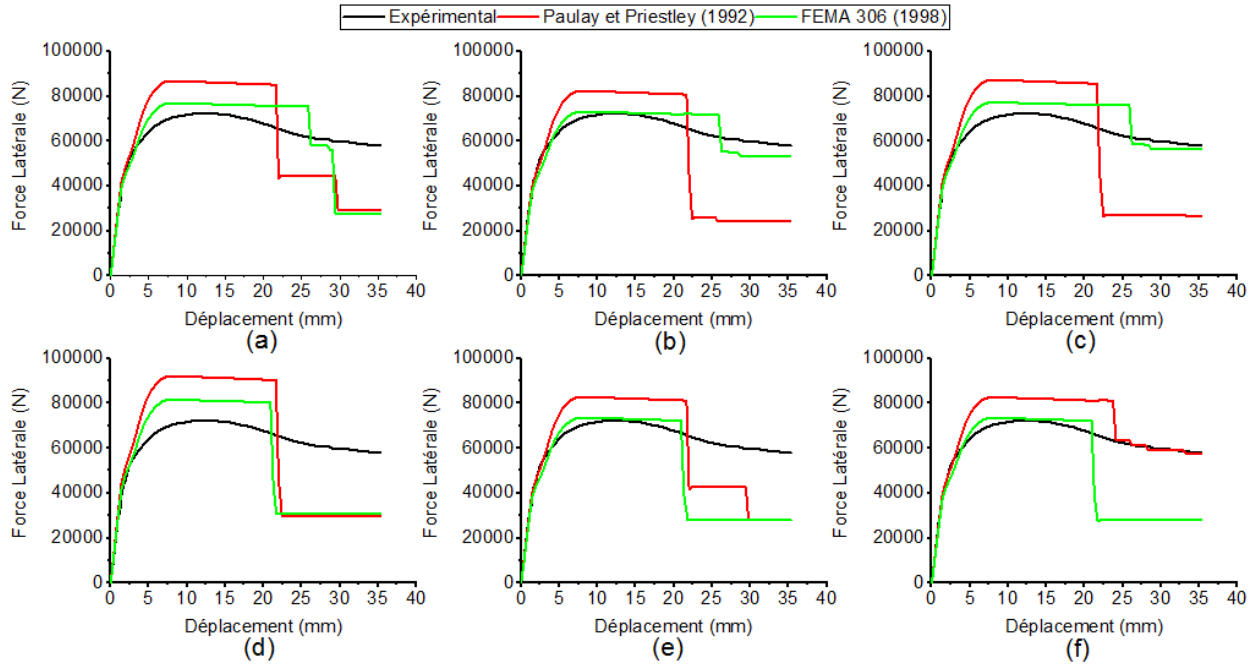


Figure IV.12: Comparaison des courbes de déplacement de force pour le spécimen IS en utilisant modèle de la rigidité de : (a) Holmes (1961) (b) Mainstone (1974) (c) Liauw et Kwan (1984) (d) Decanini et Fantin (1986) (e) Moghaddam et Dowling (1988) (f) Turgay et al. (2014)

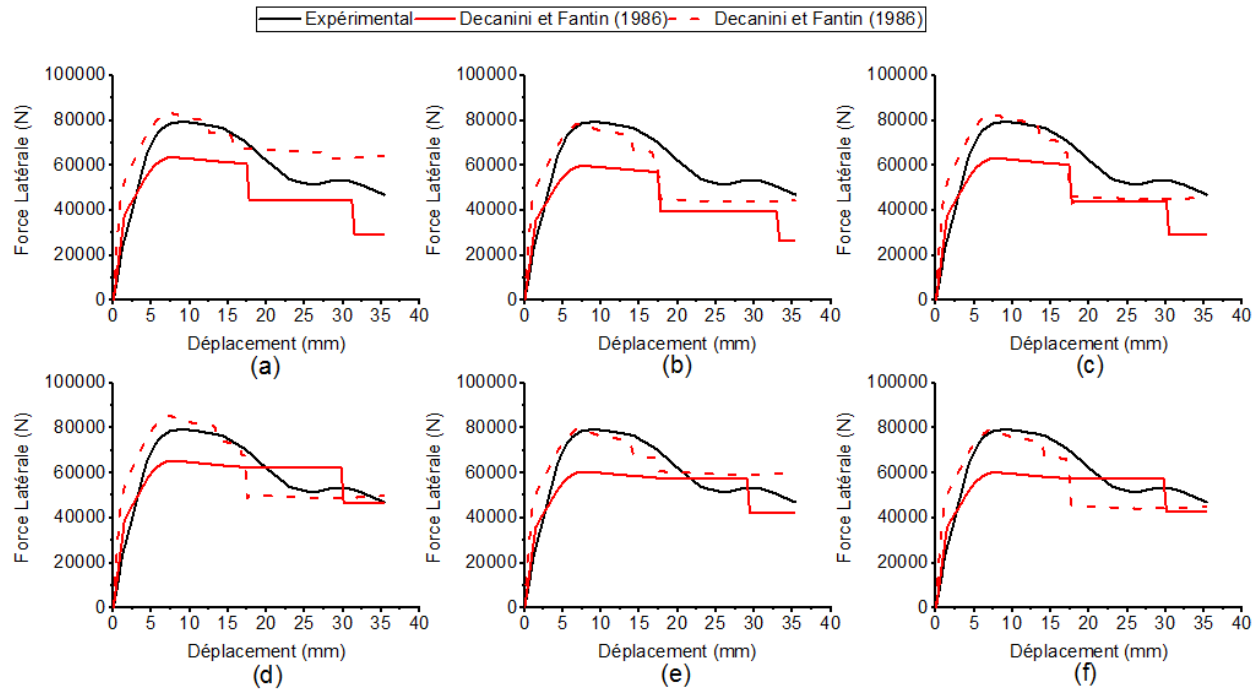


Figure IV.13: Comparaison des courbes de force et de déplacement pour l'spécimen S en utilisant la largeur de jambe de : (a) Holmes (1961) (b) Mainstone (1974) (c) Liauw et Kwan (1984) (d) Decanini et Fantin (1986) (e) Moghaddam et Dowling (1988) (f) Turgay et al. (2014)

Figure IV-14 illustre les résultats obtenus à partir de l'analyse du spécimen IF1. Les analyses sont réalisées à l'aide du modèle de force proposé par Decanini et Fantin (1986) avec et sans facteurs d'échelle. Sans facteur d'échelle, les résultats montrent que la résistance maximale et la rigidité initiale du portique avec remplissage sont sous-estimées en utilisant tous les modèles de la bielle. Par l'inclusion du facteur d'échelle, le modèle de force de Decanini et Fantin (1986) montre des résultats approximatifs par rapport à celui obtenu sans facteurs d'échelle. Les courbes expérimentales sont plus prédites lorsque le modèle de résistance de Decanini et Fantin (1986) est combiné avec les modèles de la bielle de Liauw et Kwan (1984), Decanini et Fantin (1986), Moghaddam et Dowling (1988). La rigidité initiale est bien prédite dans tous les modèles.

Enfin, Figure IV-15 illustre les courbes force-déplacement obtenues à partir de l'analyse de spécimen IF3. Le modèle numérique est analysé avec et sans facteurs d'échelle. La résistance maximale de chaque courbe numérique est atteinte à celle de l'expérimental. Les résistances maximales obtenues en résolvant les modèles sans facteurs d'échelle sous-estiment la résistance expérimentale.

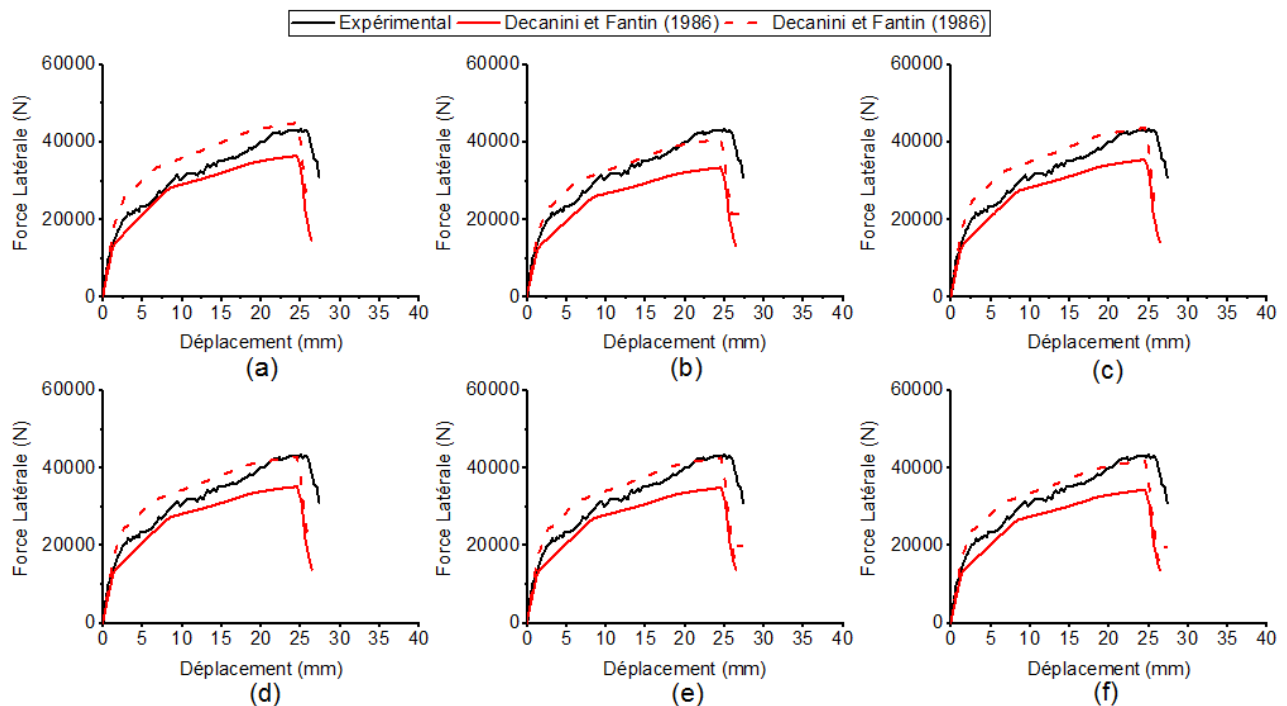


Figure IV.14: Comparaison des courbes de force et de déplacement pour l'spécimen IF1 en utilisant la largeur de jambe de : (a) Holmes (1961) (b) Mainstone (1974) (c) Liauw et Kwan (1984) (d) Decanini et Fantin (1986) (e) Moghaddam et Dowling (1988) (f) Turgay et al. (2014)

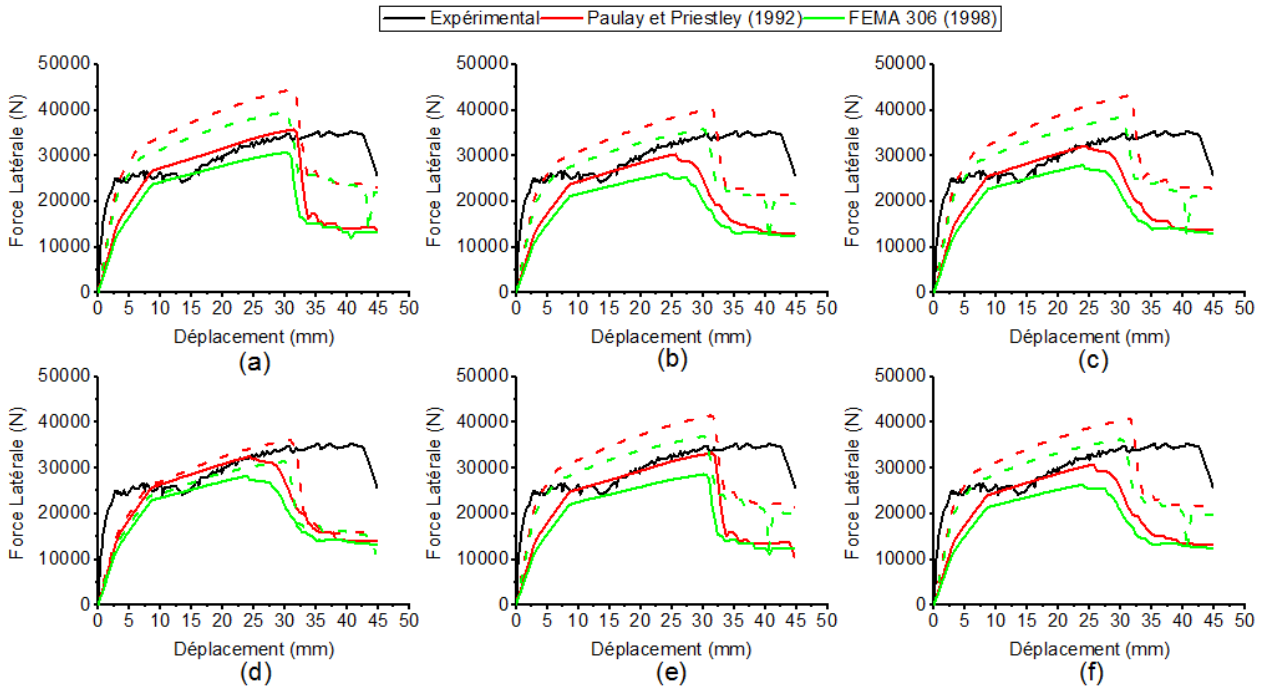


Figure IV.15: : Comparaison des courbes de force et de déplacement pour l'espécimen IF3 en utilisant la largeur de jambe de : (a) Holmes (1961) (b) Mainstone (1974) (c) Liauw et Kwan (1984) (d) Decanini et Fantin (1986) (e) Moghaddam et Dowling (1988) (f) Turgay et al. (2014)

Lorsque les modèles sont résolus avec les facteurs mis à l'échelle, le modèle de résistance de Paulay et Priestley (1992) montre une résistance approximative lorsqu'il est combiné avec le modèle de largeur de la bielle de Decanini et Fantin (1986). Alors que le modèle de résistance adopté dans FEMA 306 (1998) présente de bons résultats lorsqu'il est combiné avec celui de Mainstone (1974), Moghaddam et Dowling (1988) et Turgay et al. (2014). Le modèle de résistance est surestimé lorsqu'il est combiné avec les autres modèles la bielle.

Conclusion

Ce chapitre contient une investigation numérique par la procédure de la bielle diagonale pour étudier la précision de quelques modèles de rigidité et de résistance et la combinaison entre eux pour représenter la contribution des murs de remplissage sur le comportement global de la structure. Des analyses non-linéaires Push-over sont effectuées sur neuf portiques en béton armé sans et avec mur de remplissage à l'aide de logiciels SAP2000. La rigidité de la bielle est calculée par des modèles de littérature. Tandis que la résistance est calculée par : (1) la méthode de la soustraction des comportements du mur et (2) par des expressions mathématiques. La variation des modèles mathématiques en fonction de la contrainte de compression et du rapport d'aspect du

remplissage montre que le comportement du remplissage est gouverné, dans la plupart des cas, par la force de traction diagonale. La comparaison des deux méthodes montre que la résistance de la première méthode est sous-estimée dans certains modèles et surestimée dans d'autres. En général, la résistance du remplissage de maçonnerie est plus prévisible en utilisant le modèle proposé par Decanini et Fantin (1996). Le modèle par Liauw et Kwan (1984) surestime la résistance du remplissage de maçonnerie dans tous les spécimens. Ensuite, neuf spécimens sont sélectionnés à partir de trois études différentes pour valider la procédure de modélisation. Trois spécimens sont des portiques sans remplissage et six spécimens sont des portiques avec mur de remplissage rempli de divers types d'éléments de maçonnerie (béton/argile, creux/plein).

Les analyses sont divisées en termes de la méthode de détermination de la résistance de la bielle en deux grands groupes. Dans le groupe I, les propriétés mécaniques de la bielle diagonale sont définies à partir du comportement de remplissage en divisant respectivement les forces et les déplacements par la surface (de chaque macro-modèle) et la longueur diagonale de la bielle. Les résultats obtenus surestiment la résistance latérale des cadres remplis dans tous les modèles. Les résultats approximatifs sont ceux obtenus en utilisant le modèle de bielle de Mainstone (1974). Au-delà de la résistance maximale, les courbes diminuent jusqu'à observer une chute brutale de la résistance qui indique la perte de la résistance de la barre diagonale. Le groupe II contient des analyses qui sont effectuées à l'aide des propriétés mécaniques de la bielle diagonale définies à partir des modèles de résistance axiale. Dans ce groupe, la résistance de la bielle diagonale est principalement définie par les modèles de Decanini et Fantin (1986), Paulay et Priestley (1992), et celle adoptée dans FEMA 306 (1998). Lorsque la résistance du remplissage est surestimée, les résultats indiquent qu'une bonne prédiction du comportement du portique rempli peut être obtenue en combinant le modèle de résistance avec le modèle de largeur de Mainstone (1974), Turgay et al. (2014). Lorsque la résistance du remplissage est sous-estimée, la réponse du cadre rempli peut être plus prévisible lorsque le modèle de résistance est combiné avec le modèle de largeur d'Holmes (1961), Liauw et Kwan (1984), Decanini et Fanin (1986), ou Moghaddam et Dowling (1988). De plus, si tous les modèles sous-estiment la réponse du cadre rempli, le comportement peut être ajusté en utilisant des facteurs d'échelle.

Chapitre V

V. Chapitre V : Etude de l'effet des murs de remplissage sur le facteur de comportement

V.1. Introduction :

Le coefficient de comportement de la structure est un paramètre important dans l'étude sismique d'une structure. Ce paramètre est lié à la résistance et la ductilité de la structure. Comme nous l'avons déjà vu dans les chapitres précédents, l'existence des remplissages en maçonnerie dans les bâtiments affecte la résistance, la rigidité, l'énergie de dissipation et la ductilité de la structure, ce qui implique un effet sur le coefficient de comportement. Dans les chapitres III et IV, nous avons montré que la méthode d'une seule bielle diagonale est capable de capturer les modifications dans le comportement soit par la méthode de soustraction, soit par la combinaison entre les modèles mathématiques. Dans ce chapitre, l'effet des remplissages de maçonnerie sur le coefficient de comportement est étudié en tenant compte de la distribution de la maçonnerie en plan et en élévation et de sa densité. Pour cela, des analyses non-linéaires (push-over) sont effectuées sur des structures en 3-D à de plusieurs travées et plusieurs étages. La structure sélectionnée pour l'étude est classée comme une structure auto-stable en béton armé avec une hauteur moins de 14 m. Les murs de remplissage sont modélisés à l'aide du principe de macro-modèle par la composition de modèle de rigidité de Mainstone (1974) avec le modèle de résistance de Decanini et Fantin (1986). Les coefficients de comportement sont comparés à ceux adoptés par le règlement Eurocode 8 et le RPA99 (version 2003) pour les portiques auto-stables sans et avec remplissage en maçonnerie rigide.

V.2. Facteur de comportement :

Le coefficient de modification de la réponse structurelle, également appelé facteur de réduction, est un paramètre essentiel lors de l'étape de conception d'une telle structure. Ce paramètre est utilisé pour réduire la force sismique totale à la base de la structure. Le coefficient de comportement est également utilisé pour inclure la réponse non linéaire du bâtiment pendant le processus de conception.

Ce paramètre est d'abord adopté dans la conception parasismique des bâtiments par le code ATC-3-06 (1987). La valeur adoptée pour ce paramètre varie en fonction du système de contreventement

et d'un code à l'autre. Le Règlement Parasismique Algérien (RPA99 version 2003) adopte une valeur qui varie entre 2 et 5. Le code Marocain adopte une valeur comprise entre 1.4 et 5. Le code American ASCE adopte des coefficients de comportement variant entre 0,25 et 8 pour les systèmes à haute résistance. Un facteur de 4 à 11 peut être choisi dans le code Sismique Standard Iranien 2800-91 selon le système de résistance. D'autre part, la loi Japonaise sur les normes de construction (BSL) comporte deux procédures de conception. Dans la première procédure, la conception de la structure se fait sans la réduction de la force à la base, dans ce cas le facteur de comportement est égal à $R = 1$. Dans la deuxième procédure, la conception se fait par l'inclusion de facteur. Les valeurs adoptées varient entre 1,8 et 4. Le Code Égyptien prend une valeur de 7 et 5 dans le cas d'une ductilité suffisante ou insuffisante de la structure.

En outre, Eurocode 8 (EC 8) définit le coefficient de comportement en fonction de la classe de la ductilité, l'irrégularité structurelle et le facteur de mode de défaillance prédominants comme suit :

$$q = q_0 K_D K_R K_W \geq 1.5 \quad [V-1]$$

q_0 : est le facteur de modification de base, défini selon le type d'ouvrage, pour le système à portique

$$q_0 = 5$$

K_D : est le facteur de ductilité

K_R : est le facteur de régularité en élévation

K_W : représente le mode de rupture dominant

Le facteur de ductilité K_D est considéré égal à 0.5 pour une structure à faible ductilité et à 0.75 et 1 pour une ductilité moyenne et élevée, respectivement. Le facteur de régularité K_R est considéré égal à 1 pour les structures régulières et à 0,8 pour les structures irrégulières. Le facteur de mode de rupture K_W est lié au type de système structurel. Dans le cas d'un système à portique et d'un système double, le facteur est égal à 1. Sinon, le facteur est calculé, selon Eq. [V-2].

$$K_W = \frac{1}{(2.5 - 0.5\alpha_0)} \quad [V-2]$$

α_0 : est le rapport d'aspect $\left(\frac{\sum H_w}{\sum L_w}\right)$

H_w et L_w : la hauteur et la longueur du mur

Actuellement, le code ATC-34 adopte un facteur en fonction de la ductilité, de la sur-résistance et de la redondance de la structure. Le facteur est calculé par Eq. [V-3].

$$R = R_{\mu}R_sR_{\xi} \quad [V-3]$$

R_{μ} : facteur de ductilité, R_s : facteur de sur-résistance et R_{ξ} : facteur de redondance.

Les facteurs de ductilité et de sur-résistance peuvent être déterminés sur la base de la courbe force-déplacement idéalisée obtenue à partir des analyses non linéaires Push-over. ATC-19 (1995) a proposé deux méthodes pour une idéalisation bilinéaire : (1) soit par la méthode des énergie égales, (2) soit par la caractérisation de la courbe. Figure V-1 illustre l'idéalisation de la courbe force-déplacement à l'aide des deux méthodes.

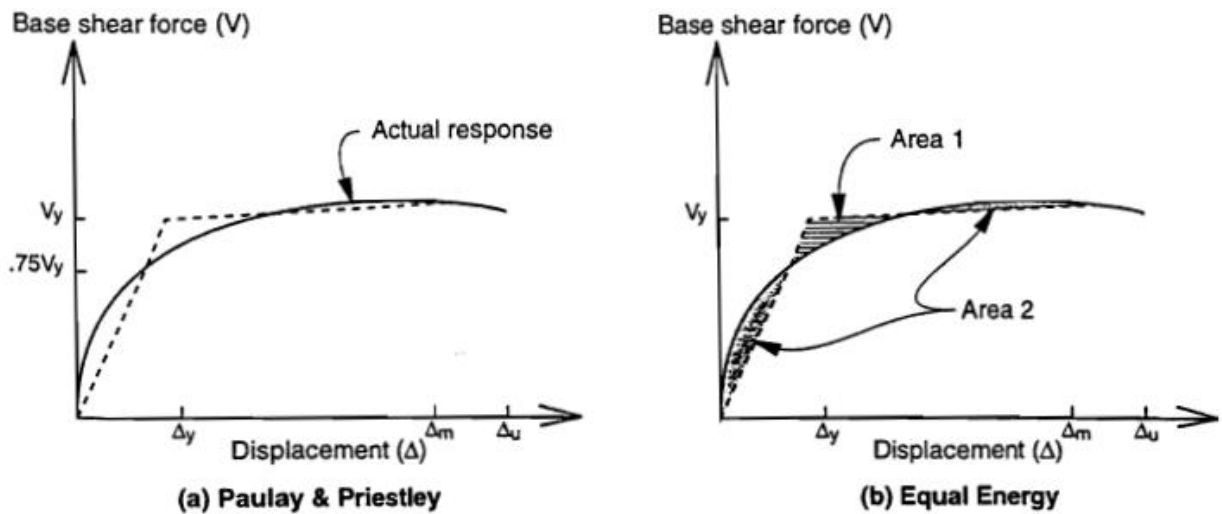


Figure V.1: L'idéalisation de la courbe force-déplacement : (a) Paulay et Priestley (1992) (b) Énergie équivalente

V.3. Description des portiques :

Au total, Onze analyses non-linéaires en 3-D sont effectuées. Les analyses couvrent une structure sans murs de remplissage et dix structures avec des murs de remplissage, en considérant différentes distributions et densité des murs de maçonnerie. La structure sélectionnée pour l'étude est une structure irrégulière en plan dans les deux directions X-X et Y-Y. La figure V-2 illustre la vue en plan de la structure. La structure est étudiée pour résister à l'action sismique selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003). Les détails du ferrailage du portique sont illustrés dans la figure V-3. Les charges permanentes dans l'étage varient de 8.5 à 20.8 kN/m et de 10.1 à

24 kN/m sont appliquées dans la terrasse. Les charges d'exploitation sur l'étage courant varient de 2.3 à 5.6 kN/m ainsi qu'il varie de 1.55 à 3.7 kN/m dans la terrasse. La déformation horizontale est introduite par un déplacement maximal est égale à 1m. Cette valeur est choisie d'une manière d'assurer déformation limite de la structure.

Les onze structures analysées sont :

1. Groupe I : ce groupe contient deux modèles de référence, une structure sans murs de remplissage et une autre avec murs remplissage. La figure V-4 illustre la distribution régulière des murs de maçonnerie pour la structure de référence. La structure contient des murs de 10 cm d'épaisseur à l'intérieur et de 20 cm à l'extérieur.

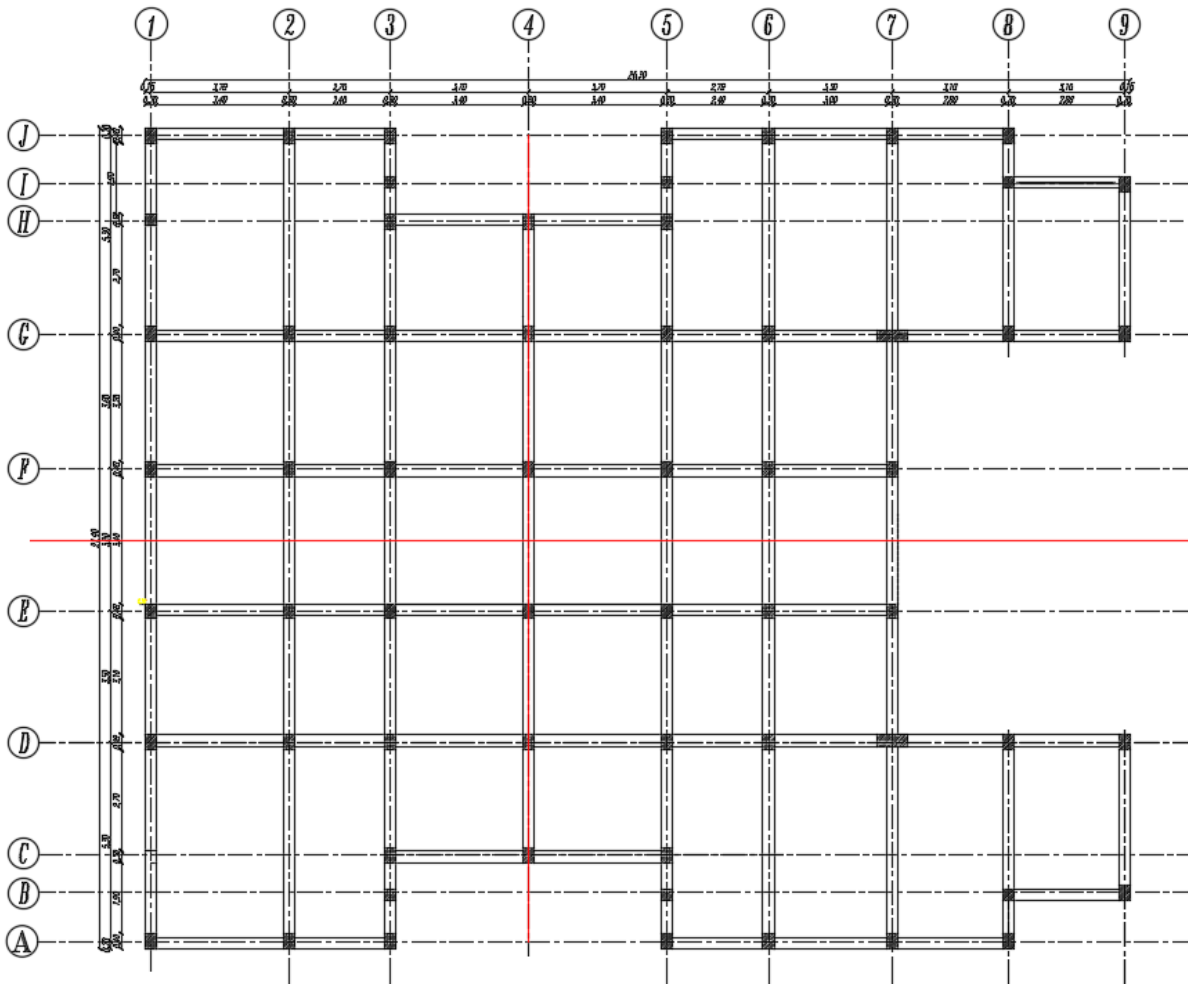


Figure V.2: Vue en plan de la structure

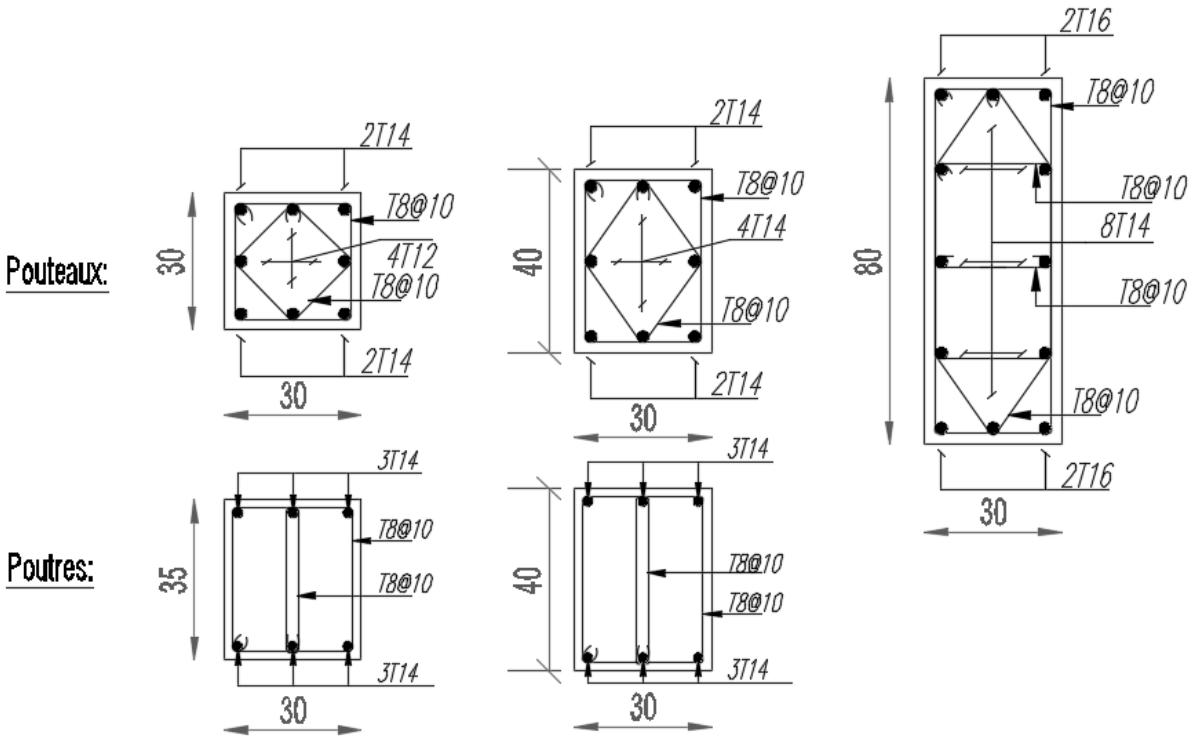


Figure V.3: Ferrailage des sections transversales des poteaux et poutres

2. Groupe II : ce groupe a pour but l'étude de l'effet de la distribution en plan de la maçonnerie de remplissage. Quatre distributions sont considérées. Le choix de ces distributions s'est fait d'une façon à obtenir des distributions critiques.
 - a. Distribution 1 : dans cette distribution les murs de remplissage sont positionnés seulement dans un seul appartement (en bleu) sur toute la hauteur de la structure.
 - b. Distribution 2 : les murs de remplissage sont positionnés d'une façon à ce que le centre des masses change de position (présence des murs dans un seul appartement par étage). Les murs sont positionnés comme suite :
 - i. RDC : les murs sont modélisés seulement dans l'appartement en vert
 - ii. 1^{er} étage : les murs sont modélisés seulement dans l'appartement en rouge
 - iii. 2^{ème} étage : les murs sont modélisés seulement dans l'appartement en jaune
 - iv. 3^{ème} étage : les murs sont modélisés seulement dans l'appartement en bleu
 - c. Distribution 3 : les murs de remplissage modélisés sont les murs dans les appartements en bleu et vert.
 - d. Distribution 4 : les murs de remplissage modélisés sont les murs dans l'appartement en vert et jaune.

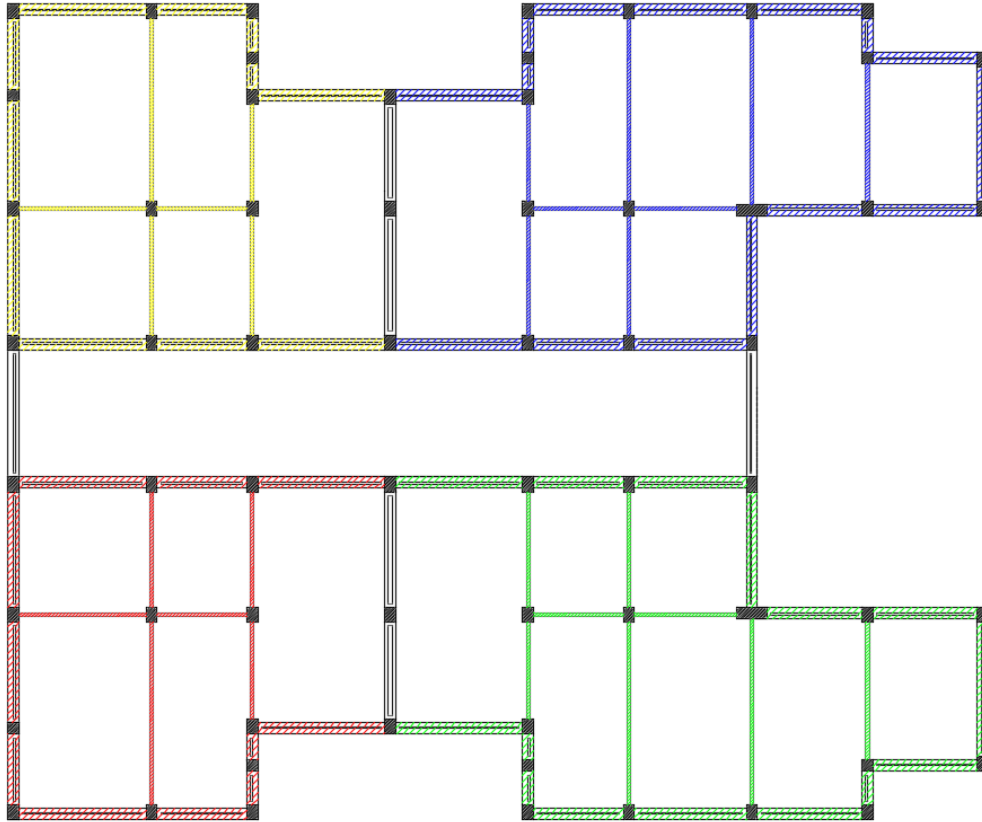


Figure V.4: Vue en plan de la distribution des murs de remplissage pour chaque appartement

1. Groupe III : ce groupe est conçu pour l'étude de l'effet de la distribution en élévation des murs et de la présence de l'étage flexible. On a admis trois distributions :
 - a. Distribution 1 : l'étage flexible est au niveau du RDC.
 - b. Distribution 2 : l'étage flexible est au niveau du 2^{ème} étage.
 - c. Distribution 3 : l'étage flexible est au niveau du RDC et du 1^{er} étage.
2. Groupe IV : ce groupe est conçu pour l'étude de l'effet de la densité de la maçonnerie. Nous avons choisi deux distributions :
 - a. Densité 1 : seuls les murs de l'extérieur sont présents.
 - b. Densité 2 : la densité des murs de remplissage est augmentée par la présence des murs d'épaisseur de 20 cm est positionnée dans tous les portiques de la structure.

La méthodologie de modélisation des murs de remplissage présenté dans le Chapitre IV est utilisée dans ce chapitre. Les propriétés mécaniques du béton, maçonnerie et des armatures d'acier sont indiquées dans le tableau V-1. Le comportement non-linéaire du béton est défini à l'aide du modèle confiné de Mander et al. (1988). Un comportement bilinéaire est considéré pour les armatures. Le

module tangentiel de la deuxième partie, (E_T), est considéré égal à 2.5% de la valeur de module d'élasticité (Mohyeddin (2013)). La déformation non-linéaire dans le béton est introduite par des rotules de fibre au lieu des rotules plastiques pour des raisons de simplification.

Tableau V-1: Les valeurs des matériaux adopté dans l'analyse

Matériaux	Paramètre	Valeurs (MPa)
Béton	Résistance à la compression	25
	Module d'élasticité	32164
	Coefficient de Poisson	0.2
Armatures	Résistance élastique	400
	Module d'élasticité	200000
	Coefficient de Poisson	0.3
Maçonnerie	Résistance élastique	6.46
	Module d'élasticité	4845
	Coefficient de Poisson	0.2

V.4. Détermination du coefficient de comportement :

Le coefficient de comportement est déterminé à l'aide de l'équation adoptée par ATC-19 (1995). Les facteurs de sur-résistance, de ductilité et de redondance sont déterminés par des courbes force-déplacement obtenus d'après les analyses push-over.

V.4.1. Le facteur de sur-résistance :

Le facteur de sur-résistance est utilisé pour inclure la différence entre la résistance maximale de la structure et la force sismique adoptée dans la conception. Ce facteur est déterminé par Eq. [V-4] (Sharifi et Toopchi (2018)). Divya et Arunkumar (2016) ont suggéré que la variance de la sur-résistance est due à de nombreux paramètres tels que la combinaison de charge, le ferrailage et les facteurs de sécurité utilisés pour les matériaux, en plus, des paramètres géométriques tels que : le nombre des étages, le nombre des travées, la régularité du portique, etc. Plusieurs valeurs ont été reportées par plusieurs chercheurs. Freeman (1990) reporté que le facteur de sur-résistance varie entre 1.9 et 3.6. Panagiotakos et Fardis (1998) trouvent que le facteur de sur-résistance varie entre 2 et 2.5 dans les structures avec une ductilité moyenne est élevée. Kappos (1999) trouve que la sur-résistance et de 1.5 à 2.7. Mwafy et Elnashai (2002) suggèrent après une série des analyses push-over que la valeur de sur-résistance est d'environ 2. Lee et al. (2005) trouvent que la sur-résistance varie entre 2.3 et 2.8. Chaulagain (2010) reporté des valeurs entre 1.02 et 2.37 pour le facteur de sur-résistance. Arslan et Erkan (2016) investiguent la variation du facteur de sur-résistance en fonction de nombre d'étages, le type de sol et la région sismique. Les auteurs trouvent

que le coefficient varie entre 2 et 3. Çetindemir et Akbas (2017) trouvent que la valeur de sur-résistance variée entre 2.4 et 2.56. D'autre part, Rajbhandari et Maskey (2020) concluent que la valeur de sur-résistance variée de 1.8 à 6.97 selon la hauteur et le nombre des travées de la structure. Le code ASCE/SEI 07-10 (2010) et FEMA 450 (2003) adoptent des valeurs de 2 à 3 pour les portiques en béton armé. Le code Canadian (2015) adopte une valeur de 1.7 pour les portiques ductiles et 1.4 pour les portiques moyennement ductiles.

$$R_s = \frac{V_{max}}{V_d} \quad [V-4]$$

V_{max} : la résistance maximale de la courbe linéaire au déplacement maximal,

V_d : la force sismique à la base.

V.4.2. Le facteur de ductilité :

Le facteur de ductilité est utilisé pour introduire la ductilité de la structure dans le processus de conception. Newmark et Hall (1982) définissent le facteur de ductilité en fonction de la période "T" et à la ductilité globale "μ" comme indiqué dans Eq. [V-6].

$$R_{\mu 3} = \begin{cases} R_{\mu 3} = 1 & T \leq 0.03 \text{ sec} \\ R_{\mu 3} = 1 + \frac{(T - 0.03)(\sqrt{2\mu - 1} - 1)}{0.09} & 0.03 \text{ sec} < T \leq 0.12 \text{ sec} \\ R_{\mu 3} = \sqrt{2\mu - 1} & 0.12 \text{ sec} < T \leq 0.5 \text{ sec} \\ R_{\mu 3} = \sqrt{2\mu - 1} + 2(T - 0.5)(\mu - \sqrt{2\mu - 1}) & 0.5 \text{ sec} < T \leq 1 \text{ sec} \\ R_{\mu 3} = \mu & T > 1 \end{cases} \quad [V-6]$$

Avec :

$$\mu = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \quad [V-7]$$

Un autre modèle similaire est celui proposé par Bertero et Miranda (1994). En plus de la période « T » et la ductilité globale « μ », Bertero et Miranda (1994) relie le facteur à la nature du site à travers un coefficient « φ » et à la période caractéristique du site. L'expression proposée est définie comme dans Eq. [V-8] à Eq. [V-11].

$$R_{\mu 1} = \frac{\mu - 1}{\phi} + 1 \quad [V-8]$$

φ : est un facteur caractérisant la nature du sol, défini comme suit

T_1 : est la période prédominante du mouvement du sol

$$\phi = 1 + \frac{1}{10T - \mu T} - \frac{1}{2T} e^{[-1.5(\ln(T) - 0.6)^2]} \quad \text{site rocheux} \quad [\text{V-9}]$$

$$\phi = 1 + \frac{1}{12T - \mu T} - \frac{2}{5T} e^{[-2(\ln(T) - 0.2)^2]} \quad \text{site ferme} \quad [\text{V-10}]$$

$$\phi = 1 + \frac{T_1}{3T} - \frac{3T_1}{4T} e^{[-3(\ln(T/T_1) - 0.25)^2]} \quad \text{Site meuble} \quad [\text{V-11}]$$

ϕ : est un facteur caractérisant la nature du sol, défini comme suit, T_1 : est la période prédominante du mouvement du sol.

Sharifi et Toopchi (2018) utilisent une méthode plus simplifiée pour calculer le facteur de ductilité. Une méthode basée sur l'idéalisation de la courbe force-déplacement en divisant la résistance linéaire maximale par la limite d'élasticité (Eq. [V-12]). Figure V-5 illustre la méthode d'idéalisation utilisée par Sharifi et Toopchi (2018). En raison de sa simplicité, cette méthode est utilisée dans ce travail pour déterminer le facteur de ductilité.

$$R_\mu = \frac{V_e}{V_y} \quad [\text{V-12}]$$

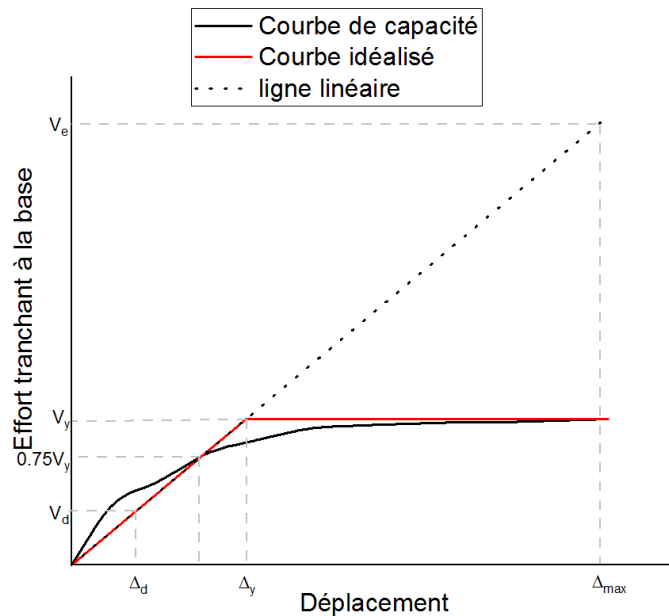


Figure V.5: Exemple de l'idéalisation du courbe (Sharifi et Toopchi (2018))

V.4.1. Le facteur de redondance :

Le facteur de redondance est défini dans l'ATC-19 (1995) en fonction des lignes verticales d'exploitation. Tableau V-2 résume les valeurs du facteur de redondance recommandées par ATC-19 (1995). Dans ce travail on adopte une valeur de 1 pour le facteur de redondance.

Tableau V-2: Valeurs du facteur de redondance (ATC-19 (1995))

Les liens verticaux du portique	Facteur de redondance
2	0.71
3	0.86
4	1.00

V.5. Résultats et discussion :

Les résultats obtenus à partir d'analyses non linéaires sont présentés ci-dessous. Dans cette section, les effets de l'existence des murs de remplissage et leurs distributions en plan et en élévation et leurs densités dans la structure sont présentés. Les courbes force-déplacement sont comparées à l'aide des courbes idéalisées. La ductilité de la structure est présentée par le facteur de ductilité globale (μ). Les résultats résumés dans des tableaux définissent les courbes idéalisées, selon l'idéalisation de la figure V-5. Les analyses sont divisées en quatre groupes. Le groupe I contient une structure sans remplissage et une autre avec remplissage pour l'étude de l'effet des remplissages en maçonnerie. Les groupes II et III contiennent respectivement l'effet des distributions en plan et en élévation. Le groupe IV contient l'effet de la densité. La variation de coefficient de comportement selon les paramètres est également présentée. Les résultats sont comparés en termes de résistance maximale, de rigidité initiale, de ductilité, distribution des rotules et de coefficient de comportement.

V.5.1. Effet des remplissages de maçonnerie :

La figure V-6 illustre les courbes force-déplacement obtenues à partir d'analyses push-over sur une structure sans remplissage et une autre avec remplissage dans les deux directions X-X et Y-Y. Les résultats dans la figure indiquent que la présence de remplissage de maçonnerie augmente la résistance et la rigidité et réduit la ductilité de la structure dans les deux directions.

Le tableau V-3 résume les données qui définissent les courbes idéalisées pour chaque structure. En termes résistance et rigidité, une augmentation dans le cas de la structure avec remplissage de 226 et 165% est observée dans la direction X-X et de 279 et 361% dans la direction Y-Y. En termes de ductilité, la structure sans remplissage présente des comportements plus ductiles d'environ 5 et 6 fois que la structure avec remplissage dans les deux directions.

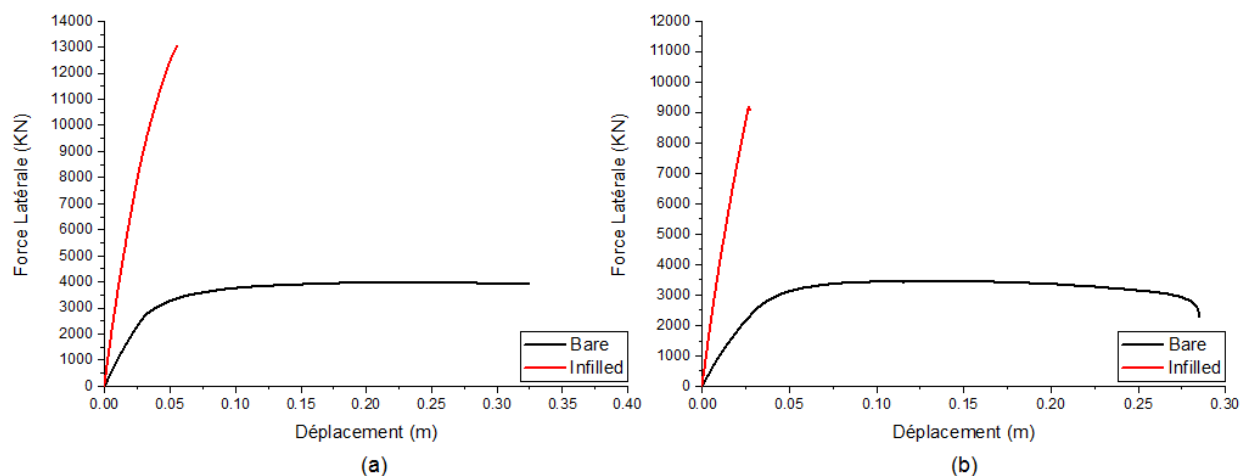


Figure V.6: Comparaison entre les courbes des modèles avec et sans remplissage

Tableau V-3: Résultats des portiques sans et avec remplissage

Sens	Remplissage	Δ_y (m)	V_y (KN)	Δ_{max} (m)	V_e (KN)	K_{in} (KN m)	μ	Drift (%)
X-X	Sans	0.051	3997	0.324	25092	77381	6.28	2.65
Y-Y		0.043	3456	0.285	23073	80974	6.67	2.33
X-X	Avec	0.044	13024	0.055	16250	293607	1.25	0.45
Y-Y		0.025	9165	0.027	10170	373216	1.11	0.22

Les variations de l'excentricité et les périodes des structures sans et avec les murs de remplissage sont présentées dans le tableau V-4. Comme indiqué dans le tableau, l'excentricité entre le centre de masse de l'étage et le centre de rigidité de la structure est supérieure dans le cas de la structure avec remplissage à celle sans remplissage, de 1.07 à 1.7 fois dans la direction X-X et de 3.7 à 6.1 fois dans la direction Y-Y. La période fondamentale du mode I (translation suivant l'axe X-X) est réduite de 0.313(s) dans le cas d'une structure sans remplissage à 0.204(s) dans le cas de structure avec remplissage ce qui présente une diminution de 35%. La période du mode II (mode de torsion) est réduite de 30% de 0.277(s) à 0.194(s).

Tableau V-4: Résultats de l'excentricité et la période des structures avec et sans remplissage

Structure	Etage	Excentricité		Période	
		e_x	e_y	Mode I	Mode II
Sans remplissage	1 ^{er}	0.137	0.007	0.313	0.277
	2 ^{ème}	0.385	0.008		
	3 ^{ème}	0.500	0.008		
	4 ^{ème}	0.514	0.010		
Avec remplissage	1 ^{er}	0.234	0.024	0.204	0.194
	2 ^{ème}	0.435	0.038		
	3 ^{ème}	0.535	0.050		
	4 ^{ème}	0.564	0.061		

Les figures V-7 et V-8 illustrent les distributions des rotules plastiques à la fin des analyses pour les structures sans et avec remplissage. Tandis que le tableau V-5 présente le nombre et l'état de rotules plastifiées pour chaque modèle. Pour ce qui est de structure sans remplissage, l'analyse est arrêtée à un déplacement de 324 mm qui correspond à une capacité de 3919 KN. À cette étape, dans le sens X-X, il y a d'environ 621 rotules plastifiées ce qui représente 49% de rotules définies. 26% de ces rotules sont en état de ruine totale. Dans le sens Y-Y, 621 rotules sont plastifiées, 43% de ces rotules atteignent la ruine totale. La majorité de rotules à l'état E apparut dans les étages inférieurs (RDC, 1^{er} et 2^{ème} étages), tandis que les éléments de 3^{ème} étage sont au début du plastification ou en état de capacité ultime. Pour la structure en remplissage, l'analyse s'arrête à un déplacement de 47 mm dans la direction X-X et à 26 mm dans la direction Y-Y. Concernant le sens X-X, 261 rotules sont plastifiées ce qui représente 16% de rotules définis. D'environ 96% de ces rotules sont en segment B-C et onze rotules, 4%, atteignent ses résistances ultimes (segment C-D), une bielle de 1^{er} étage (Axes E, 3à4) atteint sa capacité ultime et les autres sont apparues aux pieds des poteaux de rez-de-chaussée (RDC). Dans le sens Y-Y, 98% des rotules plastifiées sont au début du plastification. Tandis que, 2% de rotules atteignent la capacité ultime, une dans la bielle de RDC (Axes 5, C-D) et les autres apparus dans les poteaux de rez-de-chaussée.

Tableau V-5: Le nombre des rotule plastifiées à la fin de l'analyse

Structure	Sens	Rotule		Segment de plastification			Élément	
		Défini	Plastifié	B-C	C-D	D-E	Portique	Bielle
Sans remplissage	X-X	1264	621	232	228	161	621	0
	Y-Y		621	256	97	268	621	0
Avec remplissage	X-X	1608	261	250	11	0	260	1
	Y-Y		246	242	4	0	244	2

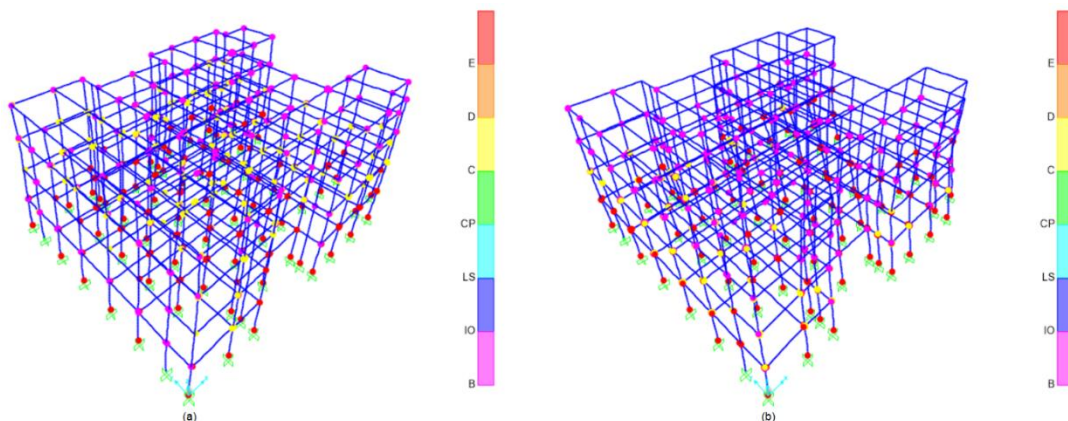


Figure V.7: Distribution des rotules plastique pour la structure sans remplissage à la fin de l'analyse : (a) sens X-X (b) sens Y-Y

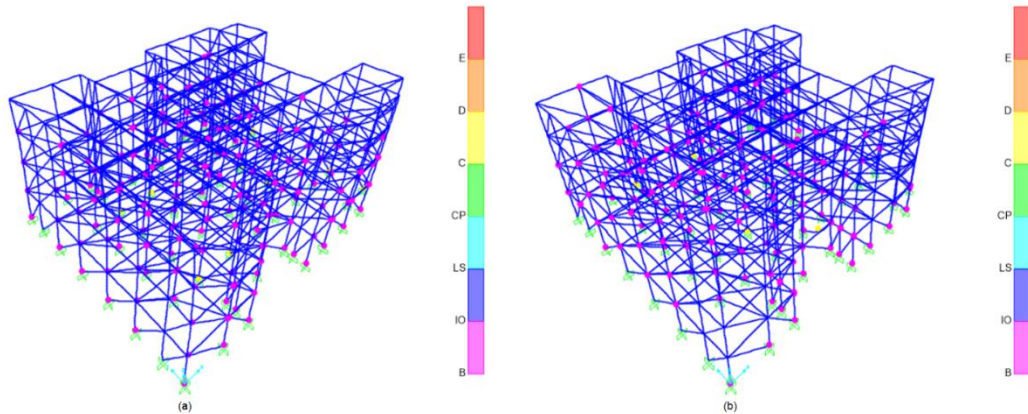


Figure V.8: Distribution des rotules plastiques de la structure avec remplissage en maçonnerie à la fin de l'analyse :
(a) sens X-X (b) sens Y-Y

Suivant le développement des rotules plastiques dans les membrures, la première plastification apparue dans la structure sans remplissage à un déplacement de 21.33 mm dans la direction X-X et à 12.65 mm dans la direction Y-Y. Tandis que dans la structure avec remplissage, la première plastification est apparue à un déplacement de 16 et 7 mm dans les directions X-X et Y-Y. La première plastification des poteaux de RDC à la base est observée à un déplacement plus faible de 1.34 fois dans la structure avec remplissage que cette sans remplissage. En outre, la capacité ultime de ces éléments est achevée à des charges plus grandes d'environ 300% dans la structure avec remplissage, mais à un faible déplacement. L'analyse de la structure remplie est arrêtée à un déplacement de 47 mm. À ce déplacement, la structure sans remplissage présente 210 rotules en état de plastification initiale.

V.5.2. Distribution en plan :

Figure V-9 illustre les courbes force-déplacement obtenues à partir de l'analyse non-linéaire des structures avec les différentes distributions en plan des murs de remplissage. Dans ce qui suit, la courbe en noir présente la structure avec murs du groupe I. La figure V-9 indique qu'il y a un effet important de la distribution des maçonneries sur le comportement global de la structure. En général, la structure de référence présente la meilleure performance en termes de résistance que les autres distributions dans les deux directions. Dans la direction X-X, la distribution 3 présente le comportement le plus résistant que les autres distributions. Par ailleurs, les distributions 1 et 4 sont les plus ductiles. Dans la direction Y-Y, la distribution 4 donne le comportement le plus résistant et les distributions 1 et 2 indiquent les comportements les plus ductiles.

Tableau V-6 présente les valeurs définissant la courbe idéalisée pour chaque distribution en plan des murs de remplissage. Dans la distribution 1, les forces latérales maximales expriment une différence d'environ 61 et 45% inférieure par rapport à la distribution de référence. Dans la distribution 2, la force latérale présente une sous-estimation de 77 et 43% respectivement dans les directions X-X et Y-Y. Les distributions 3 et 4 sous-estiment la valeur de résistance de la structure de référence par 53 et 46% dans la direction X-X et de 56 et 30% dans la direction Y-Y, respectivement. En termes de rigidité initiale, la distribution 1 sous-estime la rigidité de la structure de référence de 47 et 79%. Cependant, le paramètre est sous-estimé d'environ 54, 23 et 31% dans la direction X-X et de 66, 73 et 46% dans la direction Y-Y pour les distributions 2, 3 et 4. En termes de ductilité, la distribution 1 surestime la ductilité de la forme de référence dans les deux directions par 9 et 61%. Sachant que dans les distributions 2, 3 et 4, la ductilité est surestimée dans la direction X-X par 16, 14 et 3% et sous-estimée de 45, 5 et 2% dans la direction Y-Y.

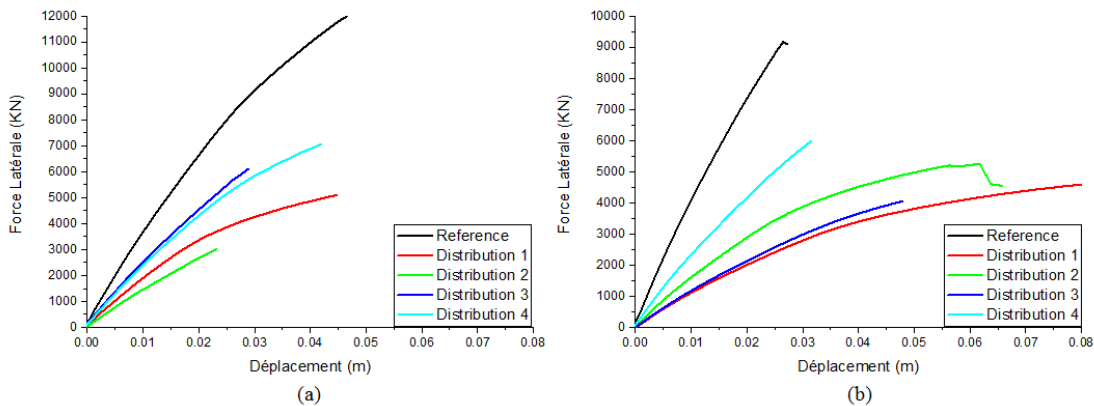


Figure V.9: Comparaison entre les courbes des modèles avec différent distribution en plan : (a) sens X-X (b) sens Y-Y

Tableau V-6: Résultats des différentes distributions en plan des murs de remplissage

Modèle	Sens	Δ_y (m)	V_y (kN)	Δ_{max} (m)	V_e (kN)	K_{in} (kN/m)	μ	Drift (%)
Référence	X-X	0.044	13024	0.055	16250	293607	1.25	0.45
	Y-Y	0.025	9165	0.027	10170	373216	1.11	0.22
Distribution 1	X-X	0.033	5107	0.045	6927	154551	1.36	0.37
	Y-Y	0.066	5035	0.117	8991	76574	1.79	0.96
Distribution 2	X-X	0.022	3019	0.023	3174	136498	1.05	0.19
	Y-Y	0.041	5231	0.066	8390	127562	1.60	0.54
Distribution 3	X-X	0.027	6103	0.029	6534	226305	1.07	0.24
	Y-Y	0.041	4048	0.048	4738	99061	1.17	0.39
Distribution 4	X-X	0.035	7054	0.042	8542	203713	1.21	0.34
	Y-Y	0.032	6430	0.036	7288	202213	1.13	0.29

La variation de l'excentricité et la période selon la distribution en plan des murs de remplissage est présentée dans le Tableau V-7. On a constaté une augmentation dans la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité dans la plupart des distributions par rapport à la distribution de référence. La distribution 1 présente une augmentation de 1.01 à 2.6 fois dans la direction X-X et de 31 à 52 fois dans la direction Y-Y. Dans les distributions 2 et 4, l'espacement entre le centre de masse et de rigidité est augmenté de 1.38 à 2.2 fois et de 1 à 1.02 fois dans la direction X-X et de 3 à 52 fois et de 11 à 19 fois dans la direction Y-Y.

Tableau V-7: Variation l'excentricité et la période selon la distribution en plan des murs

Structure	Etage	Excentricité		Période	
		e_x	e_y	Mode I	Mode II
Référence	1 ^{er}	0.234	0.024	0.204	0.194
	2 ^{ème}	0.435	0.038		
	3 ^{ème}	0.535	0.050		
	4 ^{ème}	0.564	0.061		
Distribution 1	1 ^{er}	0.611	1.268	0.280	0.236
	2 ^{ème}	0.590	1.694		
	3 ^{ème}	0.563	1.857		
	4 ^{ème}	0.572	1.929		
Distribution 2	1 ^{er}	0.524	1.264	0.276	0.252
	2 ^{ème}	0.623	1.333		
	3 ^{ème}	1.110	0.542		
	4 ^{ème}	0.782	0.183		
Distribution 3	1 ^{er}	0.168	1.802	0.265	0.220
	2 ^{ème}	0.384	2.329		
	3 ^{ème}	0.485	2.521		
	4 ^{ème}	0.505	2.611		
Distribution 4	1 ^{er}	0.220	0.454	0.244	0.224
	2 ^{ème}	0.444	0.595		
	3 ^{ème}	0.547	0.655		
	4 ^{ème}	0.566	0.689		

Le tableau est aussi présent que le Centre de masse est plus proche au centre de rigidité dans la distribution 3 dans le sens X-X que la structure de référence, tandis que, elle est plus loin dans le sens Y-Y. Les périodes sont également incrémentées de 20 à 37% dans les distributions 1, 2, 3 et 4 que dans la distribution de référence. Les périodes fondamentales de modes 1 et 2 sont augmentés d'une moyenne de 36 et 26% dans les distributions 1 et 2 par rapport à la distribution de référence. La distribution 3 présente une augmentation de 30% dans le mode I et de 13% dans le mode II. Dans la distribution 4, la période de mode I et augmenté par 19% et par 15% dans le mode II.

Les figures V-10 à V-13 illustrent les distributions des rotules plastiques à la fin des analyses push-over. Le tableau V-8 présente le nombre et l'état de rotules plastifiées pour chaque modèle. Dans la distribution 1, l'analyse s'arrête à un déplacement de 45 mm qui correspond à une capacité de 5107 KN. À cette étape, 28% de rotules définies sont plastifiées. 2% de rotules sont rompues, trois rotules dans les poteaux de rez-de-chaussée et une seule rotule dans la bielle diagonale (Axes D, 5-6, de 2^{ème} étage). Dans le sens Y-Y, 34% de rotules sont plastifiées. 13% atteignent ses capacités ultimes et 6% sont en état de ruine totale, 6 bielles au niveau du rez-de-chaussée et les autres dans les portiques. Pour la distribution 2, L'analyse atteint un déplacement maximal de 23 mm. 38 rotules sur 1360 sont plastifiées à la fin de l'analyse, 3 dans les bielles diagonales et 35 dans les éléments des portiques. Dans cette distribution, toutes les rotules plastifiées sont en état de plastification initiale (segment B-C). Dans le sens Y-Y, 12% rotules atteignent ses capacités ultimes et 5% sont en état de rupture totale, 5 au niveau des bielles de RDC et les autres dans les pieds des poteaux. Pour ce qui est de la distribution 3, 112 rotules sur 1464 sont plastifiées (l'état initial de plastification) à un déplacement de 29 mm qui correspond à une capacité de 6103 KN. 4% de ces rotules sont assignées aux bielles diagonales et 96% des rotules apparaissent aux éléments des portiques. Pour la distribution 4, aux totales 506 rotules sont plastifiées. 87% de ces rotules sont au début de plastification (segment B-C). 4% de rotules atteignent l'état C (capacité ultime). Une des 22 rotules est apparue dans deux bielles diagonales (Axes : G, 1-2 et 2-3 de 1^{er} étage) et les autres sont apparues au niveau des portiques.

Pour la distribution 1, la plastification des bielles est initialisée à un déplacement de 1.8 et de 33 mm respectivement dans les directions X-X et Y-Y. Alors que dans les éléments des portiques, la plastification est débutée à un déplacement de 13 à 16 mm. Dans la direction X-X, la capacité ultime est achevée en première phase à la bielle diagonale (d'axes : D, 5-6, 2^{ème} étage) à une déformation de 26 mm, ensuite elle est initialement apparue aux pieds des poteaux de RDC à un déplacement de 27 mm. Dans l'autre sens, les portiques achèvent la première capacité ultime à un déplacement de 53 mm. La ruine totale des éléments est observée antérieurement dans un élément de portique (poteau de RDC), à une déformation latérale de 90 mm dans la direction X-X et de 60 mm dans la direction Y-Y. La première bielle est rompue à un déplacement de 41 mm dans la direction X-X et de 111 mm dans la direction Y-Y.

Tableau V-8: Les nombre de rotules plastifiées à la fin de l'analyse

Structure	Sens	Rotule		Segment de plastification			Élément	
		Défini	Plastifie	B-C	C-D	D-E	Portique	Bielle
Distribution 1	X-X	1364	382	329	46	7	378	4
	Y-Y		466	378	62	26	458	8
Distribution 2	X-X	1360	38	38	0	0	35	3
	Y-Y		458	379	57	22	453	5
Distribution 3	X-X	1464	112	112	0	0	108	4
	Y-Y		120	120	0	0	116	4
Distribution 4	X-X	1440	304	284	21	0	303	1
	Y-Y		202	201	1	0	201	1

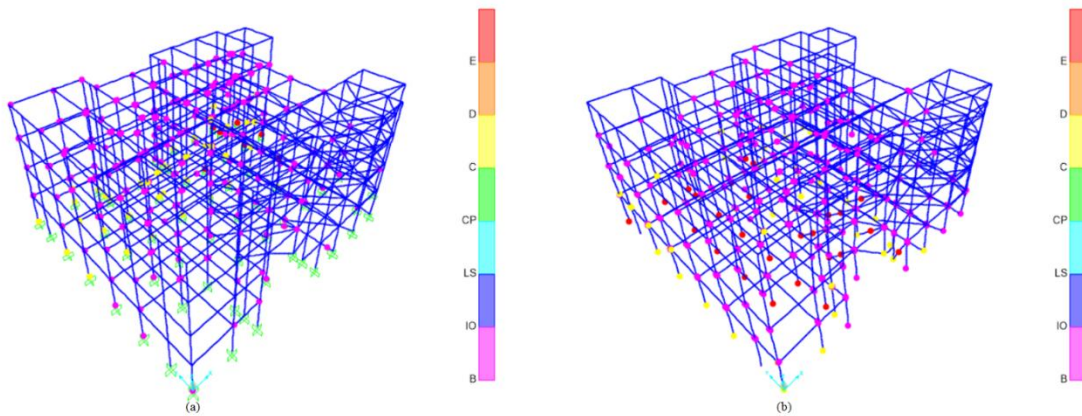


Figure V.10: Distribution des rotules plastique pour la structure avec distribution 1 : (a) sens X-X (b) sens Y-Y

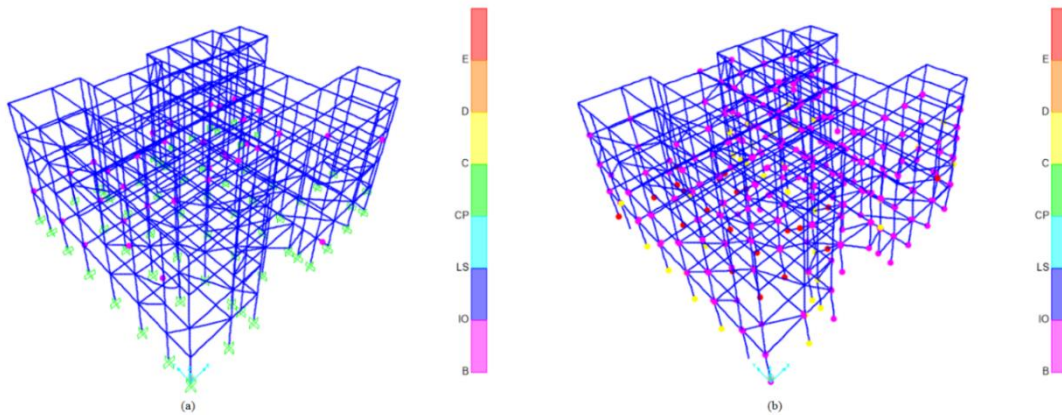


Figure V.11: Distribution des rotules plastique pour la structure avec distribution 2 : (a) sens X-X (b) sens Y-Y

Pour ce qui est de la distribution 2, la première plastification est associée à la bielle (d'axe E, 1-2, de 1^{er} étage) à un déplacement de 1.9 mm. Tandis que dans les éléments de portique, la plastification est initialisée à une déformation latérale de 13 mm dans la direction Y-Y. La capacité ultime est achevée à partir de 36 et 54 mm pour les poteaux et les bielles. Ces dernières sont ruinées à partir d'un déplacement de 56 à 60 mm. Dans la distribution 3, Trois bielles sont plastifiées en

premier lieu à des déplacements faibles (de 2 à 5 mm), une dans la direction X-X et deux dans la direction Y-Y.

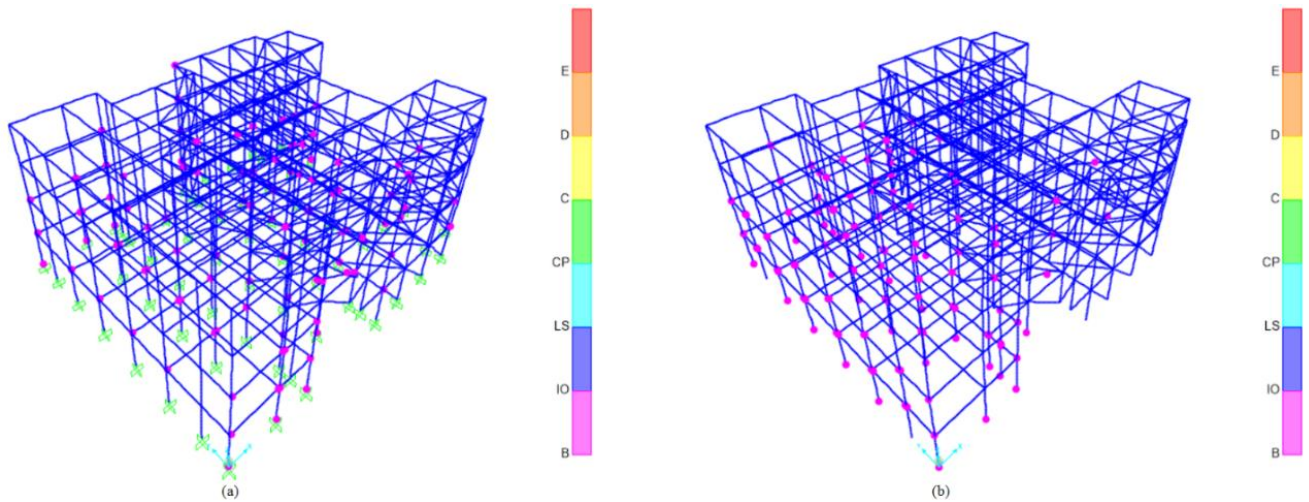


Figure V.12: Distribution des rotules plastique pour la structure avec distribution 3 : (a) sens X-X (b) sens Y-Y

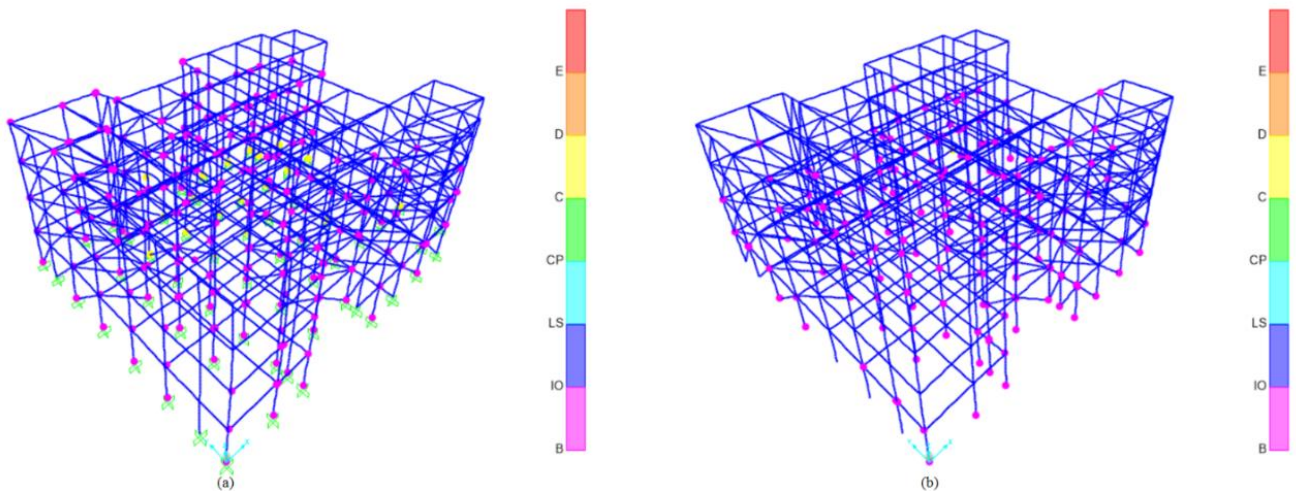


Figure V.13: Distribution des rotules plastique pour la structure avec distribution 4 : (a) sens X-X (b) sens Y-Y

Alors que dans les portiques, la plastification est initialisée à des déplacements de 19 et 29 mm respectivement dans les sens X-X et Y-Y. Pour la distribution 4, l'analyse montre que la plastification est associée aux éléments des portiques de 1^{er} étage dans les deux directions quand le déplacement atteint une valeur de 9 à 15 mm. Ensuite, la capacité ultime est atteinte aux pieds de poteau au niveau de RDC à une déformation latérale d'environ 17 mm. Tandis que dans les bielles diagonales, la capacité ultime est atteinte à une déformation latérale d'environ 30 mm.

V.5.3. Distribution en élévation :

L'effet de la distribution en élévation de la maçonnerie de remplissage sur le comportement global de la structure est illustré dans figure V-14. Comme indiqué dans la Figure, la structure de référence présente le comportement le plus résistant et le moins ductile que les autres distributions. La présence de l'étage flexible dans le RDC (distribution 1 et 3) présente le comportement le plus ductile et le moins résistant. La présence de l'étage flexible dans l'étage (distribution 2) augmente la résistance et réduit la ductilité de la structure.

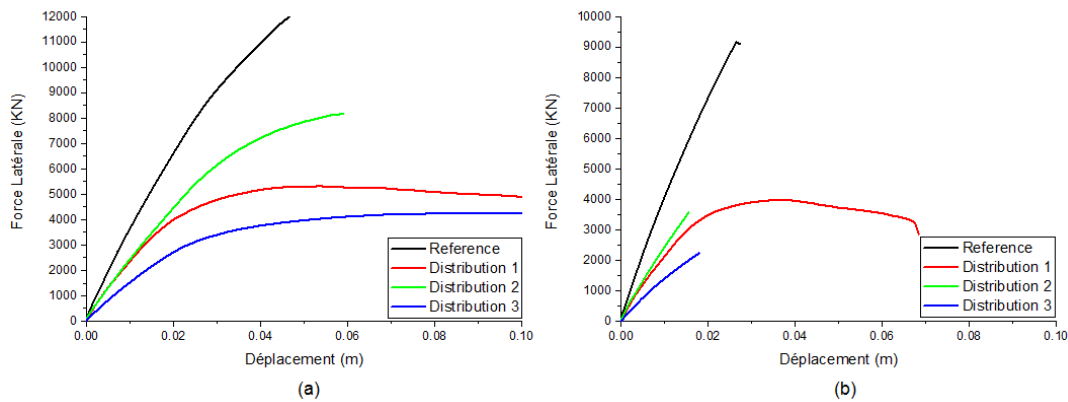


Figure V.14: Comparaison entre les courbes des modèles avec différent distribution en élévation : (a) sens X-X (b) sens Y-Y

Tableau V-9 résume les valeurs de la courbe idéalisée pour les distributions en élévation. Comme indiqué dans le tableau, la force latérale et la rigidité initiales sont sous-estimées dans toutes les distributions considérées de 37 à 76% et de 28 à 64%. En outre, les distributions présentent un comportement plus ductile que la structure de référence avec une différence varie entre 22 et 533%. Sauf dans les distributions 2 et 3 dans la direction Y-Y, la ductilité est sous-estimée de 6 et 2%, respectivement.

Tableau V-9: Résultats de la distribution en élévation des murs de remplissage

Modèle	Sens	Δ_y (m)	V_y (KN)	Δ_{max} (m)	V_e (KN)	K_{in} (KN m)	μ	Drift (%)
Référence	X-X	0.044	13024	0.055	16250	293607	1.25	0.45
	Y-Y	0.025	9165	0.027	10170	373216	1.11	0.22
Distribution 1	X-X	0.026	5317	0.208	41985	201633	7.89	1.70
	Y-Y	0.020	3981	0.068	13384	195713	3.36	0.56
Distribution 2	X-X	0.039	8172	0.059	12478	211152	1.53	0.48
	Y-Y	0.015	3572	0.016	3743	241448	1.05	0.13
Distribution 3	X-X	0.034	4275	0.153	19172	125147	4.48	1.25
	Y-Y	0.017	2239	0.017	2430	135521	1.09	0.14

Le tableau V-10 présente l'influence de la distribution en élévation des murs de remplissage sur l'excentricité entre le centre des masses et le centre de rigidité. Le centre de rigidité est plus proche au centre de masse dans toutes les distributions en élévation que dans la structure de référence. La différence varie de 0.04 à 55%. Les périodes de mode I (translation dans le sens X-X) sont augmentées par 15, 12 et 37% dans les distributions 1, 2 et 3, tandis que, elles sont augmentées par 11, 9 et 29% dans le mode II (mode de torsion).

Tableau V-10: Variation l'excentricité et la période selon la distribution en élévation des murs

Structure	Etage	Excentricité		Période	
		e_x	e_y	Mode I	Mode II
Référence	1 ^{er}	0.234	0.024	0.204	0.194
	2 ^{ème}	0.435	0.038		
	3 ^{ème}	0.535	0.050		
	4 ^{ème}	0.564	0.061		
Distribution 1	1 ^{er}	0.104	0.007	0.234	0.216
	2 ^{ème}	0.344	0.016		
	3 ^{ème}	0.451	0.027		
	4 ^{ème}	0.485	0.039		
Distribution 2	1 ^{er}	0.235	0.024	0.228	0.211
	2 ^{ème}	0.444	0.037		
	3 ^{ème}	0.496	0.035		
	4 ^{ème}	0.534	0.043		
Distribution 3	1 ^{er}	0.136	0.007	0.280	0.251
	2 ^{ème}	0.365	0.008		
	3 ^{ème}	0.469	0.012		
	4 ^{ème}	0.475	0.020		

L'état et le nombre de rotules plastifiées sont présentés dans le tableau V-11. La distribution des rotules plastiques dans les structures est présentée dans les figures V-15 à V-17. Pour la distribution 1, 22% des rotules définies sont plastifiées à la fin d'analyse, 17 rotules atteignent la capacité ultime (point C), tandis que 140 rotules sont en état de ruine totale ($\geq E$). Ces dernières sont apparues aux éléments de portiques de rez-de-chaussée. En outre, les bielles plastifiées sont en état de plastification initiale (segment B-C). Pour la distribution 2, l'analyse est arrêtée à un déplacement de 59 mm qui correspond à une capacité de 8172 KN. À cette étape, 404 de 1522 rotules sont plastifiées. 7% de ces rotules atteignent ses capacités ultimes, ces dernières sont apparues dans les poteaux de l'étage flexible et dans les bielles de 2^{ème} étage. 4 bielles sur 20 qui sont positionnées au-dessous de l'étage flexible sont rompues avant la fin de l'analyse. Pour ce qui est la distribution 3, l'analyse est arrêtée à un déplacement égal à 153 mm. La majorité des portiques des deux étages flexibles sont rompues. Les étages supérieurs sont en état de la

plastification initiale. 1.6% de ces plastifications sont atteintes aux bielles diagonales dans la direction X-X et 25% sont attribués aux bielles dans la direction Y-Y.

Pour la structure avec distribution 1, la plastification est assignée antérieurement aux éléments des portiques à un déplacement de 13 et 8 mm respectivement dans les directions X-X et Y-Y. La capacité ultime de ces éléments est achevée à des déplacements de 24 et 19 mm, tandis que la ruine totale est achevée à des déplacements de 40 et 31 mm respectivement dans le sens X-X et Y-Y. À la fin de l'analyse, les bielles diagonales sont en début de plastification. Cette dernière est initialement apparue à une déformation de 56 mm dans la direction X-X et à une déformation de 23 mm dans le sens Y-Y. Pour ce qui est de la distribution 2, la plastification est observée en premier lieu dans les bielles à des déplacements faibles, de 1.5 à 2.1 mm. Le développement de la plastification dans les éléments des portiques est initialisé à partir d'un déplacement de 20 mm dans le sens X-X et de 10 mm dans le sens Y-Y. La capacité ultime est initialement observée à partir d'une déformation latérale égale à 44 mm, alors que la ruine totale des bielles est initialisée à une déflexion de 53 mm.

Dans la distribution 3, deux bielles diagonales sont plastifiées dans la direction X-X à un déplacement de 5 mm, et une seule bielle est plastifiée dans l'autre direction, à un déplacement de 2 mm. La plastification des éléments de portique est initialisée à partir d'une déformation de 16 et 9 mm respectivement dans les directions X-X et Y-Y. La première ruine est observée au niveau d'un poteau à un déplacement de 64 mm.

Tableau V-11: Les nombre de rotules plastifiées à la fin de l'analyse

Structure	Sens	Rotule		Segment de plastification			Élément	
		Défini	Plastifié	B-C	C-D	D-E	Portique	Bielle
Distribution 1	X-X	1522	338	181	17	140	326	12
	Y-Y		294	254	13	125	381	13
Distribution 2	X-X	1522	404	372	28	4	384	20
	Y-Y		21	21	0	0	14	7
Distribution 3	X-X	1436	376	144	115	117	370	6
	Y-Y		40	40	0	0	32	8

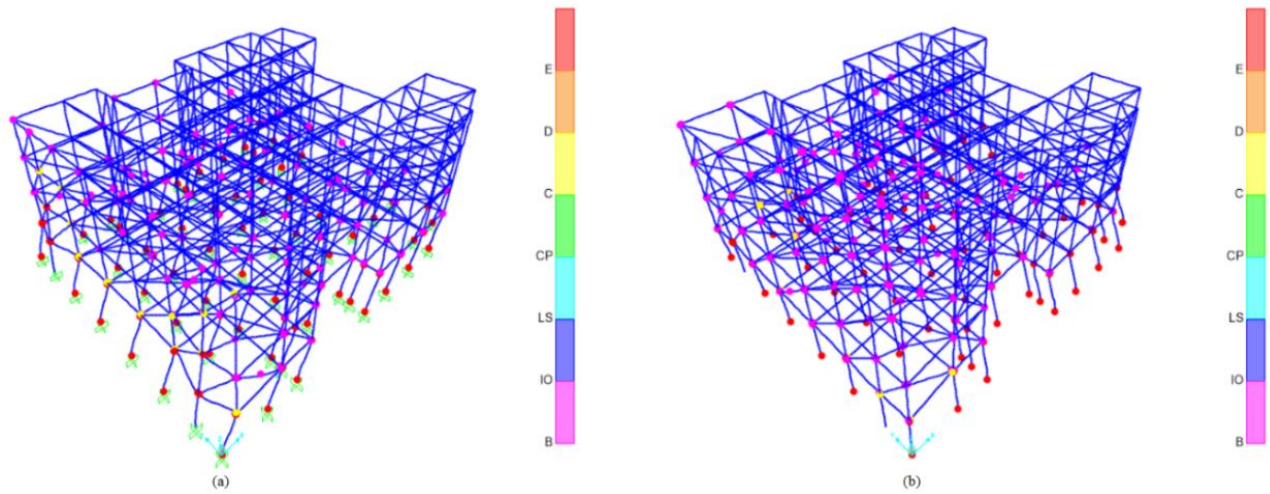


Figure V.15: Distribution des rotules plastique pour la structure avec distribution 1 : (a) sens X-X (b) sens Y-Y

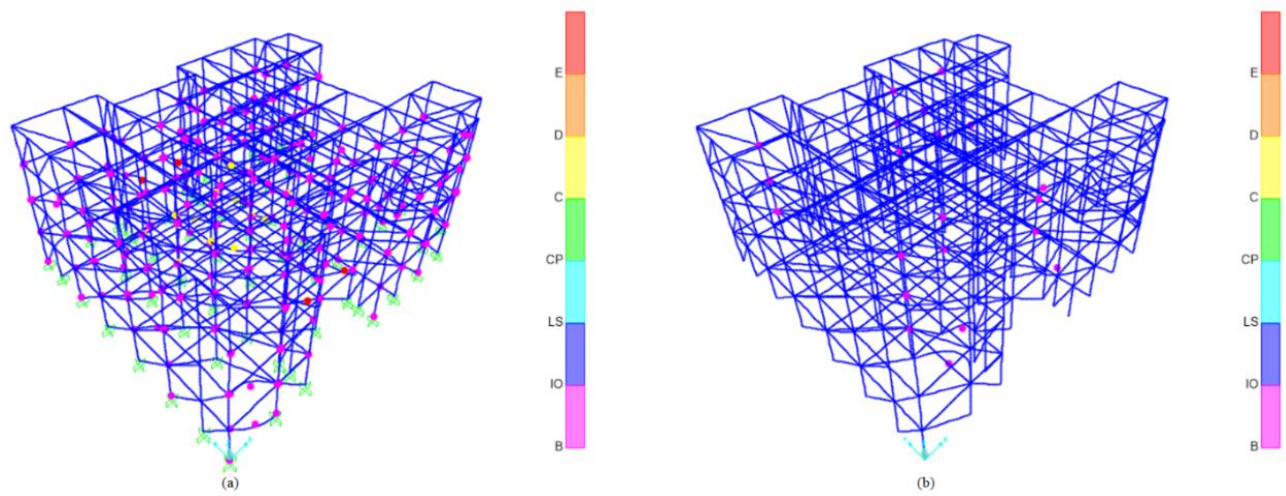


Figure V.16: Distribution des rotules plastique pour la structure avec distribution 2 : (a) sens X-X (b) sens Y-Y

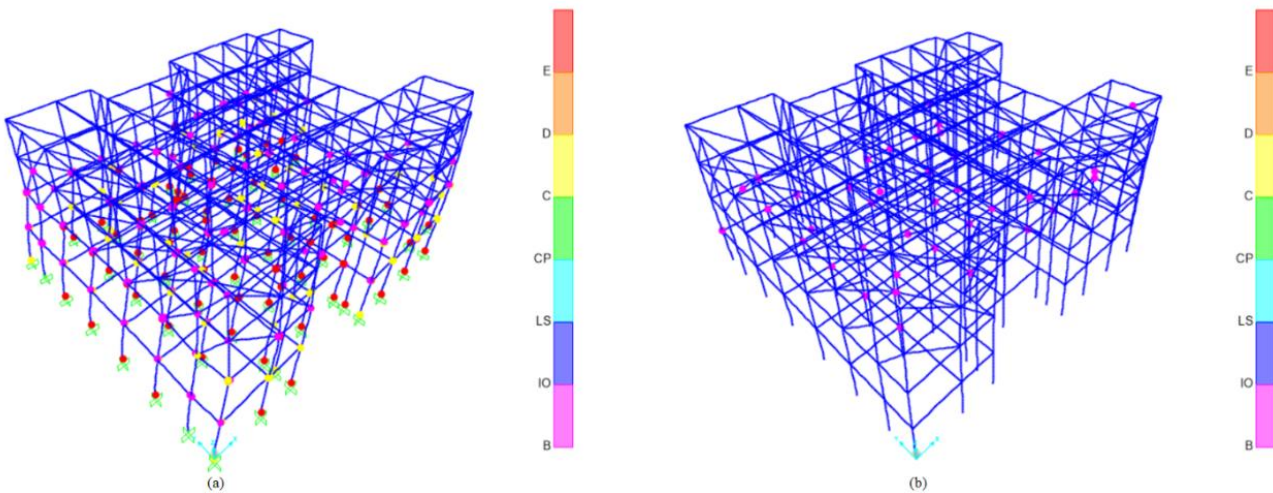


Figure V.17: Distribution des rotules plastique pour la structure avec distribution 3 : (a) sens X-X (b) sens Y-Y

V.5.4. Densité

L'effet de la densité des murs de remplissage dans la structure sur le comportement global de la structure est présenté dans la figure V-18. Le comportement de la structure en termes de force latérale et de rigidité initiale est amélioré dans le cas d'un remplissage dense. D'autre part, ce comportement est réduit dans le cas d'un remplissage léger.

Tableau V-12 présente les points qui définissent les courbes idéalisées pour différentes densités des murs de remplissage dans la structure. Dans le cas d'une densité légère (Densité 1), la force est maximale et les rigidités initiales sont réduites de 47 et 52% et dans la direction X-X et de 39 et 37% dans la direction Y-Y. Cependant, la ductilité de la structure est augmentée de 34%. Dans le cas d'un remplissage dense (Densité 2), la force maximale et la rigidité sont augmentées de 11 et 21% dans la direction X-X et de 2 et 13% dans la direction Y-Y. La ductilité de la structure est réduite de 18% par rapport à la distribution de référence.

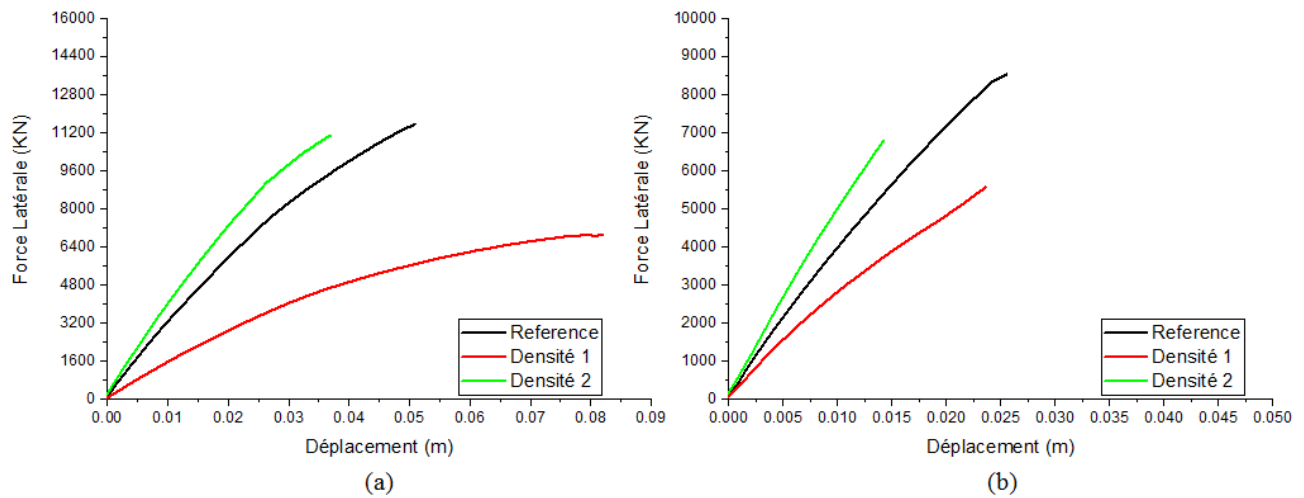


Figure V.18: Comparaison entre les courbes des modèles avec différent densité : (a) sens X-X (b) sens Y-Y

Tableau V-12: Résultats des modèles avec différentes densité des murs de remplissage (unité en m, KN)

Modèle	Sens	Δ_y (m)	V_y (KN)	Δ_{max} (m)	V_e (KN)	K_{in} (KN m)	μ	Drift (%)
Référence	X-X	0.044	13024	0.055	16250	293607	1.25	0.45
	Y-Y	0.025	9165	0.027	10170	373216	1.11	0.22
Densité 1	X-X	0.049	6901	0.082	11562	140898	1.68	0.67
	Y-Y	0.024	5564	0.024	5583	236563	1.00	0.20
Densité 2	X-X	0.041	14441	0.060	21258	355184	1.47	0.49
	Y-Y	0.022	9374	0.023	9589	423433	1.02	0.19

Le tableau V-13 présente la variation de l'excentricité et la période selon la densité des murs de remplissage. Dans la densité 1 (remplissage léger), l'excentricité et la période sont plus grandes que celles de la structure de référence de 1.2 à 1.3 fois dans la direction X-X et inférieur de 29 à 40% dans la direction Y-Y et la période est supérieure de 16%. Dans le cas d'une densité dense (densité 2), les centres de masse et de rigidité sont plus proches à celles dans la structure de référence où une différence d'environ 0.1 à 2.6% est obtenue dans les deux directions. Les déformations sont présentes en forme de translation dans la direction X-X (mode I) et torsion (mode II). La structure avec densité 1 indique une augmentation de 14 et 1% dans les modes I et II. Tandis que, les périodes sont inférieures de 7 et 13% dans la structure avec densité 2.

Tableau V-13: Variation l'excentricité et la période selon la densité des murs

Structure	Etage	Excentricité		Période	
		e_x	e_y	Mode I	Mode II
Référence	1 ^{er}	0.234	0.024	0.204	0.194
	2 ^{ème}	0.435	0.038		
	3 ^{ème}	0.535	0.050		
	4 ^{ème}	0.564	0.061		
Densité 1	1 ^{er}	0.286	0.014	0.236	0.221
	2 ^{ème}	0.557	0.024		
	3 ^{ème}	0.703	0.033		
	4 ^{ème}	0.768	0.042		
Densité 2	1 ^{er}	0.245	0.025	0.198	0.181
	2 ^{ème}	0.440	0.038		
	3 ^{ème}	0.536	0.049		
	4 ^{ème}	0.561	0.059		

Selon les figures V-19 – V-20 et le tableau V-14, il y a une variation de la distribution, le nombre et l'état des rotules d'un modèle à un autre et d'une direction à une autre. Pour ce qui est de densité 1, d'environ 38% et 34% de rotule sont respectivement plastifiées dans les directions X-X et Y-Y. Ces pourcentages sont diminués dans la densité 2 à 15% et 2% dans les directions X-X et Y-Y. De 0 à 14% des rotules atteignent ses capacités ultimes. Tandis que, seulement 0.4 à 0.7% des rotules sont en état de ruine totale dans la densité 1.

Dans la direction X-X, les densités 1 et 2 sont survenus la première plastification au niveau des bielles diagonales. La densité 1 subite la plastification à un déplacement de 18 mm, alors la densité 2 subite la plastification à un déplacement de 14 mm. Le début du plastification des poteaux de RDC a commencé à un déplacement de 1.35 fois plus petit pour la densité 2 que celle de la densité

1. Les rotules en état de capacité ultime sont commencées à apparaître dans la structure avec densité 2 à un déplacement plus faible de 21% que cette avec densité 1. La première capacité ultime atteinte à la bielle diagonale est surgie à un déplacement de 69 mm dans la structure avec densité 1 et à un déplacement de 31 mm dans la densité 2. Les poteaux au niveau de RDC sont initialisés à ruiner dans la structure avec densité 1 à partir d'un déplacement de 23 mm, tandis qu'aucune ruine n'a été observée dans la structure avec densité 2. Dans la direction Y-Y, la première plastification est surgie au niveau de poutre dans la structure avec densité 1 à un déplacement de 7 mm, et au niveau de la bielle diagonale dans la structure avec densité 2. À la fin de l'analyse, une ruine totale des quelques poteaux au niveau de RDC est observée dans la structure moins dense (densité 1) et quelques bielles atteignent ses capacités ultimes.

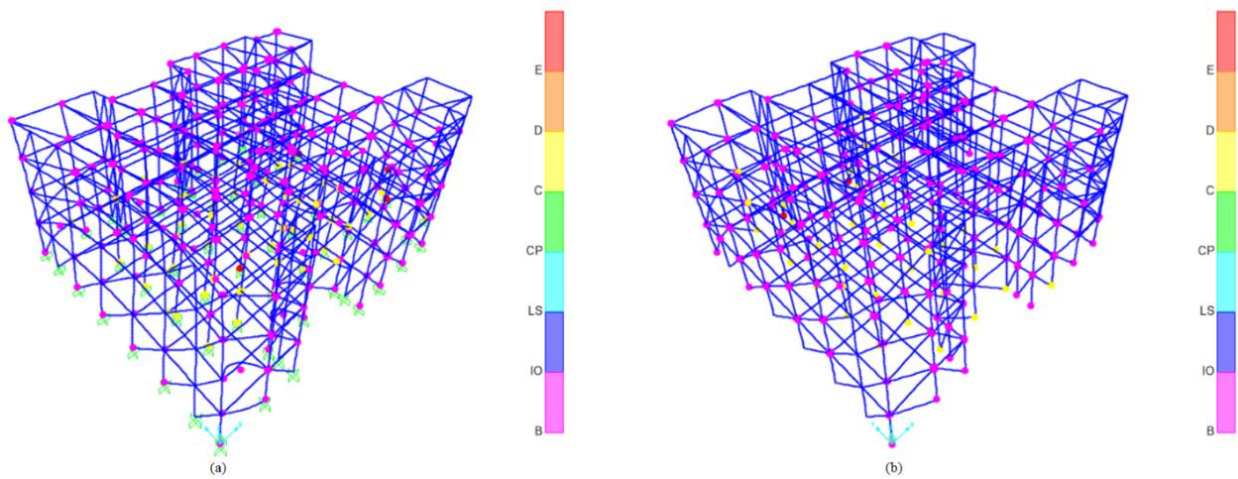


Figure V.19: Distribution des rotules plastique pour la structure avec densité 1 : (a) sens X-X (b) sens Y-Y

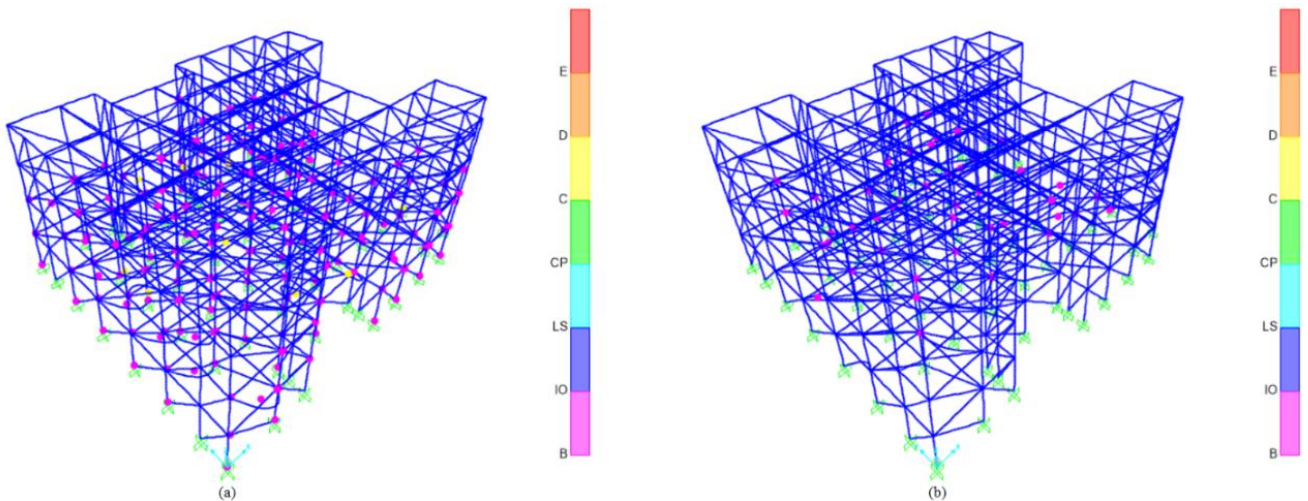


Figure V.20: Distribution des rotules plastique pour la structure avec densité 2 : (a) sens X-X (b) sens Y-Y

V.5.5. Impact sur le facteur de comportement :

V.5.5.1. L'effet des murs de remplissage

D'après les analyses précédentes, il est évident de noter que la résistance et la ductilité des structures sont affectées par la présence des murs et leurs distributions en plan et en élévation en plus de leur densité dans la structure. Dans cette section, la variation du facteur de comportement en fonction des paramètres de l'étude est mise en évidence. Le facteur de comportement de chaque modèle est calculé selon l'équation Eq. [V-3] proposée par ATC-19 (1995) et comparé aux valeurs proposées par les codes sismiques Eurocode 8 et RPA99. Le tableau V-15 présente le facteur de comportement obtenu à partir des structures de références sans et avec remplissage dans les directions X-X et Y-Y. Il est bien de noter que le RPA99 réduit la valeur de la force sismique totale : (1) soit par la division avec 3.5 dans le cas d'une structure avec remplissage, (2) soit par la division sur 5 dans le cas d'une structure sans remplissage. D'autre part, le code EC8 utilise les valeurs 2.5 et de 4.5.

Dans cette étude, on a pris la valeur de facteur de sur-résistance R_s égale à :

- 1- Dans la 1^{ère} suggestion, on admet d'utiliser la moitié de la force sismique totale V_d . Dans ce cas on utilise un coefficient de sur-résistance $R_s = 2$ (ASCE/SEI 07-10). Les valeurs de coefficient de comportement obtenues sont présentées dans les tableaux (R_1).
- 2- Dans la 2^{ème} suggestion, on admit que la valeur de la force sismique est égale à un tiers de la force sismique totale V_d . Dans ce cas on utilise un coefficient de sur-résistance $R_s = 3$ (ASCE/SEI 07-10). Les valeurs obtenues sont présentées dans les tableaux (R_2).

Les valeurs de coefficients de comportement pour les structures sans et avec remplissage sont présentées dans le tableau V-15. Comme indiqué dans le tableau, la structure sans remplissage présente des coefficients de comportement plus grand que les coefficients des structures avec remplissage avec des différences d'environ 5 et 6 fois. On compare ces valeurs aux valeurs adoptées par le RPA99 et EC8, on remarque que les codes adoptent des valeurs plus conservatives dans la structure sans remplissage. La structure avec remplissage indique des valeurs acceptables par rapport à celle de code EC8 sauf dans la direction Y-Y où le coefficient de comportement est sous-estimé par 11%. On compare les résultats à la valeur de RPA99, nous avons constaté que la

plupart des R calculés sont inférieurs à la valeur adoptée par le RPA99. Ceci est causé par la grande réduction de la ductilité de la structure et l'insuffisance des valeurs de la sur-résistance adoptée.

Tableau V-14: Coefficient de comportement des structures sans et avec remplissage

Structure	Sens	R ₁	R ₂	R _{RPA99}	R _{EC8}
Sans remplissage	X-X	13	19	5.0	4.5
	Y-Y	13	21		
Avec remplissage	X-X	2.5	3.7	3.5	2.5
	Y-Y	2.2	3.3		

V.5.5.2. Effet de la distribution en plan de maçonnerie

La variation du coefficient de comportement selon la distribution en plan de maçonnerie est présentée dans Tableau V-16. La structure avec la distribution de référence présente des valeurs de R inférieures aux valeurs obtenues avec la distribution 1, une différence de 8.7 à 61% est observée dans la direction X-X et Y-Y. La distribution 2 présente une valeur inférieure de 16% dans la direction X-X et supérieure d'environ 45% dans la direction Y-Y par rapport aux valeurs de la structure de référence. Les distributions 3 et 4 indiquent un coefficient de comportement inférieur de 14 et 3% dans la direction X-X et supérieur de 5 et 2% dans la direction Y-Y. Par rapport à la valeur indiquée par le RPA99, les distributions présentent en général des valeurs inférieures de 8 à 40% dans le cas de R₁ et supérieur de 0.3 à 53% dans le cas de R₂. Il y a des valeurs qui sont inférieures de 3 à 10% à la valeur adoptée par le RPA99. Tandis que, les valeurs obtenues dans le cas de R₂ sont plus grandes de 26 à 114% à celle de code EC8.

Tableau V-15: Variation de coefficient de comportement selon la distribution en plan des murs

Portique	Sens	R ₁	R ₂	R _{RPA99}	R _{EC8}
Référence	X-X	2.5	3.7	3.5	2.5
	Y-Y	2.2	3.3		
Distribution 1	X-X	2.7	4.1		
	Y-Y	3.6	5.4		
Distribution 2	X-X	2.1	3.2		
	Y-Y	3.2	4.8		
Distribution 3	X-X	2.1	3.2		
	Y-Y	2.3	3.5		
Distribution 4	X-X	2.4	3.6		
	Y-Y	2.3	3.4		

V.5.5.3. Effet de la distribution en élévation :

Les valeurs des coefficients de comportement obtenus pour les distributions en élévation des murs de remplissage sont présentées dans le tableau V-17. La présence de l'étage flexible au niveau de Rez-de-chaussée augmente le coefficient de comportement de 6 et 3 fois par rapport à la structure de référence. La présence de l'étage flexible dans un étage supérieur (Niveau 2) réduire le coefficient par 22% dans la direction X-X et par 5% dans la direction Y-Y. Dans le cas de deux étages flexibles (RDC et Niveau 1), la distribution présente des valeurs supérieures de 259% dans la direction X-X et des valeurs inférieures de 2% dans la direction Y-Y. La réduction des coefficients de comportement dans quelques modèles (les valeurs inférieures aux valeurs de EC8 et/ou RPA99) est causée par la ruine antérieure de la structure à des déplacements plus petits ce qui conduit à une grande réduction de la ductilité de la structure.

Tableau V-16: Variation de coefficient de comportement selon la distribution en élévation des murs

Portique	Sens	R ₁	R ₂	R _{RPA99}	R _{EC8}
Reference	X-X	2.5	3.7	3.5	2.5
	Y-Y	2.2	3.3		
Distribution 1	X-X	16	24		
	Y-Y	6.7	10		
Distribution 2	X-X	3.1	4.6		
	Y-Y	2.1	3.1		
Distribution 3	X-X	9.0	13		
	Y-Y	2.2	3.3		

V.5.5.4. Effet de la densité :

Tableau V-18 présente la variation du coefficient de comportement par rapport à la densité des murs de remplissage dans la structure. Les densités 1 et 2 présentent des valeurs supérieures de 34% et 18% dans la direction X-X et une diminution de 9% et 8% dans la direction Y-Y. Dans le cas de R₁, la densité 1 présente une sous-estimation de coefficient de comportement de 4 et 43% dans les deux directions par rapport à la valeur du RPA99 et une surestimation de 34% dans la direction X-X par rapport à la valeur d'EC8. Une sous-estimation de 20% est obtenue dans la direction Y-Y. Dans le cas de R₂, la valeur est surestimée de 20 à 101% par rapport aux deux codes, seulement dans la direction Y-Y, le coefficient de comportement est sous-estimé par rapport à la valeur de RPA99 par 14%. Dans la densité 2, le coefficient de comportement est sous-estimé par rapport à la valeur du RPA99 de 12 à 42% dans le cas de R₁ et R₂, sauf dans la direction X-X

de R2 la valeur est surestimée de 26%. En outre, les valeurs sont supérieures à la valeur adoptée par le code EC8.

Tableau V-17; Variation de coefficient de comportement selon la densité des murs

Portique	Sens	R ₁	R ₂	R _{RPA99}	R _{EC8}
Reference	X-X	2.5	3.7	3.5	2.5
	Y-Y	2.2	3.3		
Densité 1	X-X	3.4	5		
	Y-Y	2	3		
Densité 2	X-X	2.9	4.4		
	Y-Y	2.0	3.1		

Conclusion :

Le but de ce travail est pour étudier numériquement l'influence de l'existence des murs, leurs distributions (en plan et en élévation) et leurs densités sur le comportement des structures auto-stables en béton armé en 3-D et le coefficient de comportement. Pour cela, onze analyses non linéaires push-over ont été effectuées sur des structures auto-stables en béton armé à l'aide du logiciel SAP200. La structure sélectionnée est une structure auto-stable irrégulière avec une hauteur de 12.24 m. Les analyses couvrent une structure sans remplissage et dix structures remplies par maçonnerie avec des différentes distributions. Les remplissages sont modélisés par l'approche macro-modèle en utilisant une seule bielle diagonale qu'est définie par la combinaison entre le modèle de rigidité de Mainstone (1974) et le modèle de résistance de Decanini et Fantin (1986). Les résultats obtenus sont comparés en termes de résistance, de rigidité initiale, de ductilité, distributions des rotules et de coefficient de comportement.

Les comparaisons entre les courbes force-déplacement indiquent que le comportement global est directement affecté par la présence de remplissage de maçonnerie. La résistance et la rigidité présentent une augmentation par rapport aux portiques sans remplissage. Tandis que la ductilité de la structure est réduite. Cette réduction est due à la fragilité du mur de remplissage (bielle diagonale). Le taux d'augmentation et de diminution varie d'un modèle à un autre selon la distribution et la densité des murs de remplissage dans la structure. La comparaison est également présente que le nombre des travées influence le comportement global de la structure.

En termes de coefficient de comportement, il peut être conclu que la présence des murs de remplissage dans la structure diminuée ce coefficient. Le taux de diminution est relié à la

distribution (en plan et en élévation) et la densité des murs. Les résultats sont également indiqués que le nombre des travées joue un rôle important sur les valeurs de coefficient de comportement. La comparaison des coefficients de comportement calculés aux valeurs adoptées par RPA99 et EC8 montre que les deux règlements adoptent des valeurs plus conservatives notamment dans le règlement EC8.

Chapitre VI

Conclusion générale et recommandation :

La présente thèse est une investigation numérique sur l'influence de la présence des murs de remplissage et leur distribution en plan et en élévation sur le comportement de la structure et le coefficient de comportement. Pour atteindre cet objectif et pour la compréhension de l'effet des murs de maçonnerie confinés par des portiques en béton armé sous chargement horizontal, le mur de maçonnerie a été modélisé par la méthode Micro-Modélisation, puis suivi d'une investigation sur la fiabilité des modèles de la bielle diagonale pour prédire le comportement global de la structure. La nouveauté est apparue dans l'implémentation de la macro et la méso modélisations dans le logiciel d'éléments finis ANSYS et l'adaptation de la Méso-Modélisation pour atteindre l'objectif. Ensuite, une autre investigation numérique par logiciel SAP2000 est menée pour mettre en évidence la capacité des modèles mathématiques de rigidité et de résistance pour la bielle diagonale et la combinaison entre eux pour prédire le comportement global. Finalement, des analyses non-linéaires sur des structures en 3-D à plusieurs étages et travées sont réalisées pour étudier la variation du comportement de la structure et de coefficient de comportement en fonction de la distribution (en plan et en élévation) et la densité des murs de remplissage.

On peut distinguer ce qui suit :

- La micro modélisation du mur de remplissage est une méthode adéquate pour comprendre le comportement des murs de maçonnerie confinés par des portiques. La distribution diagonale des contraintes et des déformations montre que le mur travaille en compression diagonalement ce qui implique que la méthode de la bielle diagonale est efficace pour la représentation. Le mur de remplissage se comporte comme une seule bielle avant l'endommagement causé par cisaillement et/ou de traction. Après, la bielle diagonale se transforme progressivement en plusieurs bielles diagonales avec le développement des ruptures de cisaillement et/ou de traction diagonale. En outre, la micro modélisation montre que le chargement vertical améliore le contact portique-mur ce qui augmente le transfert des charges entre eux et qui implique une amélioration dans la performance globale de la structure ;

- La macro-modélisation implémentée dans ANSYS présente une efficacité pour prédire le comportement global. L'implémentation du méso-modèle en étant un élément diagonal confirme la fiabilité de la macro modélisation.
- La combinaison entre les modèles de rigidité et de résistance augmente la chance de prédiction du comportement global ;
- L'influence des murs sur la résistance, la rigidité, la ductilité et l'énergie de dissipation conduit à un effet sur le coefficient de comportement. Le taux varie selon l'influence de ces éléments sur la ductilité et la résistance de la structure. Le coefficient augmente dans quelques cas et a diminué dans d'autres cas. Une structure sans remplissage présente un comportement plus ductile ce qui donne un coefficient de comportement plus grand que la structure avec remplissage. La distribution (en plan et en élévation) et la densité des murs de remplissage ont des influences importantes sur le coefficient de comportement, en plus de l'excentricité, de la forme de déformation et des périodes propres de la structure.
- Pour les portiques auto-stables avec remplissages en maçonnerie, il paraît imprudent de se tenir aux deux valeurs indiquées (3,5 et 5) par les règles parasismiques algériennes. En outre, l'Eurocode 8 adopte des valeurs plus conservatives pour ce coefficient.
- La prise en compte de la contribution structurale des murs de remplissage dans l'étape de conception d'une structure en béton armé est impérative.

Perspective :

Ce travail prend en considération l'effet des murs de remplissages sur le comportement des structures en béton armé et sur le coefficient de comportement. Les perspectives suivantes sont souhaitées :

- Le développement d'un micro-modèle pour étudier le comportement des spécimens sous chargement combinait en-plan et hors-plan des murs de remplissage et l'influence de la déformation hors-plan sur la distribution des contraintes et déformations dans le mur ;
- Étudier la capacité des modèles combinés qui tient compte des deux comportements en-plan et hors-plan pour prédire le comportement des spécimens en béton armé ;
- Réaliser des études plus poussées pour faire adopter par les codes parasismiques des valeurs de R plus adéquates à chaque cas de structure ;

- L'application des procédures utilisées pour des structures en charpente métallique ;
- Faire une étude sur la variation du coefficient de comportement sur les structures en charpente métallique.

References:

- ACI Committee. (2008). Building code requirements for structural concrete (ACI 318-08) and commentary. American Concrete Institute.
- ACI 530-13. (2013). "Building Code Requirements for Masonry Structures (TMS 402-13/ACI 530-13/ASCE 5-13)." *The Masonry Society, Boulder, CO.*, Longmont, USA.
- ACI 318-89 (American Concrete Institute). (1989). Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-89) (Revised 1992) and Commentary-ACI 318R-89 (Revised 1992). American Concrete Institute.
- Agency, F. E. M. (1998). *FEMA 306: Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings*. Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, USA.
- Ahmed S. A. T. E., Mohammed R. K. B. Ashraf H. E. (2019). Effect of infill wall on the ductility and behavior of high strength reinforced concrete frames. *HBRC Journal*. Vol. 10:3. 258-264. Doi: <https://doi.org/10.1016/j.hbrcj.2013.12.005>.
- Al-Chaar, G., Mehrabi, A. B., & Manzouri, T. (2008). *Finite element interface modeling and experimental verification of masonry-infilled R/C frames*. Longmont, CO, USA: Masonry Society.
- Alfano, G., & Crisfield, M. (2001). Finite element interface models for the delamination analysis of laminated composites: mechanical and computational issues. *International journal for numerical methods in engineering*, 50(7), 1701-1736.
- Amato, G., Cavaleri, L., Fossetti, M., & Papia, M. (2008). Infilled frames: influence of vertical loads on the equivalent diagonal strut model. *Proceedings of 14th WCEE, Beijing, China. CD-ROM, Paper*, 1–5.
- ANSYS. (2013). "ANSYS Mechanical APDL Theory Reference." *ANSYS Inc Release15* (November): 1–909. <https://doi.org/www.ansys.com>.
- Anderson, D., & Brzev, S. (2009). *Seismic design guide for masonry buildings* (Vol. 22). Canadian Concrete Masonry Producers Association Toronto, ON.

Angel, R. E. (1994). *Behavior of reinforced concrete frames with masonry infill walls*. University of Illinois at Urbana-Champaign, PhD Thesis.

Anthoine, A. (1995). Derivation of the in-plane elastic characteristics of masonry through homogenization theory. *International journal of solids and structures*, 32(2), 137-163.

Applied Technology Council (ATC). (1978). “Tentative provisions for the development of seismic regulations for buildings.” Rep. No. ATC-3-06, Redwood City, Calif.

Applied Technology Council (ATC). (1995b). “A critical review of current approaches to earthquake-resistant design.” Rep. No. ATC-34, Redwood City, Calif.

Arslan, M. H., & Erkan, I. H. (2016). An Investigation on Overstrength Factor (Ω) of Reinforced Concrete Buildings in Turkish Earthquake Draft Code (TEC-2016). *International Journal of Civil and Environmental Engineering*, 10(12), 1508-1512.

Asteris, P. G., Antoniou, S. T., Sophianopoulos, D. S., & Chrysostomou, C. Z. (2011). Mathematical macromodeling of infilled frames: state of the art. *Journal of Structural Engineering*, 137(12), 1508-1517.

Asteris, P. G., Cavaleri, L., Di Trapani, F., & Sarhosis, V. (2016). A macro-modelling approach for the analysis of infilled frame structures considering the effects of openings and vertical loads. *Structure and Infrastructure Engineering*, 12(5), 551-566.

Asteris, P. G., Kakaletsis, D. J., & Chrysostomou, C. (2011). Failure modes of in-filled frames. *Electronic Journal of Structural Engineering*.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118:2003. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro.

Basha, S. H., & Kaushik, H. B. (2016). Suitability of fly ash brick masonry as infill in reinforced concrete frames. *Materials and Structures*, 49(9), 3831–3845. <https://doi.org/10.1617/s11527-015-0757-5>

Bennett, R. M., Fischer, W., Flanagan, R. and Tenbus, M. (1996) Evaluation and analysis of the performance of masonry infills during the Northridge earthquake. *Oak Ridge National Laboratory*, Tennessee, USA.

Benjamin, J. R., & Williams, H. A. (1958). The behavior of one-story brick shear walls. *Journal of the structural division*, 84(4), 1-1723.

Bergami A. V., Nuti C. (2015). Experimental tests and global modeling of masonry infilled frames. *Earthquakes and Structures* Vol. 9 No. 2.

Binda, L., Fontana, A., & Frigerio, G. (1988). Mechanical behaviour of brick masonries derived from unit and mortar characteristics. *Brick and Block Masonry(8 th IBMAC) London, Elsevier Applied Science*, 1, 205-216.

Butenweg, C., Marinković, M., & Salatić, R. (2019). Experimental results of reinforced concrete frames with masonry infills under combined quasi-static in-plane and out-of-plane seismic loading. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 17, 3397-3422. <https://doi.org/10.1007/s10518-019-00602-7>.

Brahmavathan, D., & Arunkumar, C. (2016). Evaluation of response reduction factor of irregular reinforced concrete framed structures. *Indian J Sci Technol*, 9(23), 1-8.

BSI8110 (1997), Structural use of concrete. Part 1 – code of practice for design and construction, British Standards Institution, London.

Canadian Commission on Building and Fire Code, (2015), "National Building Code of Canada (NBCC)", Ottawa, Canada.

Canadian Standards Association. (2004). *Design of concrete structures*. Mississauga, Ont.: Canadian Standards Association.

Cavaleri, L., Fossetti, M., & Papia, M. (2005). Infilled frames: developments in the evaluation of cyclic behaviour under lateral loads. *Structural Engineering and Mechanics: An International Journal*, 21(4), 469–494. <https://doi.org/10.12989/sem.2005.21.4.469>

Cavaleri, L. Di-Trapani, F. (2014). "Cyclic response of masonry infilled RC frames: Experimental results and simplified modeling". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. Vol. 65. Pages 224-242. ISSN 0267-7261. Dio: <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2014.06.016>.

CGS., Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 version 2003., Document technique réglementaire, Ministère de l'Habitat, Algerie, 2003.

Chaulagain, H., Guragain, R., & Mallik, R. K. (2010). Assessment of response reduction factor of RC buildings in Kathmandu valley using nonlinear pushover analysis. *ME Thesis*.

Chethan, K., Babu, R., Venkataramana, K. and Sharma, A. (2009). Study on Dynamic Characteristics of 3D Reinforced Concrete Frame with Masonry Infill. *Journal of CPRI* 5(2), 11-18.

Chrysostomou, C. Z. (1991). *Effects of degrading infill walls on the nonlinear seismic response of two-dimensional steel frames*. Cornell University Ithaca, NY, USA.

Chrysostomou, C. Z., Gergely, P., & Abel, J. F. (2002). A six-strut model for nonlinear dynamic analysis of steel infilled frames. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, 2(03), 335-353.

Code for Seismic Design of Buildings: GBJ 11-89. (1994). China. New World Press

Committee, M. S. J. (2008). *Building Code Requirements and Specification for Masonry Structures: Containing Building Code Requirements for Masonry Structures (TMS 402-08/ACI 530-08/ASCE 5-08), Specification for Masonry Structures (TMS 602-08/ACI 530.1-08/ASCE 6-08) and Companion Com.* Masonry Society, Masonry Standards Joint Committee, Reston, Virginia, USA

Comité Euro-International du Béton. (1993). *CEB-FIP model code 1990: Design code*. Thomas Telford Publishing.

Committee, M. S. J. (2013). Building code requirements for masonry structures (TMS 402-13/ACI 530-13/ASCE 5-13). *The Masonry Society, Boulder, CO., Longmont, USA*

Crisafulli, Francisco Javier. (1997). *Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills*, Ph.D. Dissertion; University of Canterbury, Christchurch, New Zealand

Crisafulli, F. J., Carr, A. J., & Park, R. (2000). Analytical modelling of infilled frame structures: A general review. *Bulletin of the New Zealand society for earthquake engineering*, 33(1), 30-47.

Crisafulli, F. J., & Carr, A. J. (2007). Proposed macro-model for the analysis of infilled frame structures. *Bulletin of the New Zealand society for earthquake engineering*, 40(2), 69-77.

Çetindemir, O., & Akbaş, B. (2017, October). An Evaluation on Overstrength Factors of Reinforced Concrete Buildings. In *4th International Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Eskisehir, Turkey*.

Decanini, L. D., & Fantin, G. E. (1986). Modelos simplificados de la mampostería incluida en porticos. *Características de stiffnessy resistencia lateral en estado limite. Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural*, 2, 817-836.

De Risi, M. T., Del Gaudio, C., Ricci, P., & Verderame, G. M. (2018). In-plane behaviour and damage assessment of masonry infills with hollow clay bricks in RC frames. *Engineering Structures*, 168, 257-275.

Donà, M., Tecchio, G., Domenicale, L., Saler, E., Minotto, M., & da Porto, F. (2017). Directional Effects on Combined In-Plane and Out of Plane Seismic Behavior of Masonry Infills. In *Proceedings of the 6th International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering (COMPDYN 2015)*. doi (Vol. 10, No. 120117.5649, p. 18570).

Durrani, A. J. and Luo, Y. H. (1994) Seismic retrofit of flat-slab buildings with masonry infills. *Proceedings Nceer Workshop on Seismic Response of Masonry Infills*.

EHE. Spanish code for structural concrete. Real Decreto 2661. 1998. Madrid. Spain.

El-Dakhkhni, W. W., Elgaaly, M., & Hamid, A. A. (2003). Three-strut model for concrete masonry-infilled steel frames. *Journal of Structural Engineering*, 129(2), 177-185.

Elnashai, A. S., & Mwafy, A. M. (2002). Overstrength and force reduction factors of multistorey reinforced-concrete buildings. *The structural design of tall buildings*, 11(5), 329-351.

ASCE. (2007). *Seismic rehabilitation of existing buildings*, American Society of Civil Engineers, Verginia, USA

FEMA 356, F. E. (2000). Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. *Federal Emergency Management Agency, Washington, DC*.

FEMA 450 (2003). NEHRP Recommended Provisions and Commentary for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures. Building Seismic Safety Council.

- Flanagan, R. D., & Bennett, R. M. (1999). Arching of masonry infilled frames: Comparison of analytical methods. *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, 4(3), 105-110.
- Flanagan, R. D., & Bennett, R. M. (2001). In-plane analysis of masonry infill materials. *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, 6(4), 176-182.
- Freeman, S.A. (1990) "On the Correlation of Code Forces to Earthquake Demands" Proc., 4th U.S.-Japan Workshop On Improvement of Building Structure Design and Construction Practices, ATC, Redwood City, California.
- Furtado, A., Rodrigues, H., & Arêde, A. (2015). Modelling of masonry infill walls participation in the seismic behaviour of RC buildings using OpenSees. *International Journal of Advanced Structural Engineering (IJASE)*, 7, 117-127.
- Furtado, A., Rodrigues, H., Arêde, A., & Varum, H. (2016). Simplified macro-model for infill masonry walls considering the out-of-plane behaviour. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 45(4), 507-524.
- Galanti, F. M. B., Scarpas, A., & Vrouwenvelder, A. C. W. M. (1998). Calibration of a capacity design procedure for infilled reinforced concrete frames. In *Proc., 11th European Conf. on Earthquake Engrg.*
- Gazić, G., & Sigmund, V. (2016). Cyclic testing of single-span weak frames with masonry infill. *Građevinar*, 68(08), 617-633.
- Gesualdi, G., Viggiani, L. R. S., & Cardone, D. (2020). Seismic performance of RC frame buildings accounting for the out-of-plane behavior of masonry infills. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 18, 5343-5381.
- Al Hanoun, M. H., Abrahamczyk, L., & Schwarz, J. (2019). Macromodeling of in-and out-of-plane behavior of unreinforced masonry infill walls. *Bulletin of earthquake engineering*, 17, 519-535.
- Han-Seon, L. Sung-Woo, W. (2002). Seismic performance of a 3-story RC frame in a low-seismicity region. *Engineering Structures*, Vol. 24, Issue 6, Pages 719-734, ISSN 0141-0296, Dio: [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(01\)00135-3](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(01)00135-3).

- Haris, I., & Farkas, G. (2018). Experimental results on masonry infilled RC frames for monotonic increasing and cyclic lateral load. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, 62(3), 772-782.
- Hendry, Arnold W. (1981). *Structural brickwork*, The Macmillan press LTD, London, UK
- H Hendry, A. W. (1990). Masonry materials and the effect of workmanship. In *Proceeding of 3rd international seminar on structural masonry for developing countries. Scotland : University of Edinburgh*.
- Hognestad, E. (1951). Study of combined bending and axial load in reinforced concrete members. *University of Illinois. Engineering Experiment Station. Bulletin; no. 399*.
- Holmes, M. (1961). Steel frames with brickwork and concrete infilling. *Proceedings of the Institution of civil Engineers*, 19(4), 473-478.
- Houda, F., Myriam, H. L., Ioannis, S., Sab, K., & Dogui, A. (2018). In-Plane Strength Domain Numerical Determination of Hollow Concrete Block Masonry. In *Design and Modeling of Mechanical Systems—III: Proceedings of the 7th Conference on Design and Modeling of Mechanical Systems, CMSM'2017, March 27–29, Hammamet, Tunisia 7* (pp. 721-732). Springer International Publishing.
- Inel, M., & Ozmen, H. B. (2006). Effects of plastic hinge properties in nonlinear analysis of reinforced concrete buildings. *Engineering Structures*, 28(11), 1494–1502. Doi: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2006.01.017>
- IS 456: 2000. Plain And Reinforced Concrete - Code of Practice. Bureau Of Indian Standards, Manak Bhavan, 9 Bahadur Shah Zafar Marg, New Delhi.
- Kadysiewski, S., & Mosalam, K. M. (2009). Modeling of unreinforced masonry infill walls considering in-plane and out-of-plane interaction, PEER 2008/102. *University of California, Berkeley*, 144.
- Kakaletsis, D., & Karayannis, C. (2007). Experimental investigation of infilled R/C frames with eccentric openings. *Structural Engineering and Mechanics*, 26(3), 231-250.
- Kappos, A. J. (1999). Evaluation of behaviour factors on the basis of ductility and overstrength studies. *Engineering Structures*, 21(9), 823-835.

- Kent, D. C., & Park, R. (1971). Flexural members with confined concrete. *Journal of the structural division*, 97(7), 1969-1990.
- Klingner, R. E., & Bertero, V. V. (1976). Infilled frames in earthquake-resistant construction.
- Kirtschig, K. (1985). " On the Failure Mechanism of Masonry Subjected to Compression", Proceedings of the seventh international brick masonry conference, Melbourne, Australia, Vol. 1, PP 625-629
- Komurcu, S., & Gedikli, A. (2017). Numerical modelling of the in-plane loaded homogenized masonry walls. *Periodicals of Engineering and natural sciences*, 5(3).
- Kong, J. C., Zhai, C. H., & Liu, C. H. (2015). Two-way seismic behaviour of concrete frames with infill walls. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings*, 168(9), 649-663.
- Koutromanos, I., Stavridis, A., Shing, P. B., & Willam, K. (2011). Numerical modeling of masonry-infilled RC frames subjected to seismic loads. *Computers & Structures*, 89(11-12), 1026-1037.
- Kubalski, T., Marinković, M., & Butenweg, C. (2016). Numerical investigation of masonry infilled RC frames. In *16th International Brick and Block Masonry Conference* (pp. 26-30).
- LACROIX, R. (1992). Règles BAEL 90. DTU. *Cahiers du Centre scientifique et technique du bâtiment*, (327), 1-134.
- Lee, D. G., Cho, S. H., & Ko, H. (2005). Response Modification Factors for Seismic Design of Building Structures in Low Sesimicity Regions. *Korea Earthquake Engineering Research Center*.
- Li, S., Shan, S., Zhai, C., & Xie, L. (2016). Experimental and numerical study on progressive collapse process of RC frames with full-height infill walls. *Engineering Failure Analysis*, 59, 57-68.
- LIAUW, T-C, and K-H KWAN. (1984). "Nonlinear Behaviour of Non-Integral Infilled Frames." *Computers & Structures* 18 (3): 551–60.

- Liberatore, L., Noto, F., Mollaioli, F., & Franchin, P. (2018). In-plane response of masonry infill walls: Comprehensive experimentally-based equivalent strut model for deterministic and probabilistic analysis. *Engineering Structures*, *167*, 533-548.
- Liberatore, L., & Al-Shawa, O. (2021, August). On the application of the yield-line method to masonry infills subjected to combined in-plane and out-of-plane loads. In *Structures* (Vol. 32, pp. 1287-1301). Elsevier, Doi: <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.03.044>.
- Longo, F., Wiebe, L., da Porto, F., & Modena, C. (2018). Application of an in-plane/out-of-plane interaction model for URM infill walls to dynamic seismic analysis of RC frame buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, *16*(12), 6163-6190.
- Lopez, J., Oller, S., Oñate, E., & Lubliner, J. (1999). A homogeneous constitutive model for masonry. *International journal for numerical methods in engineering*, *46*(10), 1651-1671.
- Lourenço, P. B., & Rots, J. G. (1997). Multisurface interface model for analysis of masonry structures. *Journal of engineering mechanics*, *123*(7), 660-668.
- Louzi, R. Karim A. A. (2015). "Seismic In-Plane Response of Reinforced Concrete Frames with Masonry Infill Walls." Purdue University.
- Ma, G., Hao, H., & Lu, Y. (2001). Homogenization of masonry using numerical simulations. *Journal of engineering mechanics*, *127*(5), 421-431.
- Mainstone, R. J. (1974). On the stiffness and strength of in-filled frames. *Proc. Supplement, Trans. of Inst. Of Civil Eng. State Univ. of New York*.
- Mainstone, R. J., & Weeks, G. A. (1972). *The influence of a bounding frame on the racking stiffness and strengths of brick walls*. In *Proceedings of the 2nd International Brick Masonry Conference, Building Research Establishment, Watford, England*, 165–71.
- Mainstone, R. J. (1974). *Supplementary note on the stiffnesses and strengths of infilled frames*. Building Research Establishment, Building Research Station.
- Mander, J. B., Priestley, M. J., & Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of structural engineering*, *114*(8), 1804-1826.

- Mansouri, A., Marefat, M. S., & Khanmohammadi, M. (2014). Experimental evaluation of seismic performance of low-shear strength masonry infills with openings in reinforced concrete frames with deficient seismic details. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 23(15), 1190-1210.
- Mazza, F. (2021). In-plane and out-of-plane nonlinear seismic response of masonry infills for hospitals retrofitted with hysteretic damped braces. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 148, 106803.
- Mazza, F., & Donnici, A. (2021). In-plane and out-of-plane seismic damage of masonry infills in existing rc structures: The case study of De Gasperi-Battaglia school in Norcia. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 19, 345-376.
- Mehlmann, M., & Oppermann, B. (1988). ROLE OF MASONRY MORTAR AND RENDERING MORTAR IN MODERN MASONRY CONSTRUCTION. *Brick and Block Masonry (8th IBMAC) London, Elsevier Applied Science*, 1, 139-149.
- Mehrabi, A. B., Benson Shing, P., Schuller, M. P., & Noland, J. L. (1996). Experimental evaluation of masonry-infilled RC frames. *Journal of Structural engineering*, 122(3), 228-237.
- Mehrabi, A. B., & Shing, P. B. (1997). Finite element modeling of masonry-infilled RC frames. *Journal of structural engineering*, 123(5), 604-613.
- Milani, G., Lourenço, P. B., & Tralli, A. (2006). Homogenised limit analysis of masonry walls, Part I: Failure surfaces. *Computers & structures*, 84(3-4), 166-180.
- Milani, G., Lourenço, P. B., & Tralli, A. (2006). Homogenised limit analysis of masonry walls, Part II: Structural examples. *Computers & structures*, 84(3-4), 181-195.
- Milani, G., & Lourenço, P. B. (2011). FE homogenised limit analysis model for masonry structures. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Engineering and Computational Mechanics*, 164(2), 65-78.
- Miranda, E., and Bertero, V. V. (1994). "Evaluation of strength reduction factors for earthquake-resistant design." *Earthquake Spectra*, 10(2), 357-379.

- Moghaddam, H., Dowling P. J. (1988). "Earthquake Resistant Design of Brick Infilled Frames." *Brick and Block Masonry(8 Th IBMAC) London, Elsevier Applied Science, 2: 774–84.*
- Mohamed, H. M. A. (2017). *Seismic risk assessment of reinforced concrete frames with masonry infill* (Doctoral dissertation, Universidade do Porto (Portugal)).
- Mohamed, H. M. A. (2017). *Seismic risk assessment of reinforced concrete frames with masonry infill* (Doctoral dissertation, Universidade do Porto (Portugal)).
- Mohamed, H., & Romão, X. (2021). Robust calibration of macro-models for the in-plane behavior of masonry infilled RC frames. *Journal of Earthquake Engineering, 25(3), 407-433.*
- Mohyeddin K. A. (2011). *Modelling and performance of RC frames with masonry infill under in-plane and out-of-plane loading* (Doctoral dissertation, University of Melbourne).
- Mohyeddin, A., Goldsworthy, H. M., & Gad, E. F. (2013). FE modelling of RC frames with masonry infill panels under in-plane and out-of-plane loading. *Engineering Structures, 51, 73-87.*
- Mosalam, K. M., & Günay, S. (2015). Progressive collapse analysis of RC frames with URM infill walls considering in-plane/out-of-plane interaction. *Earthquake Spectra, 31(2), 921-943.*
- Newmark, N. M., and Hall, W. J. (1982). Earthquake spectra and design. Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, Calif.
- New Zealand Standard. Concrete structures standard. NZS 3101:2006. The design of concrete structures, Wellington, New Zealand.
- Nicola, Turque., Leandro, C., Guido, C., & Enrico, S. (2015). Masonry infilled frame structures: state-of-the-art review of numerical modelling. *Earthquakes and structures, 8(3), 733-759.*
- NIIZhB (Concrete and Reinforced Concrete Research and Technology Institute). Concrete and reinforced concrete structures without pre-stressing, SP 52-1012003. Moscow: NIIZhB; 2006 [in Russian].
- Oliveira, D. V., & Lourenço, P. B. (2004). Implementation and validation of a constitutive model for the cyclic behaviour of interface elements. *Computers & structures, 82(17-19), 1451-1461.*

- Özcan, E., Misir, M., Ochoa, G., & Burke, E. K. (2012). A reinforcement learning: great-deluge hyper-heuristic for examination timetabling. In *Modeling, analysis, and applications in metaheuristic computing: advancements and trends* (pp. 34-55). IGI Global.
- Panagiotakos, T. B., & Fardis, M. N. (1998). Effect of column capacity design on earthquake response of reinforced concrete buildings. *Journal of earthquake engineering*, 2(01), 113-145.
- Pantò, B., Calì, I., & Lourenço, P. B. (2018). A 3D discrete macro-element for modelling the out-of-plane behaviour of infilled frame structures. *Engineering Structures*, 175, 371-385.
- Petracca, M., Pelà, L., Rossi, R., Oller, S., Camata, G., & Spacone, E. (2017). Multiscale computational first order homogenization of thick shells for the analysis of out-of-plane loaded masonry walls. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 315, 273-301.
- Pereira, P. H. F., Voorwald, H. C. J., Cioffi, M. O. H., Mulinari, D. R., Luz, S. M. D., & Silva, M. L. C. P. D. (2011). Sugarcane bagasse pulping and bleaching: thermal and chemical characterization. *BioResources*, 6(3).
- Pires, F., & Carvalho, E. C. (1992). The behaviour of infilled reinforced concrete frames under horizontal cyclic loading. In *Proceedings of the 10th World Conference on Earthquake Engineering* (Vol. 6, pp. 3419-33422).
- Pires, F., Bairrão, R., Campos-Costa, A., Coelho, E., & Rodrigues, J. (1997). Behaviour of masonry infill RC frames under horizontal loading. In *Experimental results. 11th International Brick/Block Masonry Conference, Tongji University, Shanghai*.
- Polyakove, S. V. (1957). *Masonry in Framed Buildings, An Investigation into the Strength and Stiffness of Masonry Infilled. Moscow (English translation)*.
- Paulay, T., & Priestley, M. N. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings* (Vol. 768). New York: Wiley.
- Pradhan, B., & Cavaleri, L. (2020). IP-OOP interaction in URM infilled frame structures: A new macro-modelling proposal. *Engineering Structures*, 224, 111211.
- Quinteros, R. D., Oller, S., & Nallim, L. G. (2012). Nonlinear homogenization techniques to solve masonry structures problems. *Composite Structures*, 94(2), 724-730.

- Radić, I., Markulak, D., & Sigmund, V. (2016). ANALYTICAL MODELLING OF MASONRY-INFILLED STEEL FRAMES. *Tehnicki vjesnik/Technical Gazette*, 23(1).
- Rajbhandari, P., & Maskey, P. N. (2020). Evaluation of Overstrength Factor and Ductility Factor for Masonry Infilled Steel Frame Buildings.
- Règlement de Construction Parasismique Marocain, RPS2000 version 2011, document technique réglementaire, Ministère de l'Habitat et de la polotique de la ville, Maroc, 2011.
- Reinforced-concrete Buildings.” *The Structural Design of Tall Buildings* 11 (5): 329–51.
- Release, ANSYS Mechanical APDL. (2013). “15, ANSYS Mechanical APDL Element Reference.” Anleitung, Canonsburg USA: ANSYS Inc.
- Riddington, J. R., & Naom, N. F. (1994). Finite element prediction of masonry compressive strength. *Computers & Structures*, 52(1), 113-119.
- Rodrigues, H., Varum, H., & Costa, A. (2010). Simplified macro-model for infill masonry panels. *Journal of Earthquake Engineering*, 14(3), 390-416.
- Rosenblueth, E. (Ed.). (1980). *Design of earthquake resistant structures*. Pentech Press.
- Sacco, E. (2009). A nonlinear homogenization procedure for periodic masonry. *European Journal of Mechanics-A/Solids*, 28(2), 209-222.
- Saneinejad, A. and Hobbs, B. (1995), “Inelastic design of infilled frames”, *J. Struct. Eng.*, 121(4), 634-650. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1995\)121:4\(634\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1995)121:4(634)).
- Sattar, S. (2013). *Influence of masonry infill walls and other building characteristics on seismic collapse of concrete frame buildings* (Doctoral dissertation, University of Colorado at Boulder).
- Scott, B. D., Park, R., & Priestley, M. J. (1982). Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates. In *Journal Proceedings* (Vol. 79, No. 1, pp. 13-27).
- Sharifi, S., & Toopchi-Nezhad, H. (2018). Seismic response modification factor of RC-frame structures based on limit state design. *International Journal of Civil Engineering*, 16(9), 1185-1200.

SIA, Code 262 for Concrete Structures, Swiss Society of Engineers and Architects, Zürich, 94 p., 2003.

San Bartolomé, A. (1990). Colección del Ingeniero Civil. *Libro*, (4).

Sigmund, V., & Penava, D. (2012). Experimental study of masonry infilled R/C frames with opening. In *15th World Conference on Earthquake Engineering*.

Sigmund, V., & Penava, D. (2014). Influence of openings, with and without confinement, on cyclic response of infilled rc frames-an experimental study. *Journal of earthquake engineering*, 18(1), 113-146.

Sinha, B. P., & Pedreschi, R. (1983). Compressive strength and some elastic properties of brickwork. *International Journal of Masonry Construction*, 3(1), 19-27.

Smith, B. S. (1962). Lateral stiffness of infilled frames. *Journal of the Structural Division*, 88(6), 183-199.

Society of Civil Engineering (ASCE), (2010), "Minimum design Loads for Buildings and Other Structures", Rep. No. ASCE/SEI 7-10? Reston, Verginia.

Stafford, S. B., & Coull, A. (1991). Tall building structures: analysis and design. *John Wily: New York, NY, USA*.

Standard, 2800–84 (2005) Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings, standard no. 2800, 3rd edn. Housing and Urban Development Research Center, Tehran.

Standard, A. (2009). AS 3600-2009. *Concrete structures*, 2, 213.

Stavridis, A. (2009). *Analytical and experimental study of seismic performance of reinforced concrete frames infilled with masonry walls*. University of California, San Diego.

Standard, B. (2004). Eurocode 2: Design of concrete structures—. *Part, 1(1)*, 230.

Standard, B. (2004). Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures—. *Part, 1(1)*, 230.

Standard, B. (2004). Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance, Part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings. European Committee for Standardization, CEN.

- Standard, B. (2005). Eurocode 6—Design of masonry structures—. *British Standard Institution, London*, (2005).
- Standard, N. (1998). Norwegian Council for building standardization. *NS3473, Norway*.
- Stavridis, A., & Shing, P. B. (2010). Finite-element modeling of nonlinear behavior of masonry-infilled RC frames. *Journal of structural engineering*, *136*(3), 285-296.
- Stylianidis, K. C. (2012). "Experimental Investigation of Masonry Infilled R/C Frames". *The Open Construction and Building Technology Journal* *6*(1): 194-212. Dio: [https://10.2174/1874836801206010194](https://doi.org/10.2174/1874836801206010194).
- Teguh M. (2017). Experimental Evaluation of Masonry Infill Walls of RC Frame Buildings Subjected to Cyclic Loads. *Procedia Engineering*. Vol. 171. P. 191-200. ISSN 1877-7058. Dio: <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.01.326>.
- Tekeli, H., & Aydin, A. (2017). An experimental study of the seismic behavior of infilled RC frames with opening. *Scientia Iranica*, *24*(5), 2271-2282.
- Tiberti, S., & Milani, G. (2020). 3D homogenized limit analysis of non-periodic multi-leaf masonry walls. *Computers & Structures*, *234*, 106253.
- Tiberti, S., & Milani, G. (2020). 3D voxel homogenized limit analysis of single-leaf non-periodic masonry. *Computers & Structures*, *229*, 106186.
- Di Trapani, F., Shing, P. B., & Cavaleri, L. (2018). Macroelement model for in-plane and out-of-plane responses of masonry infills in frame structures. *Journal of Structural Engineering*, *144*(2), 04017198.
- Tucker, C. J. (2007). Predicting the in-plane capacity of masonry infilled frames. *Dissertation Abstracts International*, *68*(12).
- Turgay, T., Durmus, M. C., Binici, B., & Ozcebe, G. (2014). Evaluation of the predictive models for stiffness, strength, and deformation capacity of RC frames with masonry infill walls. *Journal of Structural Engineering*, *140*(10), 06014003.
- TS500, T. S. (2000). Requirements for design and construction of reinforced concrete structures. *Institute of Turkish Standard, Ankara*.

- Van, T. C. and Lau, T. L. (2020). Experimental evaluation of reinforced concrete frames with unreinforced masonry infills under monotonic and cyclic loading. *Int. J. Civil Eng.*, 1-19. Dio: <https://doi.org/10.1007/s40999-020-00576-7>
- Verderame, G. M., Ricci, P., Del Gaudio, C., & De Risi, M. T. (2016). Experimental tests on masonry infilled gravity-and seismic-load designed RC frames. In *Brick and block masonry* (pp. 1349-1358). CRC Press..
- Verderame, G. M., Ricci, P., De Risi, M. T., & Del Gaudio, C. (2019). Experimental assessment and numerical modelling of conforming and non-conforming RC frames with and without infills. *Journal of Earthquake Engineering*, 26(2), 573-614.
- Willam, K. J., & Warnke, E. P. (1975). Constitutive model for the triaxial behavior of concrete. International association of bridge and structural engineers, Seminar on concrete structure subjected to triaxial stresses, paper III-1, Bergamo, Italy, May 1974. *IABSE Proc.* 19.
- Wood, R. H., & BRE. (1978). Plasticity, composite action and collapse design of unreinforced shear wall panels in frames. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 65(2), 381-411.
- Yekrangnia, M., & Mohammadi, M. (2017). A new strut model for solid masonry infills in steel frames. *Engineering Structures*, 135, 222-235.
- Yu, S., Wu, C., & Griffith, M. C. (2008). Numerical analysis of out-of-plane loaded masonry wall using homogenization technique. In *The 14th international brick and block masonry conference in Sydney* (pp. 17-20).
- Yuksel, E., Teymur, P. (2011). Earthquake performance improvement of low-rise RC buildings using high strength clay brick walls. *Bull Earthquake Eng.* 9, 1157–1181. <https://doi.org/10.1007/s10518-010-9242-2>
- Zarnic, R., & Tomazevic, M. (1988). An experimentally obtained method for evaluation of the behavior of masonry infilled RC frames. In *Proceedings of the 9th world conference on earthquake engineering* (Vol. 6, pp. 163-168).