



Université Mohamed Khider – Biskra
Faculté des Sciences et de la technologie
Département de Génie Civil et Hydraulique

Réf :

جامعة محمد خيضر بسكرة
العلوم والتكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية والري
المرجع:

Thèse de Doctorat LMD
Spécialité : GENIE CIVIL
Option : STRUCTURES

**Approche de macro-modélisation incorporant une rotule
plastique discrétisée en fibres pour l'évaluation de
l'apport des murs de remplissage en maçonnerie dans le
comportement linéaire et non linéaire des structures en
béton armé**

Présentée par :

GUETTALA Salah

Soutenue publiquement le : 05/05/2025

Devant le jury composé de :

Nom et Prénom	Grade	Etablissement de rattachement	Désignation
Belouar Lamine	Professeur	Université de Biskra	Président
Chebili Rachid	Professeur	Université de Biskra	Directeur de thèse
ABDESSELAM Issam	MCA	Université de Biskra	Co- Directeur de thèse
Kadid Abdelkarim	Professeur	Université de Batna 2	Examineur
Zine Ali	MCA	Université de Biskra	Examineur

Production Scientifique

Publications Internationales

- [1]. **Salah GUETTALA**, I. ABDESSELAM, R. CHEBILI, S. GUETTALA. *January 2024*. Assessment of the effects of infill walls' layout in plan and/or elevation on the seismic performance of 3D reinforced concrete structures. *Asian Journal of Civil Engineering/ Springer*, vol. 25(1), pp. 657-673. <https://link.springer.com/article/10.1007/s42107-023-00802-2>
- [2]. **Salah GUETTALA**, A. Khelaifia, R. CHEBILI, S. GUETTALA. *July 2024*. Effect of infill walls on seismic performance of multi-story buildings with shear walls. *Asian Journal of Civil Engineering/ Springer*, vol. 25(5), pp. 3989-3999. <https://doi.org/10.1007/s42107-024-01025-9>
- [3]. **Salah GUETTALA**, A. Khelaifia, I. ABDESSELAM, R. CHEBILI, S. GUETTALA. *November 2024*. Assessment of seismic fragility of 3D reinforced concrete structures with masonry infill walls under different distribution arrangements. *Asian Journal of Civil Engineering/ Springer*, vol. 25(7), pp. 5525-5532. <https://doi.org/10.1007/s42107-024-01126-5>
- [4]. **Salah GUETTALA**, I. ABDESSELAM, A. Khelaifia, S. GUETTALA, R. CHEBILI. *March 2025*. Advances in macro modeling for seismic performance assessment of infilled reinforced concrete structures. *Asian Journal of Civil Engineering/ Springer*, vol. 26(3), pp. 1009-1022. <https://doi.org/10.1007/s42107-024-01236-0>
- [5]. **Salah GUETTALA**, I. ABDESSELAM, A. Khelaifia, S. GUETTALA, R. CHEBILI. *April 2025*. Unreinforced masonry walls in RC structures: a review of the seismic performance and numerical modeling. *Asian Journal of Civil Engineering/ Springer*, <https://doi.org/10.1007/s42107-025-01344-5>
- [6]. **Salah GUETTALA**, I. ABDESSELAM, A.Y. Rahmani, A. Khelaifia, S. GUETTALA. *April 2025*. Advancements in Pushover Analysis for Improved Seismic Performance Evaluation. *Archives of Computational Methods in Engineering / Springer*, <https://doi.org/10.1007/s11831-025-10278-9>

Conférence Internationale

Salah GUETTALA, I. ABDESSELAM, R. CHEBILI. Seismic Performance and Numerical Modeling of Masonry Infill Walls: A Comprehensive Overview, *1st International Conference on Civil and Earthquake Engineering*, Annaba, Algeria, 12-14 December 2023.

Conférence Nationale

Salah GUETTALA, A. KHELAIFIA, S. LABED. Évaluation de l'Impact de la Disposition des Murs de Remplissage en Plan et en Élévation sur la Performance Sismique des Structures en Béton Armé, *The First National Congress on Civil Engineering and Housing of Constantine*, Constantine, Algeria, 17-18 December 2024.

Remerciements

Cela a été un voyage vraiment fructueux rempli de nouvelles expériences tant sur le plan académique que personnel. Cependant, comme toute expérience dans notre vie, cette expérience n'a pas été exempte de moments difficiles. Elle n'aurait pas été possible sans la contribution et le soutien des personnes bienveillantes qui m'ont accompagné tout au long de ce processus. Dans les paragraphes suivants, je voudrais exprimer ma gratitude la plus sincère et mon appréciation pour ceux qui m'ont aidé à accomplir ce parcours.

Tout d'abord, je voudrais exprimer ma gratitude sincère à mon superviseur, le Pr. Chebili Rachid, pour avoir fourni les lignes directrices du travail sur lequel j'ai travaillé depuis notre première rencontre, ce qui m'a mis sur la bonne voie. Je lui suis également reconnaissant de m'avoir donné la liberté de poursuivre un travail indépendant et d'explorer les choses par moi-même. Je lui suis également reconnaissant pour sa supervision compétente, ses encouragements continus et son soutien inconditionnel lors de la préparation de cette thèse. Pour être un professeur et superviseur exceptionnel.

Deuxièmement, je voudrais exprimer ma gratitude spéciale au Dr. Abdesslam Issam. Je le remercie de m'avoir donné l'opportunité de parcourir ce long et difficile chemin sous sa co-direction. Je n'oublierai jamais toutes les opportunités, toute la confiance et tout le savoir qu'il m'a transmis, pour son soutien inconditionnel et son amitié, toujours avec un enthousiasme unique et une énorme volonté de parler de la science et de la vie. Merci.

Je remercie Pr. Belouar Lamine, d'avoir accepté de présider le jury de thèse. Mes remerciements aussi à Pr. Kadid Abdelkarim et Dr. Zine Ali, 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 exprimer ma gratitude sincère au Pr. Taallah Bachir et Pr. Guettala Abdelhamid pour leurs motivations pendant les périodes difficiles. J'apprécie leur comportement amical, leur soutien inconditionnel et leurs idées innovantes pleinement encourageantes.

Je voudrais également exprimer mes sincères remerciements au Pr. Belarbi Mohamed Ouejdi et Dr. Kechai Abdelhak, pour leur amitié et leur aide. Leurs opinions, encouragements et optimisme ont été fondamentaux pendant ce voyage.

Je tiens à remercier le Pr. Mabrouki Abdelhak, directeur du Laboratoire de génie civil.

Je tiens également à exprimer ma profonde appréciation aux collègues et amis du Laboratoire de Recherche en Génie Civil, du Département de génie civil, de l'Université de Biskra.

Parce que la famille est le soutien de nos vies, ce travail n'aurait pas été possible sans le soutien et l'inspiration de ma mère, mon père, mon sœur et mon frère. Tous étaient présents dans chaque mot de cette thèse. Ils ont été la base de ma force et de mon ambition depuis ma naissance. Merci d'avoir toujours été là pour moi. À mon père, pour tout ce que tu as fait pour moi.

Salah GUETTALA

Résumé

Cette thèse doctorale se penche sur les performances sismiques d'une structure en béton armé située dans une zone de haute sismicité, en se concentrant spécifiquement sur les effets de la disposition des murs de remplissage en plan et/ou en élévation sur la performance sismique. À travers la méthode statique non linéaire (analyse Pushover), le comportement sismique de la structure est méticuleusement évalué sous différentes configurations de disposition des murs de remplissage. L'évaluation englobe des paramètres cruciaux tels que les courbes de capacité, l'énergie absorbée, le déplacement inter-étages et les niveaux de performance globaux. De plus, la thèse examine l'impact des murs de remplissage sur les effets de torsion à l'intérieur de la structure grâce à une analyse dynamique linéaire détaillée, en utilisant des techniques de macro-modélisation incorporant une rotule plastique discrétisée en fibres pour représenter avec précision le comportement des murs de remplissage. Les résultats soulignent l'importance des murs de remplissage dans l'amélioration de la rigidité latérale, soulignant qu'une disposition non uniforme peut dégrader significativement les performances du bâtiment après un séisme. Une augmentation de l'énergie absorbée provoque un déplacement important entre les étages, augmentant ainsi les risques de détérioration ou d'effondrement structurel. De plus, les dispositions aléatoires et asymétriques des murs de remplissage introduisent des forces de torsion supplémentaires, particulièrement perceptibles dans les structures avec une distribution inégale des murs sur des côtés opposés. L'absence des murs au niveau du rez-de-chaussée peut aggraver la rigidité irrégulière, conduisant potentiellement à l'apparition de phénomènes d'étage souple. Ces résultats soulignent l'importance de prendre soigneusement en compte la disposition des murs de remplissage dans la conception sismique afin d'assurer l'intégrité structurelle et la résilience.

Mots-clés: Structure en béton armé, Disposition des murs de remplissage, Analyse Pushover, Macro-modèle, Rotule plastique en fibres, Torsion.

Abstract

This doctoral thesis investigates the seismic performance of a reinforced concrete structure located in a high seismicity area, specifically focusing on the effects of infill walls' layout in plan and/or elevation on seismic performance. Through the nonlinear static method (Pushover analysis), the seismic behavior of the structure is meticulously evaluated under different infill wall layout configurations. The evaluation encompasses crucial parameters such as capacity curves, absorbed energy, inter-story displacement, and overall performance levels. In addition, the thesis examines the impact of infill walls on torsional effects within the structure through a detailed linear dynamic analysis, using macro-modeling techniques incorporating a fiber discretized plastic hinge for precisely represent the behavior of infill walls. The results highlight the importance of infill walls in improving lateral stiffness, emphasizing that a non-uniform arrangement can significantly degrade building performance after an earthquake. An increase in absorbed energy causes significant inter-story displacement, thus increasing the risks of structural deterioration or collapse. Moreover, random and asymmetric arrangements of infill walls introduce additional torsional forces, particularly noticeable in structures with an uneven distribution of walls on opposite sides. The absence of walls at the ground floor level can aggravate the uneven stiffness, potentially leading to the occurrence of soft story phenomena. These results highlight the importance of carefully considering the arrangement of infill walls in seismic design to ensure structural integrity and resilience.

Keywords: reinforced concrete structure, Infill walls' layout, Pushover analysis, Macro-model, Fiber plastic hinge, Torsion.

المخلص

تبحث أطروحة الدكتوراه هذه في الأداء الزلزالي لهيكل خرساني مسلح يقع في منطقة زلزالية عالية، مع التركيز بشكل خاص على تأثيرات ترتيب جدران التعبئة في المخطط و/أو الارتفاع على الأداء الزلزالي. من خلال الطريقة الثابتة غير الخطية (تحليل الدفع)، يتم تقييم السلوك الزلزالي للهيكل بدقة تحت توزيعات مختلفة لجدران التعبئة. يتضمن التقييم معايير حاسمة مثل منحنيات القدرة، الطاقة الممتصة، الانجراف بين الطوابق ومستويات الأداء الإجمالية. بالإضافة إلى ذلك، تأثير جدران التعبئة على التأثيرات الالتوائية داخل الهيكل من خلال تحليل ديناميكي خطي، باستخدام تقنيات النمذجة الكلية التي تتضمن مفصلة بلاستيكية بالألياف لتمثيل سلوك جدران التعبئة بدقة. وتسلط النتائج الضوء على أهمية جدران التعبئة في تحسين الصلابة الجانبية، مؤكدة أن التوزيع غير المنتظم يمكن أن يؤدي إلى تدهور كبير في أداء المبنى بعد الزلزال. تؤدي الزيادة في الطاقة الممتصة إلى إزاحة كبيرة بين الطوابق، مما يزيد من خطر التدهور الهيكلي أو الانهيار. بالإضافة إلى ذلك، فإن التوزيعات العشوائية والغير المتماثلة لجدران التعبئة تؤدي إلى قوى التوائية إضافية، والتي يمكن ملاحظتها بشكل خاص في الهياكل ذات التوزيع غير المتماثل للجدران على جانبي المبنى. إن غياب الجدران على مستوى الطابق الأرضي قد يؤدي إلى وجود صلابة غير منتظمة، مما قد يؤدي إلى حدوث ظاهرة الطابق الضعيف. وتسلط هذه النتائج الضوء على أهمية النظر بعناية في ترتيب الجدران التعبئة في التصميم الزلزالي لضمان سلامة البنية التحتية وقدرتها على التحمل.

الكلمات المفتاحية: هيكل خرساني مسلح، ترتيب جدران التعبئة، تحليل الدفع، النمذجة الكلية، مفصلة بلاستيكية بالألياف، قوى التوائية.

Table des matières

Remerciements	
Résumé	
Table des matières	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Introduction Générale.....	1
Problématique.....	1
Objectifs de la thèse	2
Plan du mémoire de la thèse.....	2
Chapitre 1 : Revue Bibliographique.....	3
1.1. Introduction	3
1.2. Performance sismique des murs de remplissage	3
1.2.1. Comportement des murs de remplissage en plan	3
1.2.2. Comportement des murs de remplissage hors plan	4
1.2.3. Comportement des murs de remplissage sous chargement séquentiel.....	5
1.3. La recherche expérimentale	5
1.4. Les méthodes de modélisation numérique des murs de remplissage	15
1.4.1. Micro-modélisation	15
1.4.2. Méso-modélisation	18
1.4.3. Macro-modélisation	19
1.5. Le modèle de la bielle diagonale équivalente (macro-modèle).....	23
1.5.1. La méthode de rigidité.....	24
1.5.2. Méthode de résistance	29
1.6. Conclusion.....	34
Chapitre 2 : Les Méthodes D'analyse Sismique	35
2.1. Introduction	35
2.2. Méthodes linéaires.....	35

2.2.1. La méthode statique linéaire	35
2.2.2. La méthode dynamique linéaire	37
2.3. Méthodes non linéaires.....	42
2.3.1. La méthode d'analyse statique non linéaire	43
2.3.2. Mode de chargement latéral utilisé dans l'analyse statique non linéaire	45
2.3.3. Niveaux de performance	46
2.3.4. Détermination de point de performance (Le déplacement cible).....	47
2.3.4.1. La méthode N2	48
2.3.4.2. Méthode du spectre de capacité.....	53
2.3.4.3. Méthode des coefficients de déplacement.....	57
2.4. Conclusion.....	61
Chapitre 3 : Évaluation numérique de la macro-modélisation des murs de remplissage incorporant une rotule plastique discrétisée en fibres	62
3.1. Introduction	62
3.2. Modèles de lois de comportement.....	62
3.2.1. Comportement du béton	63
3.2.2. Comportement de l'acier	67
3.3. Modélisation non linéaire des portiques remplis.....	69
3.4. Partie expérimentale	72
3.5. Validation du modèle : comparaisons expérimentale/analytique.....	74
3.6. Conclusion.....	75
Chapitre 4 : Évaluation des effets de la disposition des murs de remplissage en plan et/ou en élévation sur les performances sismiques des structures en béton armé.....	76
4.1. Introduction	76
4.2. Description de la structure du bâtiment.....	76
4.3. Description du modèle numérique	79
4.4. Méthodologie	79
4.4.1. Analyse statique non linéaire	79

4.4.2. Vérification de la torsion dans la structure.....	80
4.5. Résultats et interprétations	81
4.5.1. Analyse statique non linéaire	81
4.5.1.1. Premier cas d'étude.....	82
4.5.1.2. Deuxième cas d'étude	86
4.5.1.3. Troisième cas d'étude	90
4.5.2. La torsion dans la structure	96
4.6. Conclusion.....	97
Conclusion Générale	98
Références	100

Liste des figures

Chapitre 1 : Revue Bibliographique

Figure 1.1 Les modes de rupture des murs de remplissage en plan [12]: (a) rupture en compression aux coins ; (b) rupture en compression aux centre du remplissage ; (c) rupture en cisaillement au centre du remplissage le long d'un joint de mortier ; (d) rupture en traction diagonale	4
Figure 1.2 Les modes de rupture des murs de remplissage hors plan [15]	5
Figure 1.3 La conversion du micro-modèle détaillé au modèle simplifié: (a) une portique avec remplissage ; (b) transformation par Lourenço et Rots [63].....	16
Figure 1.4 Homogénéisation des murs en maçonnerie	19
Figure 1.5 La bielle diagonale équivalente dans l'approche macro-modélisation.....	21
Figure 1.6 Approches de macro-modélisation [87]: (a) Holmes [30] approche à une seule bielle (b) Smith [85] approche à deux bielles	21
Figure 1.7 Approches de macro-modélisation [87]: (a) Chrysostomou et al. [89] approche à trois bielles, (b) El-Dakhakhni et al. [12] approche à trois bielles.....	22
Figure 1.8 Approches de macro-modélisation [87]: (a) Crisafulli [11] macro-modèle, (b) Furtado et al. [14] macro-modèle	22
Figure 1.9 La bielle diagonale équivalente et ses paramètres pertinents [90].....	23
Figure 1.10 Le comportement de bielle diagonale équivalente proposée par Klingner et Bertero [35]	29
Figure 1.11 Le modèle hystérétique utilisé par Andreus et al. [106]	30
Figure 1.12 Le modèle hystérétique pour les portiques avec remplissage non intégral par Doudoumis et Mitsopoulou [107]	30
Figure 1.13 Modèle hystérétique intégré selon Madan et al., [108].....	31
Figure 1.14 La relation trilineaire simplifiée de la bielle proposée par El-Dakhakhni et al. [12] : a) relation contrainte-déformation de la maçonnerie ; b) relation typique force-déformation pour le modèle de la bielle	31
Figure 1.15 Exemple de courbes trilineaires [87] : (a) Bertoldi et al. [109], (b) Panagiotakos et Fardis [110] et (c) De Risi et al. [112]	32

Figure 1.16 Modèle de bielles diagonales équivalentes avec une section discrétisée en fibres proposée par Di Trapani et al. [119]	33
---	----

Chapitre 2 : Les Méthodes D'analyse Sismique

Figure 2.1 Système à plusieurs ddl avec « n » degrés de liberté.....	38
Figure 2.2 Organigramme de la méthode modale spectrale [124]	41
Figure 2.3 Courbe de capacité d'une structure.....	44
Figure 2.4 Les niveaux de performance selon FEMA 356 [86].....	47
Figure 2.5 La courbe de capacité : transformation de la réponse d'un système à degrés de liberté multiples en d'un système à un degré de liberté [142]	48
Figure 2.6 La bilinéarisation de la courbe de capacité d'un système à un degré de liberté [142]	49
Figure 2.7 Le spectre de capacité d'un système à un degré de liberté [142]	49
Figure 2.8 La transformation vers spectre ADRS [142]	50
Figure 2.9 La transformation de la réponse élastique à la réponse bilinéaire : hypothèses d'égalité du déplacement maximal et d'égalité de l'énergie [142]	51
Figure 2.10 Spectres de capacité et de demande pour une courte période T^* [142].....	52
Figure 2.11 Spectres de capacité et de demande pour moyenne et longue période T^* avec la détermination du déplacement cible [142]	52
Figure 2.12 Représentation bilinéaire de la courbe de capacité.....	53
Figure 2.13 Transformation du spectre de réponse élastique en spectre ADRS	54
Figure 2.14 L'estimation initiale du point de performance	55
Figure 2.15 Estimation de l'amortissement visqueux équivalent en utilisant la méthode du spectre de capacité (ATC-40)	56
Figure 2.16 Estimation de déplacement cible (le point de performance).....	57
Figure 2.17 La modification du déplacement spectral élastique pour estimer le déplacement cible (Point de performance)	59
Figure 2.18 Une vue d'ensemble de la Procédé Statique Non Linéaire (méthode des coefficients de déplacement) de ASCE/SEI 41-13 [153].....	60

Figure 2.19 Les relations de ASCE/SEI 41-13 [153] pour les coefficients de modification de déplacement C1 et C2.....	61
--	----

Chapitre 3 : Évaluation numérique de la macro-modélisation des murs de remplissage incorporant une rotule plastique discrétisée en fibres

Figure 3.1 Modèle de Mander pour le comportement du béton non confiné [150]	63
Figure 3.2 Modèle de Mander pour le comportement du béton confiné et non confiné [150]	65
Figure 3.3 Béton de confinement efficace pour un ferrailage transversal rectangulaire [150]	66
Figure 3.4 Diagramme contrainte-déformation de l'acier en traction.....	68
Figure 3.5 Modèle de Park pour le comportement de l'acier [153]	68
Figure 3.6 La méthode de modélisation utilisée	70
Figure 3.7 Le modèle proposé par Di Trapani et al. [119] pour une bielle diagonale équivalente	70
Figure 3.8 Détails généraux du spécimens (toutes dimensions en Centimètre) [149]	74
Figure 3.9 Comparaisons expérimentales/numériques.....	75

Chapitre 4 : Évaluation des effets de la disposition des murs de remplissage en plan et/ou en élévation sur les performances sismiques des structures en béton armé

Figure 4.1 Vue schématique de la structure respective (en m)	77
Figure 4.2 Dispositions des murs de remplissage dans les modèles	77
Figure 4.3 Spectre de conception de la Zone III basé sur les RPA2003 [156]	78
Figure 4.4 Les courbes de capacité	83
Figure 4.5 L'énergie absorbée	84
Figure 4.6 Le déplacement inter-étage maximal.....	85
Figure 4.7 Les niveaux de performance	85
Figure 4.8 Les courbes de capacité	87
Figure 4.9 L'énergie absorbée	88
Figure 4.10 Le déplacement inter-étage maximal.....	88

Figure 4.11 Les niveaux de performance	89
Figure 4.12 Les courbes de capacité	91
Figure 4.13 L'énergie absorbée	92
Figure 4.14 Le déplacement inter-étage maximal	92
Figure 4.15 Les niveaux de performance	93
Figure 4.16 Les diagrammes radar pour comparer les résultats étudiés dans les trois cas ..	95

Liste des tableaux

Chapitre 3 : Évaluation numérique de la macro-modélisation des murs de remplissage incorporant une rotule plastique discrétisée en fibres

Tableau 3.1 Les propriétés mécaniques des matériaux pour les spécimens [149]..... 73

Chapitre 4 : Évaluation des effets de la disposition des murs de remplissage en plan et/ou en élévation sur les performances sismiques des structures en béton armé

Tableau 4.1 Propriétés mécaniques des matériaux..... 78

Tableau 4.2 Propriétés de la maçonnerie en briques d'argile [149] 78

Tableau 4.3 Données de la section transversale de la structure 78

Tableau 4.6 Cas d'étude..... 82

Tableau 4.7 Les états de dommages 86

Tableau 4.8 Les états de dommages 90

Tableau 4.9 Les états de dommages 94

Introduction Générale

Problématique

Les structures en béton armé avec murs de remplissage de maçonnerie représentent une méthode courante de construction dans les zones sismiques du monde, notamment dans les pays méditerranéens tels que l'Algérie. Les murs de remplissage ne sont généralement pas pris en considération dans le processus de conception et traités comme des composants architecturaux (non structurels), bien que leur présence ait un impact significatif sur la réponse sismique pour les structures en portique en béton armé. Afin d'étudier la réponse sismique des structures en portique en béton armé avec murs de remplissage de maçonnerie, et d'évaluer la contribution des murs de remplissage au comportement linéaire et non linéaire de ces structures. Cette étude revêt une importance cruciale en soulignant la nécessité d'effectuer une évaluation sismique approfondie. Il ne s'agit pas seulement d'une préoccupation économique ou sociale, mais également d'une question de sécurité civile. Les résultats de cette recherche devraient guider la mise en place de normes et de réglementations visant à renforcer la résistance des structures en béton armé avec murs de remplissage de maçonnerie contre les séismes. Ces directives doivent être intégrées dans les processus de planification urbaine et de construction pour garantir la protection des citoyens et la durabilité des infrastructures dans les zones sismiques. En outre, il est impératif de sensibiliser les professionnels du génie civil sur l'importance de considérer les murs de remplissage comme des éléments structuraux dès les phases initiales de conception et de construction. Cette démarche contribuera à améliorer la résilience des bâtiments face aux secousses sismiques, assurant ainsi la sécurité des occupants.

Afin de répondre à cette problématique, cette recherche propose une nouvelle approche de modélisation, intitulée "Approche de macro-modélisation incorporant une rotule plastique discrétisée en fibres". Cette méthode vise à prendre en considération le comportement non linéaire des éléments structuraux en attribuant des capacités de résistance et de déformation à chaque composant. Dans le cadre du programme ETABS, tel que suggéré dans cette étude, l'élément de portique est représenté comme un élément linéaire avec des caractéristiques élastiques linéaires. Cependant, les caractéristiques non linéaires de chaque élément de portique sont modélisées sous la forme de rotules plastiques discrétisées en fibres. Concernant les murs de remplissage, le modèle macro utilisée permet l'emploi significatif d'une ou plusieurs bielles diagonales équivalentes en raison de leur simplicité et de leur efficacité du point de vue du

calcul. Toutefois, l'utilisation de ce modèle se heurte à la difficulté de définir les caractéristiques force-déplacement non linéaires des bielles diagonales équivalentes, en raison du grand nombre de variables liées aux propriétés mécaniques et élastiques des matériaux. Pour surmonter cette problématique, le recours au modèle de fibre pour les bielles diagonales équivalentes a été privilégié. Dans cette approche, la courbe force-déplacement est substituée par une courbe contrainte-déformation pour chaque fibre, permettant ainsi de décrire de manière précise le comportement non linéaire des bielles diagonales équivalentes et de simuler la réponse sismique des murs de remplissage.

Objectifs de la thèse

Dans cette recherche nous essayerons de mettre en lumière par la technique Pushover l'effet des murs de remplissage sur le comportement linéaire et non linéaire des structures en béton armé. L'objectif principal de ce travail est l'évaluation des effets de la disposition des murs de remplissage en plan et/ou en élévation sur la performance sismique des structures en béton armé. Ensuite, il faut également vérifier leur effet sur la torsion dans la structure.

Plan du mémoire de la thèse

Introduction générale.

Chapitre 1 : Dans ce chapitre, on présente une revue bibliographique sur la performance sismique des murs de remplissage en expliquant les différents modes de rupture qui peuvent survenir dans le remplissage de maçonnerie. En plus, La présentation des différentes techniques de leur modélisation.

Chapitre 2 : Ce chapitre présente les méthodes d'analyse, en particulier la méthode d'analyse statique non linéaire (Pushover) qui ont été utilisées dans cette étude.

Chapitre 3 : Basant sur des études expérimentales, nous présentons une investigation numérique sur la précision l'utilisation des bielles diagonales équivalentes (macro-modèle) avec une section discrétisée en fibres (rotule de fibre) pour la modélisation des structures en béton armé avec des murs de remplissage.

Chapitre 4 : Cette partie représente la réalisation une étude analytique des modèles d'ingénierie à l'aide du programme ETABS pour l'évaluation des effets de la disposition des murs de remplissage en plan et/ou en élévation sur la performance sismique des structures en béton armé et vérifier leur effet sur la torsion dans la structure.

Conclusion générale.

Chapitre 1 : Revue Bibliographique

1.1. Introduction

Les structures en béton armé avec des murs de remplissage en maçonnerie sont répandues et couramment utilisées dans la construction du monde entier. La nécessité de disposer des murs de remplissage dans les structures se pose naturellement en raison de la nécessité de créer une séparation entre l'espace intérieur des bâtiments et l'environnement extérieur. Cependant, surtout dans le passé, les remplissages en maçonnerie étaient toujours considérés comme des éléments secondaires et les ingénieurs ne les incluaient pas dans leurs modèles ou leurs calculs, simplement parce que les remplissages en maçonnerie n'avaient pas de définitions de leur comportement. Dans ce chapitre, une brève revue bibliographique est présentée. Ce dernier couvre la performance sismique des murs de remplissage en expliquant les différents modes de rupture qui peuvent survenir dans le remplissage de maçonnerie. Ensuite, une revue des méthodes de modélisation numérique des murs de remplissage, avec un accent sur le macro-modélisation (c'est-à-dire la bielle diagonale équivalente) avec deux approches principales : les méthodes de rigidité et les méthodes de résistance jusqu'aux modèles qui intègre une rotule plastique discrétisée en fibres.

1.2. Performance sismique des murs de remplissage

Les murs de remplissage sont des éléments importants pour la performance sismique des bâtiments. Ils modifient la rigidité et la résistance latérales des bâtiments en béton armé et améliorent la performance sismique des bâtiments [1–3]. Cependant, ils sont souvent négligés dans les modèles numériques et les analyses, bien qu'ils soient importants pour définir un niveau de performance de l'ensemble du bâtiment. La performance des murs de remplissage soumis à des charges en plan et hors plan est discutée dans cette section.

1.2.1. Comportement des murs de remplissage en plan

Plusieurs études expérimentales et numériques [4–10] ont été réalisées pour mettre en lumière l'effet des différents paramètres géométriques et mécaniques du remplissage et du portique sur la réponse et les modes de rupture. Des études [11,12] ont identifié quatre principaux modes de rupture des murs de remplissage en plan, comme illustré dans la [Figure 1.1](#) :

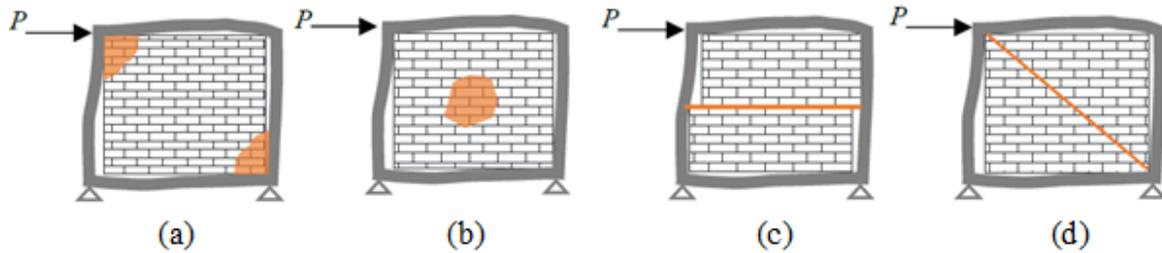


Figure 1.1 Les modes de rupture des murs de remplissage en plan [12]: (a) rupture en compression aux coins ; (b) rupture en compression aux centre du remplissage ; (c) rupture en cisaillement au centre du remplissage le long d'un joint de mortier ; (d) rupture en traction diagonale.

De plus, le portique rempli peut subir une rupture due à la formation de rotules plastiques dans les poutres et les poteaux, ou dans les joints poutre-poteau, en raison de l'augmentation des forces de flexion et de cisaillement provoquées par l'interaction avec les remplissages en maçonnerie [5,13]. Ce mode est caractéristique des portiques faibles équipés de remplissages solides. La formation d'un espace entre le portique et le remplissage ne peut pas être considérée comme une rupture, mais cela influence les performances du système.

La survenue de différents modes de rupture dépend de la géométrie du portique, de l'épaisseur du remplissage et des propriétés des matériaux du remplissage et du portique. Comme indiqué [12], la rupture en compression se produit principalement dans les régions des coins et la rupture en cisaillement glissant au niveau des joints de mortier est la plus significative. La fissuration diagonale n'est pas considérée comme un mode de rupture, car après la fissuration, la résistance du remplissage et du portique rempli continue d'augmenter.

1.2.2. Comportement des murs de remplissage hors plan

La flexion dans la direction hors-plan des murs de remplissage en maçonnerie est induite par les forces d'inertie agissant sur les murs ainsi que par le mouvement différentiel des planchers. Plusieurs études [14–16] ont examiné le comportement des remplissages contre la charge hors-plan. La [Figure 1.2a](#) montre l'un des modes de rupture où le mur entier s'incline hors du portique en raison d'espaces ou de connexions faibles entre le mur et le portique environnant. D'autres modes de rupture peuvent être identifiés en fonction du type de conditions aux limites. Les modes de rupture pour un remplissage supporté sur deux côtés (direction horizontale, direction verticale) et sur les quatre côtés sont présentés dans la [Figure 1.2b-d](#).

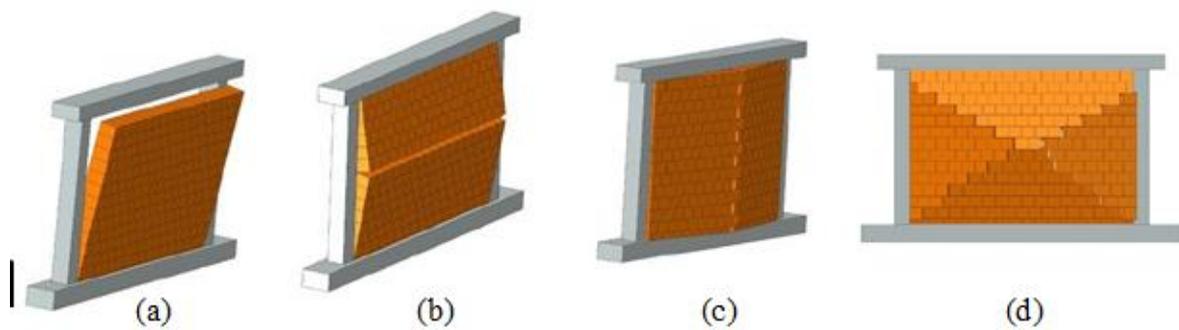


Figure 1.2 Les modes de rupture des murs de remplissage hors plan [15].

1.2.3. Comportement des murs de remplissage sous chargement séquentiel

L'influence significative des contraintes dans le plan sur la résistance hors-plan du remplissage a été observée pour la première fois par [Paulay and Priestley](#) [17] en 1992. Le comportement dans le plan est responsable de la réduction de la résistance hors-plan en raison de la diminution de la rigidité aux surfaces d'interaction entre le remplissage et le portique. Encore une fois, les espaces formés entre le portique et le mur de maçonnerie sont assez courants et peuvent être causés soit par des contraintes dans le plan, soit par le retrait responsable également d'influencer la résistance à la charge hors-plan.

Le séisme de L'Aquila (Italie) en 2009 a démontré que la plupart des effondrements par renversement hors-plan se sont produits dans les étages inférieurs [18]. Cela peut s'expliquer par le fait que les effets de renversement causés par l'action hors-plan sont exacerbés par la déformation dans le plan, ce qui provoque un détachement entre le remplissage et la poutre supérieure [19]. Une fissure en forme de X typique peut se former, affaiblissant le remplissage et rendant la structure plus vulnérable. Récemment, plusieurs études [20–23] ont été réalisées sur la modélisation des portiques en béton armé avec remplissage en maçonnerie soumis à une charge bidirectionnelle, mettant en évidence l'importance des effets d'interaction entre les charges dans le plan et hors-plan. D'autres chercheurs [7,24–27] ont également observé que les dommages existe déjà dans le plan peuvent influencer l'effondrement des remplissages sous une charge hors-plan.

1.3. La recherche expérimentale

L'enquête expérimentale est l'un des outils les plus fiables qui a été utilisé pour comprendre le comportement de ce type de structure afin d'améliorer la compréhension de leur modélisation, analyse et conception. Plusieurs campagnes expérimentales sont répertoriées dans la littérature et ont été menées sur une période de six décennies. Ces campagnes

expérimentales ont étudié divers aspects de l'interaction entre le portique en béton armé et le mur de remplissage. Cependant, cette section se penche uniquement sur les études expérimentales qui ont analysé l'influence des murs de remplissage en maçonnerie sur le comportement dans le plan des portiques en béton armé. Les études expérimentales sont présentées dans l'ordre chronologique.

[Polyakov](#) [28] a réalisé les premières études expérimentales visant à clarifier l'interaction entre les portiques et les murs de remplissage. Polyakov a effectué des essais expérimentaux sur des portiques en acier remplis de maçonnerie. L'une des principales observations de cette étude est que le mur de remplissage en maçonnerie fonctionne comme un système de contreventement pour le portique en formant une bielle de compression. Cette observation a motivé plusieurs chercheurs à utiliser une bielle de compression comme modèle pour le mur de remplissage, qui est devenu plus tard l'une des principales approches de macro-modélisation pour les remplissages, comme présenté ultérieurement dans ce chapitre.

Plus tard, [Sachanski](#) [29] a mené une série de tests statiques monotoniques sur des modèles de portiques en béton armé remplis à l'échelle réelle afin d'étalonner son approche théorique pour évaluer les contributions des murs de remplissage à la rigidité combinée et à la distribution de charge des structures. Sachanski a utilisé les données expérimentales pour développer une méthode théorique d'analyse des portiques en béton armé remplis. Cette méthode suppose qu'il n'y a pas de séparation entre le portique et le mur, et que le mur a un comportement élastique, homogène et isotrope. Cependant, ces hypothèses peuvent ne pas être entièrement réalistes.

[Holmes](#) [30] a réalisé plusieurs tests sur des portiques en acier remplis de tailles différentes, soumis à des charges de basculement et de cisaillement. Cette étude a confirmé la théorie de la formation de bielle diagonale. Sur la base de ses travaux expérimentaux, Holmes a proposé une largeur de bielle équivalente « w » égale au tiers de la longueur diagonale du mur afin de calculer la résistance maximale du portique rempli. Un an plus tard, [Stafford Smith](#) [31] a également testé trois portiques en acier avec des remplissages. Cette étude était une extension de la théorie de bielle équivalente proposée précédemment par [Polyakov](#) [28] et a conduit à une méthode alternative pour calculer la largeur de bielle équivalente en se basant sur les résultats des tests, qui ont été utilisés pour mesurer la rigidité des murs de remplissage.

[Fiorato et al.](#) [32] ont réalisé des tests monotones sur vingt-sept portiques en béton armé avec des remplissages en maçonnerie à une échelle de 1:8. Les spécimens présentaient différents nombres d'étages, de travées, d'agencements d'armatures, de charges

gravitationnelles, de qualité de béton et d'ouvertures dans les murs. Ils ont conclu que les portiques en béton armé avec des remplissages en maçonnerie ont une rigidité et une résistance plus élevées, mais une ductilité moindre que les portiques nus. [Mainstone \[33\]](#) et [Mainstone et al. \[34\]](#) ont également confirmé la formation de bielle dans leurs expériences sur des portiques en acier enrobé de béton à grande échelle remplis de murs de maçonnerie. Ils ont proposé une équation empirique pour calculer la largeur effective de bielle en fonction de la rigidité relative du portique et du remplissage, ainsi que de la longueur diagonale du remplissage. Pour développer cette équation empirique, ils ont supposé que la largeur effective de bielle est une fonction de la charge diagonale sur le remplissage au niveau de la première fissure diagonale, de l'épaisseur et de la contrainte de compression du remplissage (mesurées à partir des expériences). Plus tard, sur la base de tests effectués sur des portiques à l'échelle 1:3 représentant un immeuble d'appartements en béton armé de onze étages des années 1970, [Klingner et al. \[35\]](#) ont conclu que la présence de murs de remplissage renforcés réduit le risque d'effondrement incrémental, par rapport à celui d'un portique nu en béton armé.

Dans les années 1980, [Zarnic et al. \[36\]](#) ont réalisé des tests cycliques sur vingt-huit spécimens comprenant des portiques en béton armé nus et remplis. Les spécimens avaient différentes échelles, soit 1:2 et 1:3, des matériaux de remplissage (briques en argile et blocs de béton), des types d'ouvertures (portes, fenêtres mais aussi des remplissages solides) et tenaient également compte de murs non renforcés et renforcés. Ils ont constaté une augmentation significative de la résistance et de la rigidité, ainsi qu'une réduction significative de la ductilité, passant des portiques nus aux portiques remplis. Ils ont également signalé une détérioration importante de la résistance après que les systèmes remplis ont atteint leur résistance ultime, et ils ont observé une réduction sévère de la rigidité du portique rempli lors du chargement cyclique. Il est également important de mentionner que cette étude comprenait la réparation de neuf des spécimens à l'aide de différentes techniques de réparation de remplissage (injection d'époxy et une combinaison d'injection d'époxy avec un revêtement en ciment renforcé) afin d'étudier l'effet de différentes approches de renforcement.

Plus tard, [Pires \[37\]](#) a testé sept modèles à une échelle de 2:3, comprenant des portiques en béton armé d'un étage et d'une travée, dont six étaient remplis de murs en maçonnerie de briques et un portique nu. Le modèle de portique nu a été utilisé comme référence pour l'analyse des résultats obtenus à partir des modèles remplis. Les tests impliquaient des déplacements horizontaux cycliques imposés au niveau de l'axe médian de la poutre et des forces verticales appliquées au sommet des poteaux, afin de représenter l'effet des charges gravitationnelles.

Cette étude comprenait également l'analyse de l'influence de certains paramètres sur le comportement des modèles, notamment ceux liés aux procédures de construction des modèles, au renforcement des portiques et aux caractéristiques de la maçonnerie. Cette étude a également abordé l'influence du déplacement sur le mécanisme de défaillance des portiques en béton armé remplis.

[Mehrabi](#) [38] a réalisé douze tests sur des spécimens à une échelle d'un demi-étage et d'une travée, comprenant deux portiques nus et des portiques avec différentes conditions de remplissage en termes de matériaux, de procédures de chargement et d'agencement d'armatures. Après les tests, les portiques ont également été réparés pour analyser l'efficacité des procédures de réparation. Ces résultats de tests ont été largement utilisés par les chercheurs pour calibrer les modèles numériques en raison des données complètes disponibles à partir des tests, y compris les données nécessaires au développement de modèles d'éléments finis affinés et l'explication expérimentale des mécanismes de défaillance. Ces tests ont également confirmé l'augmentation de la rigidité et de la résistance du portique rempli par rapport au portique nu.

[Crisafulli](#) [11] a réalisé un test de chargement latéral cyclique pour deux portiques en béton armé entièrement remplis à une échelle réduite de 3/4. Ces deux spécimens avaient la même taille, les mêmes matériaux et le même type de maçonnerie, mais des détails d'armature différents. L'utilisation de joints de poutre-poteau coniques avec une armature diagonale a été abordée dans l'un de ces portiques. [Crisafulli](#) [11] a conclu que l'utilisation de joints poutre-poteau résistants améliore le transfert de la force latérale du portique au remplissage en maçonnerie. De plus, les spécimens d'essai ont montré des effets significatifs d'écrasement dans leurs réponses force-déplacement.

L'algorithme pseudo-dynamique présenté dans [39] a été utilisé pour tester un portique en acier de deux travées et deux étages rempli de maçonnerie en blocs de béton non renforcé afin d'évaluer les performances sismiques du portique rempli. La réponse globale et le développement des motifs de fissuration étaient similaires aux résultats obtenus à partir des tests statiques réalisés dans des études antérieures. De plus, [Buonopane et al.](#) [40] ont réalisé le même test pseudo-dynamique, mais sur des portiques en béton armé à une échelle de moitié avec deux ouvertures au deuxième étage. Il est à noter que, dans cette étude, ils ont observé le développement de contreventements de compression pour des niveaux de force bas. Cependant, pour des niveaux de force plus élevés, la contribution de bielle diagonale a diminué et la distribution des contraintes a changé en raison du glissement des joints de lit à plusieurs endroits dans le mur. Ce changement du chemin des contraintes dans le remplissage implique

l'utilisation d'autres configurations d'entretoises dans la modélisation, plutôt que simplement bielle diagonale unique, comme cela sera présenté dans les sections suivantes.

Pour étudier l'influence de la maçonnerie sur la résistance et la rigidité des portiques en béton armé, [Al-Chaar et al.](#) [7] ont testé, sous chargement statique monotone, un portique nu et quatre portiques d'un étage remplis à une échelle de 1:2 avec un nombre différent de travées et de matériaux de maçonnerie. Ils ont confirmé l'augmentation significative de la rigidité, de la résistance résiduelle et ultime du portique rempli par rapport au portique nu. De plus, ils ont mentionné que l'augmentation du nombre de travées impliquait une augmentation de la résistance maximale et de la rigidité du portique rempli, mais l'effet non linéaire.

Des tests dynamiques et des tests statiques monotones ont été réalisés par [Lee et al.](#) [41] sur des portiques en béton armé non ductiles remplis de maçonnerie à une échelle de 1:2 avec deux travées et trois étages. Ils ont également observé une augmentation significative de la rigidité, de la résistance et de la force d'inertie (en raison de la masse ajoutée) du portique rempli par rapport au portique nu. Ils ont également rapporté que la capacité de déformation du portique rempli est presque la même que celle du portique nu. Cependant, ils ont conclu que l'augmentation de la force d'inertie due à la présence du remplissage est inférieure à l'augmentation de la résistance, et ils ont également observé une meilleure réponse structurelle du portique rempli en termes de résistance maximale et de rigidité par rapport à celle d'un portique nu. Ils ont remarqué que, en termes de mécanismes de défaillance, le portique nu correspondant a connu un mécanisme de plancher souple en raison de la formation de rotules plastiques dans les poteaux, et ils ont également observé la défaillance par cisaillement des poteaux dans le niveau inférieur du portique rempli.

Afin d'observer le comportement sismique de portiques en béton armé renforcés par des panneaux préfabriqués en béton, [Süsoy](#) [42] a testé huit spécimens de portiques en béton armé à une échelle de 1:3, d'un étage et d'une travée, avec différents types de panneaux et de conceptions de connexion. Les spécimens ont été soumis à un chargement latéral cyclique après avoir été renforcés avec des panneaux préfabriqués en béton collés à l'époxy aux remplissages en maçonnerie. Les effets de différentes formes de panneaux et techniques de connexion ont été étudiés. [Süsoy](#) [42] a conclu que les remplissages renforcés ont échoué en raison de fissures diagonales excessives dans les panneaux, et le portique a échoué par écrasement, défaillance au niveau des bases des poteaux ou au niveau des joints poutre-poteau. Après la défaillance du remplissage, le comportement du système est devenu similaire à celui d'un portique nu. Des

remplissages plus résistants ont fourni une capacité de charge latérale plus élevée mais ont entravé l'action du portique, limitant ainsi la ductilité.

En utilisant une table vibrante, [Hashemi et al.](#) [43] ont testé un portique en béton armé rempli de maçonnerie d'une échelle de 3:4 comme modèle pour une sous-structure d'un prototype de cinq étages. Ils ont conclu que la présence de remplissages en maçonnerie non renforcée, en plus de leur effet positif sur la rigidité et la résistance, conduit également à une augmentation du coefficient d'amortissement de 4 à 5-12 %, selon le niveau d'excitation, tout en raccourcissant la période naturelle de la structure testée de 50 %.

Afin d'évaluer les performances sismiques de portiques existants avec et sans murs de remplissage, [Pinto et al.](#) [44] ont réalisé une série de tests pseudo-dynamiques sur deux modèles à l'échelle réelle d'un portique en béton armé de quatre étages représentatifs de structures existantes conçues sans caractéristiques de résistance sismique spécifiques. Les spécimens ont également été retestés après réparation. Ils ont confirmé la grande vulnérabilité du portique nu et ont également rapporté que le portique rempli montrait un comportement complètement différent du portique nu. Bien que les remplissages puissent protéger la structure en béton armé, ils favorisent le développement de mécanismes de plancher souple et peuvent entraîner une défaillance par cisaillement des poteaux externes dans les régions des joints. Ils ont également indiqué que les solutions de renforcement basées sur des contreventements en forme de « K » et des dispositifs dissipatifs, tels qu'un lien de cisaillement, peut considérablement améliorer le comportement des étages et augmenter la capacité de dissipation d'énergie.

Dans le but d'étudier le comportement de portiques en béton armé ductiles renforcés par l'introduction de remplissages partiels en béton armé sous chargement latéral cyclique, [Anil et al.](#) [45] ont construit neuf spécimens d'une travée et d'un étage à une échelle de 1:3. Ils ont testé ces spécimens sous chargement cyclique inversé. Le rapport d'aspect du mur de remplissage (rapport longueur du remplissage à la hauteur) et sa configuration partielle de remplissage étaient les principaux paramètres de l'étude. Cette étude a indiqué que les portiques en béton armé partiellement remplis présentaient également une résistance ultime significativement plus élevée et une rigidité initiale plus élevée que le portique nu. Lorsque le rapport d'aspect du mur de remplissage a été augmenté, la résistance latérale et la rigidité ont augmenté de manière significative. De plus, ils ont observé une meilleure performance en termes de résistance pour les portiques avec des connexions entre le poteau, la poutre et le remplissage. Ils ont rapporté que le portique entièrement rempli avait une capacité de dissipation d'énergie sept fois plus élevée que le portique nu.

[Kakaletsis et al. \[46\]](#) et [Kakaletsis \[47\]](#) ont réalisé une série de tests sur des spécimens de portiques d'un étage et d'une travée à une échelle de 1:3, soumis à un chargement cyclique horizontal jusqu'à un niveau de déplacement de 4,0 %. Les spécimens différaient en termes de matériaux de maçonnerie (ils utilisaient des briques faibles et des briques fortes), de taux d'ouverture par rapport au remplissage plein (de 0 à 100 %) et également en termes d'emplacement des ouvertures. Ils ont conclu que les remplissages avec ouvertures peuvent améliorer de manière significative les performances des portiques en béton armé. De plus, les spécimens avec des remplissages solides ont montré de meilleures performances que ceux avec des remplissages faibles.

[Blackard et al. \[48\]](#) ont réalisé des tests cycliques sur six spécimens à une échelle de 2:3 représentant des portiques en béton armé non ductile remplis de maçonnerie, reproduisant des bâtiments des années 1920 en Californie. Les principaux aspects de ces spécimens étaient les différences en termes d'existence, d'emplacement et de configuration des ouvertures. De plus, les murs de remplissage de deux des spécimens ont été rénovés avec un matériau composite cimentaire spécialement conçu appliqué sur la face des murs. Ils ont observé que la rigidité et la résistance des portiques remplis étaient inversement proportionnelles à la taille de l'ouverture.

Plus récemment, [Stylianidis \[8\]](#) a testé environ quarante spécimens à une échelle de 1:3. Les tests expérimentaux ont été divisés en trois campagnes. Les deux premières campagnes portaient sur plusieurs aspects des portiques en béton armé avec des remplissages en maçonnerie, notamment la qualité du mortier, l'existence d'une poutre-linteau, la condition de contact entre le portique en béton armé et le mur de remplissage, les propriétés des matériaux, la taille du bloc de maçonnerie et le rapport d'aspect du portique. Dix spécimens endommagés de la première campagne ont été utilisés dans la troisième campagne qui a analysé différentes techniques de renforcement. Parmi tous les aspects abordés dans cette étude, il a été constaté que le rapport d'aspect du portique a un effet mineur sur le comportement des portiques nus mais un effet majeur pour les spécimens remplis. De plus, Stylianidis a rapporté que lorsque le rapport de résistance au cisaillement sur la résistance à la compression est élevé, dépassant la valeur d'environ 0.4, cela peut entraîner une défaillance fragile des poteaux en béton armé.

[Stavridis et al. \[49\]](#) ont également étudié le comportement dynamique, sur une table vibrante, d'un portique en béton armé non ductile rempli de maçonnerie à une échelle de 2:3, de deux travées et trois étages, représentant un bâtiment des années 1920 en Californie, sous l'effet d'enregistrements d'accélération sismiques historiques mis à l'échelle. Ce spécimen était entièrement rempli sur une travée et avait des ouvertures de fenêtre dans les autres travées. Ils

ont conclu que pour des excitations sismiques moins intenses qu'un séisme de conception modéré pour la région de Los Angeles, la structure se comportait de manière élastique. Cependant, des fissures mineures sont apparues dans le remplissage lors d'un mouvement sismique de conception. À mesure que l'intensité du mouvement sismique augmentait, les fissures dans les murs en maçonnerie se propageaient progressivement et causaient le développement de fissures significatives de cisaillement diagonal dans les poteaux en béton armé lorsque le niveau de secousse, en termes d'intensité spectrale effective, dépassait le séisme maximal considéré de 43 %. Après ce niveau d'excitation, les dommages dans la structure étaient considérables mais encore réparables. À mesure que l'intensité du mouvement sismique augmentait davantage, la structure était gravement endommagée et d'importantes fissures diagonales se développaient dans les poteaux du premier étage, provoquant un mécanisme d'étage souple.

Afin d'étudier le comportement de portiques en béton armé avec différents types de maçonnerie, à savoir la maçonnerie standard et la maçonnerie verrouillée, [Misir et al.](#) [50] ont réalisé des tests quasi-statiques sur trois spécimens à une échelle de moitié ; deux portiques en béton armé entièrement remplis avec le type de maçonnerie mentionné et un portique nu. Ils ont observé que les remplissages de briques verrouillées maintiennent leur intégrité et leur stabilité jusqu'à des niveaux de déplacement très élevés dans le plan, avec moins de dommages par rapport aux remplissages classiques. Par conséquent, ils ont rapporté que les remplissages de maçonnerie verrouillée ont le potentiel de réduire les blessures et les décès liés aux dangers de chute lors de secousses sismiques sévères. Cependant, ils ont mentionné que le comportement hors du plan de la maçonnerie verrouillée nécessitait des investigations supplémentaires.

Pour évaluer l'effet de l'existence des ouvertures et de leur configuration sur les aspects structurels des portiques avec remplissages, [Sigmund, et al.](#) [51] ont testé six spécimens de portiques en béton armé d'un étage et d'une travée. Ils ont testé un portique nu, un portique avec un mur de remplissage plein et les autres spécimens avaient des murs de remplissage avec des ouvertures de tailles, de positions et de types différents. Pour établir le comportement des murs de remplissage avec ouvertures, cette étude a proposé des facteurs de correction pour le comportement du portique nu tenant compte du type et de la position de l'ouverture.

[Mansouri et al.](#) [52] ont également réalisé une série de tests expérimentaux pour évaluer l'influence des ouvertures sur le comportement latéral de portiques en béton armé remplis de maçonnerie à faible résistance au cisaillement. Ils ont testé six spécimens de portiques à une

échelle de moitié, d'un étage et d'une travée, sous chargement latéral dans le plan. Ils ont principalement étudié l'influence de la forme, de la taille et de l'emplacement des ouvertures. Ils ont conclu que la présence d'ouvertures modifie le mode de défaillance, augmente le niveau de dommages et réduit la ductilité, la résistance et la rigidité du portique rempli. Ils ont également calculé la réduction de la résistance et de la capacité de dissipation d'énergie due à l'existence d'ouvertures dans les murs de remplissage. Sur la base de ces tests, ils ont proposé des équations empiriques pour estimer les réductions globales de rigidité et de résistance des portiques remplis en raison de la présence d'ouvertures, en tenant compte de la taille, de la forme et de l'emplacement des ouvertures.

[Bergami et al.](#) [53] ont testé trois portiques à une échelle de moitié sous charges latérales cycliques : un portique nu et deux spécimens entièrement remplis. Ils ont rapporté que la contribution du remplissage à la performance structurelle globale est significative en raison de la raideur et de la résistance élevées observées. Ils ont corrélé le comportement et le motif de dommage des spécimens testés avec le déplacement latéral dans quatre plages : jusqu'à un déplacement de 0,25 %, il n'y avait pas de dommage et le système se comportait presque élastiquement ; pour des déplacements de 0,25 % à 0,35 %, ils ont observé des dommages mineurs au remplissage ; pour des déplacements de 0,35 % à 0,6 %, ils ont observé une capacité latérale constante et des dommages au remplissage encore réparables ; au-delà d'un déplacement de 0,6 %, le remplissage était fortement endommagé et sa contribution ne devrait plus être considérée.

Dans le même contexte, [Basha et al.](#) [54] ont testé onze spécimens à une échelle de moitié avec des briques à l'échelle réelle et à moitié réelle. Les tests ont été réalisés en deux campagnes. La première campagne comprenait huit spécimens, tandis que la deuxième campagne comprenait trois spécimens renforcés. Ils ont rapporté que les spécimens de la première campagne ont montré une augmentation significative de la rigidité, de la résistance et de l'énergie dissipée, qui variaient de 7 à 10 fois pour la rigidité, de 1,6 à 2,5 pour la résistance et de 1 à 2,3 fois en termes d'énergie dissipée, comparé au comportement des portiques nus correspondants. Sur la base de leurs observations de la deuxième campagne, ils ont rapporté que les dispositions actuelles dans les codes de pratique ne semblent pas empêcher la survenue d'une défaillance par cisaillement dans les poteaux en béton armé des portiques remplis, même en utilisant un remplissage faible avec un portique fort. Par conséquent, ils recommandent d'améliorer les méthodes de conception pour les portiques en béton armé avec des remplissages en maçonnerie.

Afin de simuler la défaillance de composants structurels en raison de charges anormales ou de défauts de conception, [Shan et al.](#) [55] ont testé deux spécimens de portiques en béton armé à une échelle de 1/3, de quatre travées et deux étages, sans le poteau central du premier étage, l'un étant un portique nu et l'autre avec différentes configurations du mur de remplissage. Contrairement aux tests précédents, les spécimens de portique ont été poussés quasi-statiquement vers le bas au sommet du poteau central sous un déplacement contrôlé. Même avec cette charge verticale, ils ont rapporté que les portiques remplis avaient une raideur initiale plus importante mais une ductilité plus faible. Ils ont signalé que dans les cas de charges externes importantes ou d'une structure fragile, l'effondrement progressif des murs de remplissage peut entraîner davantage de dommages à la structure. De plus, ils ont observé le développement de fissures majeures dans les murs de remplissage et des fissures dans les poutres formées à un stade précoce pour une très petite déformation. Enfin, ils ont recommandé de renforcer les régions des poutres près des coins de l'ouverture pour améliorer la performance en cas d'effondrement progressif.

En utilisant quatre spécimens à l'échelle réelle, un portique nu, un entièrement rempli et deux avec des remplissages partiels, [Zhai et al.](#) [56] ont étudié expérimentalement l'effet des remplissages et de leurs différentes configurations sur le comportement global des structures en béton armé. Les spécimens ont été testés sous chargement latéral cyclique. En plus de la raideur et la résistance élevées enregistrées pour les spécimens remplis, cette étude a rapporté que l'existence du mur de remplissage en maçonnerie a provoqué le développement de fissures dans les poteaux pour un déplacement latéral 60 à 70 % plus petit que celui du portique nu. Cela implique que le remplissage a accéléré la formation de fissures dans les éléments en béton armé.

Sur la base des études présentées, on peut conclure que toutes les études expérimentales ont confirmé que l'existence de remplissages, quelles que soient leurs propriétés matérielles, conduit à une résistance et une rigidité plus élevée que celles du portique nu correspondant, tout en réduisant la ductilité disponible, ce qui, en fonction du niveau d'intensité sismique, peut avoir des effets positifs ou négatifs. De plus, la plupart de ces études ont mentionné la formation de tirants de compression pour des niveaux faibles de force. Cependant, pour des niveaux de force plus élevés, la contribution de la bielle diagonale a diminué et la répartition des contraintes a changé en raison de la survenue de glissements de joints de lit à plusieurs endroits dans le mur [40]. Les études rapportent également que les portiques remplis ont une capacité beaucoup plus importante de dissipation d'énergie, comparativement aux portiques nus, ainsi qu'un amortissement plus élevé que les portiques nus, alors que la ductilité du portique rempli est

inférieure à celle du portique nu [32,57]. Cependant, [Lee et al.](#) [41] ont rapporté que les portiques remplis ont presque la même capacité de déformation que les portiques nus. Sur la base de ces faits, le comportement des portiques en béton armé remplis de maçonnerie peut clairement être vu comme impliquant différents aspects que ceux analysés pour les portiques nus en béton armé. De plus, ces tests montrent également que la variabilité du comportement des portiques remplis de maçonnerie, qui dépend, entre autres aspects, de la configuration et des matériaux de remplissage, est difficile à capturer ou à généraliser sur la base de données expérimentales limitées.

1.4. Les méthodes de modélisation numérique des murs de remplissage

En raison des coûts élevés des essais expérimentaux, des études numériques ont été menées pour simplifier et déterminer l'impact de la maçonnerie sur le comportement des portiques en béton armé et en charpente métallique lors de la conception. Plusieurs techniques ont été proposées pour modéliser les murs de remplissage. Les chercheurs [14,58,59] ont classifié ces méthodes en deux catégories : la micro-modélisation et la macro-modélisation. D'autre part [60,61], ont suggéré trois méthodes en fonction de leur complexité : la micro-modélisation, la méso-modélisation et la macro-modélisation.

Ces techniques diffèrent en termes de complexité, de précision et de temps de calcul. La précision de la méthode varie proportionnellement à sa complexité. La micro-modélisation est considérée comme la méthode la plus complexe et la plus précise. En revanche, la macro-modélisation est considérée comme la plus simple mais moins précise. Dans cette section, nous présentons une brève revue bibliographique des études numériques réalisées pour chacune des trois méthodes.

1.4.1. Micro-modélisation

La méthode de modélisation des murs de remplissage par micro-modélisation détaillée consiste à représenter tous les éléments constitutifs des murs de remplissage tels que les briques, le mortier, les interfaces brique-mortier et les interfaces avec le portique. Cette méthode a été utilisée par [Riddington et Naom](#) [62] en 1994 pour prédire la résistance à la compression de la maçonnerie de remplissage. Cependant, [Lourenço et Rots](#) [63] en 1997 ont simplifié cette méthode en remplaçant les joints de mortier par des éléments d'épaisseur nulle et en augmentant les dimensions (largeur et hauteur) des briques adjacentes. Cette simplification est appelée micro-modélisation simplifiée [60]. La [Figure 1.3](#) représente cette transformation. Malgré la simplification réalisée par [63], cette méthode reste utile pour la recherche, car elle permet de

capturer les phénomènes locaux et les modes de rupture des différentes composantes. Cependant, en raison de sa complexité et du temps de calcul élevé, la micro-modélisation n'est pas adaptée aux grandes structures.

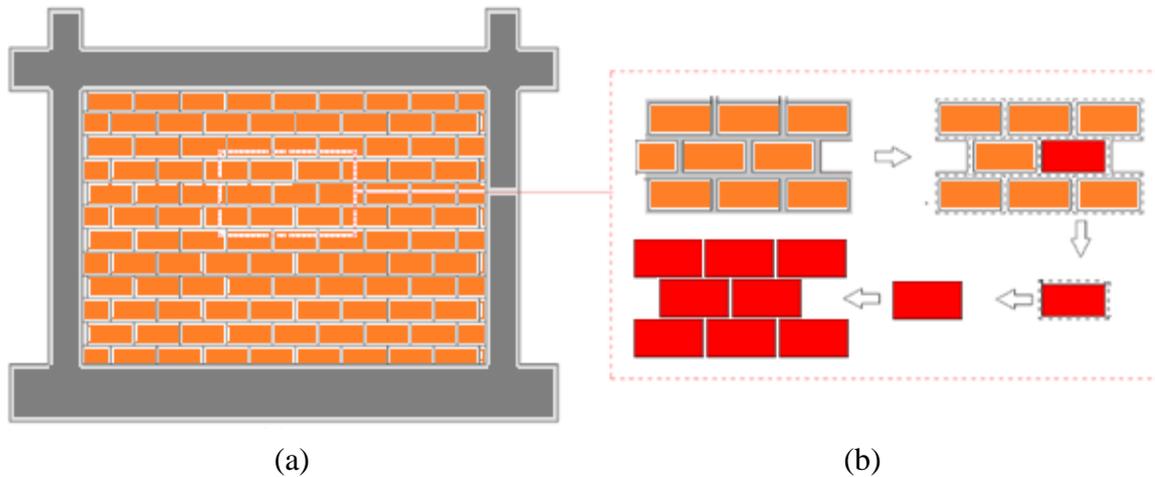


Figure 1.3 La conversion du micro-modèle détaillé au modèle simplifié: (a) une portique avec remplissage ; (b) transformation par Lourenço et Rots [63].

La modélisation des portiques remplis en maçonnerie constitue un aspect crucial dans l'analyse structurale. Divers chercheurs ont proposé des modèles constitutifs visant à représenter avec précision le comportement complexe des joints de mortier et des interfaces unité-mortier. Ces modèles, basés sur la plasticité et la fissuration intégrée, démontrent une capacité significative à prédire la réponse non linéaire des structures, offrant ainsi des perspectives prometteuses pour améliorer la conception et la résilience sismique. Ci-dessous, une série d'exemples sera présentée, reflétant l'évolution chronologique des approches et des avancées dans ce domaine de recherche.

Le modèle constitutif développé par [Mehrabi et al.](#) [5] vise à représenter les joints de mortier et les interfaces unité-mortier dans les analyses par éléments finis. Il prend en compte le comportement d'écrouissage par compression, l'inversion de la dilatance de cisaillement et la contraction normale des interfaces cimentaires. Les résultats approximatifs du modèle par rapport à l'expérimental en termes de résistance latérale et de rigidité sont observés, avec une correspondance satisfaisante aux mécanismes de rupture expérimentale.

[Oliveira et Lourenço](#) [57] ont élaboré un modèle constitutif basé sur la théorie de la plasticité pour représenter le comportement cyclique des éléments d'interface. Ce modèle capture les caractéristiques du comportement cyclique, la dégradation de la rigidité, la dissipation d'énergie et les motifs déformés.

[Al-Chaar et al.](#) [64] ont utilisé le logiciel ADINA pour étudier numériquement des portiques avec remplissage en maçonnerie, montrant la capacité de prédire la courbe charge-déplacement et les mécanismes de rupture. Ils recommandent l'utilisation de propriétés de matériaux et d'une géométrie structurelle appropriées pour des résultats optimaux en utilisant la méthode des éléments finis.

[Stavridis and Shing](#) [65] ont développé un micro-modèle pour prédire le comportement des portiques remplis en capturant les différents modes de fissuration. Ce modèle utilise une approche de fissuration intégrée pour représenter le comportement de cisaillement fragile des éléments du portique et la fissuration mixte du joint de mortier de maçonnerie.

[Koutromanos et al.](#) [66], suivant l'approche de [Stavridis](#) [67], ont combiné un modèle de fissuration intégrée et continue avec un modèle d'interface de fissuration cohésive. La comparaison des résultats montre une prédiction approximative en termes de réponse sismique et de mécanismes de rupture.

[Sattar](#) [68] a développé un micro-modèle en 2-D pour capturer le comportement cyclique des portiques remplis, montrant la capacité de prédire les caractéristiques importantes du remplissage de maçonnerie, telles que le glissement cyclique par cisaillement et la fissuration des joints de mortier.

[Mohyeddin et al.](#) [69] ont proposé un micro-modèle en 3-D pour prédire la réponse des portiques avec remplissage en plan et hors-plan, utilisant ANSYS. Les résultats démontrent la capacité du modèle à capturer la réponse des portiques dans les deux directions.

[Al Louzi et al.](#) [70] ont développé un micro-modèle avec ABAQUS pour prédire la réponse des portiques en béton armé avec remplissage. Le modèle montre une capacité satisfaisante à prédire la réponse du portique avec remplissage dans des chargements cycliques et monotones.

[Kubalski et al.](#) [71] ont réalisé une étude numérique sur des portiques en béton armé remplis de maçonnerie, utilisant les logiciels LSDYNA et ABAQUS. Le modèle numérique montre une capacité à capturer le comportement global du système dans des petites et grandes déformations.

1.4.2. Méso-modélisation

La méthode précédente, qui est la micro-modélisation, prend en compte tous les détails du remplissage dans la modélisation. Cependant, cette approche rend le processus de modélisation plus complexe et difficile à réaliser. En alternative, l'approche de méso-modèle est moins complexe que la micro-modélisation. Elle est particulièrement utile pour étudier le comportement des contacts entre le portique et le remplissage. La méso-modélisation permet de simplifier la composition hétérogène du mur en maçonnerie en une composition homogène. Les éléments constitutifs du remplissage en maçonnerie sont regroupés en un seul élément équivalent à l'aide de la technique d'homogénéisation. Cette technique repose sur la sélection d'une petite cellule unitaire périodique qui inclut tous les types de composants. La cellule unitaire périodique est choisie de manière à ce que sa répétition génère l'ensemble du mur en maçonnerie [72]. La Figure 1.4 illustre la procédure d'homogénéisation pour un mur en maçonnerie périodique. Plusieurs techniques d'homogénéisation ont été développées et utilisées par différents chercheurs pour déterminer le comportement des murs de remplissage [73–80].

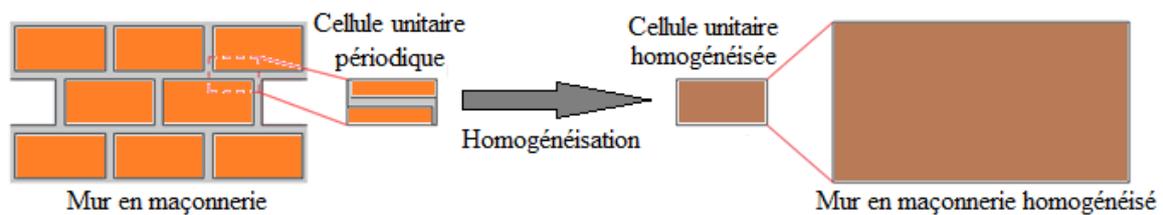


Figure 1.4 Homogénéisation des murs en maçonnerie.

L'étude des modèles de comportement des murs en maçonnerie constitue une démarche cruciale dans la conception sismique des structures. Les chercheurs, à travers des approches telles que l'homogénéisation et la méso-modélisation, visent à déterminer les propriétés équivalentes et à capturer les mécanismes de rupture de ces murs. Cette synthèse présente une chronologie d'approches numériques et constitutives, soulignant leur contribution à la compréhension du comportement complexe des murs en maçonnerie.

Ma et al. [74], à travers une simulation numérique, ont employé le concept d'homogénéisation sur un élément de volume représentatif (RVE) pour déterminer les propriétés élastiques équivalentes et le comportement de remplissage dans diverses conditions de limites. Ils recommandent un RVE aussi petit que possible par rapport au mur pour une précision accrue, bien que la méthode puisse ne pas être toujours applicable à des déformations et contraintes variées.

Milani et al. [75,76] ont présenté un modèle micromécanique simple pour les murs soumis à des charges horizontales en-plan, combinant analyse limite et homogénéisation. Ce modèle suppose que la maçonnerie est soumise à des contraintes en plan développant un champ de contraintes polynomiales en 2-D, montrant une capacité à représenter la rupture homogène des murs.

Yu et al. [81] ont développé une méthode numérique basée sur la cellule de base pour déterminer les propriétés mécaniques équivalentes et les caractéristiques de ruine d'une brique de maçonnerie, montrant une capacité à capturer le comportement global du mur de remplissage sous différents chargements, bien que la prédiction des endommagements locaux soit limitée.

Sacco [82] a proposé un modèle constitutif non linéaire basé sur le processus d'endommagement du mortier et une procédure d'homogénéisation non linéaire pour étudier le comportement en-plan des murs en maçonnerie, suggérant une extension possible pour inclure des effets non linéaires.

Milani et Lourenço [77] ont appliqué la méso-modélisation pour une structure en maçonnerie à grande échelle, utilisant le concept de cellule unitaire pour déterminer les propriétés équivalentes, bien que le modèle donne des résultats approximatifs par rapport à d'autres logiciels utilisant un modèle élastoplastique.

Quinteros et al. [72] ont utilisé la technique d'homogénéisation pour résoudre les problèmes liés à la maçonnerie, adoptant un modèle constitutif linéaire élastique et un modèle d'endommagement unilatéral pour simuler le comportement sous chargement cyclique, avec la possibilité d'extension pour inclure des effets non linéaires.

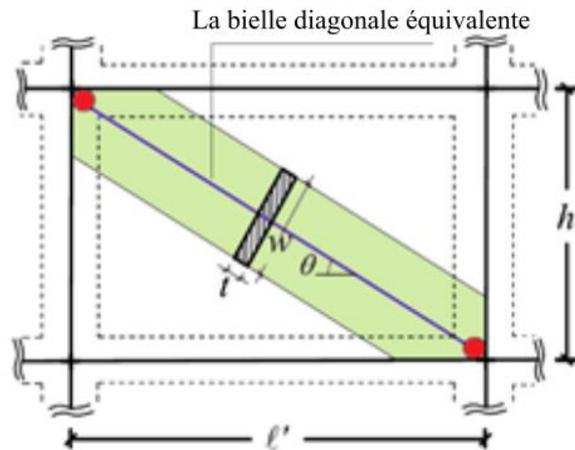
Houda et al. [83] ont mené une étude numérique sur des murs en maçonnerie avec des blocs creux en béton, observant des ruptures de compression dans les blocs et des ruptures de cisaillement dans les interfaces des joints.

Enfin, dans le cas de murs de maçonnerie non périodiques, Tiberti et Milani [79,80] ont appliqué la technique d'homogénéisation avec le concept de fenêtre d'essai pour étudier le comportement d'effondrement hors-plan d'une structure ancienne européenne avec des murs en maçonnerie à plusieurs feuilles.

1.4.3. Macro-modélisation

Malgré les simplifications proposées précédemment, la complexité et le temps de calcul requis rendent les deux méthodes inappropriées pour une utilisation quotidienne dans le

domaine de l'ingénierie. C'est pourquoi la macro-modélisation des murs de remplissage est une méthode plus simple et pratique pour prendre en compte les contributions des murs dans les structures à grande échelle. Cette approche consiste à simplifier la contribution des murs en termes de leur comportement. Bien qu'elle ne permette pas de capturer les effets internes des murs de remplissage, elle est plus adaptée pour étudier le comportement global. La macro-modélisation des murs de remplissage repose sur la représentation des murs par une ou plusieurs bielles diagonales dans la direction de la charge, comme illustré dans la [Figure 1.5](#).



[Figure 1.5](#) La bielle diagonale équivalente dans l'approche macro-modélisation

L'une des premières approches de macro-modélisation utilisée pour prendre en compte la contribution des remplissages dans la réponse sismique des bâtiments en béton armé a été proposée par [Polyakov](#) [84] et mise en œuvre par [Holmes](#) [30] et [Stafford Smith](#) [85] dans les années 1960. Elle consiste à ajouter deux bielles diagonales opposées au portique en béton armé ([Figure 1.6a](#)) et est largement adoptée par les ingénieurs et les chercheurs, comme en témoigne également son intégration dans les codes sismiques [86]. Cependant, comme le souligne [Crisafulli](#) [11], bien que le comportement global des portiques en béton armé avec remplissage en maçonnerie soit assez bien prédit, les modèles à une seule bielle ne sont pas capables de tenir compte de l'interaction locale entre le portique et les remplissages, ce qui induit une imprécision dans la répartition des demandes de cisaillement et de moment dans le portique en béton armé.

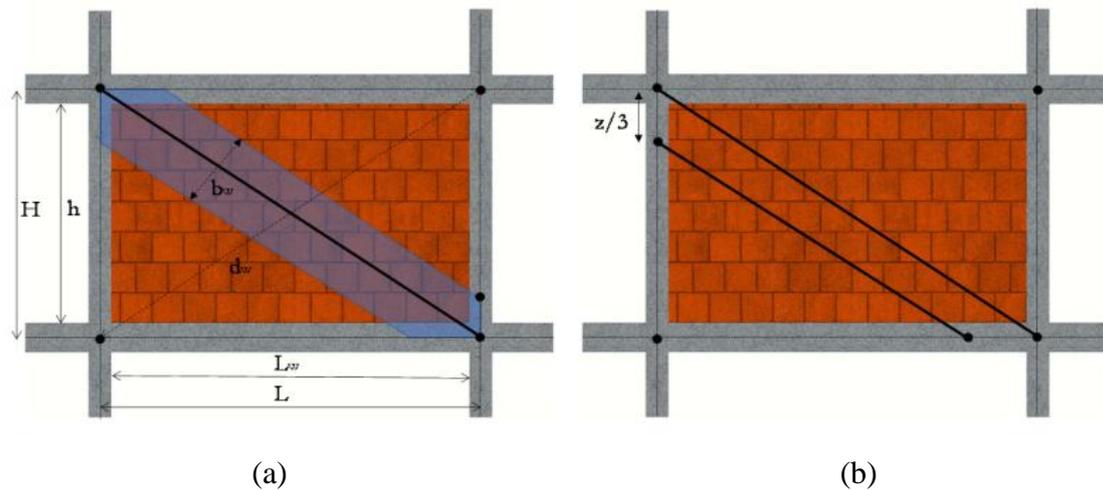


Figure 1.6 Approches de macro-modélisation [87]: (a) Holmes [30] approche à une seule bielle (b) Smith [85] approche à deux bielles

Pour l'analyse des bâtiments en béton armé existants, souvent caractérisés par des détails sismiques médiocres et des éléments de structure en béton armé non ductiles, il peut être plus précis de considérer un modèle macro hors-diagonale pour simuler les mécanismes possibles de défaillance par cisaillement au sommet des poteaux. Pour cela, des modèles macros plus complexes ont été développés en utilisant plusieurs bielles diagonales. Par exemple, [Leuchars et Scrivener](#) [88] ont proposé un modèle avec deux bielles simples et un ressort de cisaillement, situé au centre du panneau, afin de reproduire la défaillance par glissement en cisaillement du mur de remplissage. De plus, [Chrysostomou et al.](#) [89] (Figure 1.7a) et [El-Dakhkhni et al.](#) [12] (Figure 1.7b) ont proposé une approche à six bielles, prévoyant trois bielles par direction, pour reproduire de manière précise les effets locaux dus à l'interaction entre le portique et le remplissage. Il convient de mentionner que dans le cas des approches à plusieurs bielles, différentes prescriptions concernant la rigidité relative, l'inclinaison et la longueur de contact (longueur des poteaux en contact avec le côté du remplissage pendant la déformation horizontale) sont fournies dans la littérature et doivent être adéquatement calibrées.

En ce qui concerne la rigidité relative, dans le cas de trois bielles, on assume généralement que 50% et 25% de la rigidité totale du mur de remplissage sont attribués respectivement aux bielles centrales et hors-diagonales. Dans le cas de deux bielles, si les deux bielles sont hors-diagonales, la rigidité relative est généralement de 50% de la rigidité totale du mur de remplissage (pour chaque bielle). En revanche, si une seule est hors-diagonale, la rigidité est généralement fixée à 75% pour la bielle diagonale et à 25% pour la bielle hors-diagonale.

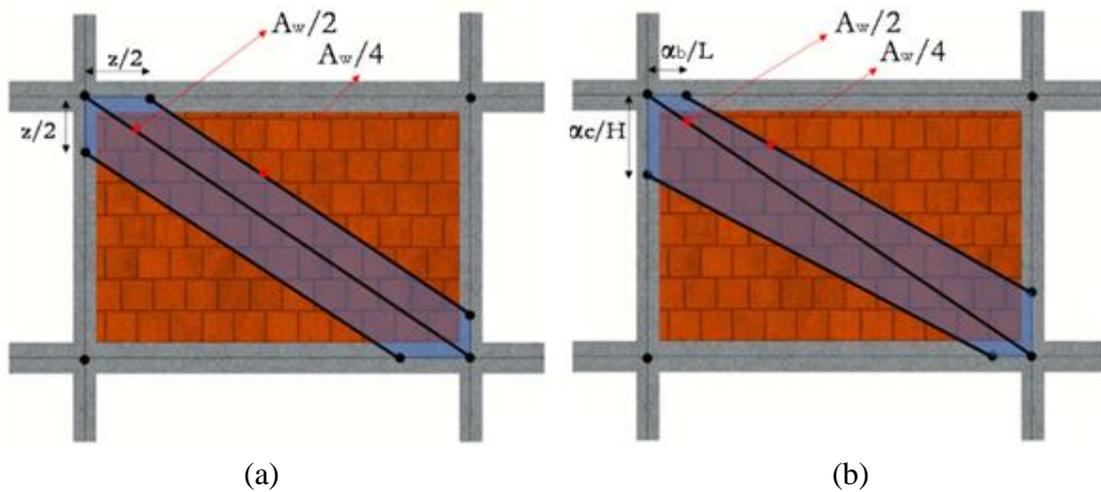


Figure 1.7 Approches de macro-modélisation [87]: (a) Chrysostomou et al. [89] approche à trois bielles, (b) El-Dakhakni et al. [12] approche à trois bielles

Crisafulli [11] a développé un élément de panneau à quatre nœuds dans lequel le comportement en compression et en cisaillement est pris en compte séparément en utilisant un mécanisme de double bielle et un ressort de cisaillement dans chaque direction (Figure 1.8a). Le modèle est caractérisé par des nœuds internes et des nœuds fictifs, espacés les uns des autres en fonction de la longueur de contact ; seuls les nœuds internes sont connectés aux joints poutre-poteau, ce qui permet de remédier à la subdivision du poteau et de reproduire de manière plus précise l'effet local dû à l'interaction entre le portique et le remplissage. Enfin, un autre modèle macro simplifié, qui est une amélioration du modèle équivalent à bielle de compression bi-diagonale, a été proposé par Furtado et al. [14]. Il est composé de quatre éléments de bielle rigides, qui sont connectés aux joints poutre-poteau, et d'un élément central dans lequel le comportement non linéaire est concentré (Figure 1.8b).

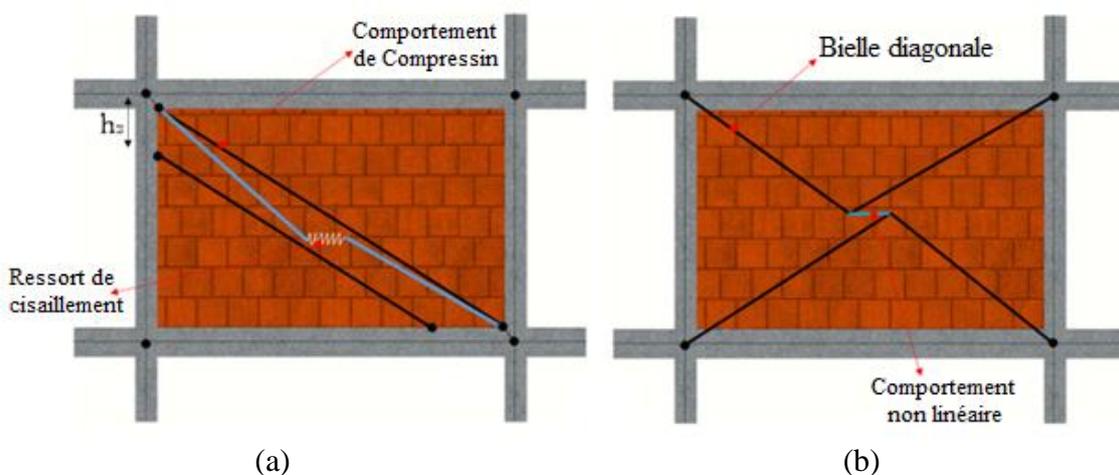


Figure 1.8 Approches de macro-modélisation [87]: (a) Crisafulli [11] macro-modèle, (b) Furtado et al. [14] macro-modèle.

Sur la base de cette observation, plusieurs modèles ont été développés pour déterminer la géométrie et la résistance de la bielle diagonale. Les propriétés mécaniques requises pour définir la bielle dépendent du type d'analyse effectuée (linéaire ou non linéaire). Par exemple, pour une analyse linéaire, le module d'élasticité et la résistance à la compression sont nécessaires. En revanche, pour une analyse non linéaire, il est nécessaire de définir la relation contrainte-déformation [90]. De plus, la largeur de la bielle est un paramètre essentiel qui doit être déterminé dans les propriétés géométriques. Dans la technique de macro-modélisation, l'épaisseur et la longueur de la bielle sont considérées identiques à celles du mur de remplissage. Cette approche a évolué d'un modèle à une seule bielle vers un modèle à plusieurs bielles, en prenant en compte à la fois le comportement dans le plan et hors plan du mur, ainsi que leurs interactions.

1.5. Le modèle de la bielle diagonale équivalente (macro-modèle)

Comme mentionné dans la section précédente, du point de vue pratique, l'utilisation des approches de modélisation en continu (micro-modélisation, méso-modélisation) n'est pas réalisable pour de grands systèmes en raison du coût informatique élevé. En raison de leur simplicité inhérente, les modèles à bielle (c'est-à-dire les macro-modèles) sont l'une des approches les plus pratiques pour représenter le comportement des murs de remplissage, notamment à des fins de conception et d'évaluation des performances [90]. Comme le montre la [Figure 1.9](#), ces approches de modélisation consistent à remplacer le mur de remplissage par un système équivalent de bielle diagonale articulée.

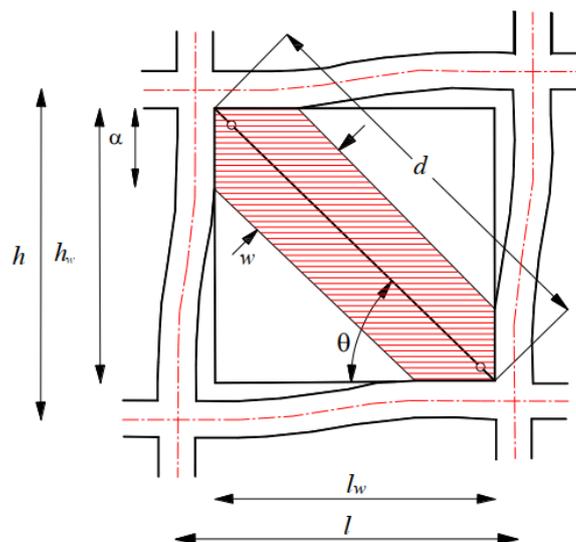


Figure 1.9 La bielle diagonale équivalente et ses paramètres pertinents [90].

Une recherche approfondie a été réalisée pour déterminer les principales propriétés structurales de la bielle diagonale, telles que sa largeur, sa rigidité, son comportement constitutif et le nombre de bielles à prendre en compte. Ces caractéristiques varient en fonction du type d'analyse (linéaire élastique ou non linéaire) et du type de chargement (monotone, cyclique ou transitoire). Par exemple, pour une analyse linéaire élastique, les propriétés requises pour une bielle diagonale sont ses caractéristiques géométriques (longueur et section transversale) ainsi que son module de rigidité. Cependant, lorsque le comportement non linéaire du matériau est pris en compte, l'ensemble de la relation contrainte-déformation de la bielle est nécessaire. De plus, les propriétés requises pour la bielle diagonale deviennent plus complexes en cas de chargement cyclique et dynamique.

[Tucker](#) en 2007 [91] a classé les méthodologies analytiques disponibles pour définir les propriétés dans le plan des modèles de bielles en deux approches principales : les méthodes de rigidité et les méthodes de résistance. Les deux méthodes remplacent le mur de remplissage par une bielle équivalente, mais utilisent des approches différentes pour définir les propriétés nécessaires de la bielle. La méthode de rigidité estime la contribution structurale du mur de remplissage en se basant sur la formation de la zone de compression le long du remplissage. Par conséquent, cette méthode se concentre sur l'estimation des propriétés géométriques de la bielle et associe ces propriétés à des propriétés matérielles équivalentes (généralement la résistance à la compression caractéristique de la maçonnerie) afin de définir la capacité latérale du remplissage. La méthode de résistance définit les propriétés de la bielle en quantifiant les forces latérales supportées par le mur de remplissage. Une discussion plus détaillée sur ces deux méthodes est fournie ci-dessous, y compris les modifications qui ont été proposées au fil du temps pour ces approches de modélisation.

1.5.1. La méthode de rigidité

[Polyakov](#) en 1960 [84] a été le premier à suggérer la possibilité de considérer l'effet du mur de remplissage comme un contreventement diagonal équivalent. Par la suite, [Holmes](#) en 1961 [30] a adopté cette suggestion et a proposé un modèle de bielle de compression équivalente linéaire. Holmes a remplacé le mur de remplissage par une bielle diagonale avec le même matériau et la même épaisseur que le mur de remplissage, tandis que la largeur « w » de la bielle proposée était donnée par l'expression suivante :

$$w = \frac{1}{3}d \tag{1.1}$$

Où « d », comme illustré à la [Figure 1.10](#), est la longueur diagonale du mur de remplissage. Cette règle est appelée la règle du tiers et a été suggérée pour être applicable indépendamment de la rigidité relative du portique et du remplissage. Sur la base de cette règle, Holmes a proposé des expressions pour évaluer le déplacement horizontal du portique avec remplissage à la défaillance et pour calculer la charge horizontale provoquant une défaillance par écrasement dans les régions des coins. Un an plus tard, sur la base de données expérimentales provenant d'une grande série d'essais sur des portiques en acier avec remplissage en maçonnerie, [Stafford Smith](#) [31] en 1962 a rapporté que le rapport « w/d » variait de 0,10 à 0,25 pour un remplissage ayant un rapport des côtés « h_w/l_w » de 5 à 1.

[Smith et al.](#) [92] en 1969 ont poursuivi le développement de la théorie de la bielle équivalente en évaluant l'interaction entre le portique et le remplissage pour calculer la largeur effective de la bielle. Dans leur formulation, la largeur effective de la bielle est fonction de la rigidité relative du poteau et du remplissage, du rapport longueur-hauteur du remplissage, de la relation contrainte-déformation du matériau de remplissage et de la valeur de la charge diagonale agissant sur le remplissage. La longueur de contact « α » entre le remplissage et le portique comme illustré à la [Figure 1.10](#) est définie par :

$$\frac{\alpha}{h} = \frac{\pi}{2\lambda h} \quad (1.2)$$

Où « h » est la hauteur du poteau entre les axes des poutres et « λ » est un paramètre de rigidité caractéristique donné par :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_w t \sin 2\theta}{4 EI h_w}} \quad (1.3)$$

Où « E_w » est le module d'élasticité du mur de maçonnerie, « EI » est la rigidité à la flexion des poteaux, « t » est l'épaisseur du mur de remplissage et de la bielle équivalente, « h_w » est la hauteur du mur de remplissage et « θ » est la pente de la diagonale du remplissage (en degrés). De plus, ils ont également développé un ensemble de courbes empiriques qui relient le paramètre de rigidité à la largeur effective d'une bielle équivalente.

À partir d'essais expérimentaux sur des portiques modèles avec deux matériaux différents (béton et brique), [Mainstone](#) [33,93] en 1971 et 1974 a étudié toutes les variables susceptibles d'avoir une influence majeure sur la contribution des murs de remplissage à la résistance d'un mécanisme de déformation latérale dans des bâtiments à plusieurs étages. Sur la base de cette recherche, il a proposé deux expressions empiriques pour évaluer la largeur de la bielle équivalente en cas de remplissages en brique et en béton : les équations (1.4) et (1.5) dans

le cas où « λ_h » est compris entre 4 et 5, et les équations (1.6) et (1.7) dans le cas où « λ_h » est supérieur à 5.

$$w = 0.175 d \lambda_h^{-0.4} \quad \text{Brique} \quad (1.4)$$

$$w = 0.115 d \lambda_h^{-0.4} \quad \text{Béton} \quad (1.5)$$

$$w = 0.16 d \lambda_h^{-0.3} \quad \text{Brique} \quad (1.6)$$

$$w = 0.11 d \lambda_h^{-0.3} \quad \text{Béton} \quad (1.7)$$

Ici, « λ_h » est utilisé pour représenter le terme sans dimension « λ_h » dans l'Eq. (1.2).

Tassios [94] en 1984 a simplifié le diagramme proposé par Bazan et Meli [95] en 1980 pour prédire la largeur de la bielle équivalente dans le cas de la rupture (fissuration) le long de la diagonale du mur de remplissage par l'expression suivante :

$$w \cong 0.20 d \sin \theta \sqrt{\frac{E_c A_c}{G_w A_w}} \quad \text{si } 1 < \frac{E_c A_c}{G_w A_w} < 5 \quad (1.8)$$

Où « G_w » est le module de cisaillement du remplissage. Sur la base de données expérimentales antérieures, Te-Chang et Kwok-Hung [96] en 1984 ont proposé une expression semi-empirique pour calculer la largeur de la bielle diagonale équivalente lorsque θ est dans la plage de 25° à 50°, donnée par :

$$w = \frac{0.95 h_w \cos \theta}{\sqrt{\lambda_h}} \quad \text{si } 1 < \frac{h_w}{l_w} < 5 \quad (1.9)$$

Où « h_w et l_w » sont respectivement la hauteur et la largeur du mur de remplissage.

En considérant l'état du mur de remplissage en termes de fissuration, Decanini et Fantin [97] en 1986 ont proposé les deux ensembles d'expressions suivants pour quantifier la largeur de la bielle diagonale équivalente pour les panneaux fissurés et non fissurés décrites dans les équations (1.10) et (1.11), respectivement :

$$w = \begin{cases} \left(\frac{0.707}{\lambda_h} + 0.01 \right) d & \text{si } \lambda_h \leq 7.85 \\ \left(\frac{0.470}{\lambda_h} + 0.04 \right) d & \text{si } \lambda_h > 7.85 \end{cases} \quad (1.10)$$

$$w = \begin{cases} \left(\frac{0.748}{\lambda_h} + 0.085 \right) d & \text{si } \lambda_h \leq 7.85 \\ \left(\frac{0.393}{\lambda_h} + 0.130 \right) d & \text{si } \lambda_h > 7.85 \end{cases} \quad (1.11)$$

Sur la base des résultats expérimentaux de portiques avec remplissage en brique à l'échelle, [Moghaddam](#) [98] en 1988 ont proposé la relation suivante simple entre la longueur de la bielle diagonale équivalente et sa largeur :

$$w = \frac{1}{6} d \quad (1.12)$$

[Paulay and Priestley](#) [17] en 1992 ont souligné qu'une valeur élevée de la largeur de la bielle entraînera une structure plus rigide et, par conséquent, une demande sismique plus élevée. Dans un but de conception sismique, ils ont recommandé d'utiliser l'expression suivante :

$$w = \frac{1}{4} d \quad (1.13)$$

À la lumière des recherches antérieures et des résultats d'empirique, [Durrani et Luo](#) [99] en 1994 ont proposé les expressions semi-empiriques suivantes pour évaluer la largeur de la bielle diagonale équivalente :

$$w = \gamma d \sin(2\theta) \quad (1.14)$$

$$\gamma = 0.32 \sqrt{\sin(2\theta)} \left[\frac{h^4 E_w t}{m E_c I_c h_w} \right]^{-0.1} \quad (1.15)$$

$$m = 6 \left(1 + \frac{6 E_b I_b h}{\pi E_c I_c L} \right) \quad (1.16)$$

Où « E_b et E_c » sont les modules d'élasticité pour la poutre et le poteau, respectivement, tandis que « I_b et I_c » sont les moments d'inertie de la poutre et le poteau, respectivement.

[Flanagan et Bennett](#) [100] en 1999 ont proposé une largeur de bielle linéaire morcelée calculée par :

$$w = \frac{\pi}{C \lambda \cos \theta} \quad (1.17)$$

Où « C » est une constante empirique basée sur les déplacements de déformation et les dommages du remplissage. Les valeurs de « C » varient en fonction du type de portique et du matériau de remplissage, selon [Bennett et al.](#) [101].

[Al-Chaar](#) [102] en 2002, la largeur équivalente de la bielle de remplissage dans la plage élastique peut être estimée en utilisant les équations (1.18) à (1.20). Il convient de noter qu'une interpolation linéaire est nécessaire pour les rapports d'aspect compris entre 1,0 et 1,5.

$$w = 0.0835C d \left(1 + \frac{2.574}{\lambda_h} \right) \quad \text{si } l_w/h_w \geq 1.5 \quad (1.18)$$

$$C = -0.3905 \left(\frac{l_w}{h_w} \right) + 1.7829 \quad (1.19)$$

$$w = 0.1106 d \left(1 + \frac{6.027}{\lambda_h} \right) \quad \text{si } l_w/h_w = 1.0 \quad (1.20)$$

Chethan et al. [103] ont évalué la largeur de la bielle équivalente en utilisant la longueur de contact entre le mur de remplissage, la poutre et le poteau comme suit :

$$w = \sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_l^2} \quad (1.21)$$

Où « α_h et α_l » sont les longueurs de contact verticales et horizontales, respectivement, données par les équations (1.22) et (1.23).

$$\alpha_h = \frac{\pi^4}{2} \sqrt{\frac{4 EI_c h_w}{E_w t \sin(2\theta)}} \quad (1.22)$$

$$\alpha_l = \frac{\pi^4}{2} \sqrt{\frac{4 EI_b l_w}{E_w t \sin(2\theta)}} \quad (1.23)$$

Où « EI_c et EI_b » dans les équations (1.22) et (1.23) concernent respectivement les poteaux et les poutres. Les autres paramètres impliqués sont ceux également définis dans l'Eq. (1.3).

Dans le même contexte, Khaja [104] en 2013 ont rapporté que « α_l », la longueur de contact entre le mur de remplissage et la poutre, est approximativement égale à la moitié de la portée de la poutre.

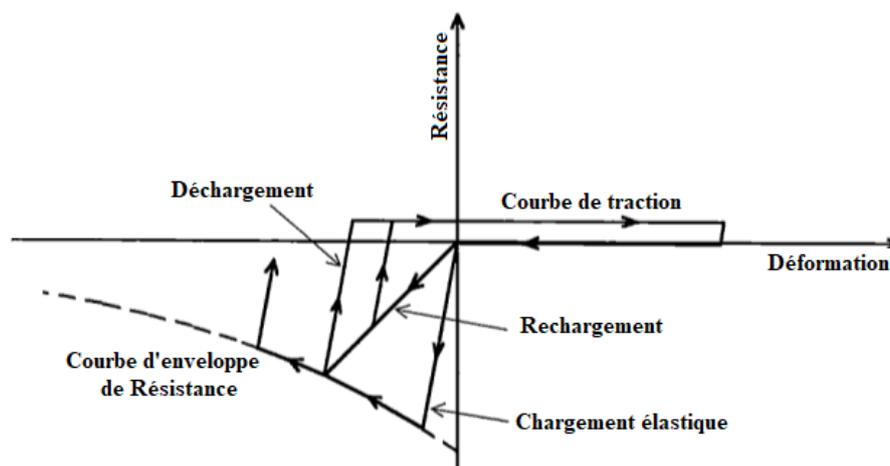
Récemment, Turgay et al. [105] ont proposé des expressions alternatives pour fournir des estimations améliorées de la rigidité et de la déformabilité des portiques en béton armé avec remplissage (Le rapport « h/l » considéré dans cette étude variait de 1,2 à 2). Selon leur proposition, la largeur de la bielle diagonale est donnée par l'expression suivante :

$$w = 0.18 \frac{d}{\sqrt[4]{\lambda_h}} \quad (1.24)$$

D'après cette revue, il est évident qu'il existe une diversité importante parmi les différentes propositions pour définir les propriétés du modèle de bielle. Dans la prochaine section, plusieurs approches sont présentées pour définir leur comportement constitutif.

1.5.2. Méthode de résistance

Contrairement à la méthode de rigidité, la méthode de résistance définit d'abord la relation force-déplacement pour le remplissage, puis associe cette relation à la zone de la bielle pour définir le comportement constitutif du remplissage. Un vaste corpus de littérature présente des modèles proposés pour la relation force-déplacement de la bielle diagonale équivalente. Une des premières tentatives de définir le comportement complet force-déplacement du mur de remplissage a été menée par [Klingner et Bertero](#) [35] en 1978. Ils ont proposé une réponse hystérétique non linéaire pour le modèle de bielle diagonale équivalente, basée sur des essais expérimentaux réalisés sur des portiques en béton armé avec remplissage en maçonnerie. Ils ont pris en compte les dégradations de résistance et de rigidité lors des cycles dans leur modèle, comme le montre la [Figure 1.10](#), tandis que la rigidité de déchargement a été supposée linéaire et égale à la rigidité initiale. Bien que leur modèle suppose que la bielle diagonale a une certaine résistance en traction, ils ont ignoré cette composante dans la mise en œuvre du modèle dans leurs analyses numériques. L'étalonnage expérimental de ce modèle a montré une faible concordance. Cependant, ce modèle a été la première tentative de prendre en compte la caractéristique cyclique non linéaire de la réponse de la bielle diagonale et a représenté l'approche de base pour les développements ultérieurs.



[Figure 1.10](#) Le comportement de bielle diagonale équivalente proposée par [Klingner et Bertero](#) [35].

Pour définir le comportement non linéaire de leur modèle proposé, [Andreas et al.](#) [106] ont considéré la courbe hystérétique montrée dans la [Figure 1.11](#). Selon ce modèle, la dégradation de la résistance commence immédiatement après que la force de la bielle atteigne sa valeur maximale et le rechargement se produit lorsque la déformation axiale est égale à la

déformation plastique de la boucle précédente. De plus, leur modèle ne prend pas en compte les effets de dégradation de la rigidité.

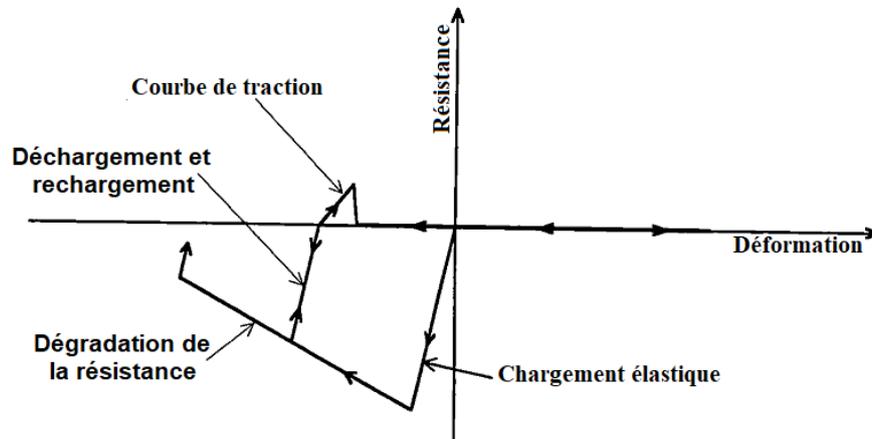


Figure 1.11 Le modèle hystérétique utilisé par Andreaus et al. [106]

Doudoumis et Mitsopoulou [107] en 1986 ont également proposé un modèle hystérétique illustré dans la Figure 1.12. Ce modèle a été développé pour des portiques avec remplissage non intégral, dans lesquels un espace se forme normalement entre le mur de maçonnerie et le portique. La courbe enveloppe a pris en compte la dégradation de la résistance, mais les cycles hystériques ont été décrits de manière très simpliste en supposant que le rechargement se produit suivant la branche élastique.

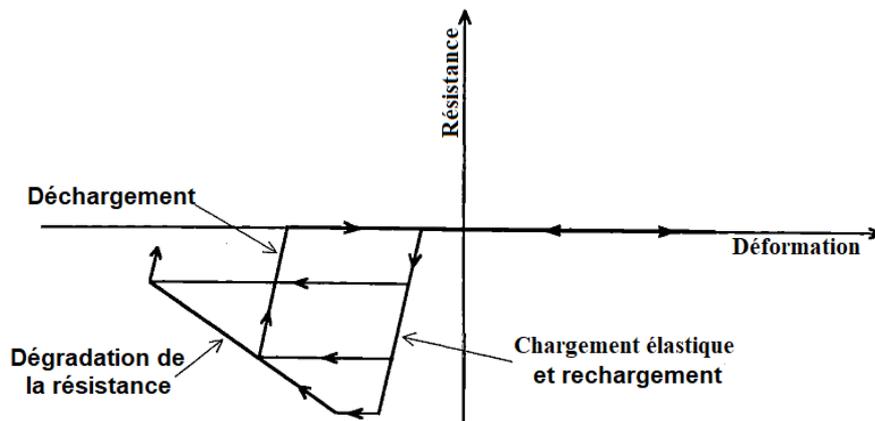


Figure 1.12 Le modèle hystérétique pour les portiques avec remplissage non intégral par Doudoumis et Mitsopoulou [107]

Madan et al. [108] ont combiné un ensemble de fonctions mathématiques pour développer la relation force-déformation lisse qui est montrée dans la Figure 1.13. En sélectionnant des valeurs adéquates des neuf paramètres inclus dans le modèle, leur modèle d'hystérèse force-déformation prend en compte la dégradation de la résistance et de la rigidité,

ainsi que l'effet de pincement résultant de l'ouverture et de la fermeture des espaces de maçonnerie du mur de remplissage. Il est à noter que certains de ces paramètres sont empiriques, tandis que d'autres dépendent de considérations de dissipation d'énergie. La mise en œuvre de ce modèle n'est pas simple et nécessite l'intégration numérique d'une équation différentielle.

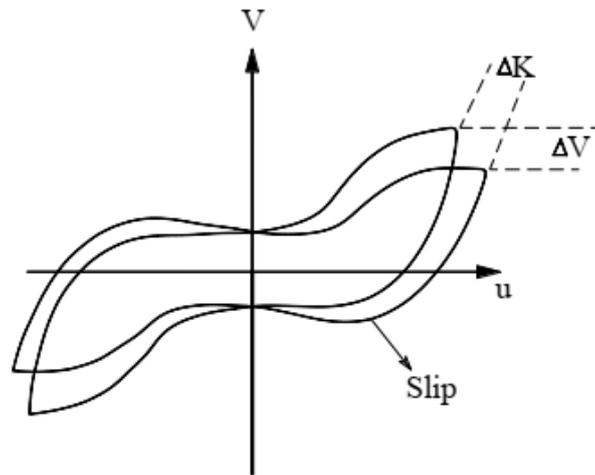


Figure 1.13 Modèle hystérétique intégré selon Madan et al. [108].

En se basant sur la relation simplifiée contrainte-déformation du matériau de maçonnerie, El-Dakhakhni et al. [12] ont utilisé un modèle de réponse trilineaire, comme indiqué dans la Figure 1.14, dans leur modèle de trois bielles diagonales. Leur schéma comprend une branche élastique, plastique (résistance ultime) et post-capping pour l'enveloppe du comportement de la bielle.

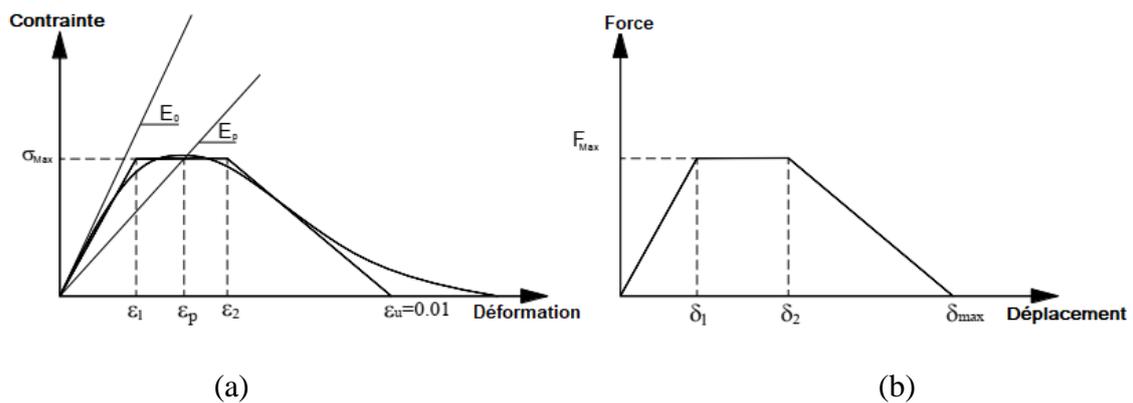


Figure 1.14 La relation trilineaire simplifiée de la bielle proposée par El-Dakhakhni et al. [12] : a) relation contrainte-déformation de la maçonnerie ; b) relation typique force-déformation pour le modèle de la bielle.

Dans le contexte de l'utilisation d'une relation trilineaire pour représenter le comportement non linéaire des remplissages en maçonnerie, plusieurs expressions ont été

proposées, telles que celles de Bertoldi et al. [109], Panagiotakos et al. [110], Dolšek et Fajfar [10], Uva et al. [111] ou De Risi et al. [112]. Comme illustré dans la Figure 1.15, cette relation trilineaire décrit l'évolution de la force latérale supportée par le remplissage et le déplacement correspondant. Par conséquent, pour définir la courbe, les coordonnées des trois principaux points en termes de forces et de déplacements correspondants sont nécessaires. Les expressions disponibles pour définir ces relations trilineaires sont soit basées sur une analyse de régression utilisant des données expérimentales (par exemple, voir Bertoldi et al. [109] et Panagiotakos et al. [110]), soit adoptent et combinent des expressions préexistantes disponibles dans la littérature pour obtenir une courbe plus réaliste (par exemple, voir Dolšek et Fajfar [10], Uva et al. [111] et De Risi et al. [112]).

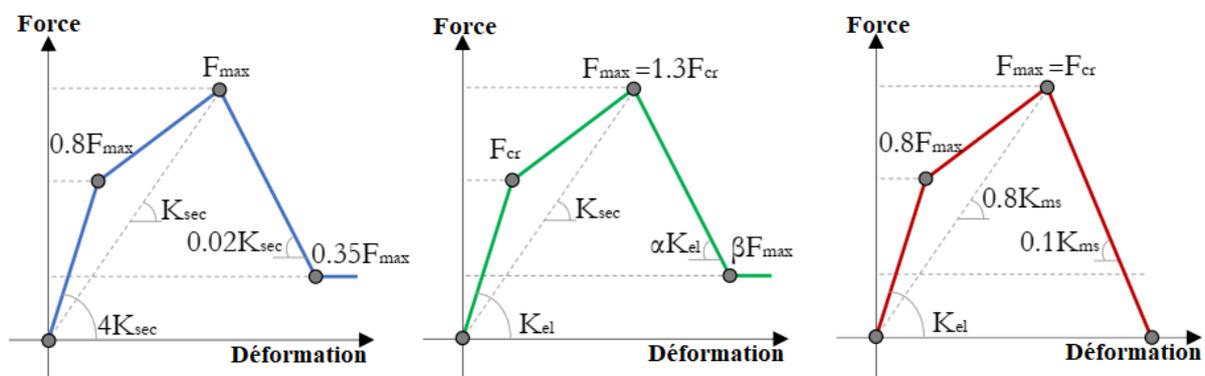


Figure 1.15 Exemple de courbes trilineaires [87] : (a) Bertoldi et al. [109], (b) Panagiotakos et Fardis [110] et (c) De Risi et al. [112].

En général, il existe deux approches distinctes pour la plasticité (approche inélastique et approche de plasticité concentrée). L'approche inélastique distribuée implique la propagation de la déformation inélastique sur toute la longueur d'un élément, avec sa section transversale divisée en fibres. Cette approche est chronophage mais fournit une estimation réaliste de la distribution des dommages structurels. D'autre part, l'approche de plasticité concentrée fait référence à la déformation inélastique qui se produit aux sections critiques le long d'un élément et est souvent considérée comme étant plus efficace du point de vue computationnel. Cependant, cette méthode nécessite des calculs compliqués pour déterminer les courbes moment-rotation et les courbes d'interaction pour les rotules [113].

Récemment, on observe un intérêt croissant pour l'utilisation de rotules en fibres dans l'analyse non linéaire des structures avec des murs de remplissage [113–120]. Cependant, leur adoption dans les portiques en béton armé reste encore rare malgré les orientations fournies par

le [Applied Technologie Council](#) [121] et leur mise en œuvre dans les logiciels d'analyse tels que ETABS et SAP2000.

[Di Trapani et al.](#) [119] ont proposé une méthode pour simuler les murs de remplissage en utilisant un modèle de section en fibres qui définit le comportement des bielles équivalentes en compression ([Figure 1.16](#)), après avoir effectué des tests de validation utilisant différents résultats expérimentaux. Les résultats ont démontré la fiabilité prédictive de l'approche proposée en tant qu'outil d'évaluation et ont souligné le potentiel des équations de corrélation en tant qu'outils de conception pour la conception basée sur la performance des portiques avec remplissages.

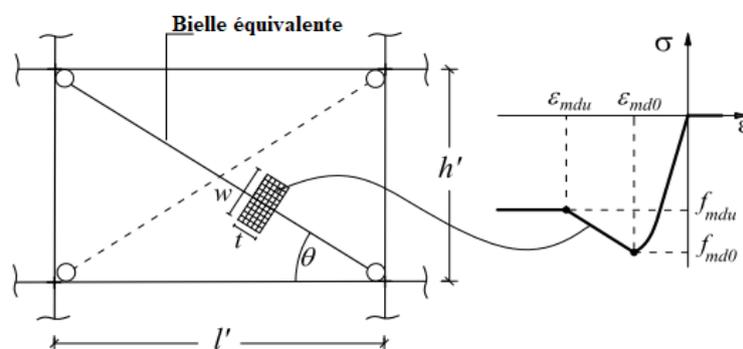


Figure 1.16 Modèle de bielles diagonales équivalentes avec une section discrétisée en fibres proposée par [Di Trapani et al.](#) [119]

[Van et al.](#) [113] ont proposé une méthode de macro-modélisation qui intègre une rotule en fibres plastiques pour simuler la réponse hystérétique des portiques en béton armé avec des murs de remplissage à l'aide du logiciel SAP2000. En comparant les résultats numériques avec les observations expérimentales, ils ont conclu que la modélisation numérique proposée peut raisonnablement prédire la réponse globale des portiques avec des murs de remplissage dans le plan.

Selon [Adibi et al.](#) [120], qui ont utilisé une méthode de macro-modélisation incorporant une rotule en fibres plastiques de [Di Trapani et al.](#) [119] à l'aide du logiciel ETABS, les murs de remplissage dans toutes les travées du portique en béton préfabriqué réduisent la probabilité de dépasser les états limites de dommage dans les structures. Ils ont également constaté que l'absence de murs de remplissage au premier étage affecte considérablement la fiabilité et la performance sismique de la structure.

1.6. Conclusion

D'après la revue bibliographique présentée, il est clair que la représentation du comportement structural des portiques en béton armé avec des murs en maçonnerie est complexe en raison du grand nombre de paramètres et de phénomènes impliqués, ainsi que de l'incertitude considérable liée à bon nombre de ces paramètres. Cependant, les essais expérimentaux sur les portiques en béton armé avec des murs en maçonnerie fournissent des résultats importants pour comprendre et analyser le comportement complexe de ces structures sous des charges sismiques et, par conséquent, valider les paramètres structurels des macro-modèles (modèles de bielle). Les essais expérimentaux ont été réalisés en prenant en compte plusieurs aspects structuraux tels que le matériau des remplissages, les configurations des murs de remplissage (avec ou sans ouvertures, de différentes tailles et positions) et le type de chargement (chargement monotone ou cyclique). Toutefois, en raison de la variation significative des propriétés des matériaux, des techniques de construction et de la géométrie, l'approche expérimentale se révèle incapable de simuler toutes les possibilités en raison du coût élevé de telles procédures. En conclusion, les études expérimentales et numériques sur les structures à murs en maçonnerie apportent des informations cruciales pour comprendre leur comportement complexe sous les charges sismiques. Bien que l'approche expérimentale présente des limitations en raison de la diversité des caractéristiques structurelles, les modèles de bielle, en particulier la représentation par une seule bielle diagonale équivalente avec une section discrétisée en fibres, se sont révélés utiles pour valider les paramètres structurels dans les analyses de comportement des structures en béton armé avec des murs en maçonnerie.

Chapitre 2 : Les Méthodes D'analyse Sismique

2.1. Introduction

Pour évaluer les performances sismiques, une analyse structurale du modèle mathématique de la structure est nécessaire afin de déterminer les forces et les déplacements requis aux différents étages de la construction. Plusieurs méthodes d'analyse, à la fois linéaire et non linéaires, sont disponibles pour prédire le comportement sismique des structures. Par conséquent, quatre principaux types de méthodes d'analyse sont disponibles :

✚ Les Méthodes d'analyse linéaires :

- Statique linéaire
- Dynamique linéaire

✚ Les Méthodes d'analyse non linéaires :

- Statique non linéaire
- Dynamique non linéaire

2.2. Méthodes linéaires

2.2.1. La méthode statique linéaire

La méthode statique linéaire utilise la méthodologie d'évaluation basée sur la force et est la méthode d'analyse structurale la plus ancienne et la plus simple. Il suppose que le mode de vibration fondamental contrôle le comportement structurel. La répartition horizontale des charges appliquées statiquement doit être proche du premier mode, ce qui représente une simplification significative. Une analyse statique équivalente peut évaluer les performances structurales sismiques. Cependant, ces procédures d'analyse ne sont appropriées que pour les bâtiments de hauteur moyenne et régulière où les effets des modes supérieurs ne sont pas significatifs [122].

Selon [FEMA 356](#) [86], les structures sont analysées et évaluées à l'aide de cette méthode avec des valeurs d'amortissement et de rigidité linéairement élastiques au niveau de plasticité ou à proximité.

Selon le code [RPA 2024](#) [123], la force sismique totale appliquée à la base de la structure est exprimée par une formule mathématique dans la méthode statique équivalente. L'équation. (2.1) :

$$V = \lambda \frac{S_{ad}}{g} (T_0) W \quad (2.1)$$

Où :

λ : Coefficient de correction.

$\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul pour la période T_0 .

T_0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment.

W : Poids sismique total du bâtiment.

Les formules empiriques utilisées pour l'estimation de la force sismique ainsi que la distribution de la force sismique totale selon la hauteur du bâtiment et de la période fondamentale décrites dans les équations (2.2) et (2.3), respectivement.

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \quad (2.2)$$

Où :

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i .

F_t : Force concentrée au sommet de la structure

h_i : Niveau du plancher où s'exerce la force F_i .

h_j : Niveau du plancher quelconque.

W_i, W_j : Poids revenant aux plancher i, j .

$$T = C_T h_n^{3/4} \quad (2.3)$$

Où :

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

h_n : Hauteur mesuré en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

Avantages et inconvénients

➤ *Avantages*

- ✓ Elle est très simple par rapport aux autres méthodes.
- ✓ Elle donne une estimation primaire sur les dimensions de la structure.
- ✓ Elle tient compte de la plasticité par le coefficient de comportement.

➤ *Inconvénients*

- ✓ Elle ne tient pas compte du comportement dynamique des structures.
- ✓ Elle est limitée pour un certain type des bâtiments par des conditions (irrégularité, zones)
- ✓ Elle tient compte de premier mode seulement mais en réalité il y a plusieurs modes de vibration.

C'est une méthode qui simule le comportement des structures en béton armé et elle ne tient pas compte de comportement dynamique. De plus, elle est conditionnée par plusieurs conditions d'applications.

2.2.2. La méthode dynamique linéaire

Lorsque la contribution des modes supérieurs à la réponse structurelle est significative, les procédures dynamiques linéaires sont des méthodes appropriées et leurs résultats sont plus précis que ceux des procédures statiques linéaires.

Selon [FEMA 356](#) [86], la méthode linéaire devrait être utilisée lorsque les bâtiments sont modélisés avec des valeurs d'amortissement visqueux équivalent et une raideur linéairement élastique au niveau de la plasticité de cette méthode. [FEMA 356](#) [86] suggère la méthode spectrale modale et l'analyse dynamique temporelle. Dans ces méthodes, une analyse élastique linéaire basée sur le principe de superposition est utilisée pour obtenir les déplacements internes et les forces du système.

Cette méthode est largement reconnue comme étant efficace pour calculer la réponse dynamique linéaire des systèmes amortis de manière élastique. Cette méthode est intéressante car la réponse des systèmes à plusieurs degrés de liberté est exprimée par une superposition modale, la réponse de chaque mode étant déterminée à partir de l'analyse spectrale des systèmes à un degré de liberté. L'analyse modale combine les réponses des différents modes en utilisant les règles de superposition pour obtenir la valeur moyenne de la réponse structurelle maximale.

Méthode du spectre de réponse

Les systèmes à degrés de liberté multiples (à plusieurs ddl) sont généralement analysés à l'aide de l'analyse modale. Un système à plusieurs ddl typique avec « n » degré de liberté est illustré à la [Figure 2.1](#). Ce système, lorsqu'il est soumis au mouvement du sol, subit des déformations de nombreuses manières possibles. Ces formes déformées sont appelées modes de vibration ou formes de mode. Chaque forme vibre avec une fréquence naturelle particulière. Le nombre total de modes uniques pour chaque système à plusieurs ddl est égal au degré de

liberté possible du système. Les équations de mouvement pour le système à plusieurs ddl sont données par [124] :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [C]\{\dot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = -[M]\{r\}\{\ddot{x}_g(t)\} \quad (2.4)$$

Où :

[M] = Matrice de masse (n × n).

[K] = Matrice de rigidité (n × n).

[C] = Matrice d'amortissement (n × n).

{r} = Vecteur de coefficient d'influence (n × 1).

{x(t)} = Vecteur de déplacement relatif.

{\dot{x}(t)} = Vecteur de vitesse relative.

{\ddot{x}(t)} = Vecteur d'accélération relative.

\ddot{x}_g(t) = Accélération du sol sismique.

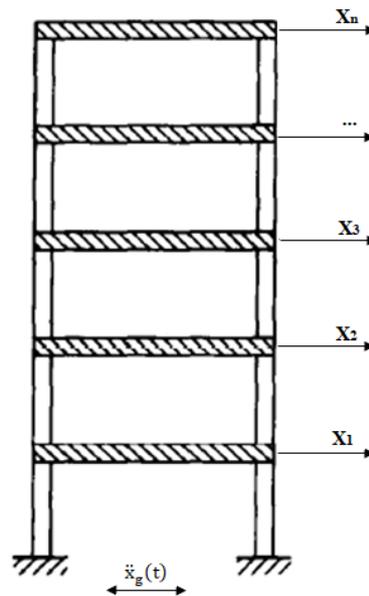


Figure 2.1 Système à plusieurs ddl avec « n » degrés de liberté

Les vecteurs propres du système à plusieurs ddl se trouvent dans l'équation suivante :

$$\{[K] - \omega_i^2[M]\}\{\phi_i\} = 0 \rightarrow \det\{[K] - \omega_i^2[M]\} = 0 \quad (2.5)$$

Où :

\omega_i^2 = Valeurs propres du i^{ème} mode.

$\{\phi_i\}$ = Vecteur propre ou forme de mode du $i^{\text{ème}}$ mode.

ω_i = Fréquence naturelle dans le $i^{\text{ème}}$ mode.

Soit la réponse de déplacement du système à plusieurs ddl est exprimée comme

$$\{x(t)\} = [\phi]\{y(t)\} \quad (2.6)$$

Où, $\{y(t)\}$ représente le vecteur de déplacement modal, et $[\phi]$ est la matrice de forme de mode donnée par :

$$[\phi] = [\phi_1, \phi_2, \dots, \dots, \phi_n] \quad (2.7)$$

Remplacer l'Eq. (2.6) dans l'Eq. (2.4) et multiplier au préalable par $[\phi]^T$:

$$\begin{aligned} [\phi]^T [M] [\phi] \{\dot{y}(t)\} + [\phi]^T [C] [\phi] \{\dot{y}(t)\} + [\phi]^T [K] [\phi] \{y(t)\} &= -[\phi]^T [M] \{r\} \{\ddot{x}_g(t)\} \\ [M^*] \{\dot{y}(t)\} + [C^*] \{\dot{y}(t)\} + [K^*] \{y(t)\} &= -[\phi]^T [M] \{r\} \{\ddot{x}_g(t)\} \end{aligned} \quad (2.8)$$

Où,

$[M^*]$ = Matrice de masse généralisée.

$[C^*]$ = Matrice d'amortissement généralisée.

$[K^*]$ = Matrice de rigidité généralisée.

En raison des propriétés de $[\phi]$, les matrices $[M^*]$ et $[K^*]$ sont des matrices diagonales. Cependant, pour le système à amortissement classique (c'est-à-dire si le $[C^*]$ est également une matrice diagonale), l'Eq (2.8) se réduit à l'équation suivante :

$$\ddot{y}_i(t) + 2\xi_i \omega_i \dot{y}_i(t) + \omega_i^2 y_i(t) = -\Gamma_i \ddot{x}_g(t) \quad (2.9)$$

Où,

$y_i(t)$ = Réponse de déplacement modal dans le $i^{\text{ème}}$ mode.

ξ_i = Rapport d'amortissement modal dans le $i^{\text{ème}}$ mode.

Γ_i = Facteur de participation modale pour le $i^{\text{ème}}$ mode exprimé par :

$$\Gamma_i = \frac{\{\phi_i\}^T [M] \{r_i\}}{\{\phi_i\}^T [M] \{\phi_i\}} \quad (2.10)$$

La réponse de déplacement modal maximum est trouvée à partir du spectre de réponse, c'est-à-dire :

$$y_{i,max} = |y_i(t)|_{max} = \Gamma_i S_d(\xi_i, \omega_i) \quad (2.11)$$

Où, $S_d(\xi_i, \omega_i)$ est le spectre de déplacement relatif du mouvement du sol sismique pour les paramètres de ξ_i et ω_i .

La réponse de déplacement maximum de la structure dans le $i^{\text{ème}}$ mode est :

$$x_{i,max} = \Phi_i y_{i,max} \quad (2.12)$$

La réponse d'accélération maximale de la structure dans le $i^{\text{ème}}$ mode est :

$$\{\ddot{x}_a\}_{i,max} = \{\Phi_i\} \Gamma_i S_{pa}(\xi_i, \omega_i) \quad (2.13)$$

Où, $S_{pa}(\xi_i, \omega_i)$ est la pseudo-réponse d'accélération, obtenue en multipliant le S_d à ω_i^2 , donc :

$$S_{pa}(\xi_i, \omega_i) = \omega_i^2 S_d(\xi_i, \omega_i) \quad (2.14)$$

La quantité de réponse d'intérêt requise, « r_i » c'est-à-dire (déplacement, force de cisaillement, moment de flexion, etc.) de la structure peut être obtenue dans chaque mode de vibration en utilisant la réponse maximale obtenue dans les équations (2.13) et (2.14). Cependant, la réponse maximale finale, « r_{max} », doit être obtenue en combinant la réponse dans chaque mode de vibration en utilisant les règles de combinaisons modales. Certaines règles de combinaisons modales couramment utilisées sont décrites ici [124].

Règles de combinaison modale

Les méthodes couramment utilisées pour obtenir la quantité de réponse de pointe d'intérêt pour un système à plusieurs ddl sont les suivantes [125] :

- Méthode de somme absolue (ABSSUM).
- Méthode de la racine carrée de la somme des carrés (SRSS).
- Méthode de combinaison quadratique complète (CQC).

Dans la méthode ABSSUM, les réponses des pics de tous les modes sont ajoutées algébriquement, en supposant que tous les pics modaux se produisent en même temps. La réponse maximale est donnée par [125] :

$$r_{max} = \sum_{i=1}^n |r_i| \quad (2.15)$$

La méthode ABSSUM (Figure 2.2) fournit une estimation très prudente de la quantité de réponse résultante et fournit ainsi une limite supérieure à la valeur maximale de la réponse totale.

Dans la méthode SRSS, la réponse maximale est obtenue par racine carrée de la somme des carrés de réponse dans chaque mode de vibration qui est exprimée par [125] :

$$r_{max} = \sqrt{\sum_{i=1}^n r_i^2} \quad (2.16)$$

La méthode SRSS de combinaison des réponses modales maximales est fondamentalement saine lorsque les fréquences modales sont bien séparées. Cependant, cette méthode donne de mauvais résultats lorsque les fréquences des principaux modes contributifs sont très proches les unes des autres [125].

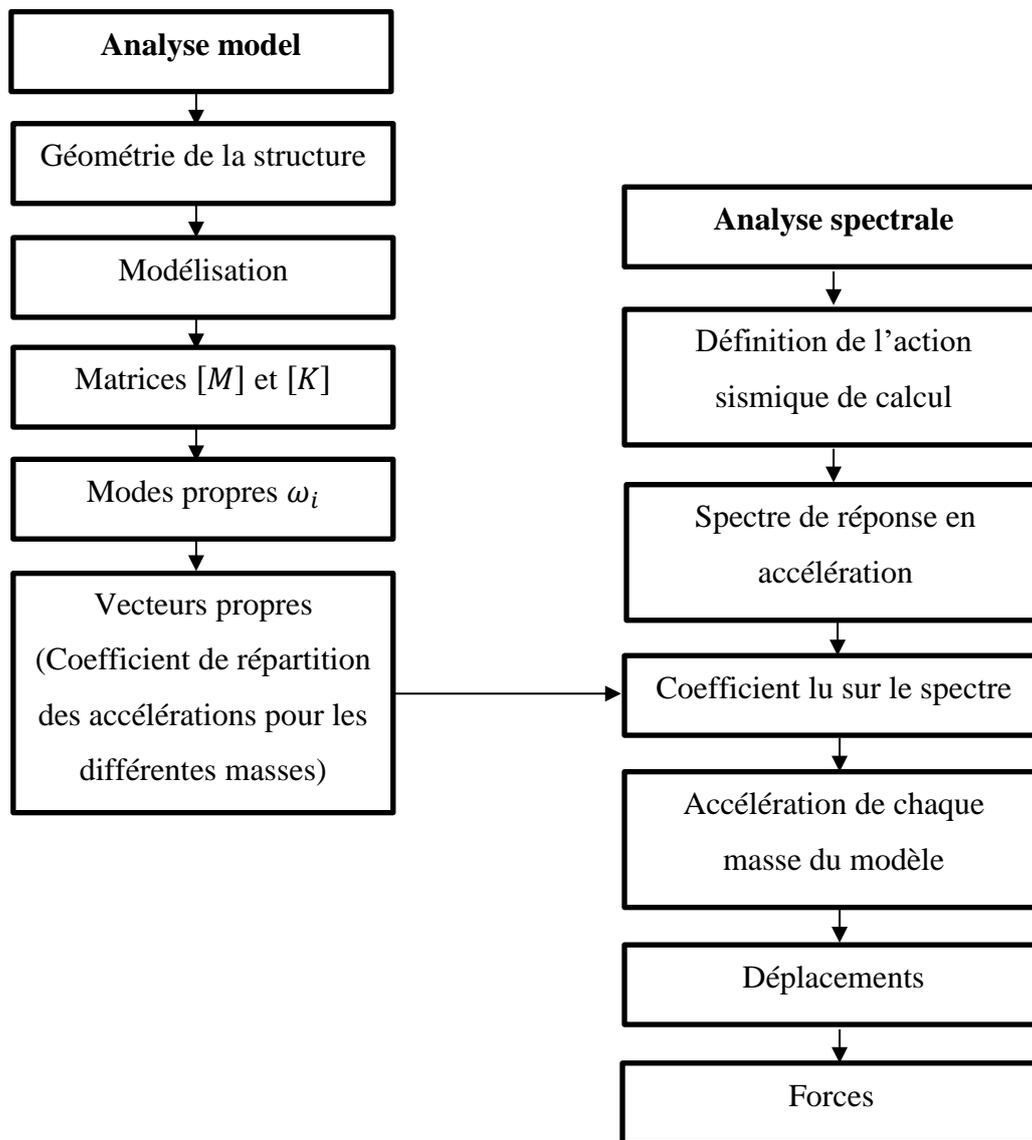


Figure 2.2 Organigramme de la méthode modale spectrale [124]

La procédure alternative est la méthode de combinaison quadratique complète (CQC). La réponse maximale de tous les modes est calculée comme suit [125] :

$$r_{max} = \sqrt{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n r_i \alpha_{ij} r_j} \quad (2.17)$$

Où, « r_i et r_j » sont des réponses maximales dans les $i^{\text{ème}}$ et $j^{\text{ème}}$ modes, respectivement et « α_{ij} » est le coefficient de corrélation donné par :

$$\alpha_{ij} = \frac{8(\xi_i \xi_j)^{1/2} (\xi_i + \beta \xi_j) \beta^{3/2}}{(1 - \beta^2)^2 + 4\xi_i \xi_j \beta (1 + \beta^2)^2 + 4(\xi_i^2 + \xi_j^2) \beta^2} \quad (2.18)$$

Où, « ξ_i et ξ_j » sont le rapport d'amortissement dans les $i^{\text{ème}}$ et $j^{\text{ème}}$ modes de vibration, respectivement

$$\beta = \frac{\omega_i}{\omega_j} \quad \text{avec: } \omega_j > \omega_i \quad (2.19)$$

Pour le système ayant le même rapport d'amortissement dans deux modes, c'est-à-dire $\xi_i = \xi_j = \xi$, alors

$$\alpha_{ij} = \frac{8\xi^2 (1 + \beta) \beta^{3/2}}{(1 - \beta^2)^2 + 4\xi^2 \beta (1 + \beta^2)^2 + 8\xi^2 \beta^2} \quad (2.20)$$

✚ **Avantages et inconvénients**

➤ *Avantages*

- ✓ Elle tient compte des charges sismiques qui sont de nature dynamique.
- ✓ Elle tient compte des autres modes de vibrations.
- ✓ Elle est applicable pour les structures régulières et irrégulières.

➤ *Inconvénients*

- ✓ Elle ne tient compte pas de la plasticité sauf par le coefficient de comportement qui est un coefficient qui estime selon le type de contreventement.

La méthode modale spectrale tient compte de la ductilité par un coefficient appelé coefficient de comportement R fixé pour chaque type de structures. De plus elle ne peut pas nous donner les points faibles des structures en portiques. Pour essayer de palier aux insuffisances de ces deux méthodes linéaires, on a utilisé une nouvelle méthode non linéaire que nous expliquerons plus en détail dans la section suivante.

2.3. Méthodes non linéaires

La méthode d'analyse sismique la plus précise pour les structures est l'analyse dynamique non linéaire, qui utilise des enregistrements de séismes pour obtenir les paramètres d'évaluation nécessaires. Cependant, cela peut prendre du temps et être économiquement

injustifiable, en particulier pour les structures avec des modèles 3D [126]. De plus, pour augmenter la précision, plusieurs enregistrements sismiques avec des conditions de chantier similaires doivent être utilisés, ce qui complique davantage le processus d'analyse.

Les ingénieurs considèrent que l'utilisation de méthodes d'analyse statique non linéaire dans l'analyse structurelle est importante et inévitable pour réduire les problèmes d'analyse dynamique linéaire. Par rapport à l'analyse traditionnelle, ce type d'étude aide à l'interprétation des résultats et donne plus de détails sur le comportement sismique d'une structure. De plus, le développement de logiciels informatiques non linéaires et le concept d'ingénierie basée sur les performances ont conduit à l'utilisation croissante d'analyses non linéaires, telles que l'analyse Pushover.

Les normes de calcul parasismique actuelles stipulent que la réponse élastique est précise uniquement pour de faibles amplitudes. Pour mieux approcher le comportement réel, il est essentiel de prendre en considération la réaction des structures au-delà du domaine élastique linéaire, en prenant en compte les comportements plastiques. De plus, l'évaluation de la vulnérabilité sismique des structures existantes à l'aide des méthodes linéaires, comme abordé dans la première section, conduit généralement à une représentation moins fidèle de la réalité physique et souvent dans un sens défavorable. Ainsi, l'étude de la performance des structures en béton armé avec des murs de remplissage en maçonnerie sera menée au moyen d'une analyse statique non linéaire de type « Pushover », une méthode de plus en plus répandue en raison de sa simplicité pour évaluer la réponse sismique des structures tout en prenant en compte les caractéristiques non linéaires des matériaux.

2.3.1. La méthode d'analyse statique non linéaire

La méthode d'analyse statique non linéaire par poussée progressive « Pushover » est une approche approximative dans laquelle la structure est soumise à une charge latérale croissante jusqu'à ce qu'elle atteigne un déplacement cible [127]. Le calcul non linéaire par poussée progressive représente une alternative intéressante, car il partage des similitudes avec l'analyse temporelle non linéaire en termes de données matérielles, tout en évitant les complexités liées au calcul pas à pas dans le domaine temporel [128].

La méthode « Pushover » est basée sur le principe que la capacité d'atteindre un niveau de performance est évaluée en termes de déplacements, la structure est soumise à un chargement incrémental distribué le long de la hauteur, la courbe de capacité (Figure 2.3) est obtenue en contrôlant le déplacement en tête de structure [129].

La distribution de charges et le déplacement cible sont basés sur l'hypothèse que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et que la forme de ce mode demeure constante durant le séisme [130,131].

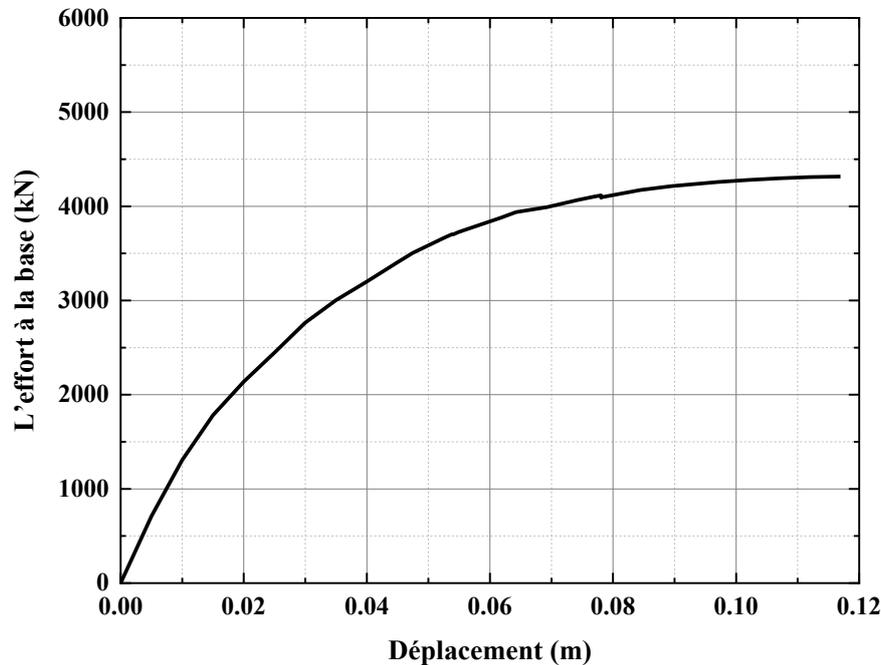


Figure 2.3 Courbe de capacité d'une structure

Le principe de la méthode push over consiste à superposer une courbe représentant la capacité résistante d'une structure issue d'une analyse non linéaire en poussée progressive (Pushover) avec une courbe représentative de la sollicitation apportée par le séisme (spectre de réponse) [129].

L'intersection de ces deux courbes évaluées à partir des considérations qui vont suivre représente un point de performance permettant d'évaluer le déplacement maximal que la structure subira et subséquentement son degré de pénétration dans le domaine plastique.

Deux approches principales sont proposées, l'une utilisant l'amortissement, comme dans l'ATC-40 [132], l'autre la ductilité, comme dans l'Eurocode 8 [133].

L'Eurocode 8 permet de trouver un point de performance sur la base de la règle des déplacements égaux, le spectre inélastique est obtenu en réduisant le spectre élastique par un facteur R qui dépend de la ductilité de la structure (μ), tandis que les normes américaines prévoient des itérations avec plusieurs spectres représentant différents coefficients d'amortissement visqueux [134].

2.3.2. Mode de chargement latéral utilisé dans l'analyse statique non linéaire

Le mode de chargement latéral utilisé dans l'analyse statique non linéaire est l'un des facteurs qui influent sur les résultats de l'analyse. Cela est dû au fait qu'il représente la répartition des forces d'inertie générées dans les éléments de la structure étudiée lorsqu'elle est soumise à une secousse sismique [135]. Cette répartition varie en fonction de l'intensité et de la durée de la secousse. La détermination de cette répartition de manière précise est complexe, car elle est liée aux caractéristiques dynamiques de la structure, aux modes de vibration libre, ainsi qu'au degré de participation des modes de vibration libre à la réponse globale. De plus, cette répartition varie lorsque la structure est soumise à des secousses sismiques de forte intensité, ce qui peut entraîner le dépassement de la limite élastique de certains éléments, modifiant ainsi la répartition des rigidités et des forces internes, et augmentant les périodes de vibration [136,137]. Pour cette raison, plusieurs modes de chargement latéral ont été proposés. Au départ, ils étaient de nature linéaire et constante, principalement utilisés lors des phases de conception, et intégrés dans des méthodes d'analyse traditionnelles, notamment les méthodes d'analyse dites "Pushover" [138,139]. Les principaux modes sont les suivants :

A. Mode de chargement latéral du code

Pour l'analyse statique non linéaire, [ATC-40](#) [132] recommande l'utilisation d'une charge statique avec une distribution triangulaire similaire à celle utilisée dans les méthodes statiques linéaires équivalentes, notamment celle mentionnée dans le code parasismique algérien RPA 2024. La distribution triangulaire mentionnée dans le code RPA 2024 est décrite par la relation suivante :

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \quad (2.21)$$

B. Mode de chargement uniforme

La force latérale à chaque niveau est proportionnelle à la masse de ce niveau, d'un autre sens :

$$F_i = \frac{m_i}{\sum m_i} \quad (2.22)$$

Où :

F_i : La force latérale au niveau i .

m_i : La masse au niveau i .

Ces modes présentent de bons résultats pour les structures à hauteur moyenne et à hauteur moins élevée. Mais pour les structures à hauteurs élevées, leurs réponses contiendront : la participation du mode supérieur de vibration et le changement de caractéristiques dynamiques pendant le comportement non linéaire.

C. Mode de chargement selon le mode fondamental

Cette répartition verticale est directement liée à la forme du mode fondamental dans la direction prise en compte dans l'analyse. Son utilisation est autorisée uniquement lorsque plus de 75 % de la masse totale de la structure participe à ce mode.

$$F_i = \frac{W_i \phi_i}{\sum_{j=1}^n W_j \phi_j} \quad (2.23)$$

Où :

W_i : Le poids du niveau i .

ϕ_j : L'amplitude du niveau j au premier mode.

2.3.3. Niveaux de performance

Avant d'entamer l'analyse statique non linéaire de la structure, une étape essentielle est requise : celle de déterminer le niveau de performance exigé de cette structure lorsqu'elle est soumise à une menace sismique spécifique, ainsi que de caractériser les dommages admissibles, tant pour les éléments structuraux que non structuraux.

Le niveau de performance est défini conformément à la norme [ATC-40](#) [132] comme l'état de la structure étudiée après avoir été affectée par un séisme de niveau déterminé. En d'autres termes, le niveau de performance représente la limite supérieure des dommages tolérables dans une structure à la suite de son exposition à un certain niveau de menace sismique. Les codes établissent deux classifications pour les niveaux de performance : l'une pour les performances structurelles et l'autre pour les performances non structurelles.

Les niveaux de performance structurelle sont définis selon [FEMA 356](#) [86] comme suit ([Figure 2.4](#)):

A. Niveau IO (début d'exploitation)

Ce niveau de performance indique que les dommages subis par le bâtiment après un tremblement de terre sont très limités, et les systèmes de résistance horizontaux et verticaux du bâtiment conservent leur force et leur rigidité presque comme avant le tremblement de terre. Le

risque pour la vie en raison des dommages structurels est très faible, mais quelques réparations structurelles simples peuvent encore être nécessaires.

B. Niveau LS (l'état d'exploitation sécuritaire)

Cela indique que les dommages subis par le bâtiment après un tremblement de terre sont importants, mais qu'il subsiste encore une marge de résistance à l'effondrement. Certains éléments et composants structurels sont gravement endommagés, et il y a une quantité significative de débris à la fois à l'intérieur et à l'extérieur du bâtiment. Les dommages ne menacent pas significativement la vie pendant le tremblement de terre, mais l'utilisation du bâtiment peut être interdite jusqu'à ce que des réparations soient effectuées.

C. Niveau CP (l'état des dommages)

Cela indique que le bâtiment est menacé de partiellement ou totalement s'effondrer en raison de dommages significatifs tant aux éléments structurels qu'aux éléments non structurels. Il y a une probabilité élevée de dégradation sévère de la rigidité des systèmes de résistance aux charges latérales, avec seulement une petite marge de résistance à l'effondrement. À ce niveau, les principaux éléments des systèmes de résistance aux charges latérales doivent continuer à résister aux forces gravitationnelles, car il y a un risque élevé de chute de débris structurels. Il peut ne pas être techniquement réalisable de réparer en toute sécurité la structure, et elle est inutilisable en raison de la présence de répliques, susceptibles de provoquer l'effondrement du bâtiment.

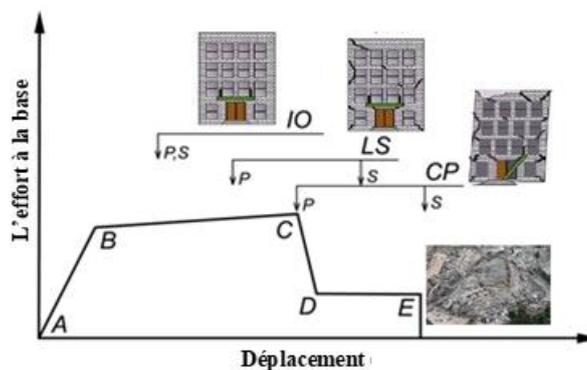


Figure 2.4 Les niveaux de performance selon FEMA 356 [86]

2.3.4. Détermination de point de performance (Le déplacement cible)

Après l'application des forces latérales sur la structure et l'obtention de la courbe de capacité, il est nécessaire de déterminer le point de performance, correspondant au déplacement cible. Ce déplacement cible est atteint par la structure LS lorsqu'elle est soumise à une excitation

sismique spécifique, souvent représentée par un spectre de réponse de conception lié à la zone étudiée. Plusieurs méthodes sont utilisées pour déterminer ce déplacement cible, conformément aux codes d'analyses non linéaires. Les méthodes les plus importantes sont la méthode N2, la méthode du spectre de capacité et la méthode des coefficients de déplacement [128]. La méthode N2 a été introduite dans les nouvelles règles des RPA 2024 [123].

2.3.4.1. La méthode N2

La méthode N2, présentée par Fajfar en 1999 [140] pour l'évaluation sismique rapide des constructions et intégrée dans l'Eurocode 8 [133], a récemment été étendue pour inclure les charpentes avec murs de remplissage [141,10]. Elle repose sur un modèle de portique à étages rigides dans leurs plans, en négligeant généralement les déplacements verticaux, et en considérant uniquement les composants horizontaux du mouvement sismique, à savoir x et y.

➤ Les systèmes à un degré de liberté et la courbe de capacité en Eurocode 8

La méthode N2 transforme la réponse d'un système à degrés de liberté multiples (à plusieurs ddl) en la réponse d'un système équivalent à degré de liberté unique (à un degré de liberté). Cette transformation est nécessaire pour comparer la courbe de capacité du bâtiment avec la demande, telle qu'exprimée dans les codes de conception par les spectres de conception, qui se réfèrent à des systèmes à un degré de liberté (Figure 2.5).

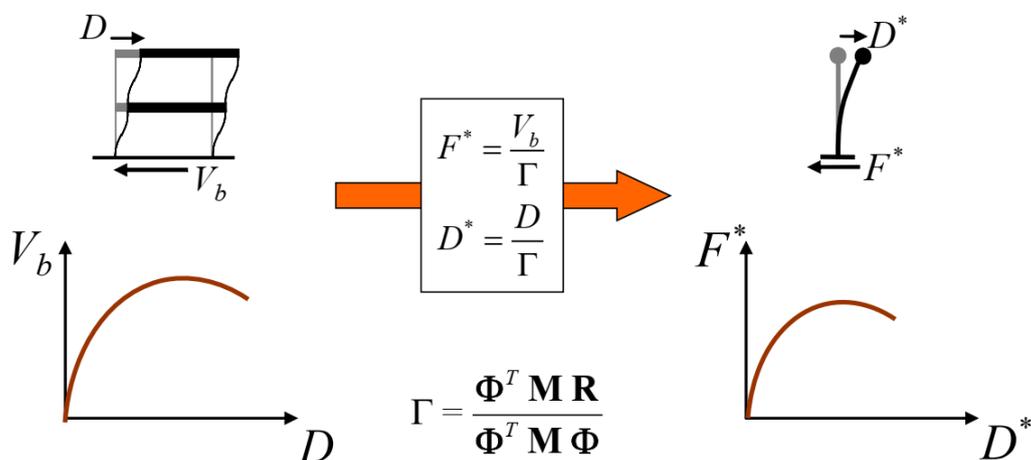
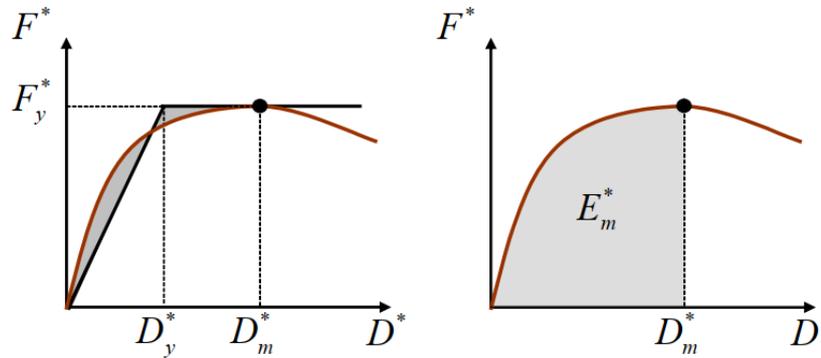


Figure 2.5 La courbe de capacité : transformation de la réponse d'un système à degrés de liberté multiples en d'un système à un degré de liberté [142]

➤ Linéarisation de la courbe de capacité et comparaison avec le spectre de la demande

Pour comparer la courbe de capacité à la courbe de demande fournie par le spectre de conception, les courbes de poussée non linéaire des systèmes à un degré de liberté sont

approximées par des courbes élastiques parfaitement plastiques (ou bilinéaires). Cela peut être basé sur le principe de l'égalité d'énergie. On suppose un déplacement cible, et on suppose une égalité d'énergie entre les courbes de poussée bilinéaires et non linéaires. Cette procédure simple est illustrée dans la [Figure 2.6](#).



[Figure 2.6](#) La bilinéarisation de la courbe de capacité d'un système à un degré de liberté [142]

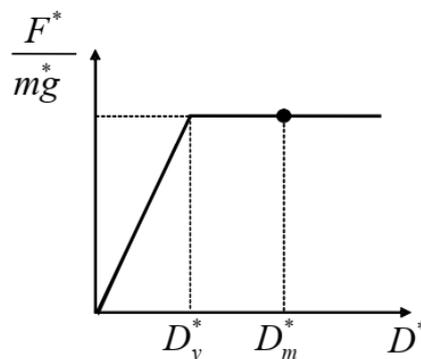
La bilinéarisation de la [Figure 2.6](#) permet d'obtenir la force de limite élastique (F_y^*) et le déplacement de limite élastique (D_y^*).

$$D_y^* = 2 \left(D_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (2.24)$$

Ce qui permet de calculer la période élastique initiale comme suit :

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* D_m^*}{F_y^*}} \quad (2.25)$$

Deuxièmement, la courbe de capacité est transformée en spectre de capacité en normalisant la force par rapport au poids du système à degré de liberté unique (SDOF). Le spectre de capacité résultant est présenté dans la [Figure 2.7](#).



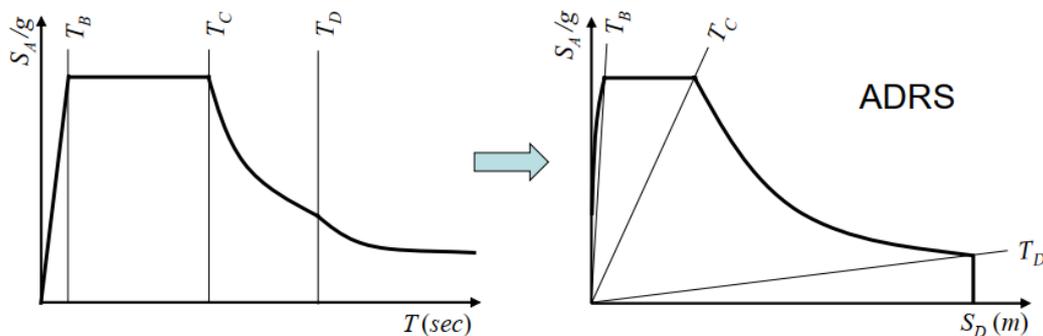
[Figure 2.7](#) Le spectre de capacité d'un système à un degré de liberté [142]

➤ **Demande sismique**

La demande sur le bâtiment est donnée par le spectre de conception fourni par les codes de conception. Pour comparer la capacité et la demande, la première étape consiste à transformer le format du spectre de conception du format classique Accélération vs Période au format Accélération vs Déplacement (ADRS). La procédure est assez simple, car l'accélération et le déplacement sont liés par la relation suivante :

$$S_D = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 S_A \quad (2.26)$$

La transformation vers le spectre ADRS est illustrée dans la [Figure 2.8](#). Les lignes partant de l'origine représentent des périodes constantes.



[Figure 2.8](#) La transformation vers spectre ADRS [142]

La comparaison du spectre de capacité de la [Figure 2.7](#) est désormais effectuée avec le spectre de demande ADRS de la [Figure 2.8](#). La comparaison n'est pas immédiate, car le spectre de capacité est non linéaire, tandis que le spectre ADRS fourni par les codes de conception est linéaire.

Pour un système à un degré de liberté avec un comportement plastique bilinéaire, le spectre d'accélération S_A et le spectre de déplacement S_D peuvent être déterminés de la manière suivante :

$$S_A = \frac{S_{Ae}}{R_\mu} \quad (2.27)$$

$$S_D = \frac{\mu}{R_\mu} S_{De} = \frac{\mu}{R_\mu} \frac{T^2}{4\pi^2} S_{Ae} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_A \quad (2.28)$$

Où le sous-indice "e" indique l'élastique, μ est le facteur de ductilité égal au déplacement maximum inélastique/déplacement de limite élastique, et R_μ est le facteur de réduction dû à la ductilité. Le facteur de réduction R_μ peut être déterminé de différentes manières, certaines

analytiques, d'autres approximatives. Dans la version simplifiée de la méthode N2, les expressions approximatives suivantes sont données :

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_C} + 1, \quad T < T_C \quad (2.29)$$

$$R_\mu = \mu, \quad T \geq T_C \quad (2.30)$$

Où T_C est une période caractéristique du mouvement du sol qui dépend du type de sol.

Les équations ci-dessus suggèrent que dans le domaine de courte période, le principe d'égalité des déplacements est appliqué (les systèmes à un degré de liberté élastiques et inélastiques ont le même déplacement maximum), tandis que dans le domaine de période moyenne et longue, le principe d'égalité d'énergie est appliqué. Ces principes sont illustrés dans la [Figure 2.9](#).

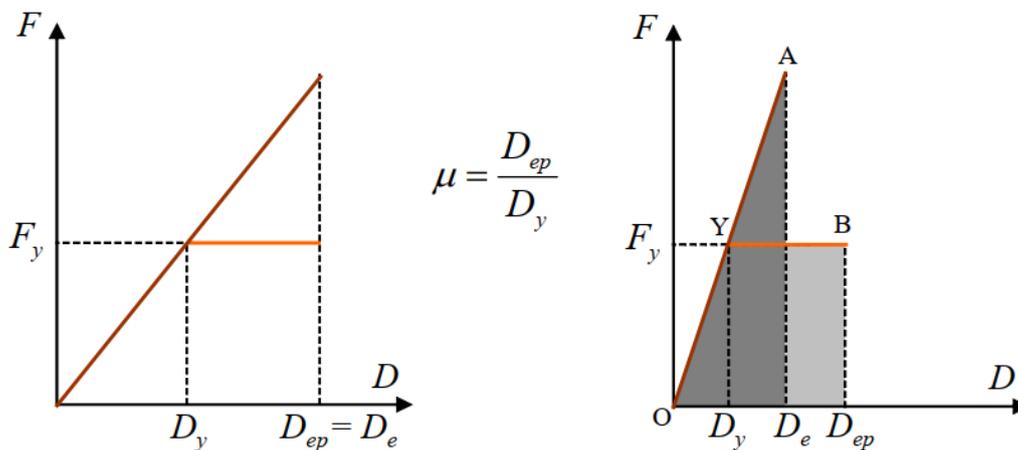


Figure 2.9 La transformation de la réponse élastique à la réponse bilinéaire : hypothèses d'égalité du déplacement maximal et d'égalité de l'énergie [142]

Les équations ci-dessus sont utilisées pour obtenir les spectres de demande inélastiques à ductilité constante, comme indiqué dans la [Figure 2.9](#). Il convient de noter que cette procédure est approximative, et que les spectres de demande inélastiques peuvent être déterminés de manière rigoureuse (mais plus complexe) en utilisant une analyse dynamique non linéaire.

La demande sismique sur l'équivalent d'un système à un degré de liberté peut être déterminée. Les étapes sont schématiquement illustrées suivantes pour un oscillateur bilinéaire avec une période élastique Court, moyenne et longue T^* .

a) Période élastique Court : $T^* < T_C$.

1) $\frac{F_y^*}{m^*} \geq S_A(T^*) \rightarrow$ la réponse reste élastiquement linéaire (cas a)

$$D_t^* = D_{et}^* \quad (2.31)$$

2) $\frac{F_y^*}{m^*} < S_A(T^*) \rightarrow$ la réponse entre dans le plateau non linéaire (cas b)

$$D_t^* = \frac{D_{et}^*}{q_u \left(1 + (q_u - 1) \frac{T_C}{T^*}\right)} \quad (2.32)$$

Où : q_u est le facteur de réduction

$$q_u = \frac{S_{Ae}(T^*)}{F_y^*/m^*} \quad (2.33)$$

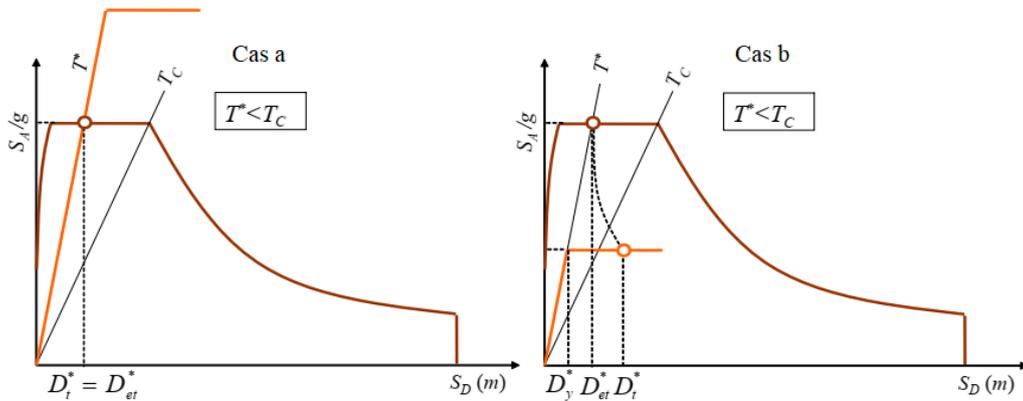


Figure 2.10 Spectres de capacité et de demande pour une courte période T^* [142]

b) Période élastique moyennes et longues : $T^* \geq T_C$.

$$D_t^* = D_{et}^* \quad (2.34)$$

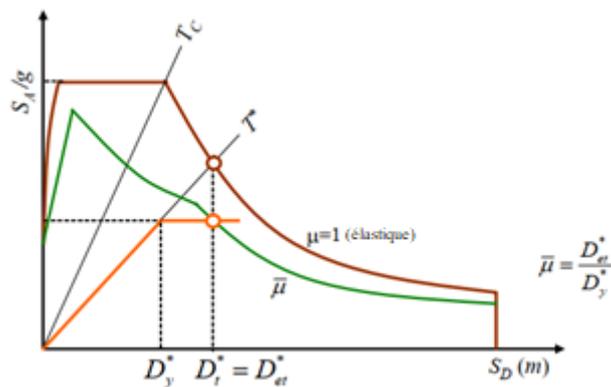


Figure 2.11 Spectres de capacité et de demande pour moyenne et longue période T^* avec la détermination du déplacement cible [142]

Le déplacement cible au sommet du bâtiment est obtenu en inversant la transformation de la Figure 2.5, c'est-à-dire $D_t = \Gamma D_t^*$.

2.3.4.2. Méthode du spectre de capacité

La méthode du spectre de capacité, développée par Freeman [143], est un outil d'évaluation sismique pour les bâtiments. La méthode compare la capacité du bâtiment (la courbe de capacité) avec les exigences sur le bâtiment (le spectre de réponse). Le comportement non linéaire et inélastique du système structurel est incorporé en appliquant des valeurs de l'amortissement visqueux effectif au spectre de réponse élastique linéaire. L'intersection des deux courbes représente la réponse de la structure. Toutes les étapes de la procédure sont décrites ci-dessous:

➤ Analyse statique non linéaire (Pushover) du modèle à plusieurs ddl

La structure est poussée par une distribution verticale supposée de la charge latérale. La forme supposée peut être basée sur la forme du mode fondamental. D'autres schémas de forces latérales peuvent également être utilisés à la place. La courbe de capacité est ensuite obtenue à l'aide de l'analyse statique non linéaire.

➤ Définition du système à un degré de liberté équivalent inélastique

La courbe de capacité du système à plusieurs ddl est ensuite approximée par une courbe bilinéaire. La courbe idéalisée, définie par deux lignes, est obtenue en satisfaisant les conditions suivantes :

La première ligne est $F = K\delta$, où F est la force de base, δ est le déplacement du toit et K est la rigidité initiale ; La deuxième ligne passe par le point de capacité ultime (V_{pi}, μ_{pi}) ; Les aires associées à la courbe de capacité et à la forme bilinéaire sont les mêmes (le critère d'égalité d'énergie). Ainsi, cette courbe de capacité bilinéaire est définie par le point de déformation effective (V_y, μ_y) et la limite inélastique effective (le point de capacité ultime), (V_{pi}, μ_{pi}). (Voir Figure 2.12).

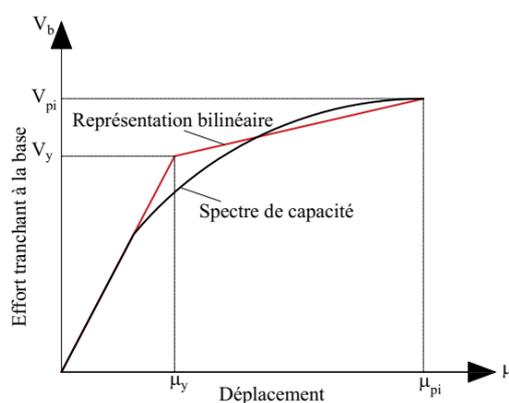


Figure 2.12 Représentation bilinéaire de la courbe de capacité

➤ **Conversion de la courbe de capacité en courbe spectre de capacité**

La courbe de capacité (relation force de base vs déplacement) est ensuite convertie en accélération spectrale et en déplacement spectral, puis tracée dans un format de spectre de réponse accélération-déplacement (ADRS). Et ce, en se basant sur les équations suivantes :

$$S_a = \frac{V_b}{\alpha_m M} \quad (2.35)$$

$$S_d = \frac{u}{PF_1 \phi_{ij}} \quad (2.36)$$

Où, M est la masse totale du bâtiment, ϕ_{ij} est l'amplitude modale au niveau de l'étage « i » pour le mode j , PF_1 le facteur de participation modal et α_m le coefficient de masse modal donnés par :

$$PF_1 = \frac{\{\phi\}[M]\{1\}}{\{\phi\}^T[M]\{\phi\}} \quad (2.37)$$

$$\alpha_m = \frac{\left[\sum_{j=1}^n m_i \phi_{ij} \right]^2}{\sum_{i=1}^n m_i \sum_{j=1}^n m_i \phi_i^2} \quad (2.38)$$

➤ **Courbe de Spectre de Réponse en format ADRS**

La conversion de la courbe de capacité en courbe de spectre de capacité nécessite que le spectre élastique de réponse ou de conception soit tracé dans le format d'accélération-déplacement, ADRS, plutôt que dans le format d'accélération-période (voir Figure 2.13). Le spectre ADRS est également désigné comme le spectre de demande.

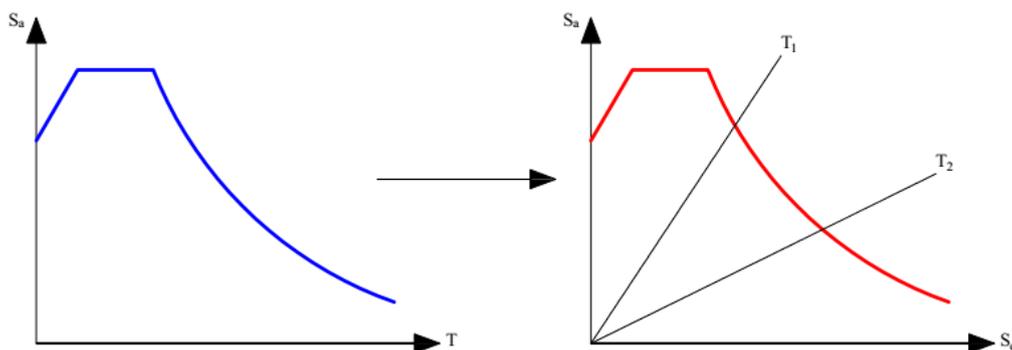


Figure 2.13 Transformation du spectre de réponse élastique en spectre ADRS

➤ **Superposition du spectre de capacité sur le spectre de demande élastique amorti**

Une fois que le spectre de capacité et le spectre de demande élastique pour un amortissement de 5 % sont tracés sur la même courbe dans le format ADRS (Figure 2.14), une estimation

initiale du point de performance (a_{pi} , d_{pi}) en utilisant la règle des déplacements égaux peut être obtenue en prolongeant la partie linéaire du spectre de capacité jusqu'à ce qu'elle intersecte le spectre de demande élastique à 5 % d'amortissement. Alternativement, on peut supposer que le point de performance est le point final du spectre de capacité ou peut être un autre point choisi sur la base de l'expérience de l'ingénieur, comme présenté dans [ATC-40](#) [132].

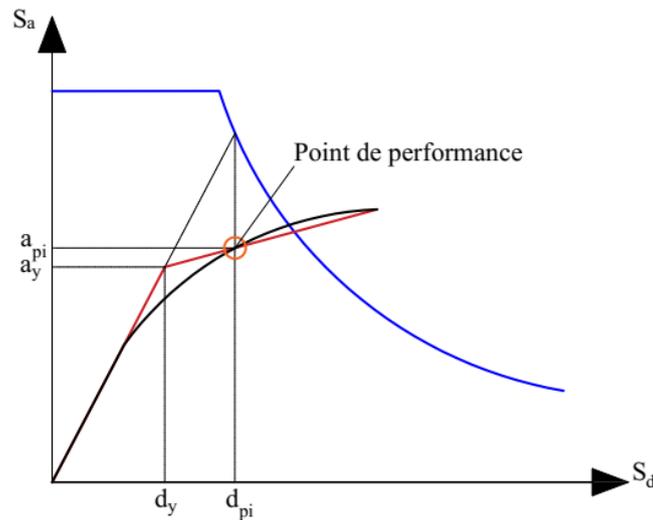


Figure 2.14 L'estimation initiale du point de performance.

➤ L'amortissement visqueux équivalent

L'amortissement qui survient lorsque le séisme pousse la structure dans le domaine inélastique peut être considéré comme une combinaison de l'amortissement visqueux qui existe intrinsèquement dans la structure et de l'amortissement hystérétique. L'amortissement hystérétique est l'amortissement associé à la surface située en bas des boucles qui se forment lorsque la force sismique (l'effort tranchant à la base) est tracée en fonction du déplacement de la structure.

L'amortissement hystérétique peut être représenté comme l'amortissement visqueux équivalent en utilisant les équations disponibles en dynamique des structures. L'amortissement visqueux équivalent (B_{eq}), associé au déplacement maximal d_{pi} peut être estimé à partir de l'équation suivante :

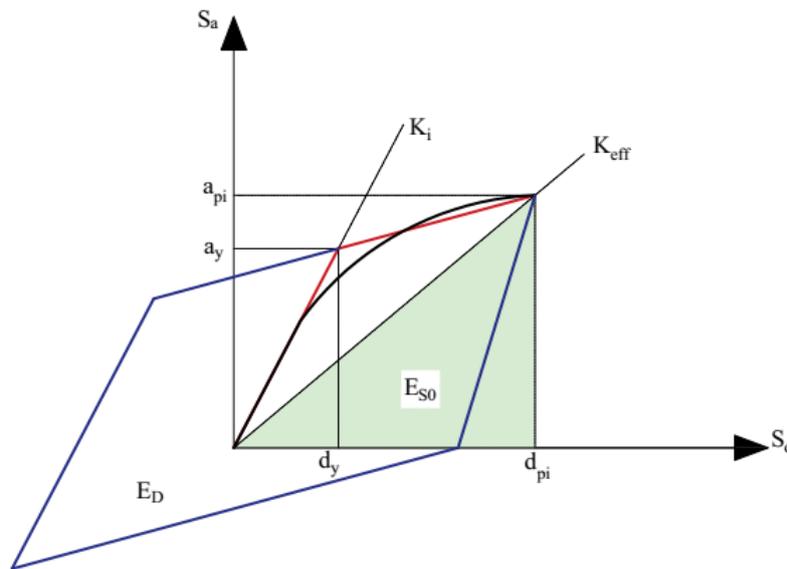
$$B_{eq} = B_0 + 0.05 \quad (2.39)$$

B_0 : l'amortissement hystérétique représenté comme amortissement visqueux équivalent 0.05 représente 5 % d'amortissement visqueux qui existe intrinsèquement dans la structure (supposé être constant), peut être calculé comme suit :

$$B_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S_0}} \quad (2.40)$$

Où, E_D : l'énergie dissipée par l'amortissement ; E_{S_0} : l'énergie de déformation maximale.

L'importance physique des limites E_D et E_{S_0} dans l'équation (2.40) est illustrée à la [Figure 2.15](#), où E_D représente l'énergie dissipée par la structure dans un seul cycle de mouvement et E_{S_0} représente la surface confinée dans une seule boucle hystérétique. E_D est l'énergie de déformation maximale associée au cycle de mouvement.



[Figure 2.15](#) Estimation de l'amortissement visqueux équivalent en utilisant la méthode du spectre de capacité (ATC-40)

➤ **Le point de performance d'un système à un seul degré de liberté équivalent**

Le nouveau spectre de demande doit intersecté le spectre de capacité pour l'estimation du point de performance (voir [Figure 2.16](#)). Si le spectre de demande intersecté le spectre de capacité dans une tolérance acceptable, l'estimation est alors acceptée. Sinon, le point de performance est ré-estimé et la procédure est répétée à partir de l'étape de superposition du spectre de capacité sur le spectre ADRS.

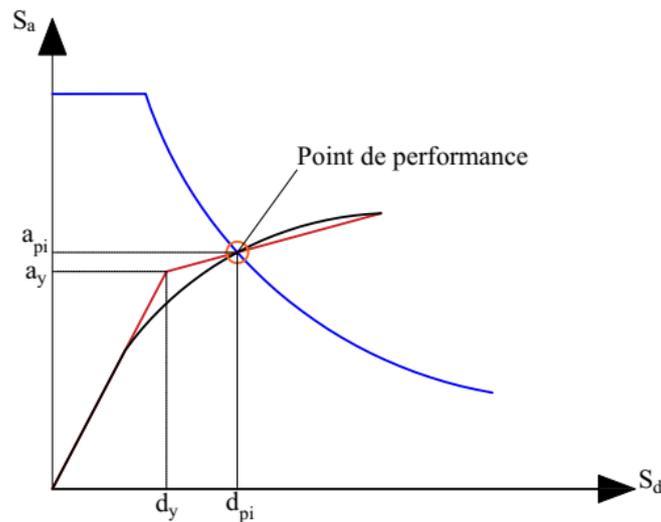


Figure 2.16 Estimation de déplacement cible (le point de performance)

➤ Point de performance d'un système à plusieurs degrés de liberté

Quand le point de performance est déterminé, il est converti au déplacement cible d'un système à plusieurs degrés de liberté en utilisant l'équation suivante :

$$u_t = PF_1 \phi_{ij} S_d \quad (2.41)$$

Où, PF_1 est le facteur de participation défini dans l'équation (2.37) ; S_d est le déplacement spectral du système à un seul degré de liberté équivalent, qui est défini dans l'équation (2.36).

2.3.4.3. Méthode des coefficients de déplacement

Un effort efficace a été déployé pour développer des procédures non linéaires plus précises en facilitant l'idée que le déplacement maximal inélastique peut être directement estimé en multipliant le déplacement maximal élastique correspondant par les facteurs de modification appropriés. Ces facteurs représentent les ratios moyens de déplacement inélastique-élastique qui peuvent dépendre de la période naturelle (T), du rapport de ductilité du déplacement (μ) et de la résistance à la flexion latérale. [Miranda](#) [144] a comparé les résultats obtenus en utilisant les spectres de demande inélastiques et les ratios de déplacement maximal inélastique-élastique dans la méthode du spectre de capacité, et a conclu que cette dernière approche fournit des prédictions nettement meilleures du déplacement cible. Cette approche est prescrite sous le nom de méthode des coefficients de déplacement dans les rapports [FEMA 273](#) [145] et [FEMA 356](#) [86]. Comme mentionné ci-dessus, elle utilise une série de facteurs ou coefficients appropriés (C_0 , C_1 , C_2 et C_3) pour convertir le déplacement maximal d'un système à un degré de liberté linéaire en déplacement maximal non linéaire, qui peut ensuite être utilisé comme déplacement cible pour l'analyse Pushover afin d'obtenir les demandes sismiques globales. Les coefficients

de modification dépendent également des caractéristiques de la relation force-déformation du système à un degré de liberté non linéaire idéalisé. En raison de son application pratique, cette approche a été largement acceptée et appliquée à différents types de structures de bâtiments.

➤ **Les améliorations existantes par FEMA 440**

Le rapport [FEMA 440](#) [146] a présenté un programme d'analyse complet pour développer des versions améliorées à la fois de la méthode du spectre de capacité et de la méthode des coefficients de déplacement. Cette investigation consistait à déterminer les déplacements non linéaires maximaux d'un grand nombre de systèmes à un degré de liberté soumis à un grand nombre de vrais enregistrements de mouvement du sol. À cette fin, les systèmes à un degré de liberté avec des périodes naturelles initiales comprises entre 0,05 et 3.0 secondes, et présentant neuf niveaux différents de résistances latérales ont été utilisés. Ils sont modélisés avec quatre comportements hystérétiques différents (élastique parfaitement plastique, dégradant la raideur, dégradant la résistance et la raideur, et comportement élastique non linéaire). Sur la base des résultats obtenus de cette étude paramétrique complète, diverses améliorations tant pour la méthode du spectre de capacité que pour la méthode des coefficients de déplacement ont été proposées.

Pour la méthode du spectre de capacité, une approximation bilinéaire plus efficace de la courbe pushover est proposée. Les expressions pour estimer la période de temps effective et l'amortissement visqueux effectif (pour réduire le spectre élastique à un spectre de demande inélastique) ont également été améliorées. De même, le rapport [FEMA 440](#) [146] a également fourni les expressions améliorées pour les coefficients de modification du déplacement pour la DCM, qui ont ensuite été incorporées dans les normes [ASCE/SEI 41-06](#) [147] et [ASCE/SEI 41-13](#) [148].

Le coefficient C_3 (des rapports [FEMA 273](#) [145] et [FEMA 356](#) [86], tenant compte des déplacements accrus dus aux effets P- Δ dynamiques) a été suggéré d'être éliminé et remplacé par une limite maximale sur le rapport de résistance de rupture normalisé R_{max} (qui est destiné à prendre en compte l'instabilité dynamique). Si la résistance latérale d'un système (normalisée par sa demande de résistance élastique) dépasse le R_{max} , une procédure dynamique non linéaire doit être utilisée pour capturer la dégradation de la résistance et les effets dynamiques P- Δ afin de confirmer la stabilité dynamique du bâtiment. La prochaine sous-section discutera de la méthode des coefficients de déplacement telle que prescrite dans les normes [ASCE/SEI 41-06](#) [147] et [ASCE/SEI 41-13](#) [148] dans sa forme la plus récente.

➤ **Les procédures non linéaires dans ASCE/SEI 41-06 et ASCE/ SEI 41-13**

Le Procédé Statique Non Linéaire, défini dans [ASCE/SEI 41-06](#) [147], utilise l'application d'un schéma de charge invariant unique (basé sur la première forme modale) à la structure, tandis que le déplacement cible est déterminé en utilisant la version améliorée de la méthode des coefficients de déplacement. Un modèle inélastique incorporant directement les comportements non linéaires charge-déformation des composants individuels du bâtiment est soumis à un schéma de charge latérale augmentant de façon monotone (représentatif des forces inertielles développées lors d'un séisme), jusqu'à ce qu'un déplacement cible soit atteint au nœud de contrôle (généralement le toit). Ce déplacement cible est censé représenter le déplacement maximum susceptible d'être éprouvé lors du séisme de conception et est calculé en utilisant l'expression montrée dans la [Figure 2.17](#).

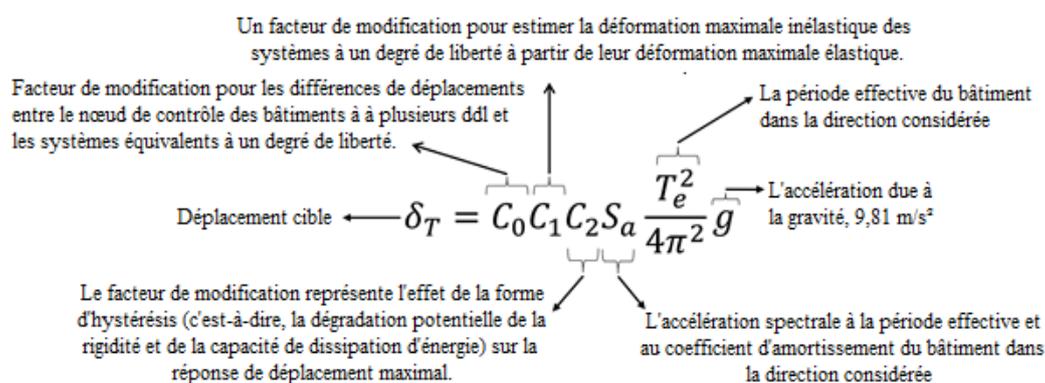


Figure 2.17 La modification du déplacement spectral élastique pour estimer le déplacement cible (Point de performance)

Selon [ASCE/SEI 41-06](#) [147], il est nécessaire de mener l'analyse jusqu'à au moins 150 % du déplacement cible afin d'encourager les ingénieurs à étudier la performance probable du bâtiment dans des conditions de chargement extrêmes dépassant les valeurs de conception. Ensuite, la relation non linéaire entre la force de base et le déplacement latéral du nœud de contrôle est remplacée par une relation idéalisée entre la force et la déformation pour déterminer la rigidité latérale effective (K_e) et la résistance de rendement effective (V_y) du bâtiment. Ces paramètres sont utilisés pour déterminer la période de temps effective (T_e) et le facteur de résistance normalisée (R). Ces deux paramètres (avec un facteur de classe de site a) sont ensuite utilisés pour déterminer finalement les coefficients de modification de déplacement C_1 et C_2 . La procédure globale est résumée dans la [Figure 2.18](#). Pour les périodes inférieures à 0,2 secondes, le coefficient C_1 est pris comme la valeur à $T = 0,2$ secondes, tandis que pour les périodes supérieures à 1 secondes, l'approximation de déplacement égal est supposée valable et

C_1 est pris comme 1, indiquant que le déplacement non linéaire de crête tend à rester égal au déplacement linéaire de crête. De même, pour les périodes supérieures à 0,7 s, il n'y a pas d'effet hystérétique significatif et le coefficient C_2 est pris comme 1. Pour les bâtiments avec une raideur post-rendement négative, le ratio de résistance maximal R_{max} doit être déterminé conformément à l'équation (2.42).

$$R_{max} = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} + \frac{|\alpha_e|^{-h}}{4} \quad (2.42)$$

Où Δ_d est le moindre entre le déplacement cible (δ_T) ou le déplacement au niveau de la force de base maximale. Alors que Δ_y est le déplacement à la résistance de rendement effective. $h = 1 + 0,15 \ln(T)$; et α_e est le rapport de pente effective négative post-rendement (c'est-à-dire le rapport de la pente négative post-rendement à la pente de la ligne initiale dans l'approximation bilinéaire).

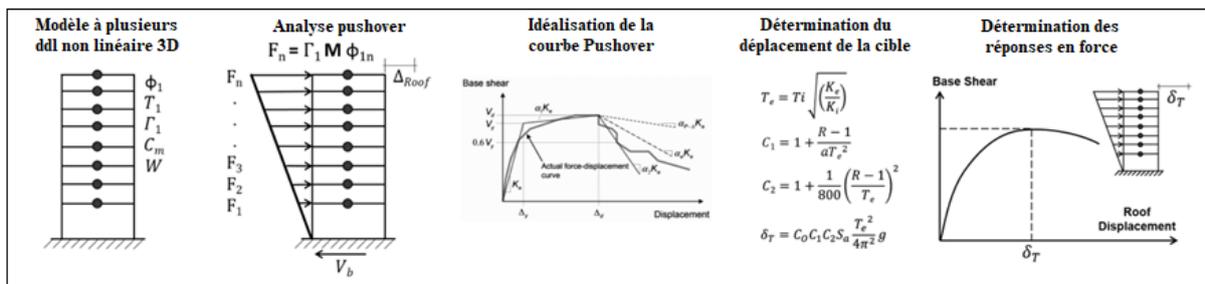


Figure 2.18 Une vue d'ensemble de la Procédé Statique Non Linéaire (méthode des coefficients de déplacement) de ASCE/SEI 41-13 [153]

La Figure 2.19 montre graphiquement les expressions de ASCE/SEI 41-13 [153] pour les coefficients de modification de déplacement C_1 et C_2 pour différentes valeurs du facteur de résistance normalisé (R) et du facteur de classe de site (α).

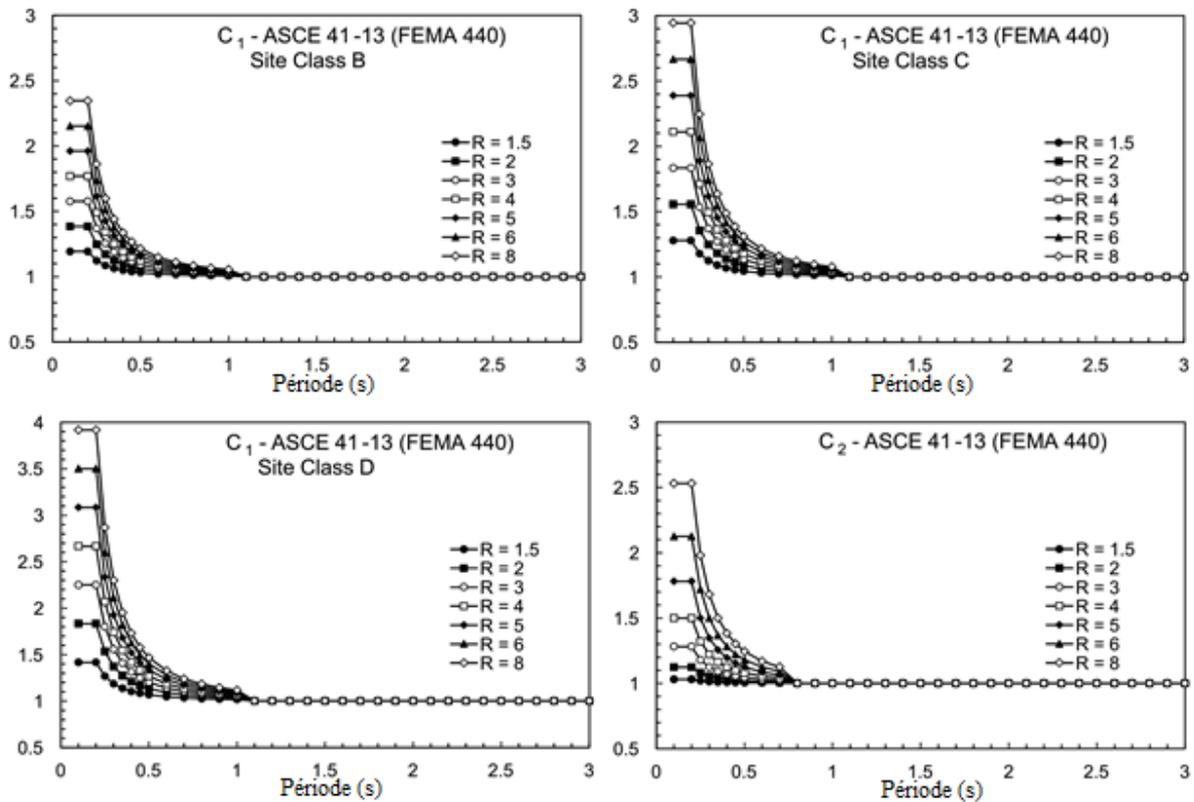


Figure 2.19 Les relations de ASCE/SEI 41-13 [153] pour les coefficients de modification de déplacement C_1 et C_2 .

2.4. Conclusion

En conclusion de ce chapitre, il est clair que l'analyse sismique est une étape cruciale dans l'évaluation des performances des structures face aux séismes. Nous avons exploré diverses méthodes d'analyse, qu'elles soient linéaires ou non linéaires, chacune offrant ses propres avantages et limites. Les méthodes d'analyse linéaires, telles que la statique linéaire et la dynamique linéaire, fournissent des résultats rapides et relativement simples, mais ne capturent pas toujours les comportements complexes des structures réelles. En revanche, les méthodes d'analyse non linéaires, comme la statique non linéaire, permettent une modélisation plus précise des comportements non linéaires des matériaux et des systèmes structuraux. Dans ce chapitre, j'ai particulièrement mis l'accent sur l'utilisation des méthodes d'analyse statique non linéaires. Ces méthodes offrent une représentation plus réaliste des réponses des structures face aux séismes, en prenant en compte les non-linéarités géométriques et matérielles. La méthode statique non linéaire utilisée dans cette thèse est la méthode N2 qui a été initialement proposée par Fajfar, puis incorporée dans l'Eurocode 8 [133] et récemment étendue pour englober les cadres avec des murs de remplissage dans plusieurs études [10,141].

Chapitre 3 : Évaluation numérique de la macro-modélisation des murs de remplissage incorporant une rotule plastique discrétisée en fibres

3.1. Introduction

Ce chapitre constitue une exploration approfondie de la modélisation numérique des matériaux dans le contexte du comportement structurel des bâtiments. Plus précisément, il se focalise sur l'évaluation de la macro-modélisation des murs de remplissage intégrant une rotule plastique discrétisée en fibres, une méthode cruciale pour la performance des structures de génie civil. En examinant les éléments constitutifs des structures, notamment le béton et l'acier, cette étude vise à modéliser de manière précise et exhaustive le comportement non linéaire des différents composants, en prenant en considération les caractéristiques cycliques des matériaux tels que le béton armé. L'utilisation du modèle de rotule de fibre est une étape essentielle de cette démarche, permettant de dériver le comportement non linéaire des éléments structurels à partir des fibres constitutives, ce qui améliore la précision des résultats.

L'étude de la littérature existante a permis d'identifier trois principales méthodes numériques pour la modélisation des murs de remplissage. Cependant, ce chapitre se concentre spécifiquement sur l'évaluation approfondie de l'approche de la macro-modélisation avec une section discrétisée en fibres, également connue sous le nom de rotules de fibres. À travers des analyses non linéaires réalisées à l'aide du logiciel d'éléments finis ETABS, cette étude cherche à déterminer l'efficacité de cette méthode dans la prédiction du comportement des portiques remplis. En outre, cette approche est validée par une étude expérimentale antérieure menée par [Cavaleri et Di Trapani \[149\]](#) en 2014. Cette validation, basée sur des comparaisons entre les courbes force-déplacement obtenues numériquement et les résultats expérimentaux, renforce la solidité et la fiabilité des conclusions tirées de cette étude.

3.2. Modèles de lois de comportement

Toute analyse structurale requiert la prise en compte de deux éléments fondamentaux :

- La géométrie de la structure et les propriétés des matériaux constitutifs.

- Le comportement de chaque matériau est décrit dans la littérature par diverses lois mathématiques.

Les structures en portique examinées dans cette thèse sont toutes composées de béton armé. Ce matériau composite se compose de deux composants présentant des caractéristiques distinctes :

- Le béton, dont le travail principal s'effectue en compression. Ses performances en traction sont généralement très faibles, voire négligeables. En situation de compression, le béton peut se trouver dans deux états de contraintes distincts :
 - Le premier, appelé "non confiné", correspond à une situation où le matériau n'est pas entouré par les armatures longitudinales et transversales.
 - Le second, nommé "confiné", fait référence à une situation où le matériau est encerclé par les armatures.
- L'acier, quant à lui, est apte à travailler aussi bien en traction qu'en compression selon les sollicitations.

3.2.1. Comportement du béton

De nombreux chercheurs se sont penchés sur l'élaboration de lois de comportement pour le béton. Dans le cadre de cette thèse, nous présentons ci-dessous le modèle de Mander [150] pour le béton non confiné et confiné.

- **Modèle de Mander pour le comportement du béton non confiné**

Le diagramme contrainte-déformation du béton non confiné adopté dans notre étude est celui élaboré par Mander [150]. Il se compose d'une section courbe ainsi que d'une section linéaire, comme illustré dans la Figure 3.1.

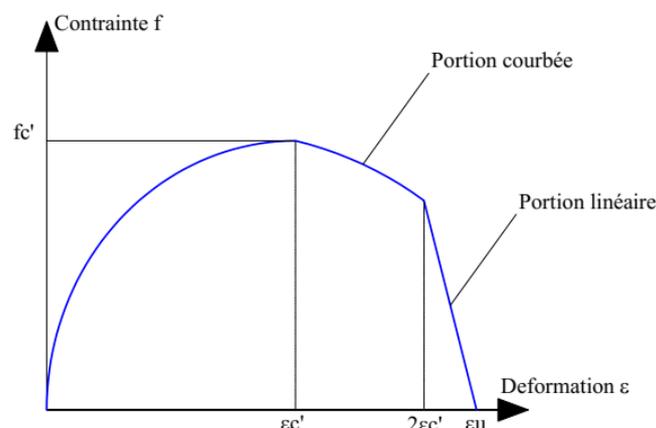


Figure 3.1 Modèle de Mander pour le comportement du béton non confiné [150]

Pour le diagramme contrainte-déformation du béton non confiné, où $\varepsilon_c \leq 2\varepsilon'_c$, l'équation suivante représente la portion courbe du diagramme :

$$f = \frac{f'_c x r}{r - 1 + x^r} \quad (3.1)$$

Pour le diagramme contrainte-déformation du béton non confiné où $2\varepsilon'_c < \varepsilon_c < \varepsilon_u$, l'équation suivante décrit la partie linéaire du graphique :

$$f = \left(\frac{2f'_c r}{r - 1 + 2r} \right) \left(\frac{\varepsilon_u - \varepsilon_c}{\varepsilon_u - 2\varepsilon'_c} \right) \quad (3.2)$$

Les variables x et r sont données par les équations suivantes :

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_c} \quad (3.3)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - \frac{f'_c}{\varepsilon'_c}} \quad (3.4)$$

Où :

f : Contrainte à la compression du béton.

ε_c : Déformation de compression du béton.

f'_c : Résistance à la compression du béton.

ε'_c : Déformation de compression du béton correspondant à f'_c .

ε_u : Capacité de déformation ultime de compression du béton.

E_c : Module d'élasticité du béton initial.

- **Modèle de Mander pour le comportement du béton confiné**

Déterminer la relation contrainte-déformation d'un béton confiné pose principalement la difficulté de déterminer sa résistance à la compression sous confinement, notée f'_{cc} . Cette donnée est obtenue de diverses manières. Déjà en 1928, [Richart](#) [151] propose une formulation dont certains paramètres sont ajustés expérimentalement. Basé sur ces travaux antérieurs, [Mander](#) [150] élabore une méthode pour estimer f'_{cc} . Ce qui suit est une présentation du modèle de Mander pour le béton confiné.

L'équation fondamentale sous compression monotone représente une approche unifiée contrainte-déformation pour un béton confiné avec une armature transversale de forme rectangulaire, comme suggéré par Mander. Basé sur l'équation proposée par [Popovics](#) [152], le

modèle contrainte-déformation proposé par Mander pour un béton, qu'il soit confiné ou non, sous une charge monotone est illustré à la Figure 3.2.

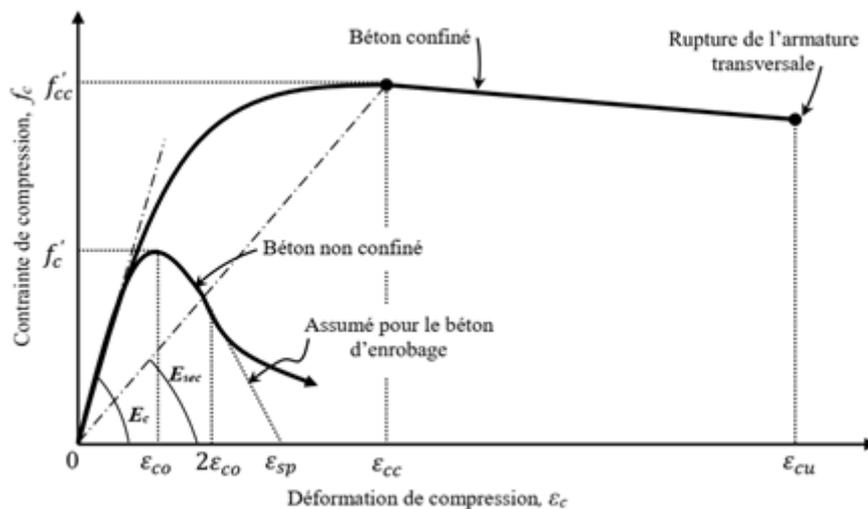


Figure 3.2 Modèle de Mander pour le comportement du béton confiné et non confiné [150]

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

$$f_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x^r} \quad (3.5)$$

La variable x est donnée comme suit :

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (3.6)$$

Où :

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

ε_c : Déformation de compression longitudinale du béton.

ε_{cc} : La déformation correspondant à la contrainte maximale du béton, est donnée comme suit:

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} - 1 \right) \right] \quad (3.7)$$

f'_{c0} : Résistance du béton non confiné.

ε_{c0} : Déformation du béton non confiné.

La variable r est donnée par la relation suivante :

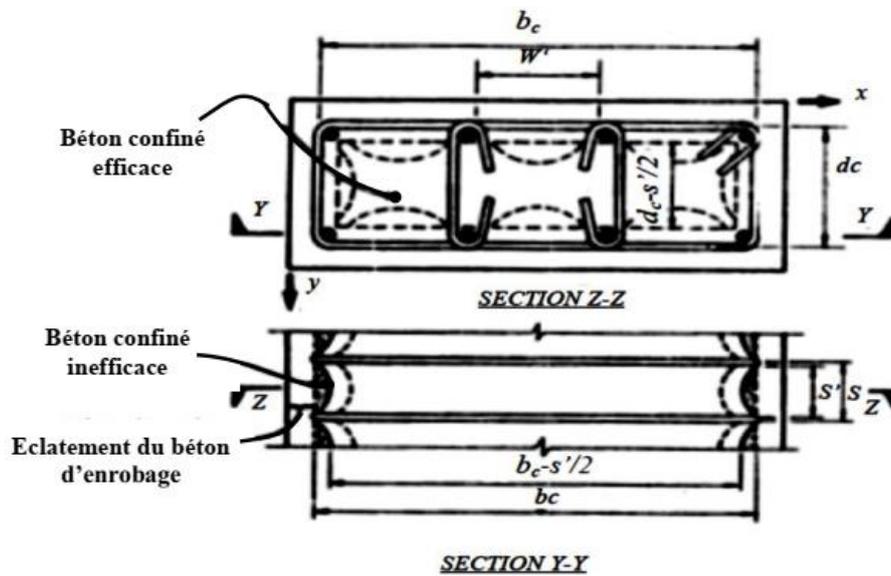
$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (3.8)$$

E_{sec} : Le module sécant du béton confiné correspondant à la contrainte au pic est donné par la relation suivante :

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (3.9)$$

Pour le diagramme contrainte-déformation du béton non confiné où $\varepsilon_c > 2\varepsilon_{c0}$, le comportement du béton d'enrobage est supposé linéaire, atteignant le point de contrainte zéro pour une déformation (ε_{sp}) correspondant à l'éclatement du béton comprimé.

La pression de confinement latérale effective et le coefficient d'efficacité de confinement se réfèrent à la manière dont la pression maximale des armatures transversales de confinement est exercée sur une surface spécifique dans le plan de la section. Cette surface est délimitée par des arcs paraboliques reliés entre eux au niveau des armatures longitudinales. La contrainte de confinement est entièrement développée en raison de l'action de courbement. Ce même phénomène est observé entre les armatures transversales dans le sens longitudinal de la pièce, comme illustré dans la [Figure 3.3](#).



[Figure 3.3](#) Béton de confinement efficace pour un ferrailage transversal rectangulaire [150].

En utilisant la relation contrainte-déformation donnée par la formule (3.5) pour la détermination de la ductilité et de la résistance des poteaux, nous supposons que la section du béton confiné, A_{cc} , est celle délimitée par l'armature transversale. La pression latérale effective de confinement est alors donnée par la formule suivante lorsque $A_{cc} > A_e$:

$$f'_l = f_l k_e \quad (3.10)$$

Où :

f_l : Pression latérale des aciers transversaux supposée uniformément distribuée autour de la surface du béton confiné.

k_e : Le coefficient d'efficacité de confinement est donné comme suit :

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}} \quad (3.11)$$

A_e : Surface du béton confiné efficace.

A_{cc} : La section du béton confiné délimitée par l'armature transversale est donnée par la formule suivante :

$$A_{cc} = A_c(1 - \rho_{cc}) \quad (3.12)$$

A_c : Surface du béton confiné prise entre axes de l'armature transversale.

ρ_{cc} : Rapport de la section des armatures longitudinales à la surface du béton confiné.

La résistance à la compression du béton confiné f'_{cc} , est déterminée en fonction de la contrainte effective latérale de confinement f'_l . Généralement, la résistance à la compression du béton confiné est déduite en utilisant la relation suivante :

$$f'_{cc} = f'_{c0} \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_{c0}}} - 2 \frac{f'_l}{f'_{c0}} - 1.254 \right) \quad (3.13)$$

Où :

f'_{c0} : Résistance du béton non confiné.

3.2.2. Comportement de l'acier

Le diagramme de la [Figure 3.4](#) illustre le comportement de l'acier soumis à un essai de traction. Ce diagramme se divise généralement en deux ou trois parties distinctes :

1) La partie élastique linéaire, caractérisée par le module d'élasticité de Young (E) et par la limite d'écoulement, également appelée limite d'élasticité (f_y).

2) La partie plastique quasiment horizontale, qui se situe à un niveau de contrainte équivalent à celui de la limite élastique. Il est à noter que tous les aciers ne présentent pas nécessairement cette particularité.

3) La partie de raffermissment (ou d'écrouissage), caractérisée par une augmentation de la contrainte jusqu'au maximum. Au maximum de la contrainte, on observe l'apparition de la striction, accompagnée d'une diminution de la contrainte jusqu'à la rupture.

Dans ce contexte, nous présentons ci-dessous le modèle de Park [153] pour l'acier utilisé dans cette étude.

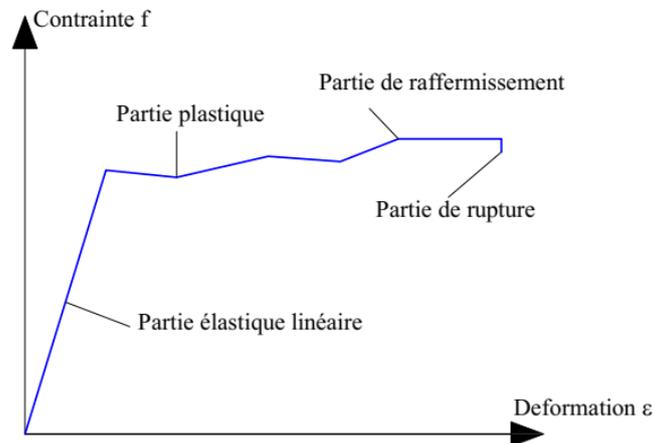


Figure 3.4 Diagramme contrainte-déformation de l'acier en traction.

- **Modèle de Park pour le comportement de l'acier**

Le modèle de Park [153] pour l'acier est employé dans cette étude. Sa loi de comportement contrainte-déformation est représentée à la Figure 3.5, Cette loi de Park [153] est utilisée à la fois pour l'acier en traction et pour l'acier en compression.

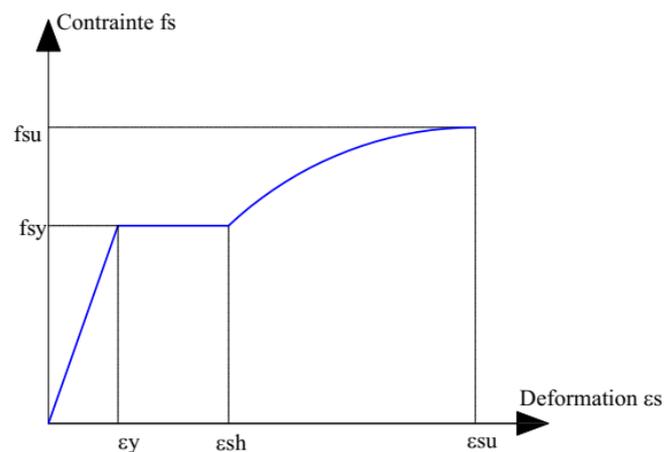


Figure 3.5 Modèle de Park pour le comportement de l'acier [153]

Où :

ϵ_y : Déformation limité élastique de l'acier.

ϵ_{sh} : Déformation de l'acier correspondant au début de l'écrouissage.

ε_{su} : Déformation ultime de l'acier.

f_{sy} : Contrainte limite élastique de l'acier.

f_{su} : Contrainte ultime de l'acier.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

Les équations définissant les relations contrainte-déformation de la loi de comportement de l'acier sont les suivantes :

Pour $\varepsilon_s \leq \varepsilon_y$

$$f_s = E_s \varepsilon_s \quad (3.14)$$

Pour $\varepsilon_y < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}$

$$f_s = f_{sy} \quad (3.15)$$

Pour $\varepsilon_{sh} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$

$$f_s = f_{sy} \left[\left(\frac{m(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2}{60(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2} \right) + \left(\frac{(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh})(60 - m)}{2(30r + 1)^2} \right) \right] \quad (3.16)$$

Où :

$$m = \frac{\left(\frac{f_{su}}{f_{sy}} \right) (30r + 1)^2 - 60r - 1}{15r^2} \quad (3.17)$$

$$r = \varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh} \quad (3.18)$$

3.3. Modélisation non linéaire des portiques remplis

Cette section décrit la procédure employée pour la modélisation des portiques remplis. Les hypothèses sur lesquelles repose l'approche de modélisation sont les suivantes : les poteaux, les poutres en béton armé et les remplissages en maçonnerie ont été modélisés à l'aide d'un modèle de plasticité distribuée (rotules de fibres) pour décrire leur comportement non linéaire. Les poteaux et les poutres ont été représentés comme des éléments en béton armé, tandis que les remplissages en maçonnerie ont été représentés comme des bielles diagonales de compression centrées sur les poteaux. Cette approche de modélisation est illustrée dans la [Figure 3.6](#).

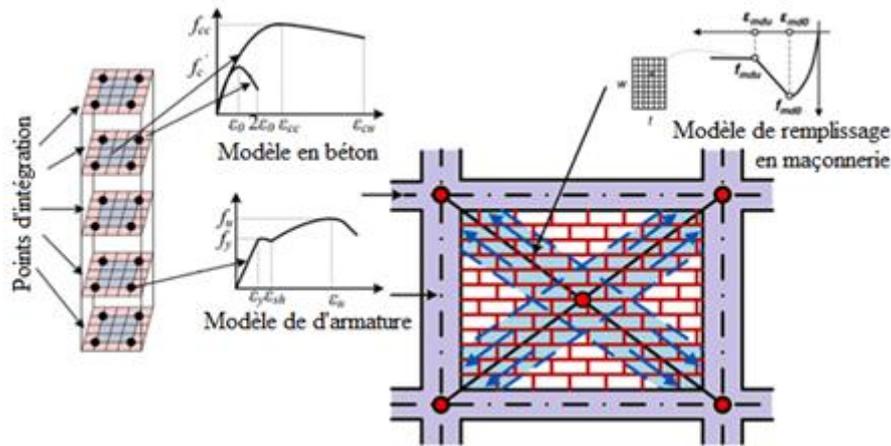


Figure 3.6 La méthode de modélisation utilisée

Afin de déterminer la relation contrainte-déformation à attribuer aux sections de fibres de bielle diagonale équivalente, le modèle proposée par Di Trapani et al., [119] a été adoptée dans cette étude (voir Figure 3.7).

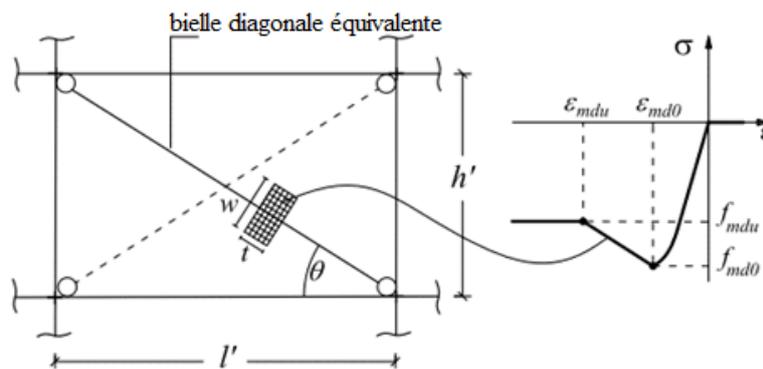


Figure 3.7 Le modèle proposé par Di Trapani et al. [119] pour une bielle diagonale équivalente

Le modèle est défini par la résistance maximale (f_{md0}), la déformation maximale (ϵ_{md0}), la résistance ultime (f_{mdu}) et la déformation ultime (ϵ_{mdu}) du matériau qui sont obtenues à l'aide d'équations semi-empiriques suivantes :

$$f_{md0} = 26.9 \tilde{f}_m \cdot \alpha^{-0.287} \quad (3.19)$$

$$f_{mdu} = f_{md0}(0.043\beta - 0.06) \quad (3.20)$$

$$\epsilon_{md0} = 3.024 \cdot \epsilon_{m0} \cdot \gamma^{0.347} \quad (3.21)$$

$$\epsilon_{mdu} = 0.0184 \cdot \epsilon_{md0} \cdot \delta^{-1.166} \quad (3.22)$$

Les paramètres mentionnés sont déterminés directement avec les propriétés mécaniques et géométriques du portique rempli par les équations suivantes :

$$\alpha = \frac{\tilde{f}_m^2 \cdot w \cdot t}{(f_{vm} + \mu \cdot \sigma_n)^{0.2} (l/h) \cdot \lambda^{*0.2}} \quad (3.23)$$

$$\beta = \frac{f_{md0}^{0.7} \cdot w \cdot t}{\tilde{E}_m^{0.2} \cdot d} \quad (3.24)$$

$$\gamma = \left(\frac{f_{mdu}^2}{f_{md0}} \right) \left(\frac{E_c}{\tilde{E}_m^{1.5}} \right) \quad (3.25)$$

$$\delta = \tilde{E}_m^{0.2} \cdot \varepsilon_{md0} \quad (3.26)$$

Les équations utilisées pour déterminer les paramètres incluent plusieurs variables. Une de ces variables est ε_{md0} qui représente la déformation maximale de la maçonnerie en compression et est généralement supposée être égale à 0,0015. Ajoutez à cela \tilde{E}_m et \tilde{f}_m qui représentent le module d'élasticité de la maçonnerie et la résistance à la compression, respectivement. Ces valeurs sont utilisées pour résumer la rigidité et la résistance à la compression de la maçonnerie dans les différentes directions orthogonales, comme exprimé dans les équations suivantes :

$$\tilde{E}_m = \sqrt{E_{m1} \cdot E_{m2}} \quad (3.27)$$

$$\tilde{f}_m = \sqrt{f_{m1} \cdot f_{m2}} \quad (3.28)$$

Le module d'élasticité et la résistance de la maçonnerie le long des deux directions orthogonales sont représentés par E_{m1} , E_{m2} , f_{m1} et f_{m2} . La géométrie de la section transversale du diagonale équivalent a été identifiée en utilisant la méthode suggérée par [Asteris et al. \[154\]](#). L'épaisseur du diagonale (t) est égale à l'épaisseur du mur de remplissage, tandis que la largeur (w) est déterminée en utilisant l'équation semi-empirique [Eq. 3.29](#) :

$$w = \kappa^{\gamma^*} \left(\frac{h}{l} \right) \frac{c^*}{\lambda^{*\beta^*}} d \quad (3.29)$$

L'équation pour déterminer la largeur (w) de la section transversale équivalente de diagonale comprend plusieurs variables. Ces variables comprennent d , qui représente la longueur du diagonale diagonal équivalent ; h et l , qui représentent respectivement la longueur réelle et la hauteur du mur de maçonnerie. De plus, l'équation implique un coefficient κ , qui est utilisé pour prendre en compte l'effet de raidissement latéral exercé par la charge verticale. La valeur de κ est estimée en utilisant l'expression suivante :

$$\kappa = [1 + (18\lambda^* + 200)\varepsilon_v] \quad (3.30)$$

Par conséquent, la déformation axiale ε_v est calculée en divisant la charge totale F_v agit sur les deux poteaux frontières par leur aire de section transversale A_c et leur module d'élasticité E_c . Ainsi, ε_v peut être exprimée comme suit :

$$\varepsilon_v = \frac{F_v}{2E_c A_c} \quad (3.31)$$

La formule suggérée par [Papia et al.](#) [155] est utilisée pour calculer le paramètre λ^* , qui est exprimé comme suit :

$$\lambda^* = \frac{\tilde{E}_m t h'}{E_c A_c} \left(\frac{h'^2}{l'^2} + \frac{1}{4} \times \frac{A_c}{A_b} \times \frac{l'}{h'} \right) \quad (3.32)$$

Avec : (h') est la longueur réelle des poteaux ; (l') est la longueur réelle des poutres.

Les variables A_c et A_b représentent respectivement la superficie des sections transversales des poteaux et de la poutre. L'exposant γ^* dans l'équation 3.29, est utilisé pour prendre en compte l'effet combiné des ouvertures et du rapport d'aspect du remplissage, et est déterminé par l'équation 3.33.

$$\gamma^* = 1 + 0.5 \frac{r}{(l/h)^4} \quad (3.33)$$

Dans le cas réel des remplissages pleins, r est égal à 1. Les paramètres c^* et β^* utilisés dans l'expression de (w) sont estimés en utilisant les équations suivantes :

$$c^* = 0.249 - 0.0116v + 0.567v^2 \quad (3.34)$$

$$\beta^* = 0.146 - 0.0073v + 0.126v^2 \quad (3.35)$$

Le calcul des paramètres c^* et β^* dépend du coefficient de Poisson (ν) des murs de remplissage, qui est évalué le long de la direction diagonale du remplissage. Dans cette étude, par souci de simplicité, on utilise la moyenne du coefficient de Poisson le long des deux directions orthogonales. Si les données du coefficient de Poisson ne sont pas disponibles, une valeur de 0,1 est utilisée comme approximation.

3.4. Partie expérimentale

Trois tests expérimentaux en plan sur des portiques remplis ont été sélectionnés comme référence. Les tests expérimentaux ont été choisis parmi les campagnes expérimentales menées par [Cavaleri et Di Trapani](#) [149]. La sélection des spécimens a été effectuée dans le but de couvrir autant que possible les différents types de maçonnerie dans les remplissages de

maçonnerie. Les spécimens S1A, S1B et S1C de [Cavaleri et Di Trapani](#) [149] ont été disposés avec des unités de maçonnerie en calcaire, en argile creux et en béton léger respectivement. De plus, des détails généraux sur les spécimens sont fournis dans la [Figure 3.8](#). Les propriétés mécaniques des matériaux sont fournies dans le [Tableau 3.1](#), et pour plus de détails, les lecteurs peuvent se référer à l'article original.

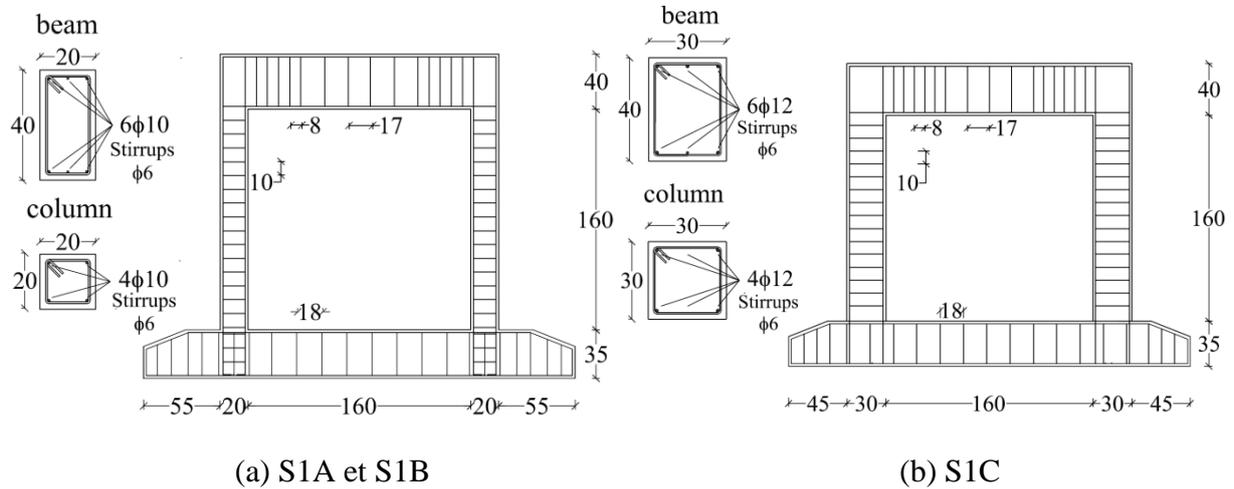


Figure 3.8 Détails généraux du spécimens (toutes dimensions en Centimètre) [149]

Tableau 3.1 Les propriétés mécaniques des matériaux pour les spécimens [149]

		Les spécimens		
		S1A	S1B	S1C
Maçonnerie	Type	Calcaire	Argile creux	Béton léger
	t (mm)	210	150	250
	E ₁ (MPa)	7408	5038	1944
	E ₂ (MPa)	3933	6401	4565
	f _{m1} (MPa)	3.08	4.18	0.30
	f _{m2} (MPa)	2.67	8.66	1.74
	f _{vm} (MPa)	0.73	1.07	0.29
v	0.15	0.10	0.17	
Béton	f _c (MPa)	25	25	25
	E _c (MPa)	25500	25500	25500
Armature	f _y (MPa)	450	450	450
	E _s (MPa)	210000	210000	210000

3.5. Validation du modèle : comparaisons expérimentale/analytique

L'analyse du modèle d'essai expérimental a été réalisée en deux étapes. Tout d'abord, des charges verticales ont été appliquées au sommet des poteaux (200 kN sur chaque poteau) pour reproduire les conditions de charge gravitationnelle. Dans une deuxième étape, un déplacement horizontal monotone croissant a été assigné. Sur la [Figure 3.9](#), les courbes force-déplacement obtenues à partir de l'analyse sont comparées aux enveloppes monotones expérimentales positives et négatives. Comme on peut l'observer, les réponses numériques reproduisent de manière appropriée la tendance expérimentale moyenne en termes de résistance maximale et de rigidité.

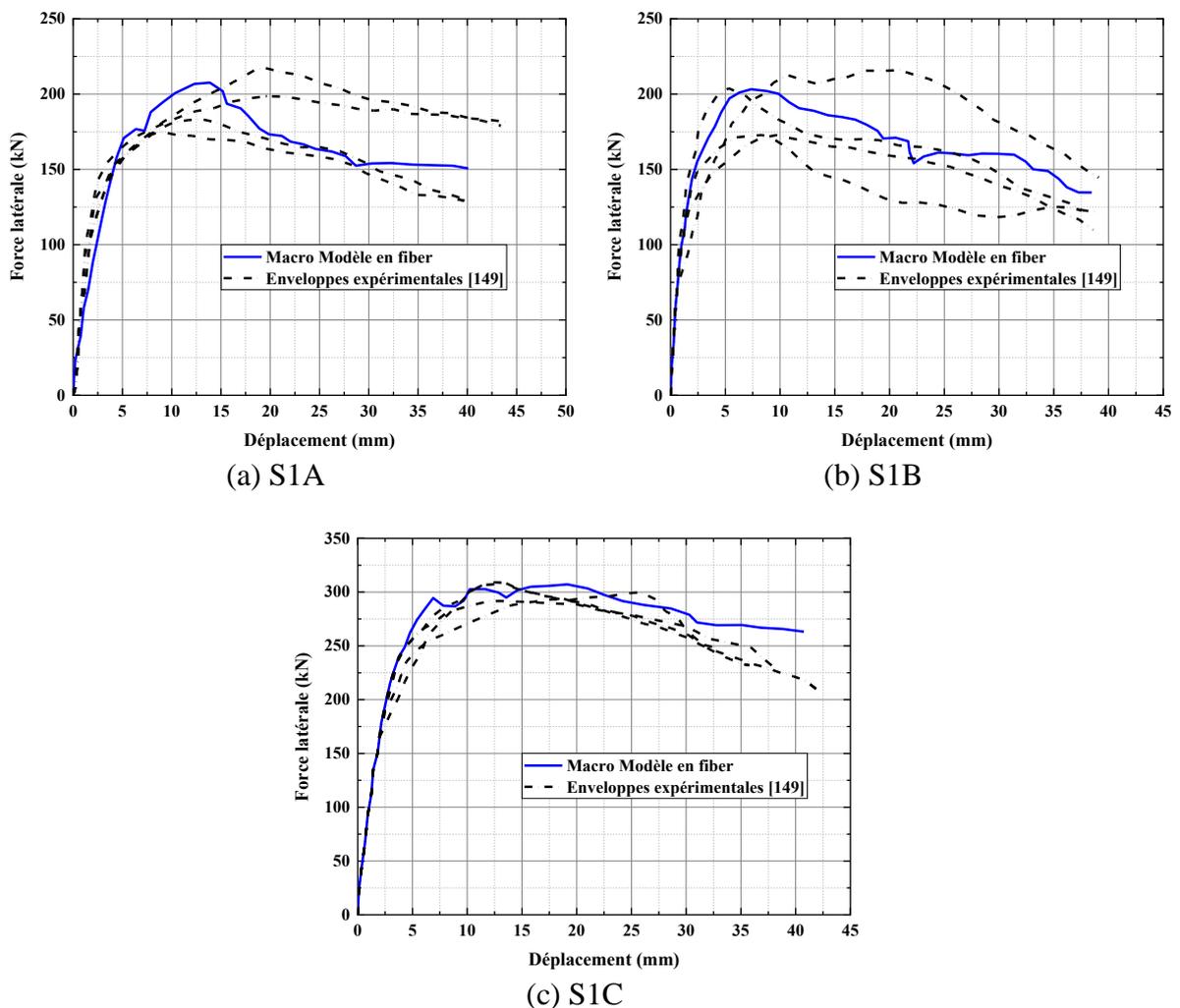


Figure 3.9 Comparaisons expérimentales/numériques

3.6. Conclusion

Au cours de ce chapitre, l'accent a été mis sur l'évaluation de l'efficacité de la modélisation numérique à l'aide de l'approche macro-modélisation avec une section discrétisée en fibres (rotules de fibres) pour prédire le comportement des portiques remplis. Des analyses non linéaires ont été effectuées à l'aide du logiciel d'éléments finis ETABS, et cette approche a été validée en la comparant à une étude expérimentale menée par [Cavaleri et Di Trapani](#) [149] basée sur les courbes force-déplacement. Cette validation confirme la capacité du modèle à reproduire de manière fiable le comportement des portiques remplis, ouvrant ainsi la voie à une exploration plus approfondie dans le prochain chapitre pour comprendre les effets de la disposition des murs de remplissage en plan et/ou en élévation sur les performances sismiques des structures en béton armé.

Chapitre 4 : Évaluation des effets de la disposition des murs de remplissage en plan et/ou en élévation sur les performances sismiques des structures en béton armé

4.1. Introduction

Ce chapitre évalue les effets de la disposition des murs de remplissage en plan et/ou en élévation sur les performances sismiques d'une structure en béton armé située dans une zone de forte sismicité. Une procédure d'analyse Pushover est réalisée pour évaluer les performances sismiques de la structure en béton armé avec différentes dispositions de murs de remplissage, et étudier les résultats liés aux courbes de capacité, à l'énergie absorbée, au déplacement inter-étages et aux niveaux de performance. Ensuite, il est également nécessaire de vérifier leur effet sur la torsion dans le bâtiment. Par conséquent, un bâtiment en béton armé de quatre étages avec des murs en maçonnerie a été analysé en tenant compte de leur distribution sur les côtés du bâtiment de manière symétrique et asymétrique, et avec une disponibilité variable dans différents étages et travées.

4.2. Description de la structure du bâtiment

Un bâtiment de quatre étages de la même hauteur ($h = 3$ m) avec cinq travées de longueur égale dans les deux directions, comme indiqué dans la [Figure 4.1](#), a été étudié. Treize modèles de structures en béton armé ont été développés dans le portique de cette étude en tenant compte de la disposition des murs de remplissage d'une épaisseur de vingt-cinq centimètres sur les côtés dans la direction X du bâtiment (*premier et dernier axe c'est-à-dire les axes 1 et 6 tels qu'indiqués sur le plan dans la [Figure 4.1](#)*) de manière symétrique et asymétrique, avec une disponibilité variable dans les différents étages et travées (voir [Figure 4.2](#)). Avec : (M0) modèle de bâtiment sans murs de remplissage en maçonnerie ; (de M1 à M12) les modèles de bâtiments avec la disposition des murs de remplissage en plan et/ou en élévation.

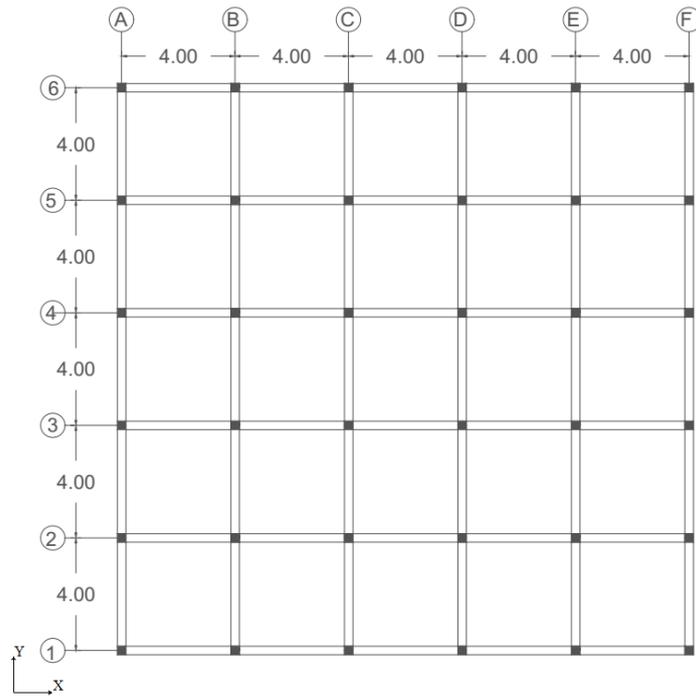


Figure 4.1 Vue schématique de la structure respective (en m).

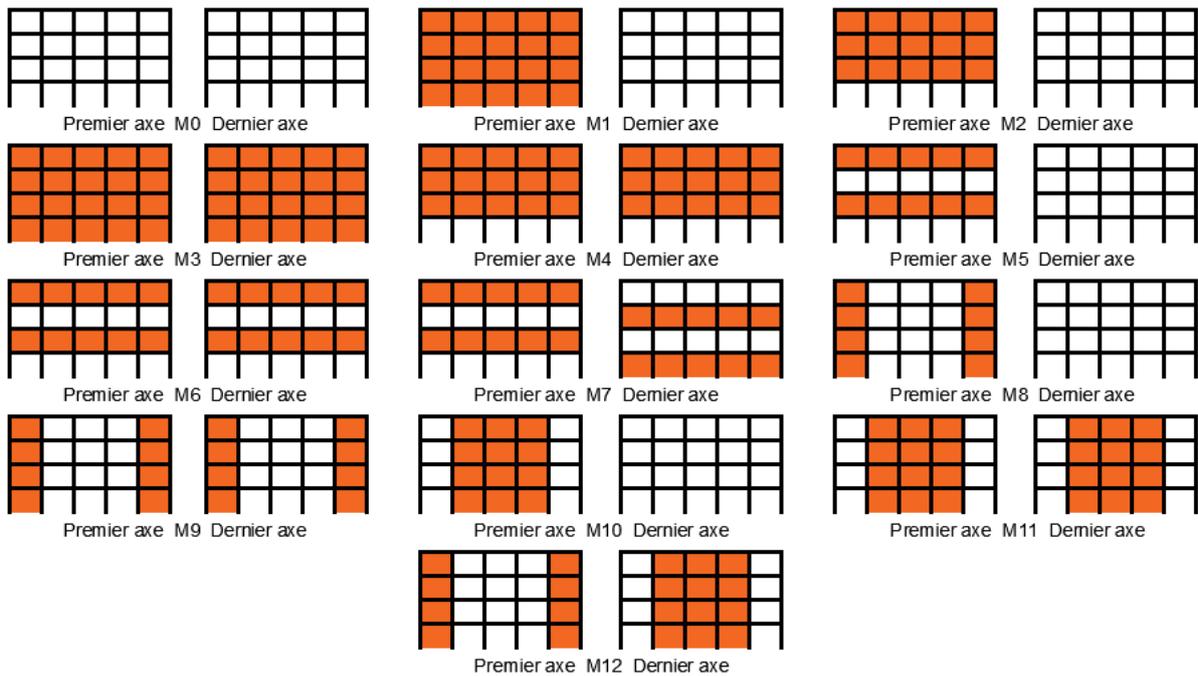
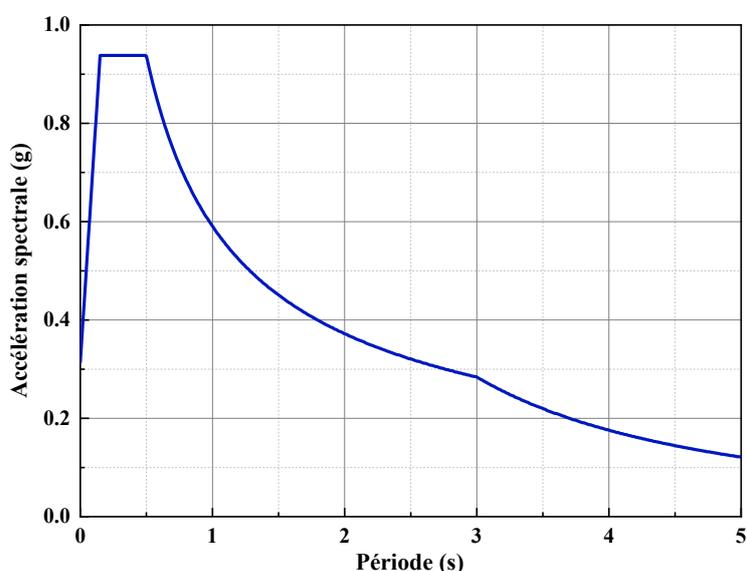


Figure 4.2 Dispositions des murs de remplissage dans les modèles.

La modélisation a été réalisée à l'aide du logiciel ETABS. La conception et l'analyse des modèles ont été effectuées conformément aux Règles Parasismiques Algériennes (RPA2003) [156] et aux règles de calcul, connues sous le nom de Règles BAEL 91 [157]. Ce bâtiment est situé dans une zone de forte sismicité (spectre de conception de la Zone III selon les RPA2003),

comme le montre la [Figure 4.3](#), donc le bâtiment a une utilisation résidentielle (Groupe 2), un amortissement visqueux de 5 % et un sol meuble (S3). À l'étape de l'analyse des modèles proposés, une charge permanente de 6 kN/m² et une charge d'exploitation de 1.50 kN/m² ont été sélectionnées. La masse vibrante est calculée en utilisant la charge permanente et 20 % de la charge d'exploitation, comme spécifié dans les RPA2003 [156]. Les propriétés mécaniques des matériaux utilisés dans les éléments structurels sont données dans le [Tableau 4.1](#), et les propriétés de la maçonnerie en briques d'argile utilisée pour construire les murs de remplissage sont présentées dans le [Tableau 4.2](#), tandis que le [Tableau 4.3](#) présente les données de la section transversale de la structure.



[Figure 4.3](#) Spectre de conception de la Zone III basé sur les RPA2003 [156].

[Tableau 4.1](#) Propriétés mécaniques des matériaux.

Béton		Barre d'armature	
F_c (MPa)	E_c (GPa)	F_y (MPa)	E_s (GPa)
25	32	400	210

[Tableau 4.2](#) Propriétés de la maçonnerie en briques d'argile [149].

f_{m1} (MPa)	f_{m2} (MPa)	E_{m1} (MPa)	E_{m2} (MPa)	f_{mv} (MPa)	N
4.18	8.66	5038	6401	1.07	0.10

[Tableau 4.3](#) Données de la section transversale de la structure.

	Section (cm ²)	Renforcement		
		Longitudinal	Transversal	
Poteaux	40 × 40	8 Ø 14	Ø 8	
Poutres	30 × 40	Sup	Inf	Ø 8
		3 Ø 12	3 Ø 12	

4.3. Description du modèle numérique

Les hypothèses sur lesquelles repose l'approche de modélisation sont les suivantes : les poteaux, les poutres en béton armé et les murs de remplissage en maçonnerie ont été modélisés en utilisant un modèle de plasticité distribuée (rotules en fibres) pour décrire leur comportement non linéaire. Les poteaux et les poutres ont été représentés comme des éléments de portique, tandis que le mur de remplissage en maçonnerie a été représenté comme des bielles diagonales équivalente centrées sur les poteaux. Cette approche de modélisation a été détaillé et présenté dans le chapitre précédent.

La section transversale des éléments de portique et du mur de remplissage en maçonnerie a été divisée en fibres, chacune ayant une propriété matérielle unique appropriée pour l'acier d'armature, le mur de remplissage en maçonnerie, ou le béton non confiné ou confiné. La loi constitutive pour les éléments de portique était basée sur le travail de [Mander et al.](#) [150], tandis que la loi constitutive pour le mur de remplissage en maçonnerie était définie par [Di Trapani et al.](#) [119]. La validité de ce modèle est limitée à la réponse en plan des portiques avec remplissage pour fournir l'évaluation des portiques avec remplissage en 3D soumis à des séismes. La section transversale de chaque poteau a été divisée en 8 fibres pour le béton non confiné, 9 fibres pour le béton confiné, et un certain nombre de fibres d'armature en fonction du nombre de barres d'armature longitudinales. La section transversale de chaque poutre a été divisée en 8 fibres pour le béton non confiné, 9 fibres pour le béton confiné, et 4 fibres d'armature. Les bielles diagonales équivalente ont été divisées en 21 fibres.

4.4. Méthodologie

4.4.1. Analyse statique non linéaire

La plupart des ingénieurs considèrent que l'utilisation de méthodes d'analyse statique non linéaire dans l'analyse structurelle est importante et inévitable pour réduire les problèmes de l'analyse dynamique linéaire. Comparée à l'analyse statique traditionnelle, ce type d'étude facilite l'interprétation des résultats et offre davantage de détails sur le comportement sismique d'une structure. La méthode d'analyse sismique la plus précise pour les structures est l'analyse dynamique non linéaire, qui utilise des enregistrements sismiques pour obtenir les paramètres d'évaluation nécessaires. Cependant, elle peut être chronophage et économiquement injustifiable, en particulier pour les structures avec des modèles 3D [126]. De plus, pour augmenter la précision, plusieurs enregistrements sismiques avec des conditions de site de construction similaires doivent être utilisés, ce qui complique davantage le processus d'analyse.

Pour la première fois après l'année 1970, une analyse statique non linéaire (Pushover) a été mise en pratique. Il s'agit d'une méthode qui sollicite des modèles structurels sous des charges latérales supplémentaires pour atteindre un déplacement cible ou une instabilité structurelle. L'objectif est de rendre le déplacement cible égal au déplacement maximal d'un séisme attendu. [Rooshenas](#) [126] a rapporté que le développement de logiciels informatiques non linéaires et le concept d'ingénierie basée sur la performance ont conduit à une utilisation croissante d'analyses non linéaires, telles que l'analyse Pushover. Dans cet article, une analyse statique Pushover a été utilisée. Il s'agit d'une méthode d'évaluation de la performance sismique des bâtiments et de conception de nouvelles structures [158], et elle a été introduite dans de nombreuses réglementations sismiques et directives récentes [86,132,133]. La méthode statique non linéaire utilisée dans cet article est la méthode N2 qui a été initialement proposée par [Fajfar et Gašperšič](#) [159], puis incorporée dans [l'Eurocode 8](#) [133] et récemment étendue pour englober des portiques avec des murs de remplissage dans plusieurs études [10,141].

La structure en 3D est sollicitée selon un mode de chargement d'accélération supplémentaire selon son mode fondamental dans la direction de l'axe "X" contrôlé par le déplacement cible, y compris l'effet de P- Δ . Ensuite, utilisez la méthode N2 pour déterminer la courbe de capacité avec un arrêt au point de performance qui définit à la fois le déplacement maximal et la force de base maximale de la structure. Ensuite, l'absorption d'énergie peut être définie comme la surface sous la courbe de capacité. De plus, il est courant en génie sismique d'indiquer les états de dommage dans une structure par des niveaux de performance comme recommandé par les lignes directrices [FEMA 356](#) [86] pour le système de construction. De plus, les niveaux de performance pris en compte uniquement les éléments structurels, sans inclure les murs de remplissage.

4.4.2. Vérification de la torsion dans la structure

La réponse sismique des bâtiments peut être significativement altérée par les effets de torsion, qui ont été responsables de dommages graves, voire de l'effondrement complet de structures lors de séismes antérieurs. Ces effets peuvent découler de diverses causes, notamment une distribution non uniforme de la masse, de la rigidité et de la résistance dans la structure. Il est souligné que l'importance des effets de torsion a été démontrée par les dommages massifs causés lors du séisme de Michoacán au Mexique en 1985 ; cet événement a mis en évidence la nécessité de mieux comprendre le problème et d'améliorer les exigences de conception [160]. Les effets de torsion diminuent généralement avec l'augmentation des déformations plastiques. Pour prendre en compte l'influence de la torsion, une analyse spectrale modale linéaire du

modèle 3D est nécessaire pour déterminer les amplifications de torsion. Ces amplifications représentent une limite supérieure des amplifications de torsion dans la majorité des cas [161]. Une analyse spectrale modale linéaire est réalisée de manière indépendante dans cette étude pour les excitations dans la direction horizontale X, où les résultats sont combinés selon la règle SRSS. Pour faciliter la présentation et la discussion des résultats, nous nous appuyons sur la relation du facteur d'amplification de torsion (A_x) décrite dans [ASCE 7-10](#) [162] pour déterminer le coefficient de torsion (C_T). Ce coefficient, donné par l'équation 1, vise à vérifier s'il y a torsion ou non.

$$C_T = \frac{\delta_{max}}{\delta_{avg}} \quad (4.1)$$

Avec : δ_{max} est le déplacement maximal au niveau (mm) ; δ_{avg} est la moyenne des déplacements aux points extrêmes du plancher de la structure au niveau (mm).

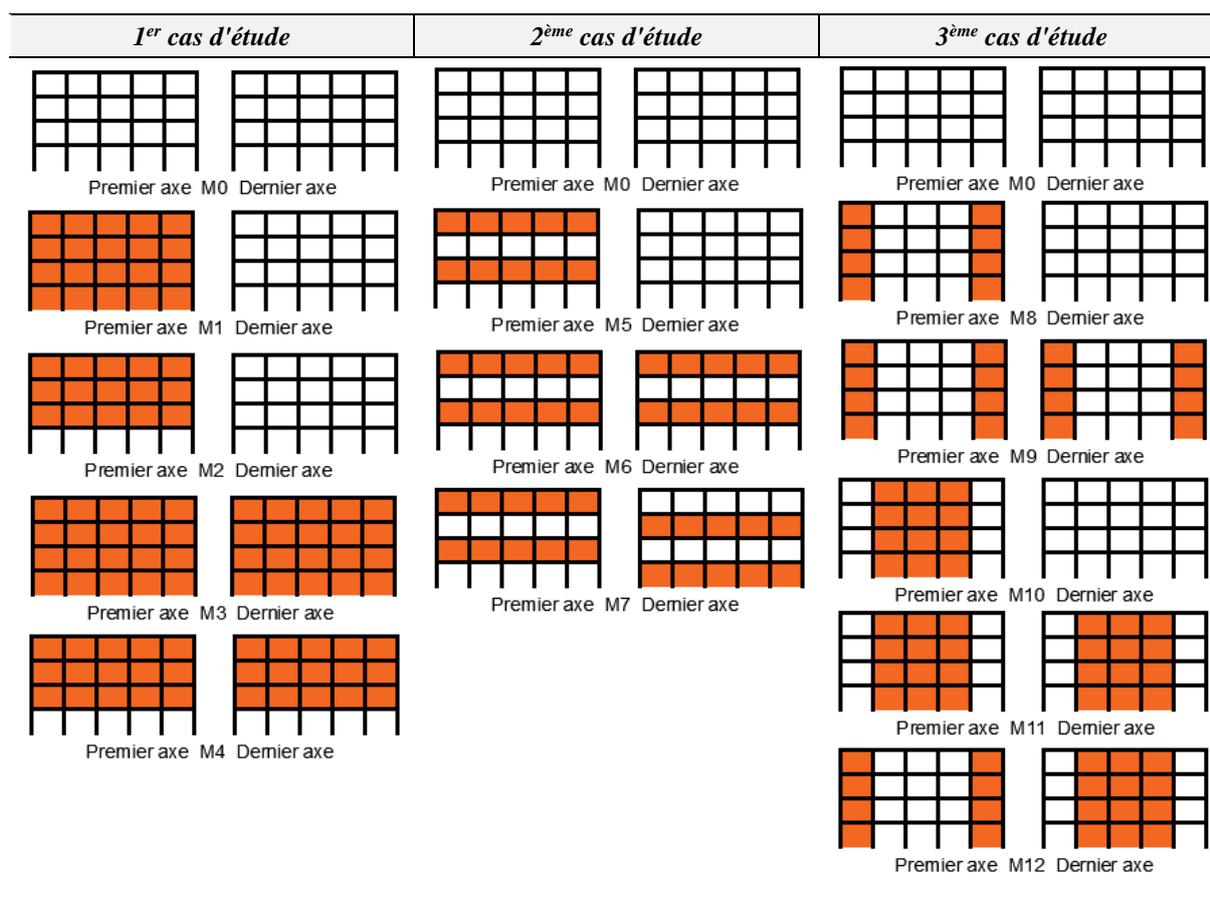
Lorsque le coefficient de torsion (C_T) dépasse 1.20, cela signifie que le modèle analysé est soumis à la torsion.

4.5. Résultats et interprétations

4.5.1. Analyse statique non linéaire

Les résultats obtenus de l'analyse statique non linéaire réalisée pour déterminer le comportement de 13 modèles dans la direction X seront discutés, puis le point de performance de chaque modèle sera déterminé en utilisant la méthode N2 pour évaluer leur performance. Compte tenu des similitudes dans les résultats obtenus de cette analyse et afin de différencier clairement entre les modèles, les modèles ont été regroupés selon la disposition des murs de remplissage dans trois cas d'étude comme indiqué dans le [Tableau 4.6](#). Les résultats obtenus sont des courbes de capacité montrant la rigidité latérale, le déplacement maximal et l'effort à la base maximale du bâtiment, ainsi que l'énergie absorbée, le déplacement inter-étage et les niveaux de performance pour déterminer les états de dommages du bâtiment. Où, le niveau de performance est catégorisé en quatre niveaux selon [FEMA 356](#) [86] : opérationnel (A-B), occupation immédiate (IO), sécurité des occupants (LS) et prévention de l'effondrement (CP). De plus, les niveaux de performance pris en compte uniquement les éléments structurels, sans inclure les murs de remplissage.

Tableau 4.6 Cas d'étude.



4.5.1.1. Premier cas d'étude

Les courbes de capacité sont clairement exposées dans la Figure 4.4. À partir de ces courbes, on peut observer que les murs de remplissage ont entraîné une augmentation significative de la rigidité latérale du bâtiment. De tels résultats sont en accord avec la littérature publiée [1–4,10,47,154,155]. Les modèles M1 et M3 ont montré la plus forte augmentation de la rigidité latérale de 336 et 387 %, respectivement, tandis que les modèles M2 et M4 ont montré une augmentation plus faible de 156 et 170 %, respectivement. Par conséquent, le déplacement maximal du bâtiment a diminué de pourcentages variables proportionnels à la disponibilité des murs de remplissage. Cependant, il y a une perte de rigidité initiale entre les modèles M1 et M2, et aussi entre les modèles M3 et M4, de 41 et 45 %, respectivement, cela indique que le manque de murs de remplissage au rez-de-chaussée réduit la rigidité latérale. Ce résultat a été confirmé pour des cadres 2D par Adibi et al. [120].

En comparant à la force de cisaillement maximale de la base, une augmentation marquée de la force de cisaillement maximale à la base a été enregistrée pour les modèles M1 et M3 de 19 et 34 %, respectivement, par rapport au modèle M0, avec une légère augmentation de 2 et 3 % dans les modèles M2 et M4. Cela indique que la présence de murs de remplissage a un effet

sur la détermination de la vraie valeur du cisaillement de base du bâtiment, en particulier lorsque les murs de remplissage sont présents au rez-de-chaussée. On peut également observer qu'il y a une diminution de la valeur de déplacement maximal de 49 et 39 % pour les modèles M3 et M4, respectivement. Par rapport au modèle M0, les modèles M1 et M2 présentent une légère diminution du déplacement maximal d'environ 5 et 15 %, respectivement, puisqu'il n'y a pas de remplissage de maçonnerie sur les côtés de la structure et dans tous les compartiments remplis.

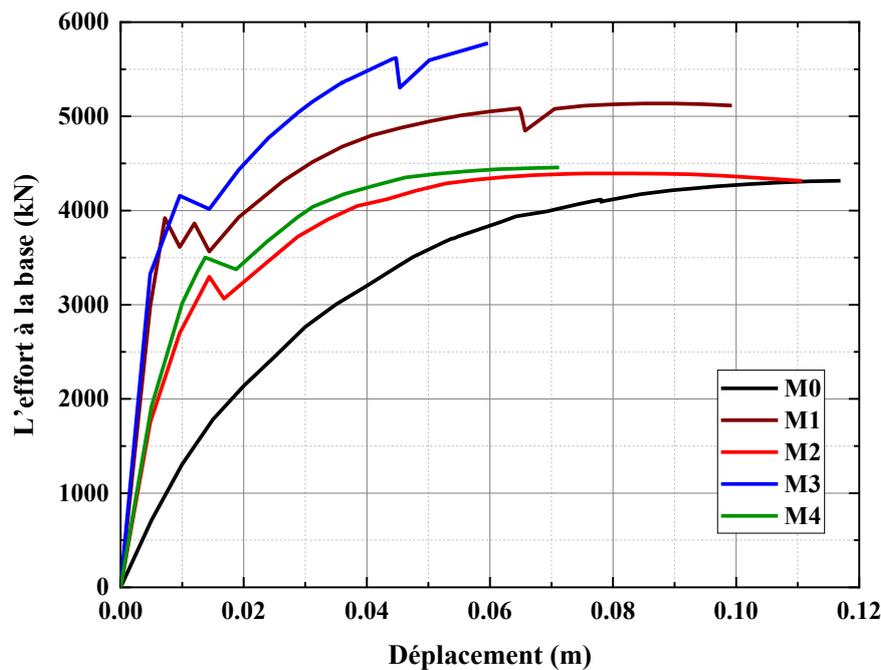


Figure 4.4 Les courbes de capacité

En comparaison avec l'énergie absorbée dans le modèle M0 (voir Figure 4.5), il a été enregistré une augmentation relative de 17 et 10 % pour les modèles M1 et M2, respectivement ; en revanche, une diminution relative de 28 et 31 % dans les modèles M3 et M4, respectivement, a été enregistrée. Cela est dû au fait que les modèles M1 et M2 avec une disposition asymétrique dans le plan ont un grand déplacement par rapport aux modèles avec une disposition symétrique dans le plan.

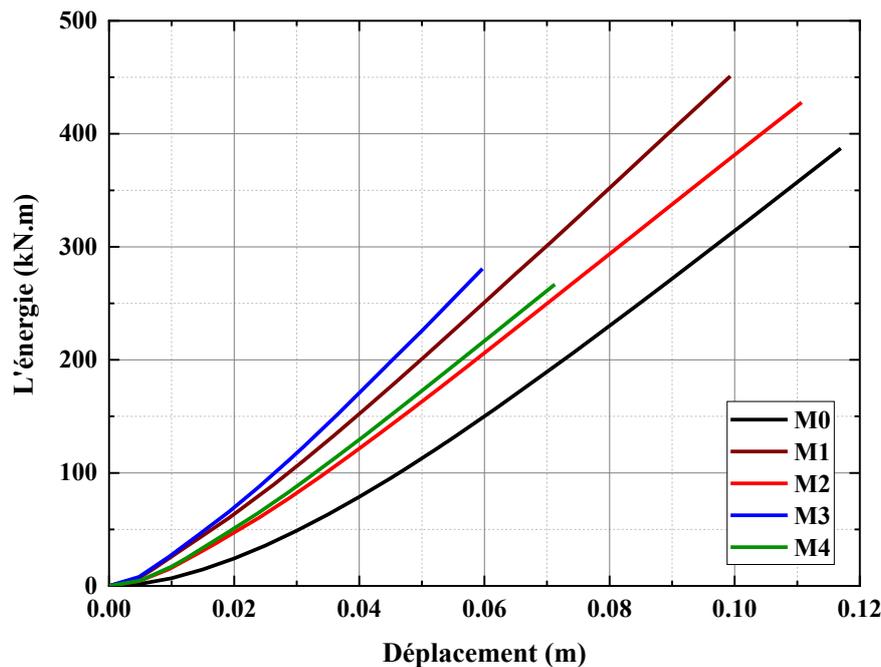


Figure 4.5 L'énergie absorbée

La Figure 4.6 illustre le déplacement inter-étage maximal (DIEmax) des modèles. Pour les modèles M1 et M2, l'DIEmax a augmenté de 50 et 42 %, respectivement, par rapport au modèle M0, tandis qu'il a diminué de 48 et 11 % pour les modèles M3 et M4, car ils sont symétriques dans le plan. Cela indique qu'il y a une proportionnalité entre l'énergie absorbée par le bâtiment et le DIEmax, ce qui s'explique par la disponibilité et la distribution des murs de remplissage dans le bâtiment.

Les modèles M0, M1 et M4 ont atteint des niveaux de performance LS, tandis que le modèle M3 a atteint un niveau de performance IO, et le modèle M2 était le seul dans lequel un de ses éléments a atteint le niveau de performance CP (voir Figure 4.7). Par conséquent, les murs de remplissage peuvent avoir un effet positif sur la réponse structurale, à condition qu'ils soient disposés régulièrement dans la structure. Ce résultat est cohérent avec le résultat de l'étude [10] pour le cas des cadres 2D. Le manque de murs de remplissage au rez-de-chaussée entraîne également une diminution de la performance entre les modèles M1 et M2, ainsi qu'une diminution entre les modèles M3 et M4 pour la même raison. Ce résultat est également conforme à celui rapporté par Adibi et al. [120] pour les cadres 2D.

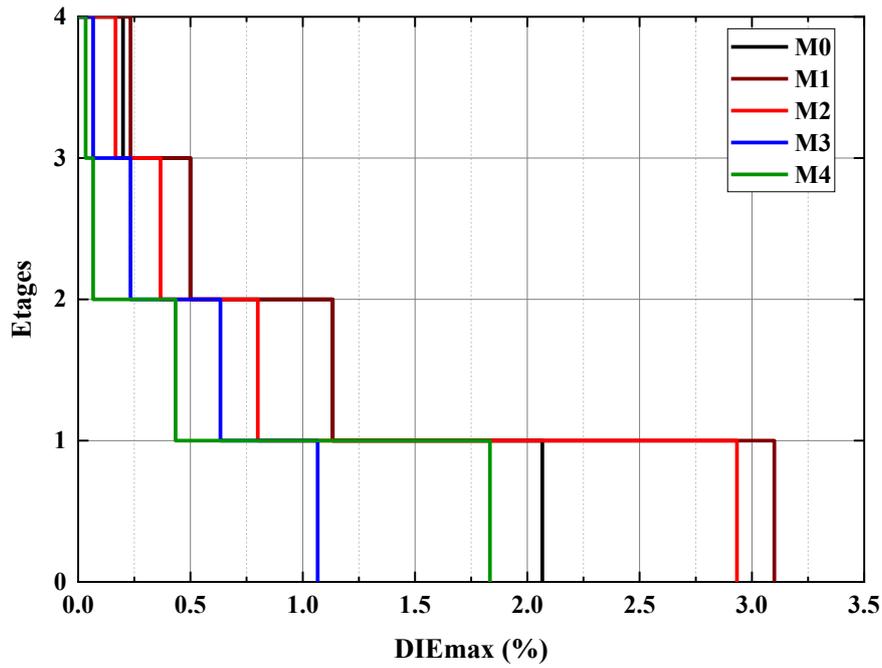


Figure 4.6 Le déplacement inter-étage maximal

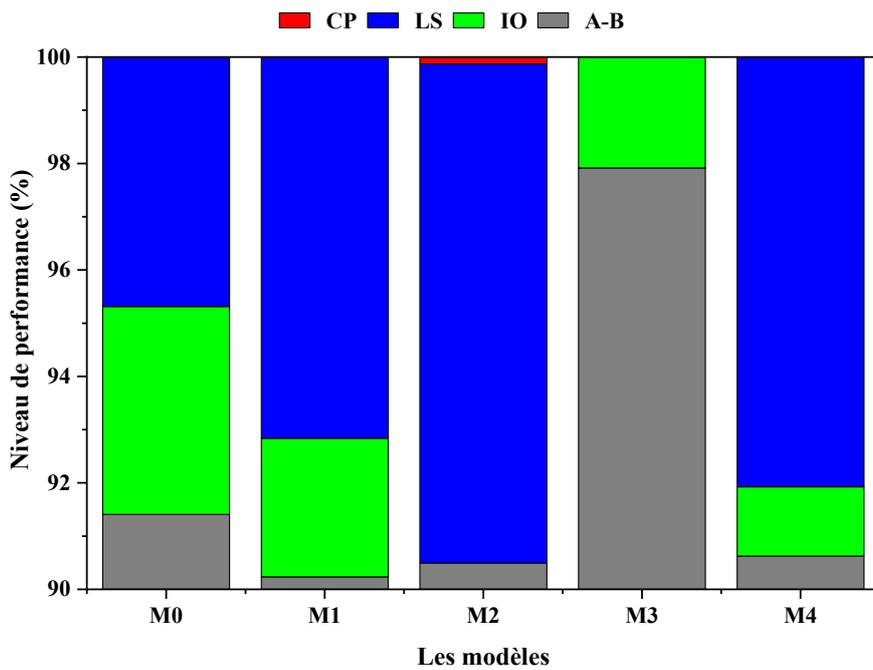
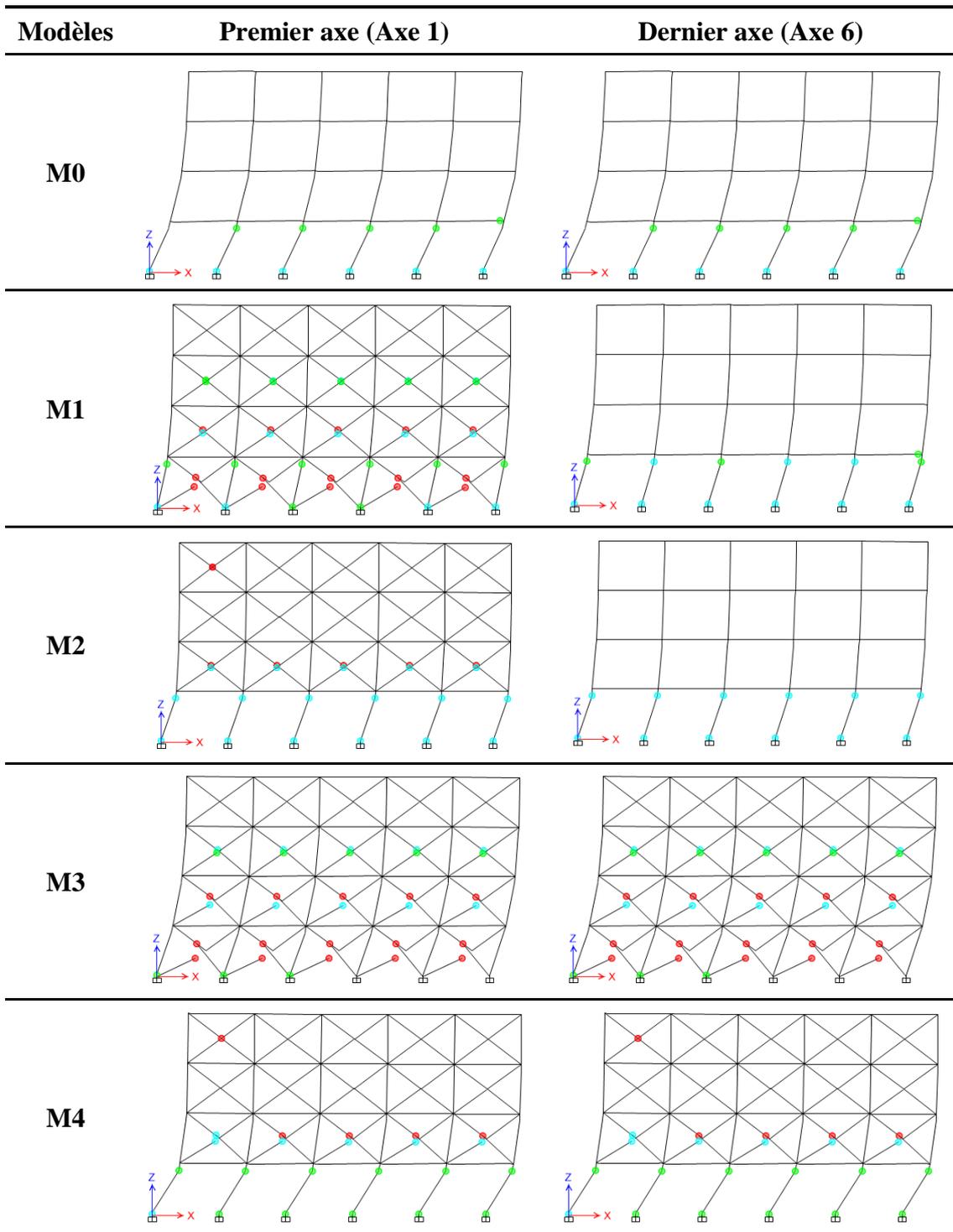


Figure 4.7 Les niveaux de performance

De plus, les états de dommages pour ces modèles dans le premier et le dernier axe qui contiennent la disposition des murs de remplissage dans le plan et/ou l'élévation sont donnés dans le [Tableau 4.7](#).

Tableau 4.7 Les états de dommages



4.5.1.2. Deuxième cas d'étude

Les courbes de capacité du deuxième cas d'étude sont présentées dans la [Figure 4.8](#). À partir des résultats, on peut remarquer qu'il y a une augmentation de la rigidité latérale initiale pour les modèles M5, M6 et M7 d'environ le double, comparé au modèle M0. De plus, il y a une diminution du déplacement maximal de 30 et 28 % pour les modèles M6 et M7,

respectivement, par rapport au modèle M0. Le modèle M5 présente une diminution négligeable de 4 %, en raison du nombre de murs de remplissage, qui ne sont disponibles que dans le premier cadre du bâtiment, contrairement aux modèles M6 et M7, qui ont des murs de remplissage dans le premier et le dernier cadre du bâtiment. Il y a également une légère différence dans le déplacement maximal entre les modèles M6 et M7, car le premier et le dernier cadre ont le même nombre de murs de remplissage avec une distribution asymétrique. En effet, les murs de remplissage d'un bâtiment augmentent sa rigidité et réduisent son déplacement.

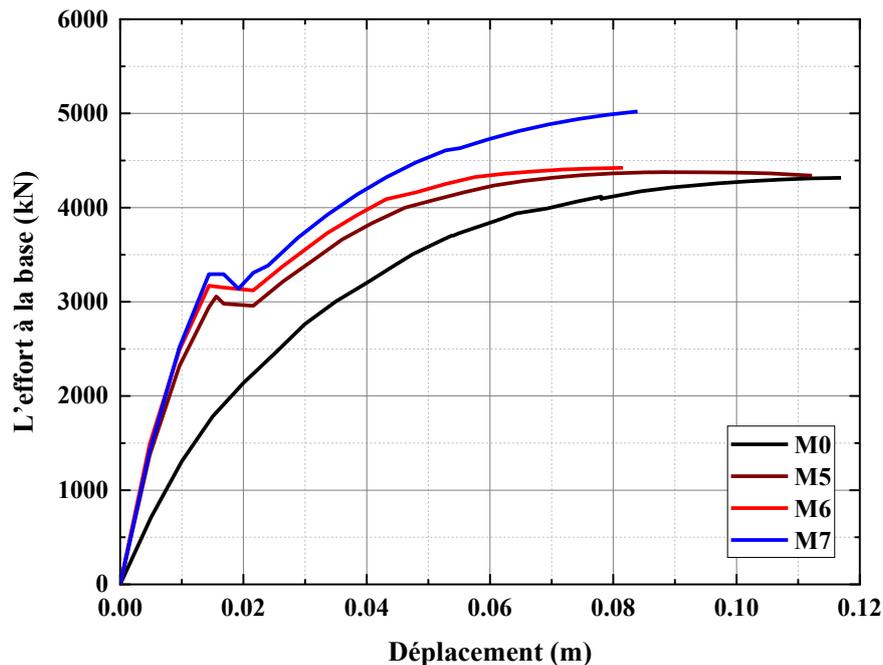


Figure 4.8 Les courbes de capacité

De plus, le pourcentage d'énergie absorbée dans les modèles M6 et M7 (voir Figure 4.9), qui étaient respectivement de 24 et 16 %, est inférieur, comparé au modèle M0. Cependant, le modèle M5 a enregistré une augmentation de 8 %. Par conséquent, on peut noter qu'il est important d'avoir des murs de remplissage des deux côtés d'un bâtiment pour réduire la quantité d'énergie absorbée par le bâtiment afin d'éviter l'effondrement ou la détérioration. De plus, la présence de murs de remplissage en maçonnerie dans les différents étages de la structure avec leur répartition des deux côtés du bâtiment permet de réduire l'énergie absorbée.

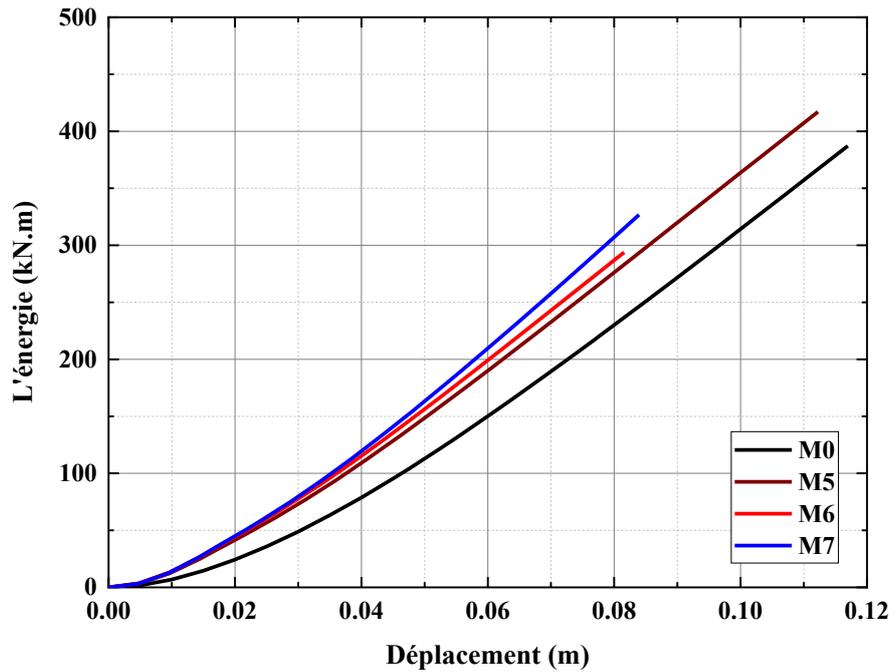


Figure 4.9 L'énergie absorbée

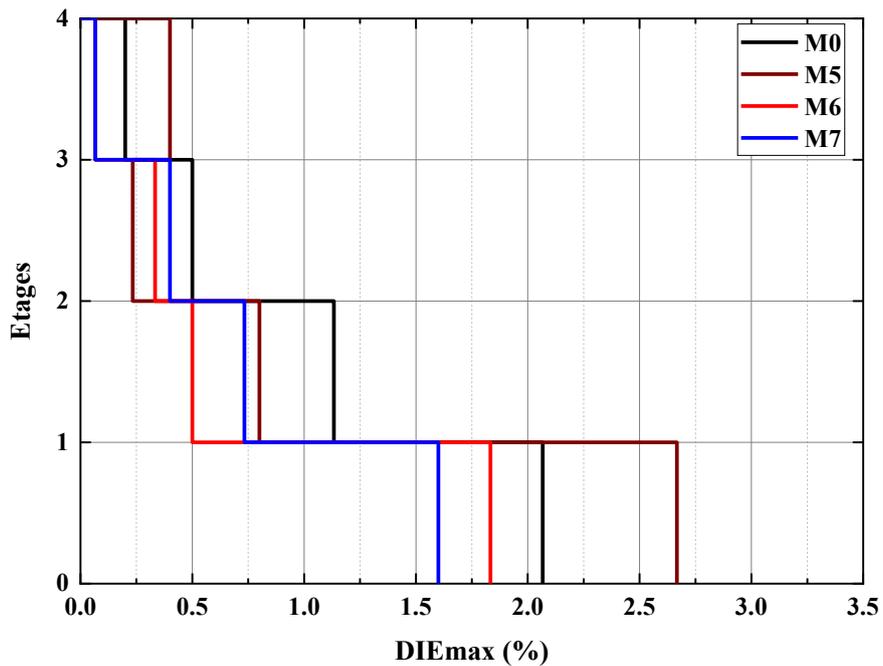
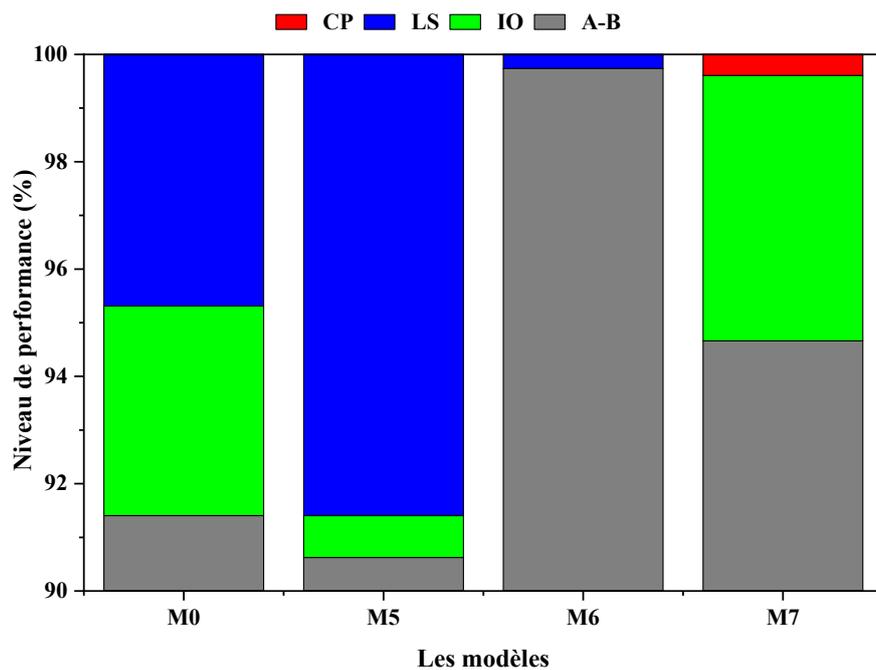


Figure 4.10 Le déplacement inter-étage maximal

De plus, il existe une relation proportionnelle entre l'énergie absorbée dans le bâtiment et le DIEmax (voir Figure 4.10). Il y a une augmentation de 29 % entre les modèles M5 et M0, tandis que les modèles M6 et M7 présentent une diminution de 11 et 23 %, respectivement. De plus, il y a eu une augmentation de la force de cisaillement maximale à la base du modèle M7 de 16 % par rapport au modèle M0, contrairement à l'augmentation insignifiante dans les

modèles M5 et M6. En effet, le remplissage en maçonnerie est absent dans les mêmes étages et leur distribution aléatoire des deux côtés de la structure.

On peut également voir dans la [Figure 4.11](#) que le niveau de performance du modèle M7 est CP. Le niveau de performance est LS pour les modèles M0, M5 et M6, en raison de la force de cisaillement énorme à la base du modèle M7. Par conséquent, la distribution et la disponibilité du remplissage en maçonnerie sur les différents étages de la structure ont un effet bénéfique en augmentant la rigidité et en réduisant le déplacement de la structure.



[Figure 4.11](#) Les niveaux de performance

De plus, les états de dommages pour ces modèles dans le premier et le dernier axe, comprenant la disposition des murs de remplissage dans le plan et/ou l'élévation, sont présentés dans le [Tableau 4.8](#).

Tableau 4.8 Les états de dommages

Modèles	Premier axe (Axe 1)	Dernier axe (Axe 6)
M0		
M5		
M6		
M7		

4.5.1.3. Troisième cas d'étude

Comme le montre la Figure 4.12, il y a une augmentation de la rigidité latérale pour les modèles M8, M9, M10, M11 et M12 par rapport au modèle M0 avec les pourcentages suivants : 111, 121, 208, 149 et 124 %, respectivement. Ces augmentations sont dues à la présence de murs de remplissage sur tous les étages du bâtiment, avec des augmentations plus importantes observées pour les modèles M10 et M11, par rapport aux modèles M8 et M9, respectivement, en raison de la présence de murs de remplissage dans les compartiments consécutifs du cadre central, tout en remplissant uniquement les compartiments latéraux. On peut également observer qu'il y a une diminution de la valeur de déplacement maximal de 22, 32 et 31 % pour les modèles M9, M10 et M12, respectivement. En revanche, les modèles M8 et M10 présentent

une légère augmentation du déplacement maximal d'environ 5 %, par rapport au modèle M0, car il n'y a pas de murs de remplissage en maçonnerie sur les côtés de la structure et dans tous les compartiments.

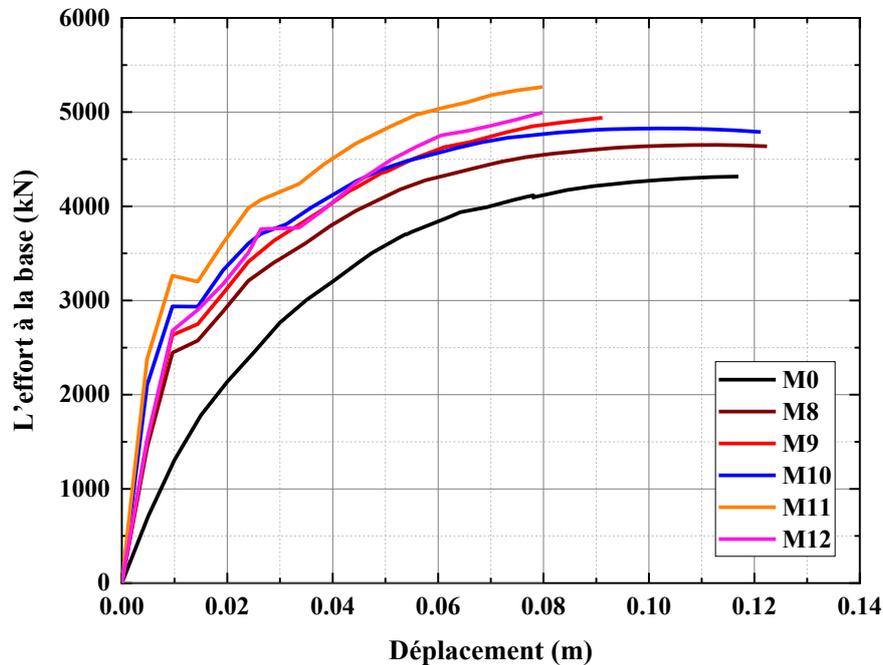


Figure 4.12 Les courbes de capacité

Selon la Figure 4.13, on peut dire que les modèles M9, M11 et M12 ont une énergie absorbée inférieure de 9, 13 et 19 %, respectivement, par rapport au modèle M0, tandis que les modèles M8 et M10 ont connu des augmentations de 23 et 30 %, respectivement. Cela signifie qu'il est très important d'avoir des murs de remplissage sur les côtés du bâtiment pour réduire l'énergie absorbée.

Cela affecte également la valeur maximale de le DIE, qui change proportionnellement à l'énergie absorbée des différents modèles, avec une diminution observée pour les modèles M9, M11 et M12 de 23, 31 et 35 %, respectivement, et une augmentation pour les modèles M8 et M10 de 32 et 53 %, respectivement (voir Figure 4.14). De plus, une augmentation des forces de cisaillement maximales à la base pour tous les modèles, par rapport au modèle M0, est enregistrée, l'ampleur de l'augmentation dépendant du nombre de murs de remplissage présents, allant de 8 à 22 %.

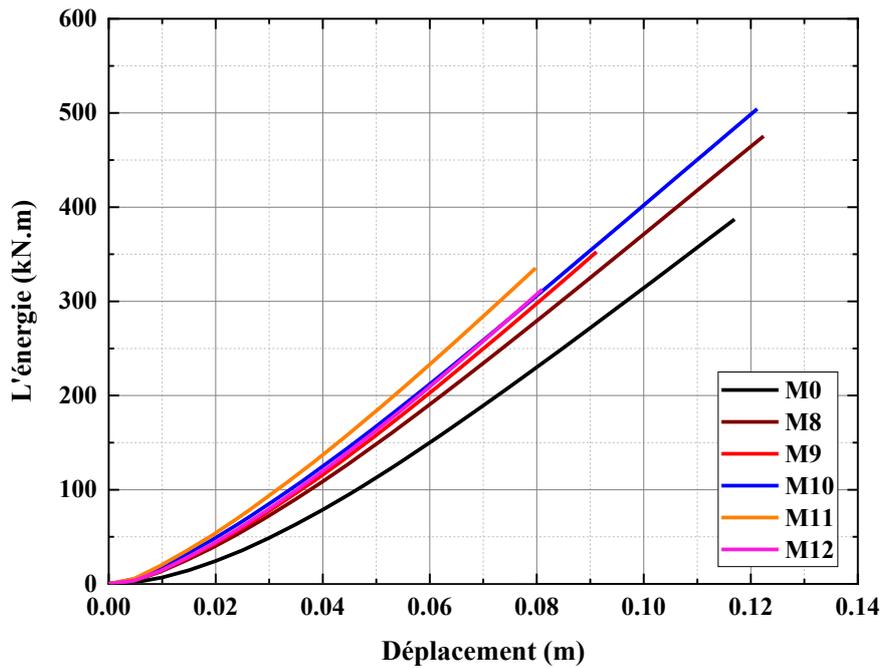


Figure 4.13 L'énergie absorbée

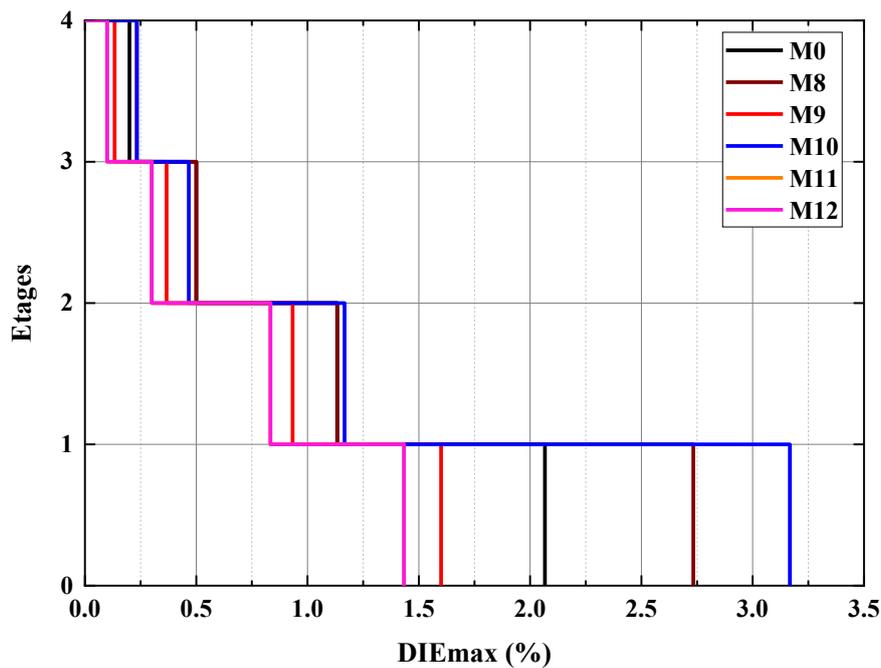


Figure 4.14 Le déplacement inter-étage maximal

Il convient également de noter que le niveau de performance du modèle M0 est LS (voir Figure 4.15) ; on observe que la présence de murs de remplissage sur les côtés du bâtiment conduit à une réduction du niveau de dommage, comme on le voit dans les modèles M9 et M11, qui atteignent le niveau de performance IO sans aucun changement, par rapport aux autres modèles.

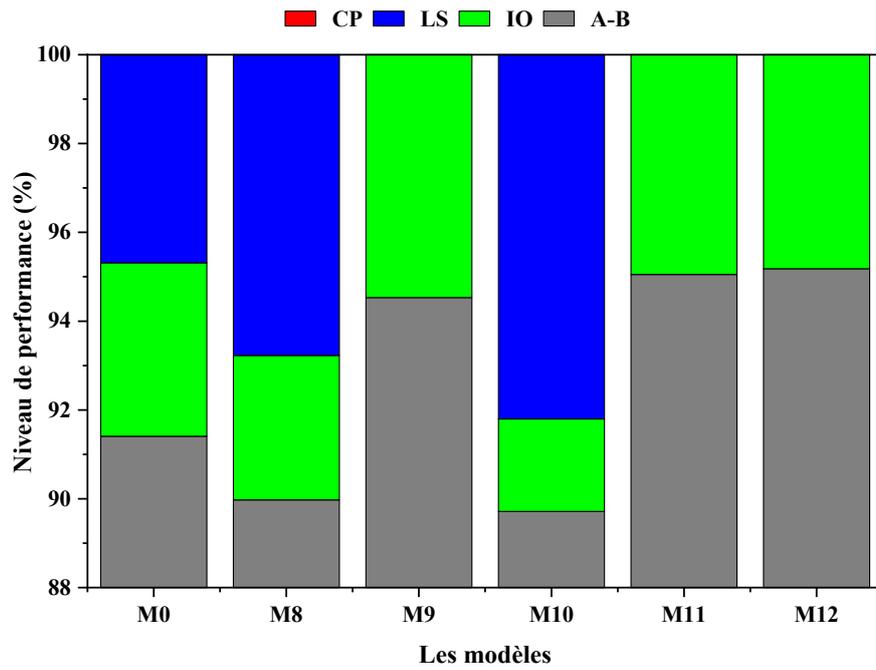


Figure 4.15 Les niveaux de performance

De plus, les états de dommages pour ces modèles dans le premier et le dernier axe, qui intègrent la disposition des murs de remplissage dans le plan et/ou l'élévation, sont détaillés dans le [Tableau 4.9](#).

Tableau 4.9 Les états de dommages

Modèles	Premier axe (Axe 1)	Dernier axe (Axe 6)
M0		
M8		
M9		
M10		
M11		
M12		

Les résultats des trois cas, utilisant des diagrammes radar, sont présentés dans la [Figure 4.16](#) pour comparer les résultats étudiés, puisque les valeurs des résultats des modèles sont liées aux valeurs des résultats du bâtiment sans murs de remplissage en maçonnerie ; cela signifie qu'il n'y a aucune contradiction qui nous empêche de voir les différences résultantes entre tous les cas. On peut observer que la valeur du déplacement maximal d'un bâtiment est souvent inférieure à celle du modèle nu M0, à l'exception de l'augmentation légère observée pour les modèles M8 et M10, avec la possibilité de mieux connaître la valeur du cisaillement maximal à la base qui cible le bâtiment. Il est également évident que le placement et la distribution des murs de remplissage en maçonnerie et leur impact donnent une meilleure lecture de la performance attendue du bâtiment lors d'un séisme, en fonction des lectures de l'énergie absorbée et de le DIEmax. On peut voir que tous les modèles qui ont une augmentation des valeurs d'énergie absorbée et de DIEmax ont une disposition asymétrique des murs de remplissage en plan et/ou en élévation.

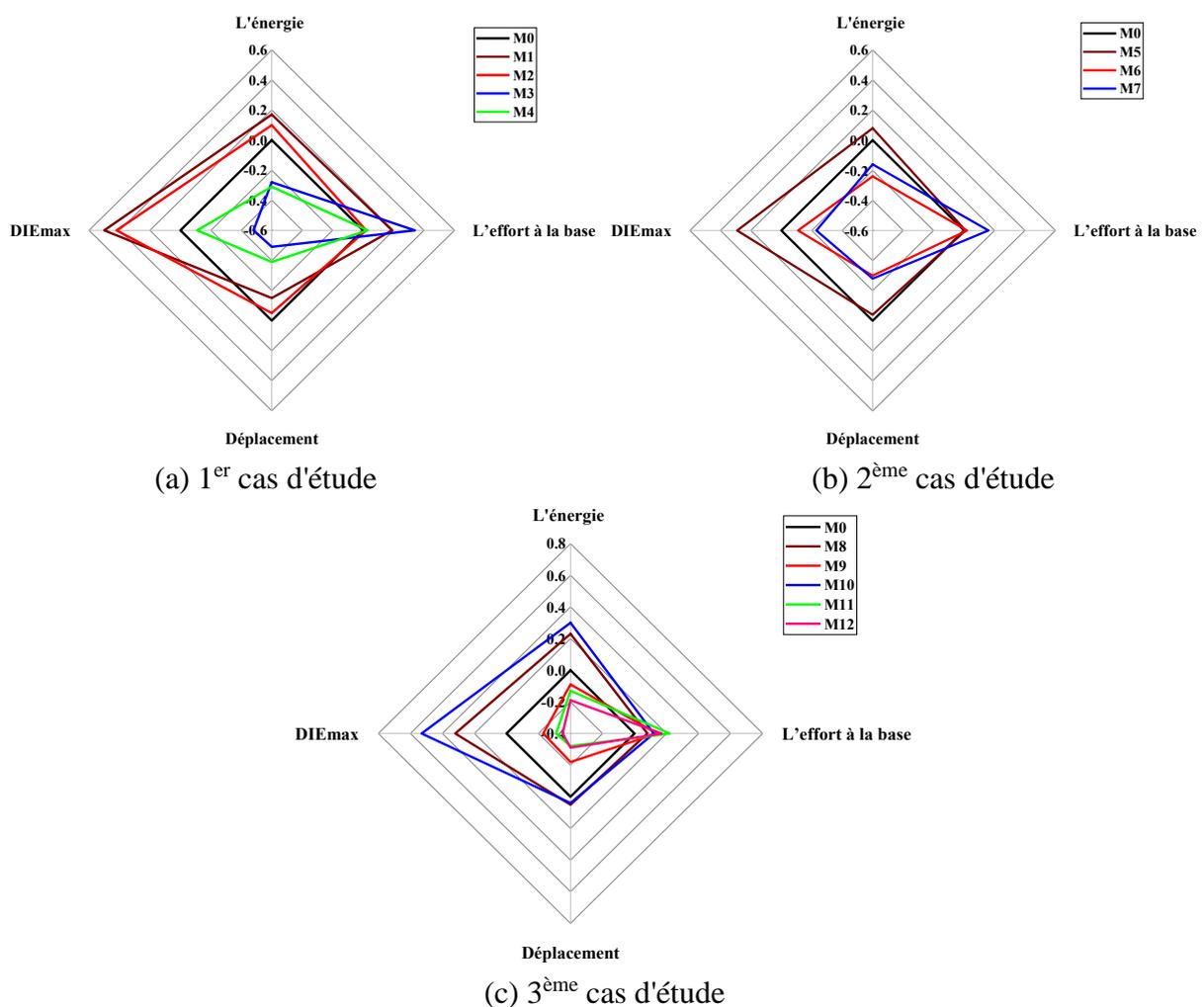


Figure 4.16 Les diagrammes radar pour comparer les résultats étudiés dans les trois cas

4.5.2. La torsion dans la structure

Dans cette section, les résultats présentés dans la Figure 4.17 et obtenus à partir de l'analyse dynamique linéaire (spectrale) réalisée sur les treize modes dans la direction X, seront discutés, en utilisant le coefficient de torsion C_T pour vérifier si la structure est soumise ou non à la torsion. En bref, tous les modèles qui avaient une symétrie dans la distribution des remplissages en maçonnerie des deux côtés du bâtiment à chaque étage séparément avaient un coefficient de torsion ($C_T = 1$), ce qui signifie que ces remplissages en maçonnerie n'ajoutaient pas de force de torsion supplémentaire au bâtiment, y compris le modèle M6, qui contient des remplissages en maçonnerie de manière symétrique au deuxième et quatrième étage et leur absence au premier et au troisième étage. Contrairement au modèle M7, dont les remplissages en maçonnerie ne sont pas distribués symétriquement sur tous les étages, il est noté que le premier et troisième étage a un coefficient de torsion de plus de 1.20. De plus, en ce qui concerne la distribution verticale dans le modèle M12, il est noté qu'il y a une force de torsion supplémentaire ($C_T < 1.20$), et cela est dû à l'asymétrie en termes du nombre de remplissages en maçonnerie des deux côtés du bâtiment, ce qui indique que la distribution aléatoire des remplissages en maçonnerie peut entraîner des forces de torsion supplémentaires pour le bâtiment qui n'ont pas été prises en compte lors de l'analyse des bâtiments sans remplissages en maçonnerie.

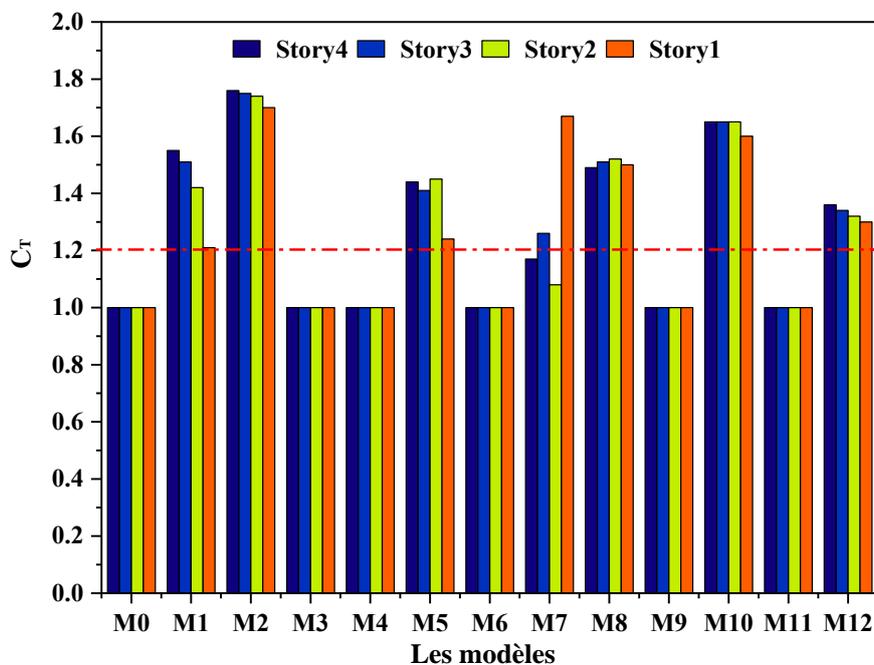


Figure 4.17 La torsion dans la structure

4.6. Conclusion

Ce chapitre évalue les effets de la disposition des murs de remplissage en plan et/ou en élévation sur les performances sismiques d'une structure en béton armé en 3D située dans une zone de forte sismicité. Une procédure d'analyse statique non linéaire (Pushover) est réalisée pour évaluer les performances sismiques de la structure en béton armé avec différentes dispositions de murs de remplissage, et étudier les résultats liés aux courbes de capacité, l'énergie absorbée, le déplacement inter-étages et les niveaux de performance. Ensuite, il est également nécessaire de vérifier leur effet sur la torsion dans la structure. Afin de vérifier si la structure est soumise ou non à la torsion, une analyse dynamique linéaire a été utilisée. De plus, la macro-modélisation basée sur les sections de fibres a été utilisée pour modéliser les murs de remplissage.

Grâce aux résultats obtenus, la présence de murs de remplissage dans le bâtiment augmente la rigidité latérale et modifie le comportement structural. Les résultats révèlent également qu'il est nécessaire de prendre en compte les effets causés par la disposition des murs de remplissage, car une disposition non uniforme des murs de remplissage peut entraîner une détérioration du niveau de performance du bâtiment après un séisme. En effet, une augmentation de l'énergie absorbée entraîne une augmentation du déplacement inter-étages et des risques de détérioration ou d'effondrement. Pour éviter cela, les bâtiments doivent avoir une disposition uniforme des murs de remplissage. De plus, la disposition aléatoire et l'asymétrie du nombre de murs de remplissage en maçonnerie des deux côtés du bâtiment révèlent une force de torsion supplémentaire dans ce dernier. Le manque de murs de maçonnerie au premier étage peut entraîner une rigidité irrégulière et un phénomène de "étage souple".

Conclusion Générale

La présente thèse a entrepris une évaluation exhaustive des effets de la disposition des murs de remplissage en plan et/ou en élévation sur les performances sismiques des structures en béton armé. Pour ce faire, une approche méthodologique reposant sur une investigation numérique a été adoptée. Initialement, les murs de remplissage en maçonnerie ont été modélisés à l'aide de l'approche macro-modélisation avec une section discrétisée en fibres (rotule de fibre) afin de représenter leur comportement non linéaire, ce qui a permis de mieux appréhender leur réaction sous chargement horizontal lorsqu'ils sont encastrés dans des portiques en béton armé. Par la suite, des analyses non linéaires ont été menées à l'aide du logiciel d'éléments finis ETABS, avec validation par comparaison à une étude expérimentale basée sur les courbes force-déplacement. Cette étude visait à déterminer l'impact de la distribution des murs de remplissage sur le comportement sismique des structures en béton armé. La méthode de l'étude de cas a été choisie pour faciliter la compréhension et l'assimilation des résultats. À partir des conclusions de cette recherche, il est possible de tirer plusieurs observations significatives :

- ✓ La présence de murs de remplissage dans les structures confère une raideur latérale accrue au bâtiment, ce qui conduit souvent à une réduction du déplacement maximal lorsqu'il est soumis à un séisme, impliquant ainsi une modification du comportement de la structure.
- ✓ Le manque de murs de maçonnerie au premier étage peut entraîner une rigidité irrégulière et un phénomène de "étage souple".
- ✓ Une disposition uniforme des murs de remplissage en plan et/ou en élévation joue un rôle bénéfique dans l'amélioration de la performance du bâtiment après un séisme.
- ✓ L'augmentation de l'énergie absorbée a un effet négatif sur le déplacement inter-étages maximal, ce qui génère des risques majeurs d'effondrement du bâtiment ou un taux élevé de détérioration de ses éléments ; pour éviter cela, aucun côté du bâtiment ne doit être laissé nu de murs de remplissage.
- ✓ Le niveau de performance du bâtiment s'améliore lorsque les murs de remplissage sont présents des deux côtés sur les différents étages, indépendamment du remplissage de toutes les travées.
- ✓ L'introduction du processus de modélisation des murs de remplissage dans les étapes d'analyse aide à en savoir plus sur la valeur de la force tranchante maximale à la base qui cible le bâtiment.

- ✓ La disposition aléatoire et l'asymétrie du nombre de murs de remplissage en maçonnerie des deux côtés du bâtiment révèlent une force de torsion supplémentaire dans ce dernier.

En conclusion, cette étude fournit des informations précieuses sur l'impact de la disposition des murs de remplissage sur la performance sismique des structures en béton armé. Ces résultats peuvent être utilisés pour guider la conception et la construction de bâtiments plus résilients aux séismes, contribuant ainsi à la sécurité et à la durabilité des infrastructures urbaines. En outre, en intégrant les conclusions de cette recherche dans les pratiques de conception et de construction, il est possible de renforcer la sécurité et la durabilité des bâtiments, assurant ainsi la protection et le bien-être des occupants ainsi que la préservation des biens matériels. La prise en compte des implications de cette étude peut également jouer un rôle crucial dans la réduction des pertes économiques et sociales causées par les dommages structurels lors des catastrophes sismiques. En adoptant des normes de construction améliorées basées sur les connaissances acquises, il est possible de minimiser les risques pour la vie humaine et de garantir la pérennité des infrastructures urbaines face aux défis sismiques.

Enfin, l'application des recommandations découlant de cette recherche peut contribuer à renforcer la résilience des communautés urbaines et à promouvoir un développement durable dans les régions à risque sismique élevé, offrant ainsi un environnement plus sûr et plus sécurisé pour les générations futures.

Recommandations pour de futurs travaux de recherche

Cette thèse a étudié les effets de la disposition des murs de remplissage en plan et/ou en élévation sur les performances sismiques des structures en béton armé. Néanmoins, certains points ne sont pas entièrement couverts. Par conséquent, ces points sont identifiés pour des investigations ultérieures à réaliser :

- Développer un modèle macro pour modéliser le comportement des murs de remplissage en prenant en compte les ouvertures dans les murs.
- Étudier l'effet de la distribution des murs de remplissage dans les bâtiments avec des voiles sur leur performance.
- Réaliser des études sur des bâtiments avec des murs de remplissage en utilisant le logiciel SeismoStruct.

Références

- [1] Islam MdM, Sen D, Chowdhury SR. Numerical investigation on the effect of infill masonry on lateral behaviour of surrounding RC frame. *Asian J Civ Eng* 2023. <https://doi.org/10.1007/s42107-023-00679-1>.
- [2] Panthi B, Dahal P, Shrestha P, Thapa KB. Fundamental period of RC buildings with infill walls in Nepal. *Asian J Civ Eng* 2021;22:983–93. <https://doi.org/10.1007/s42107-021-00359-y>.
- [3] Abdelaziz MM, Gomma MS, El-Ghazaly H. Seismic evaluation of reinforced concrete structures infilled with masonry infill walls. *Asian J Civ Eng* 2019;20:961–81. <https://doi.org/10.1007/s42107-019-00158-6>.
- [4] Mehrabi AB, Shing PB, Schuller MP, Noland JL. Experimental evaluation of masonry-infilled RC frames. *J Struct Eng* 1996;122:228–37. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(1996\)122:3\(228\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(1996)122:3(228)).
- [5] Mehrabi AB, Shing PB. Finite element modeling of masonry-infilled RC frames. *J Struct Eng* 1997;123:604–13. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(1997\)123:5\(604\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(1997)123:5(604)).
- [6] Shing PB, Mehrabi AB. Behaviour and analysis of masonry-infilled frames. *Prog Struct Eng Mater* 2002;4:320–31. <https://doi.org/10.1002/pse.122>.
- [7] Al-Chaar G, Issa M, Sweeney S. Behavior of masonry-infilled nonductile reinforced concrete frames. *J Struct Eng* 2002;128:1055–63. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(2002\)128:8\(1055\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(2002)128:8(1055)).
- [8] Stylianidis KC. Experimental investigation of masonry infilled R/C frames. *Open Constr Build Technol J* 2012;6:194–212. <https://doi.org/10.2174/1874836801206010194>.
- [9] Anić F, Penava D, Guljaš I, Sarhosis V, Abrahamczyk L. Out-of-plane cyclic response of masonry infilled RC frames: An experimental study. *Eng Struct* 2021;238:112258. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112258>.

- [10] Dolšek M, Fajfar P. The effect of masonry infills on the seismic response of a four-storey reinforced concrete frame - a deterministic assessment. *Eng Struct* 2008;30:1991–2001. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2008.01.001>.
- [11] Crisafulli FJ. Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills 1997. <http://dx.doi.org/10.26021/1979>.
- [12] El-Dakhkhni WW, Elgaaly M, Hamid AA. Three-strut model for concrete masonry-infilled steel frames. *J Struct Eng* 2003;129:177–85. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(2003\)129:2\(177\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(2003)129:2(177)).
- [13] Milanesi RR, Morandi P, Magenes G. Local effects on RC frames induced by AAC masonry infills through FEM simulation of in-plane tests. *Bull Earthq Eng* 2018;16:4053–80. <https://doi.org/10.1007/s10518-018-0353-5>.
- [14] Furtado A, Rodrigues H, Arêde A, Varum H. Simplified macro-model for infill masonry walls considering the out-of-plane behaviour. *Earthq Eng Struct Dyn* 2015;45:507–24. <https://doi.org/10.1002/eqe.2663>.
- [15] Butenweg C, Marinković M, Salatić R. Experimental results of reinforced concrete frames with masonry infills under combined quasi-static in-plane and out-of-plane seismic loading. *Bull Earthq Eng* 2019;17:3397–422. <https://doi.org/10.1007/s10518-019-00602-7>.
- [16] Liberatore L, AlShawa O. On the application of the yield-line method to masonry infills subjected to combined in-plane and out-of-plane loads. *Structures* 2021;32:1287–301. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.03.044>.
- [17] Paulay T, Priestley MN. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. vol. 768. Wiley New York; 1992.
- [18] Braga F, Manfredi V, Masi A, Salvatori A, Vona M. Performance of non-structural elements in RC buildings during the L’Aquila, 2009 earthquake. *Bull Earthq Eng* 2011;9:307–24. <https://doi.org/10.1007/s10518-010-9205-7>.

- [19] Al Hanoun M, Abrahamczyk L, Schwarz J. Numerical simulation of RC frame structures with infill walls under consideration of out-of-plane behavior. Proc. 16th World Conf. Earthq. Eng. WCEE Santiago Chile, 2017, p. 9–13.
- [20] Yuen YP, Kuang JS. Fourier-based incremental homogenisation of coupled unilateral damage-plasticity model for masonry structures. *Int J Solids Struct* 2013;50:3361–74. <https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2013.06.001>.
- [21] Yuen YP, Kuang JS. Masonry-infilled RC frames subjected to combined in-plane and out-of-plane loading. *Int J Struct Stab Dyn* 2014;14:1350066. <https://doi.org/10.1142/s0219455413500661>.
- [22] Yuen YP, Kuang JS. Nonlinear seismic responses and lateral force transfer mechanisms of RC frames with different infill configurations. *Eng Struct* 2015;91:125–40. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.02.031>.
- [23] Yuen TYP, Kuang JS, Ali BSM. Assessing the effect of bi-directional loading on nonlinear static and dynamic behaviour of masonry-infilled frames with openings. *Bull Earthq Eng* 2016;14:1721–55. <https://doi.org/10.1007/s10518-016-9899-2>.
- [24] Morandi P, Hak S, Magenes G. Simplified out-of-plane resistance verification for slender clay masonry infills in RC frames. Proc XV ANIDIS L’Ingegneria Sismica Ital Padua Italy 2013;30.
- [25] Donà M, Tecchio G, Domenicale L, Saler E, Minotto M, Porto F da. Directional effects on combined in-plane and out of plane seismic behavior of masonry infills, ECCOMAS Proceedia; 2017. <https://doi.org/10.7712/120117.5649.18570>.
- [26] Asteris PG, Cavaleri L, Trapani FD, Tsaris AK. Numerical modelling of out-of-plane response of infilled frames: State of the art and future challenges for the equivalent strut macromodels. *Eng Struct* 2017;132:110–22. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.10.012>.
- [27] Di Trapani F, Shing PB, Cavaleri L. Macroelement model for in-plane and out-of-plane responses of masonry infills in frame structures. *J Struct Eng* 2018;144. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0001926](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0001926).

- [28] Polyakov S. Masonry in framed buildings: An investigation into the strength and stiffness of masonry infilling, Translation into English by GL Cairns. Gosdarstvenoeizdatel'stoliteraturypostroitel'stvuiarkhitekture Mosc 1956.
- [29] Sachanski S. Analysis of earthquake resistance of frame buildings taking into consideration the carrying capacity of the filling masonry. Proc. 2nd World Conf. Earthq. Eng., vol. 138, 1960, p. 1–15.
- [30] Holmes M. Steel frames with brickwork and concrete infilling. Proc Inst Civ Eng 1961;19:473–8. <https://doi.org/10.1680/iicep.1961.11305>.
- [31] Stafford Smith B. Lateral stiffness of infilled frames. J Struct Div 1962;88:183–99. <https://doi.org/10.1061/JSDEAG.0000849>.
- [32] Fiorato AE, Sozen MA, Gamble WL. An Investigation of the Interaction of Reinforced Concrete Frames with Masonry Filler Walls. Civ Eng Stud SRS- 370 1970.
- [33] Mainstone RJ. On the stiffness and strengths of infilled frames. Proc Inst Civ Eng 1971;49:230. <https://doi.org/10.1680/iicep.1971.6267>.
- [34] Mainstone RJ, Weeks G. The influence of a bounding frame on the racking stiffness and strengths of brick walls. Building Research Station; 1972.
- [35] Klingner RE, Bertero VV. Earthquake resistance of infilled frames. J Struct Div 1978;104:973–89. <https://doi.org/10.1061/jsdeag.0004947>.
- [36] Zarnic R, Tomazevic M. An experimentally obtained method for evaluation of the behavior of masonry infilled RC frames. Proc. 9th World Conf. Earthq. Eng., vol. 6, 1988, p. 163–8.
- [37] Pires F. Influence of masonry walls over the behaviour of reinforced concrete frames under horizontal actions. PhD Thesis. National Laboratory in Civil Engineering Lisbon, Portugal, 1990.
- [38] Mehrabi AB. Behavior of masonry infilled reinforced concrete frames subjected to lateral loadings. 1994.

- [39] Mosalam KM, White RN, Ayala G. Response of infilled frames using pseudo-dynamic experimentation. *Earthq Eng Struct Dyn* 1998;27:589–608.
- [40] Buonopane S, White R. Pseudodynamic testing of masonry infilled reinforced concrete frame. *J Struct Eng* 1999;125:578–89.
- [41] Lee H-S, Woo S-W. Effect of masonry infills on seismic performance of a 3-storey R/C frame with non-seismic detailing. *Earthq Eng Struct Dyn* 2002;31:353–78.
- [42] Süsoy M. Seismic strengthening of masonry infilled reinforced concrete frames with precast concrete panels. Master's Thesis. Middle East Technical University, 2004.
- [43] Hashemi A, Mosalam KM. Shake-table experiment on reinforced concrete structure containing masonry infill wall. *Earthq Eng Struct Dyn* 2006;35:1827–52.
- [44] Pinto A, Taucer F. Assessment and retrofit of full-scale models of existing RC frames. *Adv. Earthq. Eng. Urban Risk Reduct.*, Springer; 2006, p. 353–67.
- [45] Anil Ö, Altin S. An experimental study on reinforced concrete partially infilled frames. *Eng Struct* 2007;29:449–60.
- [46] Kakaletsis DJ, Karayannis CG. Influence of masonry strength and openings on infilled R/C frames under cycling loading. *J Earthq Eng* 2008;12:197–221.
- [47] Kakaletsis DJ, Karayannis CG. Experimental investigation of infilled reinforced concrete frames with openings. *Struct J* 2009;106:132–41. <https://doi.org/10.14359/56351>.
- [48] Blackard B, Willam K, Mettupalayam S. Experimental observations of masonry infilled reinforced concrete frames with openings. *Spec Publ* 2009;265:199–122.
- [49] Stavridis A, Koutromanos I, Shing PB. Shake-table tests of a three-story reinforced concrete frame with masonry infill walls. *Earthq Eng Struct Dyn* 2012;41:1089–108.
- [50] Misir S, Ozcelik O, Girgin SC, Kahraman S. Experimental work on seismic behavior of various types of masonry infilled RC frames. *Struct Eng Mech* 2012;44:763–74.
- [51] Sigmund V, Penava D. Assessment of masonry infilled reinforced-concrete frames with openings. *Teh Vjesn* 2013;20:459–66.

- [52] Mansouri A, Merefat MS, Khanmohammadi M. Experimental evaluation of seismic performance of low-shear strength masonry infills with openings in reinforced concrete frames with deficient seismic details. *Struct Des Tall Spec Build* 2014;23:1190–210. <https://doi.org/10.1002/tal.1115>.
- [53] Bergami AV, Nuti C. Experimental tests and global modeling of masonry infilled frames. *Earthq Struct* 2015;9:281–303.
- [54] Basha SH, Kaushik HB. Behavior and failure mechanisms of masonry-infilled RC frames (in low-rise buildings) subject to lateral loading. *Eng Struct* 2016;111:233–45.
- [55] Shan S, Li S, Xu S, Xie L. Experimental study on the progressive collapse performance of RC frames with infill walls. *Eng Struct* 2016;111:80–92.
- [56] Zhai C, Kong J, Wang X, Chen Z. Experimental and finite element analytical investigation of seismic behavior of full-scale masonry infilled RC frames. *J Earthq Eng* 2016;20:1171–98. <https://doi.org/10.1080/13632469.2016.1138171>.
- [57] Oliveira DV, Lourenço PB. Implementation and validation of a constitutive model for the cyclic behaviour of interface elements. *Comput Struct* 2004;82:1451–61.
- [58] Crisafulli FJ, Carr AJ, Park R. Analytical modelling of infilled frame structures: A general review. *Bull N Z Soc Earthq Eng* 2000;33:30–47. <https://doi.org/10.5459/bnzsee.33.1.30-47>.
- [59] Asteris PG, Antoniou ST, Sophianopoulos DS, Chrysostomou CZ. Mathematical macromodeling of infilled frames: state of the art. *J Struct Eng* 2011;137:1508–17. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0000384](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0000384).
- [60] Nicola T, Leandro C, Guido C, Enrico S. Masonry infilled frame structures: state-of-the-art review of numerical modelling. *Earthq Struct* 2015;8:733–59. <https://doi.org/10.12989/eas.2015.8.3.733>.
- [61] Petracca M, Pelà L, Rossi R, Oller S, Camata G, Spacone E. Multiscale computational first order homogenization of thick shells for the analysis of out-of-plane loaded masonry walls. *Comput Methods Appl Mech Eng* 2017;315:273–301. <https://doi.org/10.1016/j.cma.2016.10.046>.

- [62] Riddington JR, Naom NF. Finite element prediction of masonry compressive strength. *Comput Struct* 1994;52:113–9. [https://doi.org/10.1016/0045-7949\(94\)90261-5](https://doi.org/10.1016/0045-7949(94)90261-5).
- [63] Lourenço PB, Rots JG. Multisurface interface model for analysis of masonry structures. *J Eng Mech* 1997;123:660–8. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9399\(1997\)123:7\(660\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9399(1997)123:7(660)).
- [64] Al-Chaar G, Mehrabi AB, Manzouri T. Finite element interface modeling and experimental verification of masonry-infilled R/C frames. Masonry Society Longmont, CO, USA; 2008.
- [65] Stavridis A, Shing P. Finite-element modeling of nonlinear behavior of masonry-infilled RC frames. *J Struct Eng* 2010;136:285–96.
- [66] Koutromanos I, Stavridis A, Shing PB, Willam K. Numerical modeling of masonry-infilled RC frames subjected to seismic loads. *Comput Struct* 2011;89:1026–37.
- [67] Stavridis A. Analytical and experimental study of seismic performance of reinforced concrete frames infilled with masonry walls. University of California, San Diego; 2009.
- [68] Sattar S. Influence of masonry infill walls and other building characteristics on seismic collapse of concrete frame buildings. PhD Thesis. University of Colorado at Boulder, 2013.
- [69] Mohyeddin A, Goldsworthy HM, Gad EF. FE modelling of RC frames with masonry infill panels under in-plane and out-of-plane loading. *Eng Struct* 2013;51:73–87.
- [70] Al Louzi RAK. Seismic in-plane response of reinforced concrete frames with masonry infill walls. PhD Thesis. Purdue University, 2015.
- [71] Kubalski T, Marinković M, Butenweg C. Numerical investigation of masonry infilled RC frames. 16th Int. Brick Block Mason. Conf., 2016, p. 26–30.
- [72] Quinteros RD, Oller S, Nallim LG. Nonlinear homogenization techniques to solve masonry structures problems. *Compos Struct* 2012;94:724–30. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2011.09.006>.

- [73] Lopez J, Oller S, Oñate E, Lubliner J. A homogeneous constitutive model for masonry. *Int J Numer Methods Eng* 1999;46:1651–71. [https://doi.org/10.1002/\(sici\)1097-0207\(19991210\)46:10<1651::aid-nme718>3.0.co;2-2](https://doi.org/10.1002/(sici)1097-0207(19991210)46:10<1651::aid-nme718>3.0.co;2-2).
- [74] Ma G, Hao H, Lu Y. Homogenization of masonry using numerical simulations. *J Eng Mech* 2001;127:421–31. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9399\(2001\)127:5\(421\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9399(2001)127:5(421)).
- [75] Milani G, Lourenço PB, Tralli A. Homogenised limit analysis of masonry walls, Part I: Failure surfaces. *Comput Struct* 2006;84:166–80. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2005.09.005>.
- [76] Milani G, Lourenço PB, Tralli A. Homogenised limit analysis of masonry walls, Part II: Structural examples. *Comput Struct* 2006;84:181–95. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2005.09.004>.
- [77] Milani G, Lourenço PB. FE homogenised limit analysis model for masonry structures. *Proc Inst Civ Eng - Eng Comput Mech* 2011;164:65–78. <https://doi.org/10.1680/eacm.2011.164.2.65>.
- [78] Komurcu S, Gedikli A. Numerical modelling of the in-plane loaded homogenized masonry walls. *Period Eng Nat Sci PEN* 2017;5. <https://doi.org/10.21533/pen.v5i3.117>.
- [79] Tiberti S, Milani G. 3D homogenized limit analysis of non-periodic multi-leaf masonry walls. *Comput Struct* 2020;234:106253. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2020.106253>.
- [80] Tiberti S, Milani G. 3D voxel homogenized limit analysis of single-leaf non-periodic masonry. *Comput Struct* 2020;229:106186. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2019.106186>.
- [81] Yu S, Wu C, Griffith M. Numerical analysis of out-of-plane loaded masonry wall using homogenization technique. 14th Int. Brick Block Mason. Conf. Syd., 2008, p. 17–20.
- [82] Sacco E. A nonlinear homogenization procedure for periodic masonry. *Eur J Mech-ASolids* 2009;28:209–22.
- [83] Houda F, Myriam HL, Ioannis S, Sab K, Dogui A. In-Plane Strength Domain Numerical Determination of Hollow Concrete Block Masonry. *Des. Model. Mech. Syst. Proc.* 7th

- Conf. Des. Model. Mech. Syst. CMSM2017 March 27–29 Hammamet Tunis. 7, Springer; 2018, p. 721–32.
- [84] Polyakov S. On the interaction between masonry filler walls and enclosing frame when loaded in the plane of the wall. *Transl Earthq Eng* 1960;2:36–42.
- [85] Stafford Smith B. Behavior of square infilled frames. *J Struct Div* 1966;92:381–404. <https://doi.org/10.1061/jsdeag.0001387>.
- [86] FEMA 356. Prestandard and commentary for seismic rehabilitation of buildings. Fed Emerg Manag Agency Washigton DC Md USA 2000.
- [87] Mucedero G, Perrone D, Brunesi E, Monteiro R. Numerical modelling and validation of the response of masonry infilled rc frames using experimental testing results. *Buildings* 2020;10:182. <https://doi.org/10.3390/buildings10100182>.
- [88] Leuchars J, Scrivener J. Masonry infill panels subjected to cyclic in-plane loading. *Bull N Z Soc Earthq Eng* 1976;9:122–31.
- [89] Chrysostomou CZ, Gergely P, Abel JF. A six-strut model for nonlinear dynamic analysis of steel infilled frames. *Int J Struct Stab Dyn* 2002;02:335–53. <https://doi.org/10.1142/s0219455402000567>.
- [90] Mohamed HMA. Seismic risk assessment of reinforced concrete frames with masonry infill. PhD Thesis. Universidade do Porto (Portugal), 2017.
- [91] Tucker CJ. Predicting the in-plane capacity of masonry infilled frames. PhD Thesis. Tennessee Technological University, 2007.
- [92] Stafford Smith B, Carter C. A METHOD OF ANALYSIS FOR INFILLED FRAMES. *Proc Inst Civ Eng* 1969;44:31–48. <https://doi.org/10.1680/iicep.1969.7290>.
- [93] Mainstone RJ. Supplementary note on the stiffnesses and strengths of infilled frames. Building Research Establishment, Building Research Station; 1974.
- [94] Tassios T. Masonry infill and RC walls,(An invited state-of-the-art report). *Third Int. Symp. Wall Struct.*, 1984.

- [95] Bazan E, Meli R. Seismic analysis of structures with masonry walls. Proc 7th World Conf Earthq. Eng., vol. 5, International Association of Earthquake Engineering (IAEE) Tokyo; 1980, p. 633–40.
- [96] Te-Chang L, Kwok-Hung K. Nonlinear behaviour of non-integral infilled frames. *Comput Struct* 1984;18:551–60. [https://doi.org/10.1016/0045-7949\(84\)90070-1](https://doi.org/10.1016/0045-7949(84)90070-1).
- [97] Decanini L, Fantin G. Modelos simplificados de la mampostería incluida en porticos. Características Stiffnessy Resist Lateral En Estado Lte Jorn Argent Ing Estructural 1986;2:817–36.
- [98] Moghaddam H. Earthquake resistant design of brick infilled frames. *Brick Block Mason* 8 Th IBMAC Lond Elsevier Appl Sci 1988;2:774–84.
- [99] Durrani AJ, Luo Y. Seismic retrofit of flat-slab buildings with masonry infills. Proc. NCEER Workshop Seism. Response Mason. Infills, 1994, p. 1–8.
- [100] Flanagan RD, Bennett RM. Arching of masonry infilled frames: comparison of analytical methods. *Pract Period Struct Des Constr* 1999;4:105–10. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)1084-0680\(1999\)4:3\(105\)](https://doi.org/10.1061/(asce)1084-0680(1999)4:3(105)).
- [101] Bennett RM, Fischer WL, Flanagan RD, Tenbus MA. Evaluation and analysis of the performance of masonry infills during the Northridge earthquake. Office of Scientific and Technical Information (OSTI); 1996. <https://doi.org/10.2172/414635>.
- [102] Al-Chaar G. Evaluating strength and stiffness of unreinforced masonry infill structures. Defense Technical Information Center; 2002. <https://doi.org/10.21236/ada407072>.
- [103] Chethan K, Babu RR, Venkataramanna K, Sharma A. Study on dynamic characteristics of 3d reinforced concrete frame with masonry infill. *Power Res- J CPRI* 2009;11–8.
- [104] Khaja M. Earthquake analysis on 2d rc frames with different aspect ratios of masonry infill and monolithic panel. *Int J Res Eng Technol* 2013;02:18–23. <https://doi.org/10.15623/ijret.2013.0213004>.
- [105] Turgay T, Durmus MC, Binici B, Ozcebe G. Evaluation of the predictive models for stiffness, strength, and deformation capacity of RC frames with masonry infill walls. *J Struct Eng* 2014;140. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0001069](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0001069).

- [106] Andreus U, Cerone M, D'Asdia P, Iannozzi F. A finite element model for the analysis of masonry structures under cyclic actions. *Proceeding Seventh Int Brick Mason Conf* 1985:479–88.
- [107] Doudoumis IN, Mitsopoulou EN. Non-linear analysis of multi-story infilled frames for unilateral contact condition. *Earthq Eng* 1986:63–70.
- [108] Madan A, Reinhorn AM, Mander JB, Valles RE. Modeling of masonry infill panels for structural analysis. *J Struct Eng* 1997;123:1295–302. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(1997\)123:10\(1295\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(1997)123:10(1295)).
- [109] Bertoldi S, Decanini L, Gavarini C. Telai tamponati soggetti ad azioni sismiche, un modello semplificato: Confronto sperimentale e numerico. *Atti Del* 1993;6:815–24.
- [110] Panagiotakos TB, Fardis MN. Seismic response of infilled RC frames structures. 11th World Conf. Earthq. Eng., 1996.
- [111] Uva G, Raffaele D, Porco F, Fiore A. On the role of equivalent strut models in the seismic assessment of infilled RC buildings. *Eng Struct* 2012;42:83–94. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.04.005>.
- [112] De Risi MT, Gaudio CD, Ricci P, Verderame GM. In-plane behaviour and damage assessment of masonry infills with hollow clay bricks in RC frames. *Eng Struct* 2018;168:257–75. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.04.065>.
- [113] Van TC, Lau TL, Mohamed Nazri F. Macro-modeling approach incorporating fiber plastic hinge for reinforced concrete frames with masonry infill. *Eng Struct* 2022;251:113421. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.113421>.
- [114] Ngo-Huu C, Kim S-E, Oh J-R. Nonlinear analysis of space steel frames using fiber plastic hinge concept. *Eng Struct* 2007;29:649–57. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2006.06.008>.
- [115] Ngo-Huu C, Kim S-E. Practical advanced analysis of space steel frames using fiber hinge method. *Thin-Walled Struct* 2009;47:421–30. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2008.08.007>.

- [116] Ngo-huu C, Kim S-E. Practical nonlinear analysis of steel–concrete composite frames using fiber–hinge method. *J Constr Steel Res* 2012;74:90–7. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2012.02.018>.
- [117] Wang Y, Wang Q, Dong J, Peng Y. Ultimate analysis of steel structures based on fiber hinge model and time-varying structure theory. *Int J Steel Struct* 2015;15:567–79.
- [118] Wang Y, Peng Y, Dong J. Fiber hinge approach for nonlinear analysis of structural members accounting for local buckling under large deformation. *IOP Conf Ser Mater Sci Eng* 2018;397:012040. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/397/1/012040>.
- [119] Di Trapani F, Bertagnoli G, Ferrotto MF, Gino D. Empirical equations for the direct definition of stress–strain laws for fiber-section-based macromodeling of infilled frames. *J Eng Mech* 2018;144:04018101. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)EM.1943-7889.0001532](https://doi.org/10.1061/(ASCE)EM.1943-7889.0001532).
- [120] Adibi M, Talebkhah R, Ghatte HF. Seismic reliability of precast concrete frame with masonry infill wall. *Earthq. Struct.*, vol. 24, 2023, p. 141–53. <https://doi.org/10.12989/eas.2023.24.2.141>.
- [121] Applied Technology Council. Guidelines for nonlinear structural analysis and design of buildings. part IIb - reinforced concrete moment frames. Gaithersburg, MD: National Institute of Standards and Technology; 2017.
- [122] Gupta B. Enhanced pushover procedure and inelastic demand estimation for performance-based seismic evaluation of buildings. University of Central Florida; 1998.
- [123] Algériennes RP. Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique. Alger Algér 2003.
- [124] Gupta AK. Response spectrum method in seismic analysis and design of structures. Routledge; 2017.
- [125] Lee U, Kim J, Leung AYT. The Spectral Element Method in Structural Dynamics. *Shock Vib Dig* 2000;32:451–65. <https://doi.org/10.1177/058310240003200601>.
- [126] Rooshenas A. Investigating the effects of masonry infill panels on high-rise structures. *Structures* 2022;35:106–17. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.10.077>.

- [127] Adnane O. Analyse non lineaire statistique et dynamiques des structures tridimensionnelles auto-stables. PhD Thesis. Béjaia, Université Abderrahmane Mira. Faculté des Sciences et des Sciences ..., 2010.
- [128] Belkheir MA. Influence de la disposition des voiles sur la performance sismique des structures mixtes. PhD Thesis. Université Mouloud Mammeri, 2012.
- [129] MENASRI Y, NOUAOURIA M, GUENFOUD M. EVALUATION DE LA VULNERABILITE SISMIQUE A L'ECHELLE D'UNE STRUCTURE EN BETON ARME PAR L'ANALYSE STATIQUE NON LINEAIRE (PUSHOVER). Symp. Int. Sur Constr. En Zone Sismique Univ. Guelma Algerie, 2010.
- [130] Poursha M, Khoshnoudian F, Moghadam AS. Assessment of modal pushover analysis and conventional nonlinear static procedure with load distributions of federal emergency management agency for high-rise buildings. *Struct Des Tall Spec Build* 2008;n/a-n/a. <https://doi.org/10.1002/tal.487>.
- [131] Ima M, Benjamin L, Irma J, Hartanto W. Performance Of Modal Pushover Analysis On A First Mode Dominant Moment Resisting Frame. *EACEF-Int. Conf. Civ. Eng.*, vol. 1, 2011, p. 128–128.
- [132] Applied Technology Council (ATC-40). Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. ATC-40 1996;1 and 2.
- [133] Code P. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance-part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings. Bruss Eur Comm Stand 2005.
- [134] Mouroux P, Negulescu C. Comparaison pratique entre les méthodes déplacement de l'ATC 40 (en amortissement) et de l'Eurocode 8 (en ductilité). 7ème Colloq. Natl. AFPS, 2007.
- [135] Elnashai AS. Advanced inelastic static (pushover) analysis for earthquake applications. *Struct Eng Mech* 2001;12:51–69. <https://doi.org/10.12989/sem.2001.12.1.051>.
- [136] Fajfar P. A Nonlinear Analysis Method for Performance-Based Seismic Design. *Earthq Spectra* 2000;16:573–92. <https://doi.org/10.1193/1.1586128>.

- [137] Krawinkler H, Seneviratna GDPK. Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation. *Eng Struct* 1998;20:452–64. [https://doi.org/10.1016/s0141-0296\(97\)00092-8](https://doi.org/10.1016/s0141-0296(97)00092-8).
- [138] Mwafy AM, Elnashai AS. Static pushover versus dynamic collapse analysis of RC buildings. *Eng Struct* 2001;23:407–24. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(00\)00068-7](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(00)00068-7).
- [139] Paillere A. Le béton de fibres métalliques: état actuel des connaissances. *Ann. Inst. Tech. Bâtim. Trav. Publics*, 1993, p. 37–68.
- [140] Fajfar P. Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra. *Earthq Eng Struct Dyn* 1999;28:979–93. [https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1096-9845\(199909\)28:9<979::AID-EQE850>3.0.CO;2-1](https://doi.org/10.1002/(SICI)1096-9845(199909)28:9<979::AID-EQE850>3.0.CO;2-1).
- [141] Dolšek M, Fajfar P. Simplified non-linear seismic analysis of infilled reinforced concrete frames. *Earthq Eng Struct Dyn* 2005;34:49–66. <https://doi.org/10.1002/eqe.411>.
- [142] Urbanski A, Spacone E, Belgasmia M, Sarf J, Zimmermann T. Static Pushover Analysis. ZSoil PC n.d.
- [143] Freeman SA. Evaluations of existing buildings for seismic risk-A case study of Puget Sound Naval Shipyard. *Proc 1st US Nat Conf Earthq. Engrg Bremerton Wash.* 1975, 1975, p. 113–22.
- [144] Miranda E. Estimation of inelastic deformation demands of SDOF systems. *J Struct Eng* 2001;127:1005–12.
- [145] FEMA 273. NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. Fed Emerg Manag Agency Wash DC 1997.
- [146] FEMA 440. Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures. Appl Technol Counc Wash DC 2005.
- [147] ASCE/SEI 41-06. Seismic Rehabilitation of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-06). Am Soc Civ Eng Rest 2007.
- [148] ASCE/SEI 41-13. Seismic Rehabilitation of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-13). Am Soc Civ Eng Rest 2013.

- [149] Cavaleri L, Di Trapani F. Cyclic response of masonry infilled RC frames: Experimental results and simplified modeling. *Soil Dyn Earthq Eng* 2014;65:224–42.
- [150] Mander JB, Priestley MJ, Park R. Theoretical stress-strain model for confined concrete. *J Struct Eng* 1988;114:1804–26.
- [151] Richart FE, Brandtæg A, Brown RL. A study of the failure of concrete under combined compressive stresses. *Univ Ill Eng Exp Stn Bull No 185* 1928.
- [152] Popovics S. A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete. *Cem Concr Res* 1973;3:583–99.
- [153] Park R, Paulay T. Reinforced concrete structures. John Wiley & Sons; 1991.
- [154] Asteris PG, Repapis CC, Tsaris AK, Di Trapani F, Cavaleri L. Parameters affecting the fundamental period of infilled RC frame structures. *Earthq Struct* 2015;9:999–1028. <https://doi.org/10.12989/EAS.2015.9.5.999>.
- [155] Papia M, Cavaleri L, Fossetti M. Infilled frames: developments in the evaluation of the stiffening effect of infills. *Struct Eng Mech* 2003;16:675–93. <https://doi.org/10.12989/SEM.2003.16.6.675>.
- [156] RPA2003. Règles parasismique algériennes RPA 99/version 2003. Cent Natl Rech Appliquée En Genie Parasismique 2003.
- [157] BAEL 91. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, Suivant la Méthode des états Limites. Cent Sci Tech Bâtiment Eyrolles Paris 2001.
- [158] Chopra AK, Goel RK. Capacity-demand-diagram methods for estimating seismic deformation of inelastic structures: SDF systems. Rep No PEER199902 1999.
- [159] Fajfar P, Gašperšič P. THE N2 METHOD FOR THE SEISMIC DAMAGE ANALYSIS OF RC BUILDINGS. *Earthq Eng Struct Dyn* 1996;25:31–46. [https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1096-9845\(199601\)25:1<31::AID-EQE534>3.0.CO;2-V](https://doi.org/10.1002/(SICI)1096-9845(199601)25:1<31::AID-EQE534>3.0.CO;2-V).
- [160] Rosenblueth E, Meli R. The 1985 Mexico earthquake. *Concr Int* 1986;8:23–34.
- [161] Fajfar P. The story of the N2 method. 2022.

[162] American Society of Civil Engineers, editor. Minimum design loads for buildings and other structures. Reston, Va: American Society of Civil Engineers: Structural Engineering Institute; 2010.