



Ecole Nationale Polytechnique
Département de Génie Civil
Laboratoire Matériaux de Génie Civil
et Environnement LMGCE



Thèse de Doctorat en Sciences En Génie civil

Evaluation de l'influence des panneaux de remplissage en maçonnerie sur la réponse sismique non linéaire 2D et 3D des structures en béton armé

Présentée par :

NOUI Saleh

Magister en Construction et Environnement, **École Nationale Polytechnique**

Sous la direction de :

Mr. Abdelkrim KADID, Professeur à l'Univ Batna

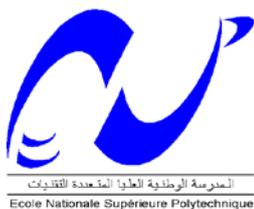
Mr. Abderrahim BALI, Professeur à l'ENP

Présentée et soutenue publiquement le 14/02/2019

Composition du Jury

| | | | |
|---------------------|---------------------------|------------|---------------|
| Président | Mr. Smain BELKACEMI | Professeur | ENP |
| Directeurs de thèse | Mr. Abdelkrim KADID | Professeur | Univ Batna |
| | Mr. Abderrahim BALI | Professeur | ENP |
| Examineurs | Mr Mohamed BOUHICHA | Professeur | Univ Laghouat |
| | Mr. Ali AHMED CHAOUCH | MC « A » | USTHB |
| | Mr. Abdelkrim BOURZAM | MC « A » | USTHB |
| | Mr. Med Amine BOUKHAMACHA | MC « A » | ENP |

ENP 2019



Ecole Nationale Polytechnique
Département de Génie Civil
Laboratoire Matériaux de Génie Civil
et Environnement LMGCE



Thèse de Doctorat en Sciences En Génie civil

Evaluation de l'influence des panneaux de remplissage en maçonnerie sur la réponse sismique non linéaire 2D et 3D des structures en béton armé

Présentée par :

NOUI Saleh

Magister en Construction et Environnement, **École Nationale Polytechnique**

Sous la direction de :

Mr. Abdelkrim KADID, Professeur à l'Univ Batna

Mr. Abderrahim BALI, Professeur à l'ENP

Présentée et soutenue publiquement le 14/02/2019

Composition du Jury

| | | | |
|---------------------|---------------------------|------------|---------------|
| Président | Mr. Smain BELKACEMI | Professeur | ENP |
| Directeurs de thèse | Mr. Abdelkrim KADID | Professeur | Univ Batna |
| | Mr. Abderrahim BALI | Professeur | ENP |
| Examineurs | Mr Mohamed BOUHICHA | Professeur | Univ Laghouat |
| | Mr. Ali AHMED CHAOUCH | MC « A » | USTHB |
| | Mr. Abdelkrim BOURZAM | MC « A » | USTHB |
| | Mr. Med Amine BOUKHAMACHA | MC « A » | ENP |

ENP 2019

Remerciements

Je tiens tout d'abord à remercier et en premier lieu Dieu le Tout Puissant et Miséricordieux qui m'a donné la force, la volonté et le courage à mener à bonne fin ce travail.

Je voudrais remercier Monsieur, Kadid Abdelkrim Professeur à l'Université de Batna2 et Monsieur Bali Abderrahim Professeur à l'Ecole Nationale Polytechnique d'Alger, pour avoir accepté d'encadrer le présent travail de thèse, pour leurs confiance, accompagnement et leurs encouragements pour leurs assistance et pour toutes les facilités mises à ma disposition pour réaliser le présent travail.

Je remercie vivement Monsieur Smain BELKACEMI, professeur à l'Ecole Nationale Polytechnique, pour avoir accepté d'être le président de jury de ma thèse.

J'exprime mes sincères gratitudees à Messieurs: Mohamed BOUHICHA professeur à l'université de Laghouat, Ali AHMED CHAOUCH maitre de conférence (A) à l'université USTHB, Abdelkrim BOURZAM maitre de conférence (A) à l'université USTHB et Mohamed Amine BOUKHEMACHA maitre de conférence (A) à l'Ecole Nationale Polytechnique, de m'avoir honoré en acceptant d'examiner ce travail.

Je remercie ensuite mes collègues Messieurs, Mehfoud Touhari, Annane Abdallah, Hamza RABAI, FELLAHI Ala, AOCHACHE Allaoua et Ali BEKHAKHECHA et qui m'ont soutenu et m'ont encouragé dès le début de ce travail, malgré les conditions souvent difficiles avec d'exceptionnelles astreintes de temps.

Un grand merci enfin à ma famille pour son dévouement et sa présence chaleureuse, ses encouragements et son amour, mes parents, et particulièrement ma mère et Mon père et mes frères sans laquelle après Dieu, ce travail l n'aurait pas été possible.

في هذه الدراسة تم إجراء تحليل ثابت غير خطي (تحليل الدفع) وتحليل ديناميكي غير خطي ثنائي وثلاثي الأبعاد لتقييم تأثير جدران الأجر على الاستجابة الزلزالية لهياكل الخرسانة المسلحة، مع الأخذ بعين الاعتبار تأثير الفتحات (الأبواب و النوافذ) والإعدادات الرئيسية التي تؤخذ في الاعتبار هي: الحجم، والموقع، ونسبة أبعاد الفتحات. تم تحديد ثلاثة هياكل من الخرسانة المسلحة تمثل الهياكل الصلبة وشبه الصلبة والمرنة صممت وفقاً للقانون الزلزالي الجزائري ثم تم تحليلها في المجال غير الخطي. يتكون النموذج العددي للهياكل المعتمدة في هذه الدراسة من عناصر غير خطية مع مفصلات بلاستيكية مركزة في بدايات و نهايات العناصر وعنصر متعدد الطبقات غير الخطي لجدران الأجر. النتائج التي تم الحصول عليها من تحليل الدفع تبين أن وجود جدران الأجر يمكن أن يعدل جذريا السلوك العام للهياكل من خلال زيادة قدرات المقاومة ولكن مع ليونة محدودة ووجود فتحات يمكن تعديل المواقع وملامح الآليات التشوه. وفقاً لحجمها وموقعها ونسبة الأبعاد. إن التحليل الديناميكي الذي تم إجراؤه تحت تأثير الزلازل الثلاث الجزائرية المسجلة لنفس الهياكل يؤكد أن وجود جدران الأجر يعدل السلوك الزلزالي الكلي في هياكل الخرسانة المسلحة. ويظهر التحليل السكوني و التحليل الديناميكي ثلاثي الأبعاد لهذه الهياكل أن النتائج ثلاثية الأبعاد تختلف عن النتائج التي تم الحصول عليها أثناء التحليل ثنائي الأبعاد.

الكلمات المفتاحية: البناء، المفصلات البلاستيكية، منحنيات القدرات، العناصر غير الخطية متعددة الطبقات، الفتحات، التحليل الديناميكي.

Abstract

In this study, a nonlinear static analysis (pushover analysis) and a nonlinear dynamic analysis were undertaken on two and three dimensional models to evaluate the influence of the infill panels on the seismic response of reinforced concrete structures, considering mainly the influence of the openings in the infills. The main parameters that will be considered concern the size, the location and the aspect ratio of the openings. Three reinforced concrete structures representative of rigid, semi-rigid and flexible structures are designed according to the Algerian seismic code. The numerical model of the structures consists of frame elements with concentrated plastic hinges at the ends and a nonlinear layered shell for the infills. The results obtained show that the presence of infills can drastically change the overall behavior of the structures by enhancing the strength capacities but with limited ductility and the presence of openings can modify the hinges locations and patterns according to their size, location and aspect ratio. the dynamic analysis is carried out under three recorded Algerian accelerograms for the same structures and the results confirms that the presence of infills alter the overall seismic behavior of the buildings, 3D pushover and dynamic analysis of these structures shows that the 3D results are different to those of the 2D analysis.

keyword: Infills, , plastic hinges, capacity curves, Nonlinear layered shell, openings, dynamic analysis.

Résumé

Dans cette étude une analyse statique non linéaire (analyse pushover) et une analyse dynamique non linéaire ont été entreprises sur des modèles bi et tri dimensionnels pour évaluer l'influence des panneaux de remplissage sur la réponse sismique des structures en béton armé, en considérant surtout l'influence des ouvertures dans les remplissages. Les principaux paramètres pris en considération sont: la taille, l'emplacement et le rapport des dimensions des ouvertures. Trois structures en béton armé représentatives de structures rigides, semi-rigides et flexibles ont été d'abord dimensionnées selon le code sismique algérien et ensuite analysées dans le domaine non linéaire. Le modèle numérique des structures adoptées dans cette étude consiste en des éléments barres avec des rotules plastiques concentrées aux extrémités des éléments des portiques et une coque multicouches non linéaire pour les remplissages. Les résultats obtenus de l'analyse pushover montrent que la présence de remplissages peut modifier radicalement le comportement global des structures en augmentant les capacités de résistance mais avec une ductilité limitée et la présence d'ouvertures peut modifier les emplacements et les profils des mécanismes de rupture selon leur taille, leur emplacement et leur rapport des dimensions. L'analyse dynamique faite sous l'action de trois accélérogrammes Algériens enregistrés pour les mêmes structures confirme que la présence de remplissages modifie le comportement global sismique des portiques en BA. Les analyses pushover et dynamique 3D de ces structures montrent que les résultats 3D sont différents de ceux obtenus lors de l'analyse 2D.

Mot clés: Maçonnerie, rotule plastique, courbes de capacité, coque multicouche non linéaire, ouvertures, analyse dynamique.

Table des Matières

| | |
|--|----|
| Introduction Générale | 14 |
| CHPITRE I- Synthèse Bibliographique | |
| I.1. introduction..... | 18 |
| I.2. méthodes des bielles équivalentes (Macro modélisation)..... | 18 |
| I.3. méthodes des éléments finis (Micro modélisation)..... | 24 |
| I.4. Essais expérimentales..... | 28 |
| I.5. Influence des ouvertures..... | 39 |
| | |
| CHPITRE II- Aspect de modélisation et lois constitutives | |
| II.1 Modèles non linéaires..... | 44 |
| II.1.1 Modèles des poutres et des poteaux..... | 44 |
| II.1.1.1 Modèle des rotules plastiques avec plasticité concentrée..... | 44 |
| II.1.1.2 Modèle des fibres avec plasticité répartie..... | 46 |
| II.1.2. Modèles de la maçonnerie..... | 47 |
| II.2.1.micro modélisation..... | 47 |
| II.2.2. Modes de rupture des murs en maçonnerie sollicités dans leur plan et hors plan | 48 |
| II.2.3. Comportement sismique des panneaux de maçonnerie non armée..... | 49 |
| II.2.4. Types des micro modélisations..... | 50 |
| II.2.4.1. Micro modélisation détaillé..... | 50 |
| II.2.4.2. Micro modélisation simplifié (mésomodélisation)..... | 50 |
| II.3. Modèle des coques multicouches..... | 51 |
| II.4. Comportement multicouches..... | 52 |
| II.5. Modélisation de la maçonnerie par la méthode des bielles équivalentes..... | 56 |
| II.6. Paramètres du modèle de double bielle de seismostruct..... | 58 |
| II.6.1. Paramètres mécaniques et géométriques..... | 58 |
| II.6.2. paramètres empiriques..... | 64 |
| II.6.3 Courbe de cisaillement de remplissage de maçonnerie (inf_shear)..... | 66 |
| | |
| CHPITRE III. Méthodes d'analyse sismique | |
| III.1.Généralités..... | 69 |
| III.2. Introduction et définitions..... | 70 |
| III.3. Analyse dynamique non linéaire..... | 72 |
| III.3.1. Principe de l'analyse..... | 72 |
| III.3.2. Equation incrémentale de l'équilibre..... | 72 |

| | |
|--|----|
| III.4. Intégration temporelle..... | 74 |
| III.4.1. Les méthodes implicites..... | 75 |
| III.4.2. Autres schémas temporels..... | 76 |
| III.5. méthodologie de l'analyse pushover..... | 78 |
| III.5.1. Introduction..... | 78 |
| III.6. Procédures Statiques Non-linéaires (PSN) en Génie Parasismique..... | 81 |
| III.6.1. Généralités..... | 81 |
| III.6.2 La méthode de coefficient dans FEMA 356..... | 82 |
| III.6.3. la méthode de la capacité spectrale dans l' ATC40..... | 85 |
| III.7. Limitation de l'analyse pushover en Génie Parasismique..... | 87 |

CHPITRE IV. Etude de cas pratiques

| | |
|--|-----|
| IV.1. Validation du modèle..... | 89 |
| IV.2. Généralités sur des structures étudiées..... | 94 |
| IV.3. Aspects de modélisation..... | 97 |
| IV.4. Analyse modal | 99 |
| IV.4.1. Période fondamentale..... | 99 |
| IV.5. Analyse Pushover..... | 100 |
| IV.6. Résultats et discussions..... | 102 |
| IV.6.1. Influence des pourcentages des ouvertures..... | 102 |
| IV.6.2. Influence de la position des ouvertures..... | 103 |
| IV.6.3. Influence de type d'ouvertures..... | 105 |
| IV.6.4. Influence de rapport des dimensions..... | 107 |
| IV.6.5. Mécanismes de rupture..... | 109 |
| IV.7. Capacité Demande..... | 112 |
| IV.8. Analyse dynamique non linéaire..... | 117 |
| IV.8.1. Généralités..... | 117 |
| IV.8.2. Choix des accélérogrammes..... | 117 |
| IV.8.3. Résultats et discussion..... | 120 |
| IV.8.3.1. Effet de la taille des ouvertures..... | 120 |
| IV.8.3.2. Effet de positions des ouvertures..... | 126 |
| IV.8.3.3. Influence du rapport des dimensions..... | 129 |
| IV.8.4. Distribution des contraintes dans les panneaux de remplissage..... | 133 |
| IV.9. Analyse 3D..... | 141 |

| | |
|---|------------|
| IV.9.1. Description des structures..... | 141 |
| IV.9.2. Résultats et discussions..... | 145 |
| IV.9.2.1. Analyse pushover..... | 145 |
| IV.9.2.2. Mécanismes de ruptures..... | 147 |
| IV.9.3. Analyse dynamique non linéaire..... | 151 |
| Conclusions générales..... | 155 |

Liste Des Figures

| | |
|--|----|
| Figure I.1. Paramètres adaptés pour la modélisation de l'entretoise équivalente..... | 19 |
| Figure (I.2) Réponse force-déplacement de la bielle proposée par Klingner et Bertero (1976)..... | 20 |
| Figure (I.3). modèle cyclique proposé par Cavaleri et al. (2005)..... | 21 |
| Figure (I.4). Schéma réponse force-déplacement du modèle de l'entretoise de remplissage proposé par Saneinejad et Hobbes (1995)..... | 21 |
| Figure. I.5. Schéma réponse force-déplacement du modèle de l'entretoise de remplissage proposé par Dolsec and Fajfar (2008)..... | 22 |
| Figure I.6. Des modèles alternatifs avec entretoises hors diagonale pour modéliser l'interaction cadre de remplissage proposée par (a) Syrmakizis et Vratanou (1986), (b) Zarnic Tomazevic (1988), (c) Schmidt (1989), (d) Chrysostomou (1991), entretoises dans une seule direction sont présentés..... | 23 |
| Figure I.7. Modèle de bielle de force à trois diagonale proposée par (El-Dakhakhni et al, 2003)..... | 23 |
| Figure I.8. Schéma réponse force-déplacement de l'entretoise proposé par El-Dakhakhni et al (2003)..... | 23 |
| Figure I.9. Multi-bielle avec le modèle de ressort de cisaillement (Crisafulli 1997)..... | 24 |
| Figure I.10. (a) Modèle équivalent de membre de force, (b) Les résultats expérimentaux montrant la formation d'entretoise (Al-Chaar, 1998)..... | 29 |
| Figure I.11. Modélisation des différentes éléments | 34 |
| Figure I.12. profil de déplacement et distribution des rotules plastiques à l'état de l'effondrement dans le cas de force proportionnelle au premier mode..... | 37 |
| Figure I.13. courbes de cisaillement à la base-déplacement de l'analyse dynamique incrémentale: S1 (a), S2 (b), S3 (c)..... | 37 |
| Figure I.14. profils de déplacement et de distribution de charnières en plastique à l'état de l'effondrement "b" pour l'accélérogramme S1..... | 38 |
| Figure I.15. les résultats d'analyse de Pushover pour (a) de 4 étages et (b) les bâtiments de 8 étages..... | 38 |
| Figure I.16. modes de rupture typiques observés | 38 |

| | |
|--|----|
| Figure. II.1.courbe force -déplacement | 45 |
| Figure. II. 2. Modèle en fibres..... | 46 |
| Figure. II. 3. Modèle constitutif uni axial du béton..... | 46 |
| Figure. II.4. Fissurations possibles d'un mur cisailé et transfert d'efforts..... | 48 |
| Figure. II.5. Mécanismes de rupture dans le plan des remplissages et colonnes de béton armé..... | 49 |
| Figure II.6. Micro modélisation détaillé..... | 50 |
| Figure II.7. Micro modélisation simplifié..... | 50 |
| Figure II.8. modèle homogénéisé..... | 51 |
| Figure II.9. élément Shell quadrilatérale de quatre nœuds [sap 2000]..... | 51 |
| Figure II.10. élément Shell triangulaire de trois nœuds [SAP 2000]..... | 52 |
| Figure. II.11. élément coque à quatre couches (sap 2000)..... | 53 |
| Figure.II.12.élément Shell quadrilatérale de quatre nœuds en contrainte plane SAP 2000..... | 54 |
| Figure II.13. maçonnerie soumis au S11 et S22 | 55 |
| Figure II.14. Mode de rupture avec et sans contrainte vertical..... | 55 |
| Figure II.15. modèle des bielles (crisafulli 1997)..... | 57 |
| Figure (II.16): (a) modèle d'hystérésis de bielle de maçonnerie,(b) configuration d'élément de panneau de remplissage..... | 58 |
| Figure (II.17). Configuration d'élément de panneau de remplissage..... | 58 |
| Figure (II.18) : variation du rapport b_w / d_w en fonction du paramètre h..... | 61 |
| Figure (II.19): variation de l'aire en fonction de la déformation axial..... | 62 |
| Figure (II.20): Courbe de cisaillement de remplissage de maçonnerie..... | 68 |
| Figure. III.1. caractéristiques du système..... | 73 |
| Figure. III.2. les forces agissant sur la masse du système..... | 73 |

| | |
|--|-----|
| Figure. III.3. définition des coefficients d'influence non linéaires rigidité non linéaire et amortissement visqueux non linéaire..... | 73 |
| Figure (III.4). méthode du coefficient..... | 83 |
| Figure (III.5) : Détermination de la rigidité effective..... | 84 |
| Figure (III.8) : La méthode de spectre de capacité (ATC40)..... | 86 |
| Figure IV. 1. modélisation d'une panneau de maçonnerie dans le seismostruct..... | 89 |
| Figure. IV. 2. modèle en fibre (seismostruct)..... | 91 |
| Figure. IV.3. élément Shell quadrilatérale de quatre nœuds (SAP 2000)..... | 92 |
| Figure. IV.4. Portique a deux niveaux avec remplissage en maçonnerie (Seismostruct)..... | 92 |
| Figure .IV. 5. portique 2D a deux niveaux avec Remplissage en maçonnerie (Sap 2000)..... | 92 |
| Figure .IV.6. Effort tranchant a la base, structure de deux niveaux avec remplissage total. acc DARELBIDHA..... | 93 |
| Figure. IV.7. Effort tranchant a la base, structure de deux niveaux avec remplissage total. acc Dar El-Beida..... | 93 |
| Figure. IV.8. Structure 1 avec différentes pourcentage d'ouverture dans le remplissage..... | 96 |
| Figure .IV.9. Structure 2 avec différentes pourcentage d'ouverture dans le remplissage..... | 96 |
| Figure .IV.10. Structure 3 avec différents pourcentage d'ouverture dans le remplissage..... | 96 |
| Figure. IV.11. Structure 1 avec différents positions d'ouvertures dans le remplissage..... | 97 |
| Figure. IV.12. Structure 2 avec différents positions d'ouvertures dans le remplissage..... | 97 |
| Figure .IV.13. Structure 3 avec différents positions d'ouvertures dans le remplissage..... | 97 |
| Figure. IV.14. Ferrailage des différents éléments, poteaux, poutres et chainages des structure 1, 2et 3..... | 99 |
| Figure. IV.15. Relation force-déformation généralisée pour éléments ou composants..... | 101 |
| Figure . IV. 16. Capacité-demande..... | 101 |

| | |
|---|-----|
| Figure IV.17. Courbe de capacité, structure 1 avec différents pourcentages d'ouvertures de remplissage..... | 102 |
| Figure IV.18. Courbe de capacité, structure 2 avec différents pourcentages d'ouvertures de remplissage..... | 103 |
| Figure IV.19. Courbe de capacité, structure 3 avec différents pourcentages d'ouvertures de remplissage..... | 103 |
| Figure. IV.20. Courbes de capacité, structure 1 avec différents positions d'ouvertures de remplissage | 104 |
| Figure. IV. 21. Courbes de capacité, structure 2 avec différents positions d'ouvertures de remplissage | 104 |
| Figure. IV. 22. Courbes de capacité, structure 3 avec différents positions d'ouvertures de remplissage | 105 |
| Figure. IV. 23. Courbes de capacité, structure 1 avec différents positions d'ouvertures portes et fenêtres..... | 106 |
| Figure. IV. 24. Courbes de capacité, structure 2 avec différents positions d'ouvertures portes et fenêtres..... | 106 |
| Figure. IV. 25. Courbes de capacité, structure 3 avec différents positions d'ouvertures portes et fenêtres..... | 106 |
| Figure. IV. 26. Courbes de capacité, structure 1 avec différents valeurs de H_o/B_o | 107 |
| Figure. IV. 27. Courbes de capacité, structure 2 avec différents valeurs de H_o/B_o | 108 |
| Figure. IV. 28. Courbes de capacité, structure 3 avec différents valeurs de H_o/B_o | 108 |
| Figure. IV.29. Mécanismes de rupture, structure 1,2 et 3 avec différents pourcentages d'ouvertures dans le remplissage..... | 110 |
| Figure. IV. 30. Mécanismes de rupture, structure 1,2 et 3 avec différents positions d'ouvertures dans le remplissage..... | 111 |
| Figure. IV.31. Courbes Capacités-Demandes, Structure 1 avec différents pourcentages d'ouvertures dans le remplissage..... | 112 |
| Figure. IV.32. Courbes Capacités-Demandes, Structure 2 avec différents pourcentages d'ouvertures dans le remplissage..... | 113 |

| | |
|---|-----|
| Figure. IV.33. Courbes Capacités-Demandes, Structure 3 avec différents pourcentages d'ouvertures dans le remplissage..... | 113 |
| Figure. IV.34. Courbes Capacités-Demandes, Structure 1 avec différents positions d'ouvertures dans le remplissage..... | 114 |
| Figure. IV.35. Courbes Capacités-Demandes, Structure 2 avec différents positions d'ouvertures dans le remplissage..... | 115 |
| Figure. IV.36. Courbes Capacités-Demandes, Structure 3 avec différents positions d'ouvertures dans le remplissage..... | 115 |
| Figure. IV.37. Accélérogramme DAR ELBEIDA..... | 118 |
| Figure. IV.38. Accélérogramme CHENOUA..... | 118 |
| Figure. IV.39. Accélérogramme HUSSEIN DEY..... | 118 |
| Figure. IV.40. Contenus fréquentiels des accélérogrammes, (a):Dar El-Beida, (b): Chenoua, (c): Hussein day..... | 119 |
| Figure. IV.41. Déplacement au sommet, structure 1,2 et 3, acc DAR ELBIDHA..... | 120 |
| Figure. IV.42. Déplacement au sommet, structure 1,2 et 3, acc CHENOUA..... | 121 |
| Figure. IV.43. Déplacement au sommet, structure 1,2 et 3, acc HUSSEIN DEY..... | 122 |
| Figure. IV.44. Déplacement au sommet, structure 1,2 et 3, avec différentes valeurs de H/B..... | 129 |
| Figure. IV.45. Effort tranchant à la base, structure 1,2 et 3, avec différentes valeurs de H/B, acc de Dar El-Beida..... | 130 |
| Figure. IV.46. distribution des contraintes de cisaillement, acc Dar El-Beida, Structure 1 avec différents pourcentages d'ouvertures dans le remplissage..... | 133 |
| Figure. IV.47. distribution des contraintes de cisaillement, acc Dar El-Beida, Structure 1 avec différents positions d'ouvertures fenêtres..... | 134 |
| Figure. IV.48. distribution des contraintes de cisaillement, acc Dar El-Beida, Structure 1 avec différents positions d'ouvertures portes..... | 134 |
| Figure. IV.49. distribution des contraintes de cisaillement, acc Dar El-Beida, Structure 2 avec différents pourcentages d'ouvertures dans le remplissage..... | 135 |

| | |
|---|-----|
| Figure. IV.50. distribution des contraintes de cisaillement, acc Dar El-Beida, Structure 2 avec différents positions d'ouvertures fenêtres..... | 136 |
| Figure. IV.51. distribution des contraintes de cisaillement, acc Dar El-Beida, Structure 2 avec différents positions d'ouvertures portes..... | 136 |
| Figure. IV.52. distribution des contraintes de cisaillement, acc Dar El-Beida, Structure 3 avec différents pourcentages d'ouvertures dans le remplissage..... | 137 |
| Figure. IV.53. distribution des contraintes de cisaillement, acc Dar El-Beida, Structure 3 avec différents positions d'ouvertures dans le remplissage..... | 138 |
| Figure. IV.54. Vue 3D d'ensemble du structure de deux niveaux, (a): structure sans remplissage, (b): structure avec remplissage total et (c): avec remplissage partiel..... | 141 |
| Figure. IV.55. Vue 3D d'ensemble du structure de Cinq niveaux, (a): structure sans remplissage, (b): structure avec remplissage total et (c): avec remplissage partiel..... | 143 |
| Figure. IV.56. Vue 3D d'ensemble du structure de dix niveaux, (a): structure sans remplissage, (b): structure avec remplissage total et (c): avec remplissage partiel..... | 144 |
| Figure. IV.57. Courbe de capacité, structure 3d de deux niveaux sans remplissage, avec remplissage et avec ouvertures..... | 145 |
| Figure. IV.58. Courbe de capacité, structure 3D de cinq niveaux: sans remplissage, avec remplissage et avec ouvertures..... | 145 |
| Figure. IV.59. Courbe de capacité, structure 3D de dix niveaux: sans remplissage, avec remplissage et avec ouvertures..... | 146 |
| Figure. IV.60. Mécanismes de rupture, structure 1 de deux niveaux 3D, pushover..... | 148 |
| Figure. IV.61. Mécanismes de rupture, structure 2 de cinq niveaux 3D, pushover..... | 149 |
| Figure. IV.62. Mécanismes de rupture, structure 3 de deux niveaux 3D, pushover..... | 150 |
| Figure. IV.63. Effort tranchant à la base sens X, acc de Dar-El-Beida, (a):structure1, (b): structure2, (c): structure3..... | 151 |

Figure. IV.64. Effort tranchant à la base sens Y, acc de Dar El-Beida, (a):structure1, (b): structure2, (c): structure3.....152

Figure. IV.65. Déplacements max aux sommets, acc de Dar El-Beida, (a):structure1, (b): structure2, (c): structure3.....153

Liste des tableaux

| | |
|---|-----|
| Tableau II. 1 : paramètres mécaniques et géométriques des panneaux de maçonneries..... | 64 |
| Tableau II. 2 : paramètres empiriques des panneaux de maçonneries..... | 66 |
| Tableau III.1 : Procédures statiques non-linéaires en parasismique..... | 82 |
| Tableau III.2. Valeurs du facteur de modification C_0 | 84 |
| Tableau III.3 : Valeur du facteur de modification C_2 | 85 |
| Tableau IV.1. Dimensions des poteaux et poutres..... | 85 |
| Tableau IV. 2. caractéristiques des matériaux..... | 85 |
| Tableau IV.3. période fondamentale et participations massiques..... | 100 |
| Tableau IV. 4. valeurs de rapport des dimensions..... | 107 |
| Tableau IV.5. Efforts tranchant et déplacements max, structures 1,2 et 3 avec différents pourcentage d'ouvertures, acc de Dar El-Beida..... | 123 |
| Tableau IV.6. Efforts tranchant et déplacements max, structures 1,2 et 3 avec différentes pourcentage d'ouvertures, acc de Chenoua..... | 123 |
| Tableau IV.7. Efforts tranchant et déplacements max, structures 1,2 et 3 avec différents pourcentage d'ouvertures, acc de Hussein Day..... | 124 |
| Tableau IV.8. Efforts tranchant et déplacements max, structures 1,2 et 3 avec différents positions d'ouvertures, acc de Dar El-Beida..... | 128 |
| Tableau IV.9. Efforts tranchant et déplacements max, structures 1,2 et 3 avec différents positions d'ouvertures, acc de Chenoua..... | 128 |
| Tableau IV.10. Efforts tranchant et déplacements max, structures 1,2 et 3 avec différentes positions d'ouvertures, acc de Hussein Day..... | 128 |
| Tableau IV.11. Efforts tranchant et déplacements max, structures 1,2 et 3 avec différents valeurs de H/B, acc de Dar El-Beida..... | 131 |
| Tableau IV.12. contrainte de cisaillement max des panneaux de remplissage, structures 1,2 et 3 avec différents pourcentages des ouvertures..... | 139 |
| Tableau IV.13. contrainte de cisaillement max des panneaux de remplissage, structures 1,2 et 3 avec différents positions des ouvertures..... | 139 |

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

Les structures avec remplissages en maçonnerie sont utilisées pour fournir une résistance latérale dans des régions de forte sismicité, en particulier dans les zones où la maçonnerie est encore un matériau pratique, pour des raisons économiques et traditionnelles. En outre, les bâtiments existants contenant des panneaux de remplissage conçus et construits avant le développement des codes sismiques constituent une partie importante des structures à haut risque dans différents pays. La réhabilitation de ces bâtiments pour résister aux actions sismiques implique, dans une première étape, l'évaluation du comportement structurel. Par conséquent, la modélisation analytique de ce type de structure représente un challenge important pour les ingénieurs et les chercheurs impliqués dans la conception para sismique.

Lors des catastrophes dues aux séismes qui ont touché certains pays tels que la Turquie et l'Algérie en 2003, beaucoup de bâtiments étagés, portiques-remplissages, ont subi des dommages qui ont été attribués à l'effet du remplissage sur l'ossature, par certains chercheurs. Les raisons de l'influence des panneaux de remplissages sur les structures en B.A. évoquées par les uns et les autres peuvent être résumées dans ce qui suit :

- Les panneaux de remplissage améliorent la résistance et la rigidité des structures par la création de l'effet de la boîte fermée et rigide.
 - Amortissent l'oscillation de l'action sismique
 - Dissipent l'énergie de déformation produite par l'action sismique
- Sans montrer de façon technique et convaincante l'effet positif de ces murs de remplissage, certains auteurs insistent sur le fait que ;
- Le comportement composite portiques-maçonnerie est méconnu.
 - L'augmentation de la rigidité latérale réduit la période fondamentale résultant en une augmentation des forces sismiques.
 - La distribution irrégulière des panneaux de remplissage dans la structure altère le comportement de la structure et provoque le désordre dans la réponse.

- La différence dans le type de matériau résulte en une différence dans le comportement entre les murs en maçonnerie et les structures.
- En égard à la différence dans le comportement entre les murs de remplissage et la structure, et du fait des caractéristiques physiques différentes des matériaux, l'ensemble portique- remplissage exhibe un comportement non-linéaire même sous l'action d'un séisme faible. Donc, le recours à des analyses du comportement non-linéaire moyennant des codes de calcul, faute de moyens pour l'expérimentation, dans le domaine s'avère indispensable.

Les murs en maçonnerie sont rarement pris en considération lors de l'analyse numérique des portiques en béton armé du fait que les remplissages sont considérés comme étant des éléments non structuraux. Cependant, il a été récemment reconnu qu'il est important de déterminer la réponse sismique des portiques en béton armé en tenant compte de l'effet des remplissages en maçonnerie. Bien que les panneaux de remplissage augmentent considérablement la rigidité et la résistance des portiques, leur contribution est souvent négligée à cause de l'absence de connaissances concernant le comportement composite portique-maçonnerie. De l'autre côté, l'augmentation de la rigidité latérale réduira sa période fondamentale ; résultant en une augmentation de l'action sismique. Si les panneaux de remplissage ne sont pas adéquatement répartis dans le portique, ceci aura pour effet d'altérer le mécanisme de la structure. Par exemple, durant le séisme de Chi-Chi de Taiwan (1999), de nombreux bâtiments ont subi un mécanisme d'étage souple à cause de la distribution irrégulière des panneaux de remplissage. Des effets contre versés sur le mécanisme anélastique global peuvent être espérés en fonction des propriétés des remplissages et du mécanisme d'endommagement des nœuds. Il est important d'étudier la réponse sismique des structures en béton armé et l'influence de la maçonnerie de remplissage sur la réponse globale de la structure. Pour mieux comprendre le problème, il est important d'entreprendre un grand nombre d'études paramétriques en considérant différentes configurations de structures et différentes distributions de la maçonnerie. Dû fait qu'il est largement admis que les structures en béton armé subissent des excursions dans le domaine non linéaire même sous l'action de séismes modérés, le recours à des analyses non linéaires devient incontournable. Partant aussi du constat qu'en Algérie le nombre de structures capables de réaliser des essais sismiques sur les structures est limité, il est évident que la seule alternative possible et fiable est l'analyse numérique à cause de la disponibilité de codes de calculs hautement sophistiqués et consacrés aux analyses sismiques des structures (SAP2000, IDARC, SEISMOSOFT, DRAIN-2D, ADINA, ABAQUS et LUSAS) pour ne citer que certains qui sont disponibles au sein de notre laboratoire. Pour entreprendre une analyse non linéaire, l'analyse dispose des méthodes dynamiques classiques (Méthodes d'intégration pas à pas , implicites ou

explicités) ou bien d'une nouvelle approche statique non linéaire très prometteuse communément appelée Analyse Pushover et qui a été largement adoptée par la communauté des ingénieurs de structure comme étant une alternative fiable mais relativement simple par rapport aux calculs dynamiques non linéaires qui sont plutôt laborieux. Les modélisations possibles du problème d'interaction portique-maçonnerie en fonction de leur complexité peuvent être classées en macro modèles et micro modèles. Pour la modélisation des panneaux en maçonnerie deux grands types de modèles peuvent être utilisés : modélisation de la maçonnerie sous forme de bielles (relativement simple) ou bien modélisation de la maçonnerie par éléments finis 2D (plus complexe).

L'objectif principal de ce travail de recherche est d'étudier la réponse sismique des portiques en béton armé et l'influence des remplissages en maçonnerie sur la réponse globale de la structure. Pour mieux comprendre ce problème, il est important d'entreprendre un large nombre d'analyses paramétriques considérant plusieurs configurations structurales et distributions des remplissages. La nécessité d'entreprendre un large nombre d'études paramétriques souligne l'importance de développer un modèle numérique capable d'assurer un bon compromis entre la simplicité, spécialement pour les calculs, et un raffinement suffisant pour capturer de manière adéquate les différents mécanismes influençant la réponse de la structure. Un autre objectif de ce travail est d'étudier l'influence de la présence des ouvertures dans les remplissages en maçonnerie sur le comportement sismique des portiques en béton armé. A cause du fait de la haute variabilité des propriétés mécaniques de la maçonnerie et des incertitudes concernant la détermination des paramètres nécessaires à la modélisation des bielles, la meilleure approche consiste en une identification des bornes supérieures et inférieures des caractéristiques des remplissages pour obtenir un intervalle moyen de valeurs représentant un certain nombre de situations pouvant survenir en pratique. L'objectif ultime de ce travail de recherche est le développement d'un modèle numérique pour l'étude des réponses bidimensionnelle et tridimensionnelle des structures en portique et l'influence des configurations structurelles, distributions des remplissages et la direction de l'action sismique sur le développement des effets de torsion sur les portiques en béton armé. Toutes les analyses numériques, non linéaires dynamiques et non linéaires statiques, seront faites avec les codes de calcul cités plus haut.

Dans ce travail de recherche, les panneaux de remplissage en maçonnerie sont modélisés à l'aide d'un élément non linéaire multi couches disponible dans le logiciel SAP 2000, l'élément multicouches permet d'utiliser un certain nombre de couches à définir dans le sens de l'épaisseur, chacune avec un emplacement, l'épaisseur, type de comportement et le matériaux. L'anisotropie

de la maçonnerie sera modélisée par deux courbes de contrainte-déformation différentes, chacune d'elles représentera respectivement la contrainte verticale et la contrainte horizontale.

Objectifs du présent travail:

Ce travail de recherche vise deux objectifs principaux:

- Développement d'un modèle numérique pour l'étude des réponses bidimensionnelles et tridimensionnelles des structures en portiques avec remplissage en maçonnerie.
- Evaluation de l'influence de la présence des ouvertures dans les remplissages en maçonnerie sur le comportement sismique des portiques en béton armé.

Pour atteindre ces objectifs, la thèse est structurée en 4 chapitres. Le premier chapitre a été consacré à une synthèse bibliographique. Dans ce chapitre, ont été exposées d'une manière chronologique les méthodes de modélisation des remplissages. Tous les aspects de modélisation par éléments finis ainsi que les lois de comportement adoptées ont été décrites de manière détaillée dans le chapitre deux. Dans le chapitre trois a été exposées les méthodes d'analyse sismique statique et dynamique et certains aspects de l'analyse non linéaire ainsi que certaines méthodes d'intégrations pas à pas implémentées dans les logiciels SAP 2000, Seismostruct. Dans le chapitre quatre a été entreprise une simulation numérique très intensive sur plusieurs types de structures soumises à trois accélérogrammes Algériens enregistrés. Une analyse statique pushover et une analyse dynamique classique ont été faites en utilisant les logiciels SAP 2000, et SEISMOSTRUCT. Ce travail se termine par des conclusions sur les résultats obtenus, des recommandations ainsi que des perspectives futures.

CHAPITRE I SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1. Introduction

Deux approches de recherche seront suivies pour entreprendre l'analyse des portiques avec remplissage dans le domaine non-linéaire. La première étant une approche se basant sur la macro-modélisation qui considère l'effet du remplissage comme étant des bielles agissant diagonalement sur le portique, et la seconde est une approche se basant sur la micro-modélisation en éléments finis des portiques, l'interface portique-remplissage et la maçonnerie.

I.2. Méthodes des bielles équivalentes

Depuis les premières tentatives de modélisation de l'effet des murs de remplissage sur les structures en portiques en béton armé, les observations expérimentales et conceptuelles ont montré que la substitution de ces murs par une diagonale équivalente de compression avec des caractéristiques géométriques et mécaniques appropriées peut donner une réponse adéquate au bon comportement du composite.

Polyakov [01] a proposé la possibilité de remplacer les murs de remplissage dans chaque portique par une entretoise (bielle) diagonale équivalente de contreventement. Cette idée a été aussi adoptée par **Holmes [02]** où le mur de remplissage a été remplacé par une diagonale de compression simplement attaché aux coins du portique constituée du même matériau ayant la même épaisseur et une largeur égale au tiers (1/3) de la longueur de la diagonale. La notion du tiers a été adoptée indépendamment des rigidités de la structure et du mur de remplissage.

Smith [3] et **Smith and Carter [4]** ont relié la largeur de la diagonale équivalente à la longueur de contact entre la structure et le mur de remplissage en utilisant une équation analytique tirée de l'équation de la poutre libre sur sol élastique sous charge concentrée. En se basant sur la longueur de contact entre la structure et les murs de remplissage, ils ont exprimé la longueur de contact en fonction du paramètre λ (paramètre de rigidité relative de l'élément de remplissage) $\frac{a}{h} = \frac{\pi}{2\lambda h}$ pour tenir compte de la variation du module de Young des murs de

remplissage. Safford Smith et Carter ont exprimé la rigidité relative comme indiqué dans l'équation $\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_w t \sin 2\theta}{4E_c I h_w}}$ où E_w : est le module de Young du remplissage, t : est l'épaisseur du panneau de remplissage, h_w : est la hauteur du mur de remplissage, I : est le moment d'inertie du poteau, E_c : est le module de Young du béton, et θ : est l'angle entre la diagonale et l'horizontal. Ensuite **Mainstone(1971) [5]**, **Mainstone et Weeks (1970) [6]** ont proposé deux équations pour la largeur de la diagonale équivalente en fonction de λh en se basant sur les résultats des essais expérimentaux réalisées sur des cadres en béton armé avec remplissage en maçonnerie. $\frac{w}{d} = 0.16\lambda h^{-0.3}$, $\frac{w}{d} = 0.175\lambda h^{-0.4}$. Ces équations ont été adoptées par **FEMA 273, FEMA 306 et ASCE-41**.

Liauw et Kwan (1984) [7] ont développé une équation pour le calcul de la largeur de la diagonale équivalente en fonction de λh .

$\frac{w}{h \cos \theta} = \frac{0.95}{\sqrt{\lambda h}}$, cette équation prédit une plus grande valeur de la largeur équivalente par rapport à l'équation $\frac{w}{d} = 0.175\lambda h^{-0.4}$

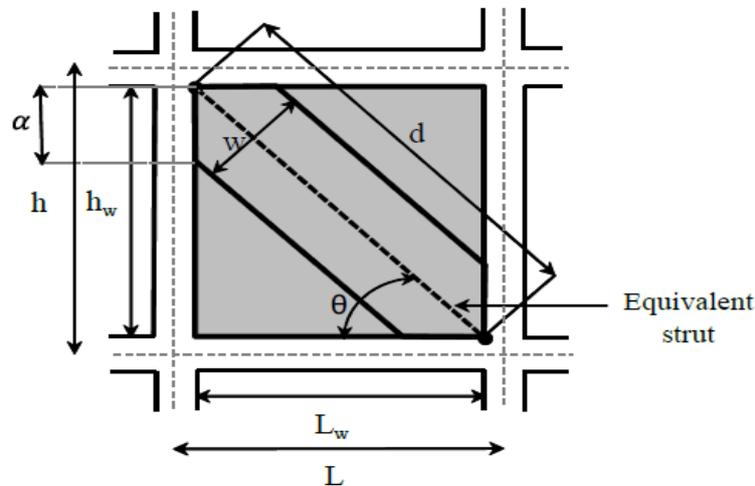


Figure. I.1. Paramètres adoptés pour la modélisation de l'entretoise équivalente.

Pour définir le comportement complet force-déplacement des panneaux de remplissage, **Klingner et Bertero (1976) [8]** ont proposé une réponse hystérétique non linéaire pour le modèle de la diagonale équivalente en se basant sur les conclusions des essais expérimentaux sur des portiques en béton armé avec remplissage en maçonnerie; ils ont examiné la dégradation de certains paramètres tels que la résistance, la rigidité et les cycles de chargement comme montré sur la figure (I-2).

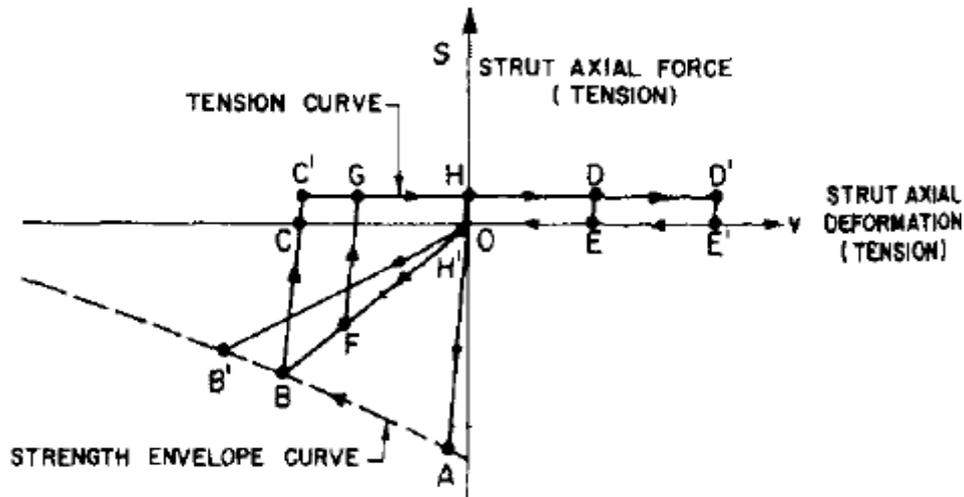


Figure. I.2. Réponse force-déplacement de la bielle proposée par Klingner et Bertero (1976) [8].

En ce qui concerne la loi de comportement cyclique en termes de force-déformation axiale, les caractéristiques communes des deux modèles sont les suivantes:

- une première courbe de chargement élastique linéaire qui se poursuit jusqu'à ce que le panneau atteigne la fissuration totale.
- une courbe enveloppe de force qui représente la force et la dégradation de rigidité due à la fissuration; cette courbe considère également la résistance résiduelle du remplissage après la fissuration.
- une résistance à la traction nulle.
- des branches de rechargement ayant une rigidité réduite par rapport à la rigidité élastique.
- des branches de déchargement avec une pente égale à la courbe de charge élastique linéaire,

En particulier, les modifications introduites par **Cavaleri, et al. (2005) [9]** sont les suivantes:

- une branche de déchargement avec une double pente avant que la force de rappel ne disparaisse.
- une nouvelle branche de chargement caractérisée par une force de rappel nulle avant que le système ne commence à avoir une rigidité nulle.
- La courbe enveloppe de la force pour l'entretoise est caractérisée par une dégradation exponentielle, selon les résultats expérimentaux; le modèle proposé par **Cavaleri et al (2005) [9]** est représenté sur la Figure I.3. Les caractéristiques du modèle sont définies par une série de paramètres, qui dépendent des résultats expérimentaux.

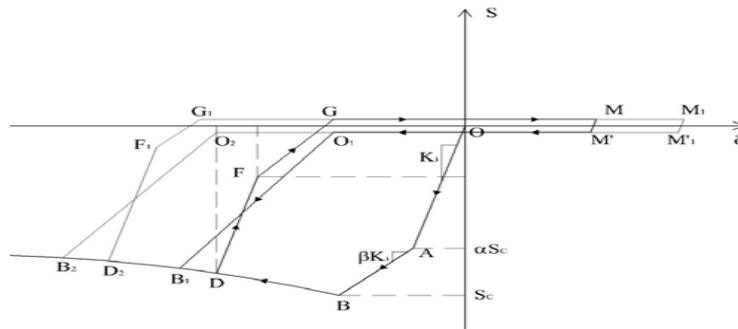


Figure. I.3. Modèle cyclique proposé par Cavaleri et al. (2005) [9]

Saneinejad et Hobbes (1995) [10] ont également testé des portiques avec remplissage pour prédire le comportement non linéaire des panneaux de remplissage. Ils ont modifié le modèle de la diagonale équivalente par un modèle bilinéaire pour tenir compte de sa faible ductilité. Ce modèle bilinéaire prédit la rigidité initiale K_e , la force initiale F_{cr} et la charge maximale F_{max} comme montré sur la figure (I.4), ce modèle a été développé sur la base des résultats des essais expérimentaux et des simulations par éléments finis de cadres en acier avec remplissages en béton.

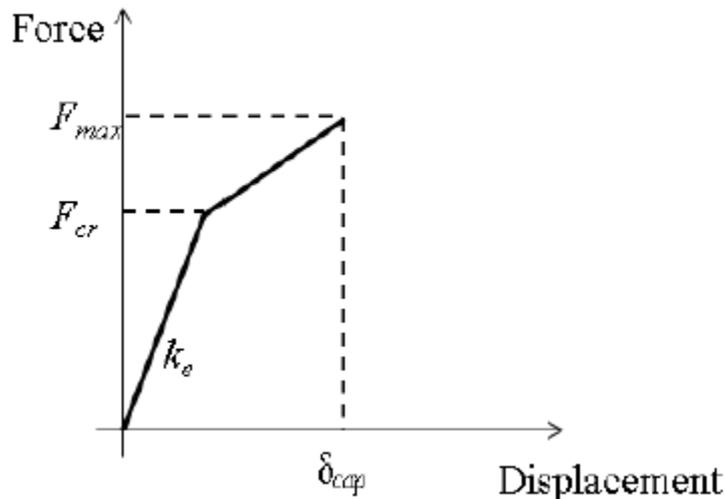


Figure. I.4. Schéma réponse force-déplacement du modèle de l'entretoise de remplissage proposé par Saneinejad et Hobbes (1995)

Pour comprendre le comportement non linéaire des structures avec remplissage, **Zernic et Gostic (1997)[11]** ont proposé une équation empirique, qui a été modifiée par **Dolsec et Fajfar (2008) [12]** pour calculer la résistance de cisaillement ultime des panneaux de remplissage en maçonnerie.

$$F_{max} = 0.818 \frac{L_{im} t_w F_{tp}}{C_1} (1 + \sqrt{C_1^2 + 1}) \quad , \quad \text{avec } C_1 = 0.925 \frac{L_{im}}{H_{in}}$$

Dolsec et Fajfar (2008) [12] ont défini un modèle tri linéaire force-déplacement comme montré sur la figure (I-5).

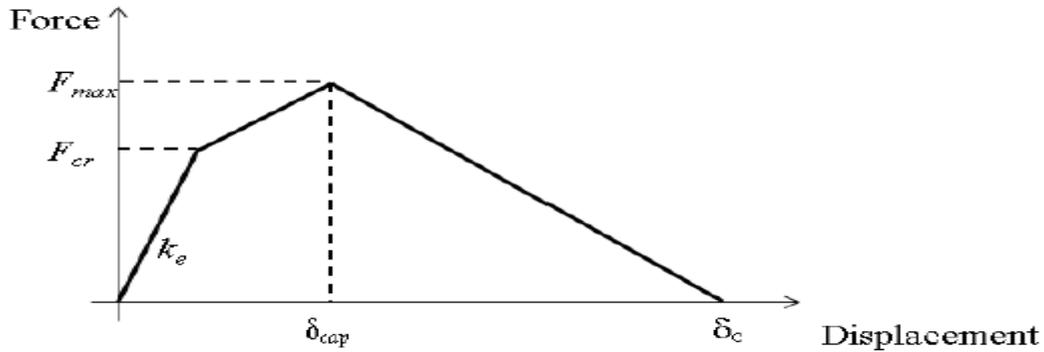


Figure. I.5. Schéma réponse force-déplacement du modèle de l'entretoise de remplissage proposé par Dolsec and Fajfar (2008) [12]

L'approche de la diagonale équivalente est devenue très populaire à cause de son utilisation simple. Durant les deux dernières décennies, il est devenu clair qu'une seule diagonale est insuffisante pour représenter les murs de remplissage à cause du comportement complexe de l'interaction murs-portiques, spécifiquement le changement des sollicitations (moments fléchissant et les efforts tranchants) dans les portiques ne sont pas bien pris en charge par une seule diagonale de compression, c'est pourquoi un nombre plus grand de diagonale a été adopté dans les travaux de recherche récents. Plusieurs chercheurs ont essayé d'améliorer les méthodes d'analyse pour l'interaction portiques-remplissage, en proposant des modèles ayant différents nombres et orientations des bielles (entretoises). **Syrmakezis et Vratsanou (1986)[13]** ont étudié l'interaction cadres-remplissage en utilisant cinq bielles de compression parallèles dans chaque direction (figure II-6a) pour étudier l'effet de la longueur de contact sur la distribution des moments dans le cadre, **Zarnic et Tomazevic (1988)[14]** ont développé un modèle de bielle de compression équivalente en changeant l'orientation des bielles (figure I-6b).

Shmidt (1989)[15] a proposé un modèle à double bielles non diagonales (figure I-6c).

Chrysostomou (1991) [16] a modifié l'orientation des bielles afin de mieux simuler la réponse des panneaux de remplissage avec trois bielles de compression parallèles dans chaque direction, (figure II-6d). Tous ces modèles peuvent représenter l'interaction entre les portiques et les panneaux de remplissage avec précision.

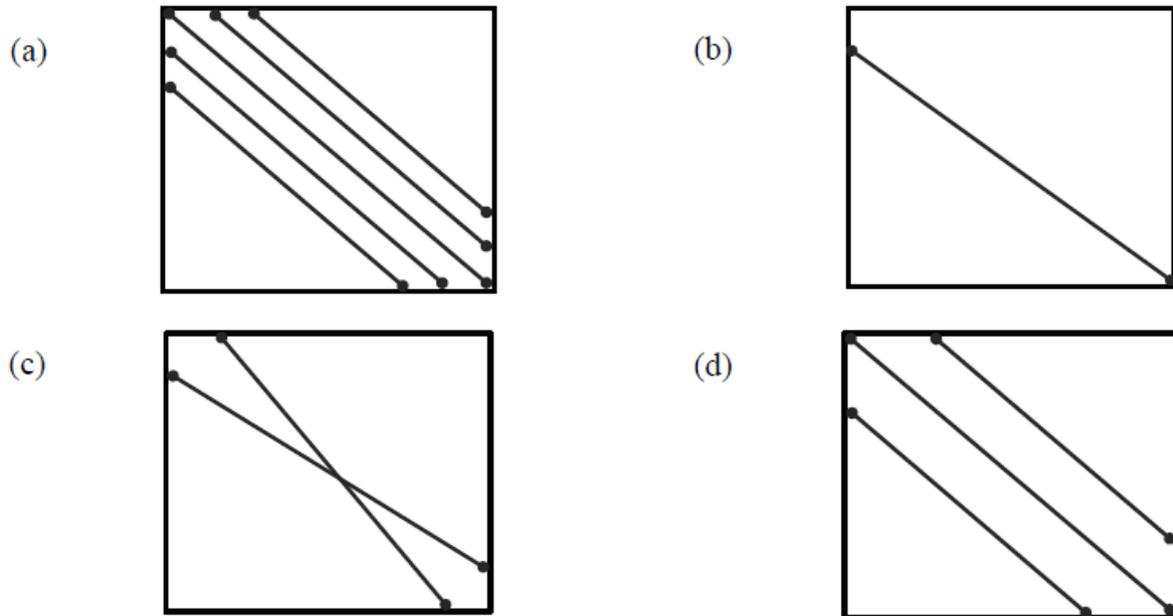


Figure. I.6. Des modèles alternatifs avec entretoises hors diagonale pour modéliser l'interaction cadre-mur de remplissage proposés par (a) Syrmakizis et Vratanou (1986), (b) Zarnic et Tomazevic (1988), (c) Schmidt (1989), (d) Chrysostomou (1991), sont présentés

Plus récemment **El-Dakhakhni et al. (2003)**[17] ont développé un modèle à trois bielles parallèles pour reproduire le diagramme des moments appropriés dans un cadre avec remplissage en raison de l'interaction cadre-remplissage et aussi pour capturer les mécanismes de rupture d'une manière adéquate (figure I-7). Ils ont proposé une réponse tri linéaire pour ce modèle qui est représenté par la figure (I-8).

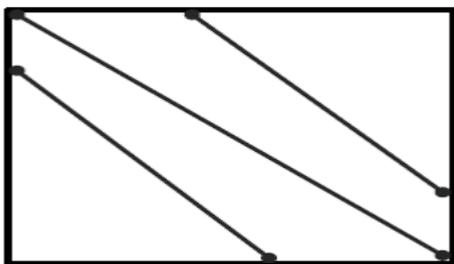


Figure. I.7. Modèle de bielle de force à trois diagonale proposée par (El-Dakhakhni et al, 2003).[17]

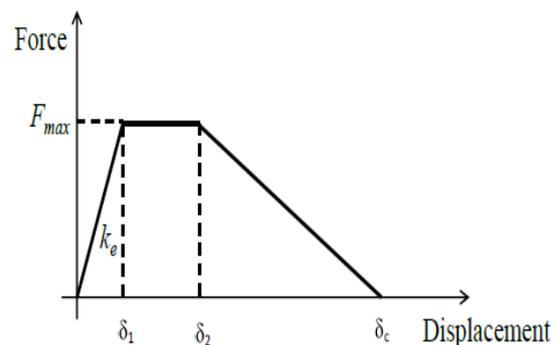


Figure. I.8. Schéma réponse force-déplacement de l'entretoise proposé par El-Dakhakhni et al (2003). [17]

Pour tenir compte du mécanisme de rupture en cisaillement du haut vers le bas des panneaux de remplissage, **Crisafulli (2007)** [18] a proposé un autre modèle ayant une double bielle dans chaque direction et une troisième bielle qui est un ressort agissant uniquement suivant la

diagonale pour tenir compte du cisaillement du haut vers le bas du panneau, voir la figure (I-9).

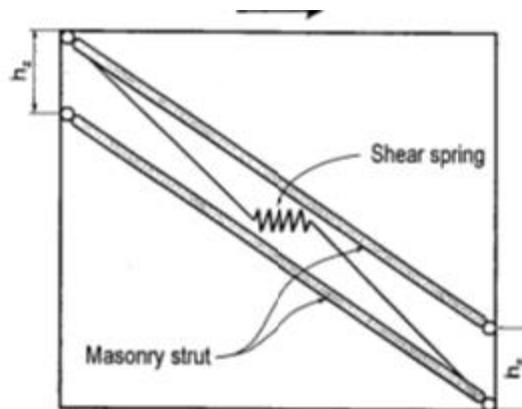


Figure. I.9. Modèle Multi-bielle avec le ressort de cisaillement (Crisafulli 1997). [18]

I.3. Micro-modélisation

Malick et Severn(1967)[19] ,Malick et Garg (1971)[20] ont suggéré la première approche par éléments finis pour l'analyse des portiques avec remplissages. Pour résoudre le problème, il fallait une représentation adéquate des conditions d'interface entre le cadre et le remplissage, les panneaux de remplissage ont été simulés au moyen d'éléments finis élastiques linéaires de type rectangulaire avec deux degrés de liberté en chacun des quatre nœuds, le cadre a été simulé par des éléments barres en négligeant la déformation axiale, ceci est une conséquence de l'hypothèse que les forces d'interaction entre le cadre et l'élément de remplissage le long de leur interface ne se composait que de forces normales, les forces de cisaillement et de frottement sont considérées dans les zones de contact.

Liauw et Kwan (1984) [21] ont utilisé trois différents types d'éléments pour étudier le comportement des portiques avec remplissage sous chargement monotone, l'interface du cadre remplissage a été modélisée par un élément simple de type barre capable de simuler à la fois la séparation et le glissement, le remplissage a été modélisé par des éléments triangulaires en contrainte plane. En traction, le matériau a été idéalisé comme un matériau fragile élastique linéaire, avant fissuration le matériau a été supposé isotrope et après fissuration anisotrope. Pour une fissure ouverte, le module de Young perpendiculaire à la fissure et le module de cisaillement parallèle sont supposés nuls, lorsque la fissure se ferme le module de Young est restauré et la force de cisaillement est supposée prise en charge par frottement. En compression, le matériau est normalement soumis à une contrainte bi axiale, mais le panneau

peut être supposé sous contrainte uni axiale en se basant sur des résultats expérimentaux, qui montrent que l'une des contraintes principales était beaucoup plus petite que l'autre. En utilisant une procédure itérative avec un déplacement incrémental, plusieurs cadres de quatre étages ont été analysés et les résultats obtenus étaient proches des résultats expérimentaux.

Un certain nombre de modèles à interfaces continues basé sur la théorie de plasticité a été proposé pour modéliser le comportement en cisaillement et en traction des joints de mortier de la maçonnerie. Ces modèles considèrent l'interaction entre la compression normale et le cisaillement ainsi que la dilatance observée dans les expériences.

MAHRABI ET SHING (1987) [22] ont examiné la validité de ces modèles constitutifs en les incorporant dans une analyse par éléments finis en se basant sur les résultats des essais expérimentaux. Les configurations représentant des cadres à remplissages fort et faible ont été soumis à une charge de compression verticale constante, les cadres en béton armé ont été modélisés par un élément quadrilatéral à neuf nœuds, les barres longitudinales dans le cadre ont été modélisées par un élément barre à deux nœuds. Ils ont relié les neuf nœuds de l'élément de béton aux niveaux des deux nœuds externes. Pour les unités en maçonnerie, un élément à quatre nœuds a été utilisé, les joints de mortiers dans le mur de remplissage et le long de l'interface entre le remplissage et le cadre ont été modélisés par deux éléments d'interface à deux nœuds. Pour modéliser la rupture possible par cisaillement des poteaux trois éléments d'interface à deux nœuds ont été adoptés dans les zones critiques en haut et en bas des sections des poteaux.

MAHRABI et al. (1994) [23] ont également démontré expérimentalement que la perte de la rigidité latérale dans les cadres avec remplissage en maçonnerie résultait principalement de la fissuration diagonale et horizontale dans les murs de remplissage en maçonnerie. Ils ont aussi indiqué que les modèles de la fissure répartie ne peuvent pas représenter correctement la fissuration diagonale observée dans les panneaux de remplissage en maçonnerie.

SINGH et al.(1998)[24] ont développé un modèle inélastique par éléments finis pour simuler le comportement des ossatures en béton armé avec remplissage en maçonnerie soumises à des charges statiques et dynamiques. Le panneau de remplissage a été supposé comme un matériau continu homogène élastique linéaire jusqu'à la rupture. Pour prédire le type de fissuration, le critère de Von Mises a été adopté, selon ses auteurs, ce modèle ne peut pas capturer les modes de rupture locaux tels que le cisaillement dans les poteaux, le glissement et la rupture par cisaillement des panneaux de remplissage en maçonnerie.

DAWE et SEAH (1989) [25] ont développé un code de calculs pour l'analyse pushover des cadres avec remplissage en maçonnerie. Le panneau de remplissage est modélisé comme un

assemblage de formes rectangulaires, les zones élastiques sont séparés par des joints avec cisaillement, une procédure itérative a été utilisée pour l'analyse par éléments fini des différentes formes structurelles considérées, **ASTERIS ET ALL (2008) [26]** ont supposé également que chaque zone élastique peut intégrer une rotule virtuelle pour la prise en compte du mode de rupture en traction dans la maçonnerie, chaque zone élastique est reliée à l'entourage par certains éléments communs. Pour modéliser les éléments des cadres, tout le comportement non linéaire est concentré dans les rotules placées aux extrémités de chaque élément.

Pour identifier la gamme des différents paramètres pouvant influencer l'interaction cadre-maçonnerie, **D'AYALA et al. (2009) [27]** ont utilisé deux codes en éléments finis (**ALGOR 19.3**) et (**VIDANG 3DX**) et ont comparé les résultats numériques avec les données expérimentales publiées décrivant la réponse des portiques en béton armé avec remplissages en maçonnerie sous un chargement statique monotone appliqué jusqu'à la rupture. L'accent de l'investigation a été principalement axé sur l'étude de l'interaction entre le cadre et le mur de maçonnerie et son effet sur la performance globale de la structure essentiellement représentée par les profils des déformations prédits. L'étude numérique du comportement non linéaire des éléments en béton armé et en maçonnerie était basée sur des lois de comportement simples de la théorie de plasticité. En outre l'interface entre la maçonnerie et les éléments en BA a été modélisé par des ressorts non linéaires travaillant uniquement en compression.

Dhanasekar et Page (1986)[28] ont entrepris l'une des premières études dans ce domaine. Le mur de remplissage a été modélisé avec un élément commun homogène, un élément 1D pour modéliser la séparation et la rupture par cisaillement de l'articulation. Ils ont développé une surface de rupture non linéaire orthotrope pour capturer la ruine du panneau de remplissage en maçonnerie. Les propriétés non linéaires des matériaux du panneau de remplissage ont été définies sur la base des résultats des essais bi axiaux sur des panneaux carrés. Ils ont vérifié leur modèle par une comparaison avec les résultats de tests sur un cadre en acier avec remplissage en maçonnerie et ont constaté que la résistance à la traction et au cisaillement de la maçonnerie a une grande influence sur le comportement des structures en termes de la loi charge-flèche, de la résistance à la rupture, et du mode de rupture.

Lotfi et Shing (1991)[29] ont étudié la fiabilité d'un modèle de fissuration répartie pour simuler la réponse d'un mur de maçonnerie renforcé. Dans le modèle de la fissuration répartie, le matériau non fissuré est considéré comme un matériau isotrope et le matériau fissuré est modélisé par un modèle de comportement non linéaire orthotrope. Ils ont montré que le modèle de la fissuration répartie peut capturer avec précision la rupture par flexion d'un mur

en maçonnerie renforcée. Cependant, ils ont montré que le comportement fragile de la paroi en cisaillement provenant de la fissuration diagonale ne peut pas être reproduit correctement pour un panneau légèrement renforcé à l'aide de cette méthode. Au lieu d'utiliser une approche homogène, **Lotfi et Shing(1994)[30]** ont développé un modèle d'interface constitutif non linéaire pour tenir compte des contraintes normale et du cisaillement combinées et également de la dilatation observé dans les expériences, en combinaison avec leur modèle de fissure barbouillé pour les briques de maçonnerie. Ils ont évalué la performance de leur modèle d'interface en comparant leurs résultats avec des données expérimentales disponibles et ont montré la prédiction correcte de la capacité de cisaillement et de dilatance. (Dilatance est défini comme le déplacement vertical des briques sous la force de cisaillement. (**Mehrabi et Shing, 1997)[31]** ont également montré la capacité de leur modèle pour prédire la capacité de charge, le mode de rupture, la ductilité, et le profil de la fissure d'un mur non-ductile (bloc de maçonnerie ou en béton).

Mehrabi et Shing (1997)[32] ont développé un modèle de comportement pour les joints de mortier dans les panneaux de remplissage en maçonnerie. Leur modèle a été utilisé pour examiner le comportement raidissement non linéaire de l'interface, le renversement de dilatation de cisaillement dans le cas d'un chargement cyclique, et la contraction de l'interface sous un glissement en cisaillement en raison de la perte de particules. Pour modéliser les briques, ils ont utilisé des éléments à 4 nœuds et à 9 nœuds à fissuration répartie pour modéliser les briques dans leur modèle par éléments finis pour un portique en BA avec remplissage en maçonnerie. Ils ont utilisé le modèle la fissuration répartie pour simuler la fissuration, l'écrasement et le glissement des panneaux de remplissage. Ils ont également comparé les résultats de leur simulation avec les résultats expérimentaux des essais cycliques et monotones et trouvé une bonne concordance entre la résistance latérale simulé et observé. Dans la même année, **Lourenco et Rots (1997) [33]** ont développé un modèle de comportement élasto-plastique pour l'élément d'interface. Ils ont montré la capacité de leur modèle à capturer le comportement de la paroi de maçonnerie en termes de cisaillement, du pic de chargement et de comportement post-pic en comparant leurs résultats avec des résultats expérimentaux sur des murs de maçonnerie.

Kappos et all (1997) [34] ont proposé deux modèles analytiques pour prédire la réponse inélastique des panneaux de remplissage en maçonnerie dans des cadres en béton armé soumis à un chargement sismique. Le premier modèle est basé sur la concept de la diagonale traditionnelle en compression tandis que le seconde était un élément fini iso paramétrique à quatre nœuds avec deux degrés de liberté dans chaque nœud , toutes les caractéristiques

essentielles du comportement hystérétique du panneau, y compris la dégradation de la rigidité sont explicitement prises en compte, les deux modèles ont été implémentés dans le programme **DRAIN 2D** pour une analyse dynamique non linéaire des portiques à plusieurs niveaux avec différentes distribution des remplissages y compris les portiques avec un étage souple. La comparaison entre les deux modèles a montré que le modèle de la diagonale équivalente résulte en une augmentation significative des forces axiales dans les poteaux, cet effet est moins prononcé dans les structures où le remplissage est représenté par un seul panneau de cisaillement en élément fini; dans ce dernier les forces axiales sont les mêmes que dans les structures sans remplissage et ceci en l'absence des charges verticales.

Oliveira et Lourenco (2004)[35] ont développé un modèle de comportement sur la base de l'élément d'interface pour simuler le comportement cyclique de l'élément d'interface. Ils ont utilisé un élément continu à 8 nœuds en contrainte plane pour modéliser les éléments de la maçonnerie. Ils ont comparé leurs résultats de simulations avec des résultats d'essais cycliques statiques sur trois murs en maçonnerie (sans cadres) et ont montré la capacité de leur modèle pour capturer la dégradation de la rigidité, la dissipation d'énergie, et la déformée de murs en maçonnerie. Plus récemment, **Stavridis et Shing (2009)[36]** ont développé un modèle non linéaire par éléments finis pour les ossatures en béton armé avec maçonnerie, combinant les fissurations répartie (pour les unités de maçonnerie) et la fissure discrète (pour les joints de mortier), pour compenser les limitations du modèle de la fissuration répartie pour capturer la rupture par cisaillement fragile des joints de mortier de la maçonnerie et les cadres en béton armé. Ils ont utilisé ce nouvel élément pour modéliser le comportement du béton, la brique et le mortier. Ils ont utilisé l'élément à 4 nœuds pour modéliser la maçonnerie de briques, et ont montré que leur modèle peut capturer les différents modes de rupture observés dans des expériences telles que la fissuration diagonale, le glissement, et l'écrasement du remplissage et les ruptures par flexion et par cisaillement des colonnes de béton. **Koutromanos et al. (2011)[37]** ont utilisé le modèle d'interface de la fissure cohésive et un modèle amélioré de la fissure répartie pour capturer le comportement cyclique d'un cadre avec remplissage en maçonnerie. Ils ont validé leurs résultats en les comparant avec des essais quasi-statiques, ils ont trouvé une bonne correspondance entre la simulation numérique et les résultats expérimentaux pour les deux tests en termes de comportement hystérétique et de mécanisme de rupture.

I.4. Etudes expérimentaux

Polyakov (1960) [1] a effectué des essais expérimentaux sur des cadres en acier avec remplissage en maçonnerie, en supposant d'abord que le portique avec remplissage fonctionne comme un cadre contreventé, avec la formation de diagonales en compression (bielles) dans le mur, ces bielles travaillent uniquement en compression cause de la très faible résistance à la traction du remplissage en maçonnerie, (figure I.10). Plus tard **Holmes (1961) [38]** a effectué des tests sur des cadres en acier avec remplissage en maçonnerie soumis à des charges de cisaillement, Holmes a confirmé la formation du mécanisme de bielles dans la maçonnerie, sur la base des essais expérimentaux, il a proposé à ce que la largeur de la bielle équivalente soit prise égale au tiers de la longueur diagonale.

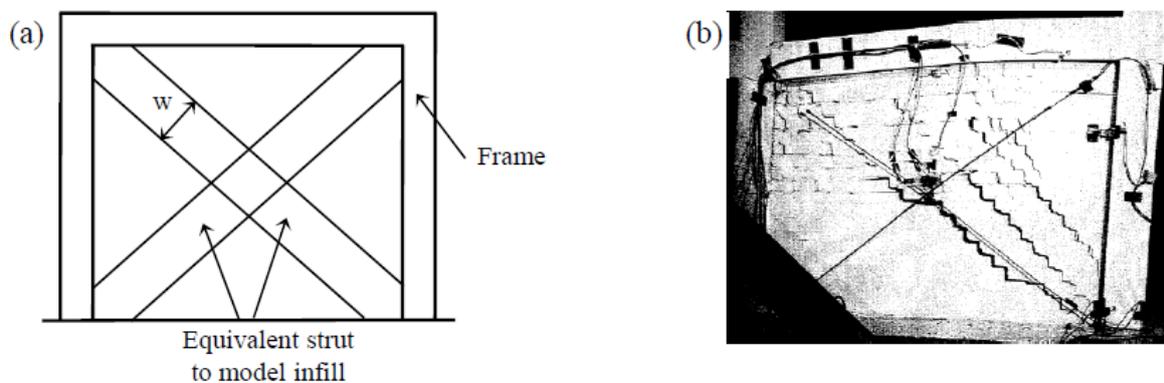


Figure. I.10. (a) Modèle équivalent de membre de force, (b) résultats expérimentaux montrant la formation d'entretoise (Al-Chaar, 1998)

Mainstone (1971)[39], Mainstone et Semaine (1970) [40] ont réalisé des essais monotones sur des cadres en acier et en béton avec des panneaux de maçonnerie, ils ont également confirmé la formation de bielles dans les panneaux de remplissage en maçonnerie et ont proposé une équation empirique pour calculer la largeur effective de la diagonale équivalente en fonction de la rigidité relative du cadre et des remplissages et la longueur diagonale du remplissage.

fiorato et al. (1970)[41] ont entrepris des essais sur des cadres en béton armé avec remplissage en maçonnerie, les modèles étaient différents en termes du nombre d'étages (un, deux et cinq étages), du nombre de travées (un et deux travées), et aussi dans la quantité de ferrailage des éléments du cadres, de la charge axiale et de l'existence des ouvertures dans les parois de remplissage. Ils ont conclu que les remplissages en maçonnerie augmentaient la rigidité et la résistance mais diminuaient la ductilité de ce type de structures.

Afin d'étudier la performance des structures avec remplissage en maçonnerie **Klingner et Bertero (1978) [42]** ont testé à l'échelle 1/3 un immeuble de 11 étages. Leur étude a conclu que la présence des panneaux de remplissage renforcée réduisait le risque d'effondrement des structures en béton armé.

Dix ans plus tard, **Zarnic et Tomazevic (1988) [43]** ont effectué des essais cyclique sur 28 modèles y compris les cadres vides et les cadres avec remplissage, avec variation de l'échelle (1/2 et 1/3), du type de remplissage (brique d'argile et béton non armé), murs renforcés et murs avec ouvertures, ils ont préparés neuf échantillons après les essais en utilisant les différentes techniques de réparation des panneaux de remplissage (époxy injecté, et combinaison de revêtement de ciment exposé-injection et renforcé). Après l'étude des différentes techniques de renforcement, ils ont constaté que la présence des remplissages résultent en augmentation de la rigidité et la résistance ainsi une réduction significative de la ductilité avec une réduction importante de la rigidité des cadres vides par rapport au cadres remplie dans la réponse cyclique.

Mosalem et al (1998)[44] ont réalisé des essais pseudo dynamique sur des cadres en acier avec remplissage en maçonnerie pour l'évaluation de la performance sismique des cadres de deux niveaux et deux trames, les résultats de leurs essais montrent la formation de motif de fissure diagonal et la réponse globale similaire aux résultats des essais statiques effectués dans le passé, dans la même ligne, **Bounopane et Blanc (1999) [45]** ont effectué des essais pseudo dynamique sur un cadre en béton armé de deux étages et deux trames, avec deux ouvertures dans le deuxième niveau. Il ont constaté la formation d'entretoises de compression pour une force d'intensité faible. Cependant, pour des forces d'intensité plus élevés, la contribution de la diagonal diminué et le chemin de distribution des contraintes change à cause de lit coulissant à plusieurs endroits dans le murs. Ce changement dans le chemin des contraintes dans le remplissage implique l'utilisation d'une autre configuration de bielle diagonale dans la modélisation. Ils suggèrent également d'utiliser des entretoises différentes pour tenir compte de l'effet des ouvertures dans les murs de remplissage.

Alchaar et al (2002) [46] ont testé quatre portiques avec remplissage en maçonnerie (à l'échelle 1/2) et un cadre vide sous charge statique monotone. Les échantillons différents en terme de nombre de travées(un, deux et trois travées) et le type de remplissage (blocs de béton et briques). Les résultats ont montré une augmentation significative de la raideur, la résistance à la rupture des trames remplies par rapport aux trame vides. Il ont également rapporté que l'augmentation du nombre des travées augmentent la rigidité maximale et la résistance de la trame remplie.

Lee et Woo (2002) [47] ont effectué des tests statiques et dynamiques monotones à l'échelle 1/5 sur un portique en béton non ductile de trois niveaux avec remplissage en maçonnerie. Ils ont signalé une forte augmentation de la résistance et de la rigidité et la force d'inertie en raison de la masse ajoutée des cadres avec remplissage par rapport aux cadres vides. Ils ont conclu que l'augmentation de la force d'inertie due à l'existence de l'élément de remplissage et l'augmentation de la résistance, ce qui explique l'amélioration de la réponse sismique du cadre rempli par rapport au cadre vide. Ils ont également observé une rupture par cisaillement des poteaux dans le niveau bas du cadre rempli; le cadre vide présente un mécanisme souple en raison de la formation des rotules plastiques dans les poteaux.

Anil et Altin (2007)[48] ont réalisé des essais cycliques (à l'échelle 1/3) des cadres en béton armé avec remplissage partiel et différentes configurations et positions des ouvertures, leurs résultats ont montré une augmentation de la résistance des cadres avec remplissage lorsque le rapport d'aspect (longueur du remplissage/ hauteur) augmente. En outre, ils ont observé que les cadres avec des connexions entre le remplissage et le cadre (éléments d'interactions) ressorts de cisaillement et ancrés ont une meilleure performance en terme de résistance et les cadres avec remplissage total ont une grande capacité de résistance de dissipation d'énergie (sept fois) la capacité de dissipation des cadres vides.

Blackard et al (2009) [49] ont effectué des tests cycliques sur des cadres en béton armé avec remplissage en maçonnerie (à l'échelle 2/3). Les échantillons étaient différentes en terme de l'existence, de la configuration et la position des ouvertures. En outre les échantillons ont été modernisés avec un composite à base de ciment conçu (ECC) qui est un matériau appliqué sur les façades des murs. Dans le cas des petites ouvertures, ils ont observé une petite différence dans la rigidité et la résistance des portiques avec des ouvertures dans les murs de remplissage par rapport aux portiques sans ouvertures. Cependant les cadres avec des grandes ouvertures de fenêtres résultent à des valeurs de rigidité et de résistance plus faibles.

Stavridis et al (2012) [50] ont testé dynamiquement un cadre en béton armé avec remplissage en maçonnerie de trois étages à l'échelle 2/3. Ce cadre a été rempli dans une travée et avec ouvertures de fenêtres dans l'autre travée. Ils ont constaté la rupture par cisaillement des poteaux ainsi que des dégâts considérables (mais toujours réparables) de la structure, lorsque l'intensité des spectres devient 43% plus grande que le tremblement de terre maximal considéré pour la région de Los Angeles. **Stavridis et al.** ont conclu que le cadre avec remplissage peut se comporter en toute sécurité dans les régions à forte sismicité.

G.UVA et al (2012) [51] ont effectué une étude analytique concernant l'influence des panneaux de remplissage en maçonnerie sur la rigidité et la résistance sismique globale d'une structure en béton armé, en utilisant un macro modèle et en considérant deux cas : le cas d'une simple bielle en compression et le cas d'une double bielle. Ils ont utilisé plusieurs expressions pour le calcul de largeur des bielles équivalentes ainsi que les caractéristiques mécaniques et géométriques spécifique du remplissage et l'interaction locale entre le cadre et les panneaux de remplissage. L'analyse statique non linéaire (pushover) disponible dans le code de calcul SAP2000V14 a montré que:

- Les panneaux de remplissage améliorent la résistance et la rigidité de la structure ainsi que la dissipation d'énergie.
- Pour une même géométrie et propriétés mécanique du modèle, les panneaux de remplissage simulé par des bielles de plus grand largeur sont caractérisés par un pic de résistance supérieure mais présentent un comportement fragile tandis que les bielles avec une largeur plus petite sont caractérisées par une résistance moindre et un comportement ductile.
- La loi de comportement force -déplacement d'un panneau dépend de manière significative du type du mécanisme de rupture du panneau.
- Le modèle avec double bielles peut être considéré le plus fiable pour tenir compte de l'interaction cadre remplissage ainsi que des mécanismes de cisaillement aux niveaux des nœuds.

Allessandra Fiore et al (2012) [52] ont étudié l'influence des panneaux de remplissage sur la réponse locale d'un bâtiment sous charge sismique. Pour simuler le comportement des panneaux de remplissage, ils ont proposé un macro modèle à double bielles non parallèles, afin d'évaluer les effets locaux sur le portique en béton armé et l'influence du coefficient de frottement à l'interface du remplissage-cadre et de comparer les résultats obtenue avec un modèle de simple bielle et un model en élément fini. La méthode proposée dans cet article consiste à modéliser le panneau de remplissage dans chaque direction et simuler l'action sismique par deux entretoises équivalente non parallèles. Cette méthode a été validée par des comparaisons avec des données expérimentales et un modèle en élément fini sous charges verticales et latérales. Les résultats de l'analyse montrent que le modèle à deux bielles proposé par les auteurs reproduit correctement à la fois le comportement global du portique avec remplissages en termes de déplacements et surtout les effets locaux sur le cadre en termes de contraintes, de moment de flexion et d'effort tranchant (cisaillement). Les résultats obtenus

montrent que les remplissages fournissent une contribution importante en terme de moment de flexion.

Liang su et Jitao sh (2013) [53] ont proposé une méthode basée sur les déplacements pour l'évaluation de la vulnérabilité des portiques en béton armé en tenant compte de l'influence des panneaux de remplissage en maçonnerie. Cette méthode permet d'obtenir les courbes de capacités et demandes, un modèle hystérétique à double bielles été utilisé pour simuler les panneaux de remplissage en maçonnerie et une analyse dynamique non linéaire a été entreprise afin d'examiner la validité de cette méthode. Les résultats obtenue montrent que la présence des panneaux de remplissage en maçonnerie peuvent diminuer à la fois le déplacement et la période correspondante et d'augmenter les forces sismique en terme d'énergie dissipée.

G.Baloevic et al (2013) [54] ont effectué plusieurs analyses dynamiques sur un portique à deux niveaux sous l'effet de trois accélérogrammes et une excitation harmonique uniforme. Trois types de portique ont été considérés présentés, portique avec murs de remplissage, sans murs de remplissages, et portique avec des ouvertures dans les murs de remplissage. L'influence des dimensions des poutres et des poteaux à été étudié. Dans cet article, les panneaux de remplissage ont été modélisés par un élément 2D à huit nœuds en contrainte plane, les joints de mortier ont été simulés par un élément fini de six nœuds avec une petite épaisseur W , le contact entre les joints de mortier et les unités de brique a été simulé a l'aide d'élément barre 1D à deux nœuds. Les principales conclusions de cette étude sont :

- Sous excitations dynamique, les cadres remplis ont des déplacements horizontaux petits par rapport aux cadres vides.
- Les cadres avec faible maçonnerie ont des déplacements horizontaux plus significatifs par rapport aux cadres à forte maçonnerie sous les mêmes excitations dynamiques.
- Pour les cadres entièrement remplis de la même qualité de maçonnerie, la rigidité du cadre n'influence pas de façon significative les déplacements horizontaux sous les mêmes excitations dynamiques.
- Pour des accélérations de base maximales égales, les déplacements horizontaux des cadres vides et des cadres avec remplissage en maçonnerie sont nettement influencés par le type d'excitation dynamique. Dans ces cas, les séismes réels peuvent être plus défavorables que les excitations harmoniques.

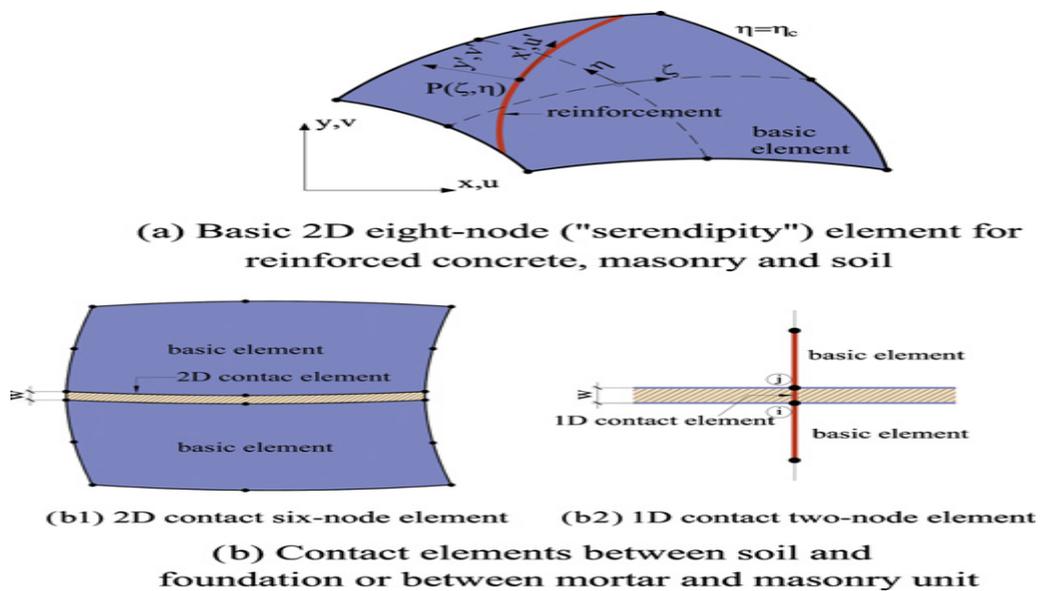


Figure. I.11. Modélisation des différents éléments, G.Baloevic et all [54]

(k,h,ahmed et al (2013) [55] ont présenté une revue générale de plusieurs expressions proposées par plusieurs chercheurs pour calculer la largeur de la bielle équivalente dans le cadre de l'approche de macro modélisation des panneaux de remplissage. Dans cet article, l'étude comparative des différentes expressions a montré que l'expression de Paulay et Priestley est le choix le plus approprié pour le calcul de la largeur de la diagonale équivalente. La réponse d'un portique à une seule travée et un seul étage avec 3 modèles (portique unique, portique avec bielle diagonale, et un portique avec remplissage en maçonnerie modélisé par la micro modélisation) soumis à une charge latérale a été évaluée. Il a été observé que les différentes expressions utilisées pour estimer la largeur de bielle équivalente sont relatives. La relation de Paulay et Priestley est recommandée et elle donne une valeur moyenne de la largeur d'entretoise équivalente en raison de sa simplicité.

G. S. Torrisi& et F. J. Crisafulli (2012) [56] ont utilisé la macro modélisation pour l'analyse non linéaire des portiques avec remplissage en maçonnerie. Les panneaux de remplissages ont été modélisés par six bielles équivalentes diagonales, en prenant en compte l'inclinaison des bielles et les effets de l'interaction entre la maçonnerie et le cadre. Dans cet article, une comparaison entre ce modèle et un modèle en éléments finis (micro modélisation)

avec le code de calculs ABAQUS et en tenant compte de l'influence des conditions d'interface et des résultats expérimentaux de Mahrabi. Les données expérimentales et les simulations numériques indiquent clairement que dans les deux cas, la séparation structurale se produit à l'étape initiale, après cette séparation, le comportement de la structure est caractérisé par la formation d'un champ de contraintes de compression suivant la diagonale des panneaux de maçonnerie et le développement d'efforts axiaux, de cisaillement et de moments de flexion dans le cadre en béton armé. Les principaux avantages du modèle sont la capacité de prévoir non seulement la rigidité et la résistance d'une structure mais aussi de représenter l'influence des panneaux de remplissage sur les éléments des cadres en béton armé (poteaux, poutre). En outre, en raison de sa simplicité le modèle peut être utile pour les grandes structures, la comparaison entre les résultats expérimentaux et les résultats numériques indique que le modèle est performant.

Mahadev and Devarabelakere (2013)[57] ont indiqué dans leur travail de recherche que les murs de remplissage peuvent altérer les caractéristiques dynamique des portiques (fréquence naturelle, période,...) à cause de leurs rigidité et de leur masse ainsi que les interactions possibles entre les murs et les cadres. Pour cela, les auteurs ont choisi la micro modélisation par éléments fini en utilisant **Ansys 11** pour simuler les panneaux de remplissage. Ils ont présenté plusieurs variantes de portiques avec différentes distributions des remplissages sous les forces latérales. Une analyse spectrale à été réalisée en parallèle avec une étude expérimentale de table vibrante pour calculer la fréquence naturelle des différents types des portiques. les auteurs ont conclu que les panneaux de remplissage n'interviennent pas dans le cas d'une charge verticale et affectent considérablement sous charge latérale la résistance des portiques. La fréquence naturelle d'un portique avec remplissage total est plus élevée que la fréquence naturelle d'un portique sans remplissage.

-l'effet sur la fréquence de résonance est considérable en raison de la variation de la distribution des remplissages dans les portiques.

Diana M. Samoilă (2012) [58], en utilisant la macro modélisation, a entrepris une étude comparative entre différentes formules de la largeur de la bielle équivalente d'un portique simple en utilisant le **SAP 2000 v14** et a montré que l'expression de **paulay-pristley** est le choix le plus approprié à cause de sa simplicité et parce qu'elle donne une valeur moyenne approximative. En conclusions, le modèle avec une seule bielle est préférable pour l'analyse

du comportement global des portiques. D'une autre part le modèle à trois bielles est l'approche appropriée pour déterminer les effets locaux d'interaction portique-remplissage.

J. Dorji (2009) [59] développé une technique de modélisation des panneaux de remplissage en maçonnerie pour étudier la réponse sismique des portiques en béton armé et l'interaction portique-maçonnerie. Cette technique est basée sur la micro modélisation par éléments finis, en utilisant l'élément Shell, l'interface entre le cadre et le panneau de remplissage à été simulé à l'aide de l'élément Gap, le code de calcul **SAP 2000 V14** à été utilisé pour l'analyse non linéaire des portiques avec remplissage total, sans ouvertures et avec ouvertures sous différents enregistrements sismiques, les résultats obtenus indiquent que:

-la résistance du remplissage en maçonnerie en fonction de son module de Young E a une influence significative sur la performance globale de la structure, les réponses structurelles tels que les déplacements, les déplacements inter étage des murs de remplissage diminuent le module de Young E augmente avec l'augmentation de la rigidité. Il est donc important de bien choisir les propriétés mécaniques des matériaux de remplissage.

-les dimensions des ouvertures dans les remplissages ont une influence significative sur la période fondamentale, les déplacements inter-étage et les contraintes. Lorsque la taille d'ouverture augmente la rigidité et la masse diminuent significativement.

L. Landi, P.P. Diotallevi & A. Tardini (2012) [60] ont proposé plusieurs modèles analytiques pour la modélisation des panneaux de remplissage en maçonnerie, en utilisant le macro modèle de l'approche de la diagonale de compression associé au modèle d'hystérésis pour le remplissage en maçonnerie. L'étude a été initiée à partir du modèle de chargement monotone proposé par **Alchaar** avec dégradation des différentes paramètres (chargement, rigidité et résistance), ensuite les modèles ont été incorporés dans le code de calculs **Openses** pour une analyse pushover et une analyse dynamique incrémentale IDA afin d'évaluer la réponse sismique des différentes configurations des structures considérées en terme des courbes de capacité (efforts tranchant en fonction des déplacements max) pour prédire les points des mécanismes de rupture et les rotules plastiques.

Les résultats obtenues à partir des analyses de pushover montrent que:

*l'effondrement des cadres avec remplissage se produit toujours pour des déplacements plus petits que ceux des cadres vides. Cependant pour une distribution donnée; le mécanisme d'effondrement (rupture) des portiques avec et sans remplissages a toujours eu lieu au même

étage, en outre la présence des ouvertures dans les murs de remplissage ne modifie pas considérablement la réponse des structures.

- dans les cas examinés dans cet article l'absence des remplissages au rez de chaussée a produit un mécanisme de ruine au premier étage et le profile des déplacements pour les trames avec remplissage était toujours caractérisé par des valeurs plus faibles que celle des trames vides. (figure I.12)

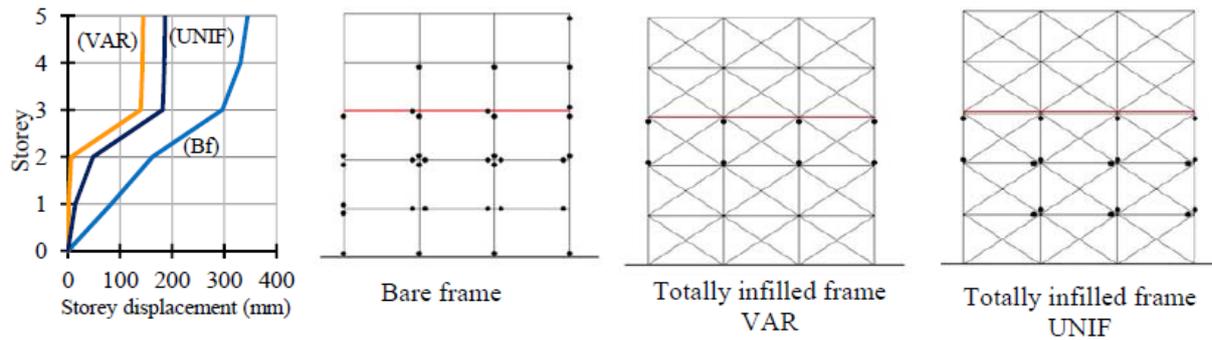


Figure. I.12. profile déplacement et distribution des rotules plastiques à l'état de l'effondrement dans le cas de force proportionnelle au premier mode [60]

-pour l'analyse dynamique IDA:

les résultats obtenus montrent que la présence des murs de remplissage augmentent significativement la réponse en terme de résistance et de rigidité, tandis qu'elle réduit la capacité de déformation. L'effondrement des cadres avec remplissage a lieu pour des déplacements plus petits que ceux des cadres vides. Ce résultat est lié à la répartition des rotules plastiques.

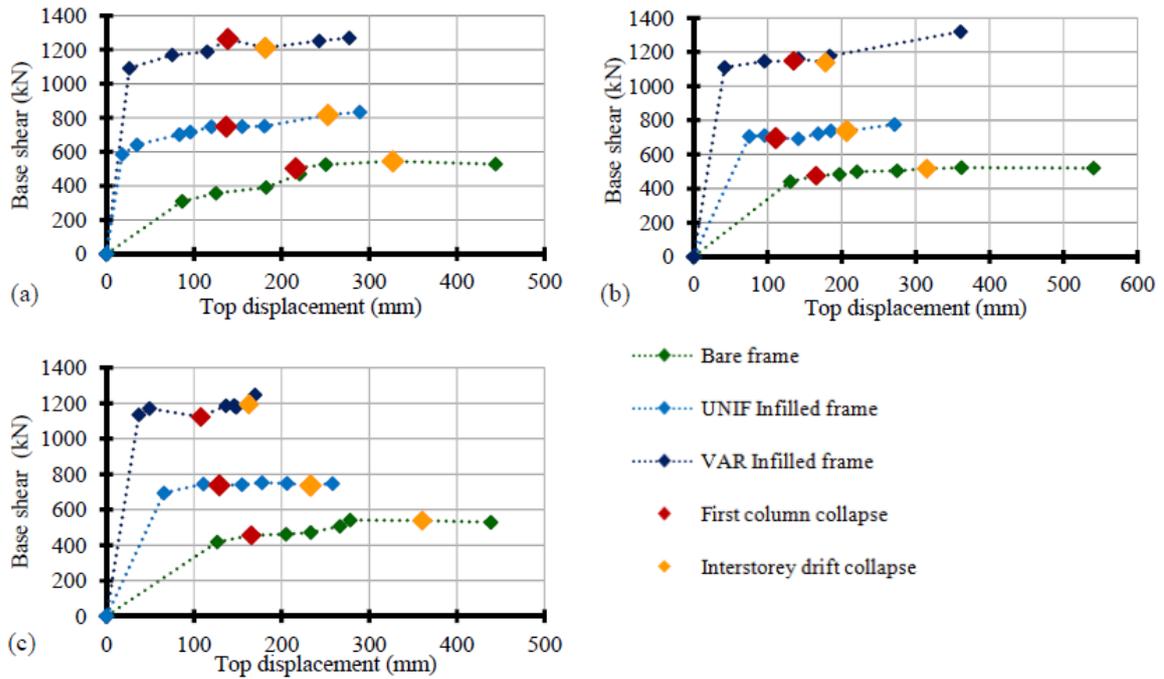


Figure. I.13. courbes de cisaillement à la base-déplacement de l'analyse dynamique incrémentale: S1 (a), S2 (b), S3 (c). [60]

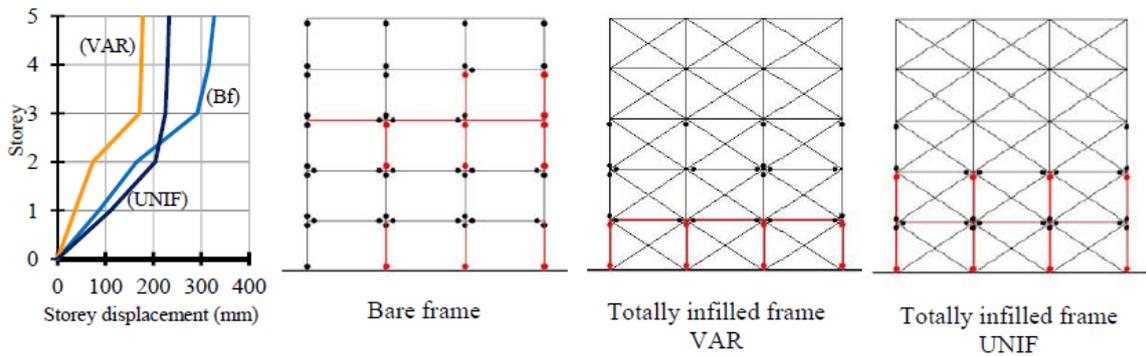


Figure. I.14. profils de déplacement et de distribution de charnières en plastique à l'état de l'effondrement "b" pour l'accélérogramme S1,[60]

Sattar (2013) [61] a étudié la performance sismique des structures en portique avec remplissages en utilisant une analyse dynamique non linéaire qui prédit le risque de ruine d'une structure. Trois types de structures avec et sans remplissages ont été étudiées.

Il a été trouvé que les portiques avec remplissage total sont les plus résistants et rigides et dans les deux configurations à 4 et à 8 étages. Le mécanisme de ruine change aussi dans les portiques avec remplissage et se produit au premier niveau.

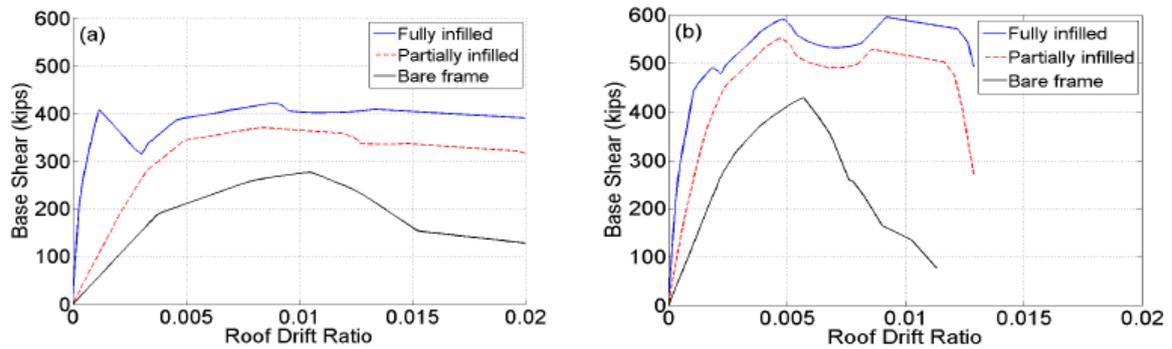


Figure. I.15. les résultats d'analyse de Pushover pour (a) de 4 étages et (b) les bâtiments de 8 étages.

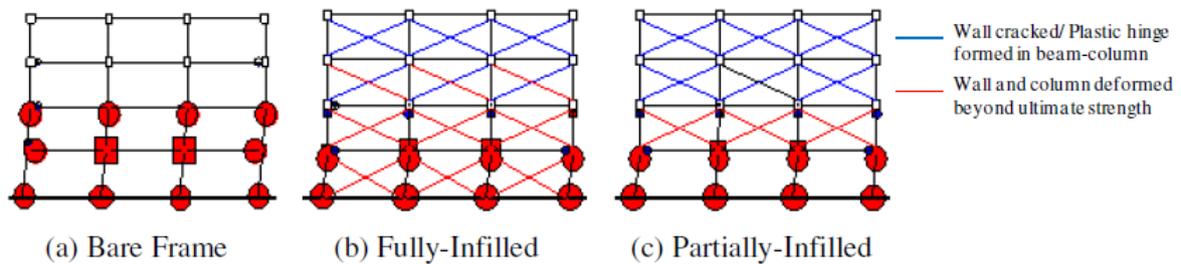


Figure. I.16. modes de rupture typiques observés, [60].

I.4. Influence des ouvertures

La présence des ouvertures dans les panneaux des remplissages constitue une incertitude importante sur la résistance et la rigidité. La prédiction de la réponse devient assez difficile à cause de la variabilité de l'emplacement et des dimensions des ouvertures.

Selon **Sortis et al [1999] [62]**, la présence d'ouvertures modifie le comportement du panneau de remplissage en réduisant la force et la rigidité. En outre, les ouvertures diminuent la charge correspondant à la phase initiale de fissuration avec un développement avancé des fissures dues à la concentration des contraintes dans les angles des ouvertures et la capacité de dissipation d'énergie.

Benjamin et Williams (1958) [63] ont constaté une réduction de la résistance ultime de 50% pour des cadres avec remplissages pour une ouverture centrée avec des dimensions égales à 1/3 des dimensions des panneaux de remplissage. En même temps, pour le même cadre rempli, ils ont remarqués qu'au cours du processus de chargement jusqu'à 50% de la charge ultime, la présence de l'ouverture conduit à une légère réduction de la rigidité, mais lorsque la charge augmente encore la rigidité est fortement diminué. Des résultats similaires pour la

réduction de la résistance ont été obtenus par **Gostic et Zarnic [1999]** après un essai sur un portique à deux étages remplis et contenant des fenêtres et des portes.

Mallick un Garg (1971) [64] ont étudié l'effet des positions possibles des ouvertures sur la rigidité latérale des cadres avec remplissages. Leur test a indiqué que les petites ouvertures centrées n'ont pas un effet significatif, alors qu'une diminution considérable a été enregistrée dans les cas d'ouvertures situées à proximité des extrémités chargées de la diagonale comprimée [CEB, 1996].

D'autre part, **Liauw et Lee (1977)** ont indiqué que la présence des ouvertures n'a pas une grande influence sur la rigidité des cadres remplis de façon significative. De plus **Dawe et Young (1985) [65]** n'ont pas observé une réduction significative de la résistance ultime des cadres remplis avec des ouvertures. Selon les mêmes auteurs, il semble que l'effet négatif d'une porte sur la rigidité du cadre avec remplissages est plus prononcé pour une ouverture symétrique. Néanmoins, en cas de grande amplitude action cyclique, il semble que l'emplacement symétrique est préférable [CEB, 1996].

Fiorato et al. (1970) [66] ont montré que la réduction de la résistance d'un cadre chargé n'est pas proportionnel à la réduction des surfaces de section transversale sur l'élément de remplissage en raison des ouvertures. Dans leur essai, des ouvertures qui ont diminué les surfaces en coupe transversale horizontale d'un panneau de remplissages de 50% conduit à une réduction de la force d'environ 20-28%.

Mosalem et al (1997) [67] ont confirmé par des tests supplémentaires sur des cadres que les ouvertures symétriques sont préférables. Ils ont indiqué que les cadres remplis même avec ouvertures montrent une faible résistance initiale et un comportement plus ductile que le cadre avec panneaux de remplissage solides. Pour une diminution de 17% des surfaces en coupe transversale, la résistance sous charge maximale du cadre avec une fenêtre symétrique était presque la même que dans le cas sans ouvertures, tandis que la présence d'une porte conduit à une réduction de la résistance de 20%, En fin, les fissures avaient tendance à se former aux coins des ouvertures et à se propager vers les coins chargés.

Bertoldi et al (1994) [68] ont proposé un ensemble d'expressions pour le calcul du coefficient de réduction r_{ac} . les paramètres qu'ils ont utilisé pour caractériser la réduction de la résistance et la rigidité du panneau de remplissage due à l'ouverture sont le rapport entre la surface d'ouverture et la surface du panneau A_a , le rapport entre la largeur de l'ouverture et la largeur de panneau A_c et l'existence et le type de renforcement dans l'ouverture. Un panneau

de remplissage avec ouverture peut être considéré en termes d'influence sur le comportement de la structure si les conditions suivantes proposées par [Sortis et al, 1999] sont vérifiées .

$$A_a \% \leq 25\%$$

$$A_c \% \leq 40\%$$

$$r_{ac} = 0.78e^{-0.322 \ln A_a} + 0.93 e^{-0.762 \ln A_c} \leq 1$$

Papia (1988) [69] a utilisé un modèle élastique par éléments finis pour discrétiser le cadre et a modélisé le panneau de remplissage comme une coque en traction pour estimer la perte de rigidité en raison de la présence d'ouvertures centrées. Il a proposé une réduction approximative linéaire de la rigidité pour une large gamme de rapports entre le panneau de remplissage et les dimensions d'ouvertures.

Asteris (2003) [70] a proposé des facteurs de réduction de la rigidité pour les différents pourcentages d'ouverture après avoir analysé un certain nombre de portiques remplis avec différentes configurations. Le problème a été étudié dans le domaine linéaire en utilisant une nouvelle technique par éléments finis en fonction des points entre le cadre et le panneau de remplissage.

S Abdel-Gawad Aly et al (2001)[71] ont testé dix modèles à demi-échelle sous un chargement cyclique complètement inversé et ont étudié l'effet de la taille des ouvertures, l'emplacement des ouvertures, la condition d'interface entre le remplissage et le cadre sur la résistance, la rigidité, la ductilité, la dissipation d'énergie et les modes de rupture. Leur principale conclusion consistait en la contribution des cadres remplis à l'ouverture, en particulier les ouvertures encadrées qui ne doivent pas être ignorées car elles améliorent la rigidité du panneau de remplissage de maçonnerie sous des charges latérales cycliques.

Goutam Mondal et al (2008)[72] ont proposé un facteur de réduction pour la largeur effective de la bielle diagonale pour calculer sa rigidité latérale initiale lorsqu'une ouverture centrale de la fenêtre est présente. Ils ont conclu que la présence d'ouvertures centrales peut être considérée en réduisant la largeur effective par un facteur de réduction $p_w = 1 - 2.6 \alpha C_0$, où C_0 est le rapport entre la surface d'ouverture et la surface du remplissage, d'autre part, l'effet des ouvertures sur la rigidité latérale initiale des cadres remplis doit être négligé si la surface des ouvertures est inférieure à 5% de la surface du panneau de remplissage. L'effet du remplissage sur la rigidité latérale initiale du cadre rempli peut être ignoré si la zone d'ouverture dépasse 40% de la surface du panneau de remplissage.

Sachin et Kaushik (2012)[73] ont entrepris une étude du comportement sous charge latérale de cadres en béton armé avec des remplissages de maçonnerie contenant des ouvertures. Ils ont indiqué que d'autres chercheurs ont essayé de déterminer expérimentalement et analytiquement l'influence de plusieurs paramètres comme la taille et l'emplacement des ouvertures, le rapport des dimensions des ouvertures, les connexions entre le remplissage et le cadre. Ils ont constaté que l'effet des ouvertures a fait l'objet d'un grand nombre d'études analytiques et expérimentales. Les remplissages de maçonnerie avec des ouvertures offrent une grande rigidité aux cadres. Les modes de rupture des cadres remplis de maçonnerie changent drastiquement en raison de la présence d'ouvertures dans le mur. L'emplacement et la taille des ouvertures dans les murs de remplissage influent sur la déformabilité, la ductilité et la capacité de dissipation d'énergie. **Ephraim et Nwofor (2015)[74]** ont présenté une étude comparative concernant le comportement composite des portiques multi étage en béton armé avec remplissages à l'aide d'un macro modèle à une seule bielle et d'un micro modèle par éléments finis. L'effet des ouvertures dans le remplissage a été l'objet d'une attention particulière. Ils ont conclu que l'introduction d'un facteur de réduction de la contrainte de cisaillement a amélioré l'efficacité du modèle à une seule bielle pour reproduire la résistance au cisaillement, la rigidité latérale et la demande sismique des cadres remplis avec des ouvertures. **Fatih Cetisli (2015) [75]** a analysé le comportement des cadres en béton armé partiellement remplis, compte tenu des dimensions et de l'emplacement des ouvertures. Il a entrepris une étude paramétrique numérique des cadres remplis en mettant l'accent sur les dimensions du mur et les emplacements des ouvertures. Il a présenté une expression analytique pour estimer la réduction de rigidité d'une bielle de compression diagonale équivalente. **Khan et SaimRaza (2015)[76]** ont entrepris des analyses dynamique sur des cadres en béton armé avec remplissage en maçonnerie et ont étudié l'influence de la variation du nombre de travées, du nombre d'étages, du pourcentage des ouvertures dans le mur de remplissage, de l'emplacement des ouvertures, du type d'ouvertures, du nombre d'ouvertures, de la résistance du remplissage et la force et l'épaisseur des murs extérieurs sur la performance des cadres remplis. Ils ont conclu que la performance des cadres remplis dépend des propriétés géométriques du remplissage et du cadre et, D'autre part, avec l'augmentation de la taille des ouvertures, la période, le déplacement au sommet, les forces des membres et les rapports de dérive inter-étage augmentent en raison de la diminution de la rigidité latérale de la structure, tandis que les contraintes de remplissage et la force de cisaillement à la base diminuent pour les structures remplies ayant des ouvertures. Des contraintes dans les remplissages maximales ont été trouvées aux coins des ouvertures, contrairement aux

structures entièrement remplies où les contraintes de remplissage maximales ont été trouvées aux coins de compression du panneau.

CHAPITRE II ASPECTS DE MODELISATION ET LOIS CONSTITUTIVES

II.1. Modèles non linéaires

Dans ce qui suit on exposera les principaux modèles adoptés pour les éléments des portiques et de la maçonnerie adoptés dans cette étude.

II.1.1. Modèles des poutres et des poteaux

II.1.1.1. Modèle des rotules plastiques avec plasticité concentrée

Dans SAP2000 [77], le comportement plastifié ou post-plastification peut être modélisé en utilisant des rotules plastiques définies par l'utilisateur. Les rotules peuvent être affectées à un élément portique le long de sa portée. Des rotules de moment, de torsion de force axiale et de cisaillement non couplées sont disponibles. Il y a aussi des rotules couplées P-M2-M3 qui se plastifient en se basant sur l'interaction entre la force axiale et les moments bi axiaux. Les propriétés des rotules peuvent être automatiquement calculées dans SAP 2000 à partir des propriétés géométrique et matérielle des sections. Les rotules affectent uniquement le comportement non linéaire statique et dynamique d'une structure. Pour les poutres, une rotule M est considérée et pour un poteau une rotule du type P-M2-M3 considérée.

Une propriété d'une rotule est un ensemble de propriétés non linéaires pouvant être assigné à des points le long d'un élément. Lorsque ces points sont situés aux extrémités d'un élément, on parle de plasticité concentrée. Pour chaque degré de liberté de moment (flexion ou torsion), le comportement moment-rotation plastique peut être spécifié. Pour chaque degré de liberté de force ou de moment, on doit définir une courbe force-déplacement (moment-rotation) donnant la valeur de la plasticité et la déformation plastique après plastification. Ceci est fait à travers une courbe ayant des valeurs en cinq points A-B-C-D-E comme indiqué sur la figure (II.1)

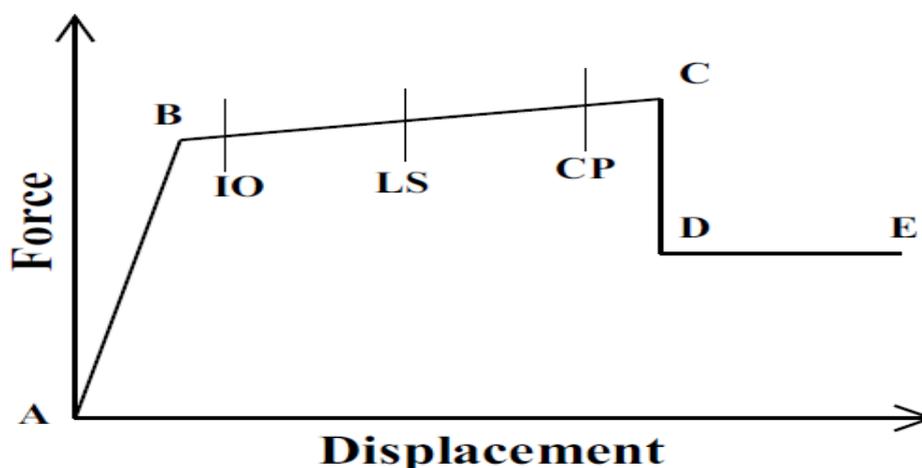


Figure. II.1.courbe force -déplacement

- Le point A est toujours l'origine.
- Le point B représente la plastification. Aucune déformation plastique ne se produit jusqu'au point B, le déplacement (rotation) au point B sera soustrait des déformations aux points C, D, et E. Uniquement la déformation plastique au-delà du point B sera exhibée par la rotule.
- Le point C représente la capacité ultime pour l'analyse pushover.
- Le point D représente la résistance résiduelle pour l'analyse pushover.
- Le point E représente la rupture totale. Au-delà du point E la rotule chutera.

La courbe force-déplacement ou moment-rotation définit le comportement non linéaire sous chargement monotone. Cette courbe combinée avec le comportement élastique de la rotule dans un élément portique est appelée la courbe squelette de la rotule. Sous charges cycliques, le comportement déviara de la courbe squelette. Plusieurs modèles hystérétiques sont disponibles dans SAP2000 pour décrire ce comportement pour différents matériaux. Dans la plupart des cas, ils diffèrent dans la quantité d'énergie dissipée durant un cycle de déformation et dans la manière avec laquelle la dissipation d'énergie change avec l'augmentation de la déformation.

II.1.1.2. Modèle en fibres avec plasticité répartie

Chaque élément poutre ou poteau est discrétisé en un certain nombre d'éléments finis selon la variation des propriétés géométriques ou mécaniques. Après avoir défini les lois constitutives des matériaux (béton, acier) et la distribution des armatures, les sections des éléments sont subdivisées en secteurs, appelés les fibres, dont le nombre et les dimensions changent selon le niveau de la précision désirée. La plasticité est considérée comme étant répartie le long de l'élément.

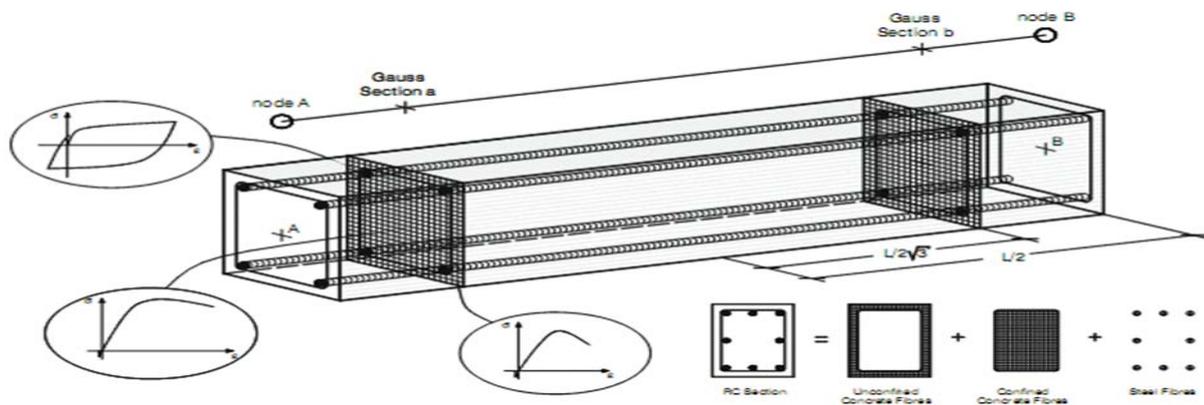


Figure. II. 2. Modèle en fibres

[77], [78] Pour les deux modèles exposés plus haut, le béton est modélisé par un modèle avec confinement constant non linéaire (figure II.3), qui représente un bon compromis entre simplicité et exactitude : la figure suivante montre le modèle non linéaire uniaxial, constitutif proposé par Mander.

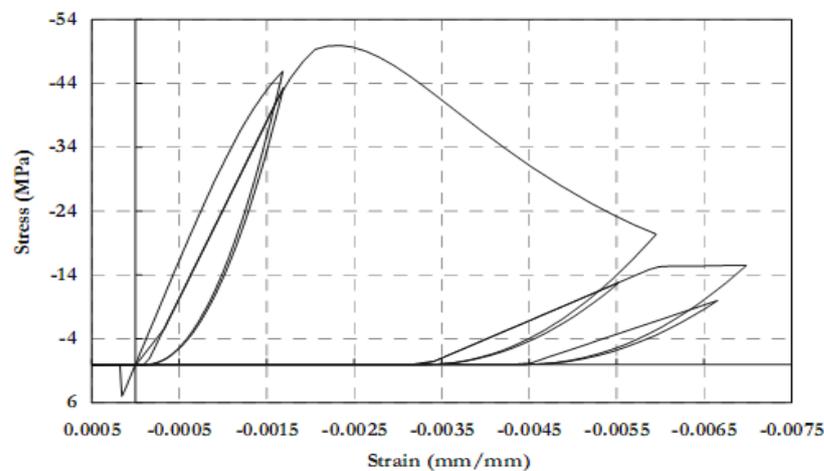


Figure. II. 3. Modèle constitutif uni axial du béton

Cinq paramètres doivent être définis pour ce modèle afin de décrire les caractéristiques mécaniques

•**Résistance à la compression** f_c : C'est la capacité à la compression d'un cylindre (100x200 mm) du matériau. Sa valeur varie typiquement de 15 MPa jusqu'à 45 MPa.

•**Résistance à la traction** f_t : C'est la capacité à la traction du matériau. Elle peut être habituellement estimée comme $k_t \sqrt{f_c}$, où k_t change de 0.5 à 0.75.

•**Déformation sous contrainte maximale** ε_c :

C'est la contrainte correspondant au point où la contrainte de compression non confinée est maximale. Pour le béton normal, cette valeur est habituellement comprise entre 0.002 et 0.0022. La valeur de 0.002 mm/mm est adoptée dans le modèle

•**Facteur de confinement** k_c

C'est le facteur constant de confinement, défini comme étant le rapport entre la contrainte de compression du béton confiné et celle du béton non confiné, Sa valeur varie de 1.0 à 1.3 pour les éléments en béton armé et de 1.5 à 4.0 pour les éléments composites acier béton armé.

•**Poids spécifique** γ

C'est le poids spécifique du matériau béton. Sa valeur par défaut est de 24 kN/m³.

II.2. Modèles de la maçonnerie

II.2.1. Micro modélisation:

La maçonnerie est un matériau très orthotrope à cause de l'existence du joint de mortier; lorsque les murs de remplissage en maçonnerie sont soumis à des charges verticales ou horizontales, peuvent se développer différents types des mécanismes de rupture, tels que; le cisaillement, la rupture par compression, le glissement, la fissuration,.....

II.2.2. Modes de rupture des murs en maçonnerie sollicités dans leur plan et hors plan

Dans un mur soumis à des forces verticales et horizontales dans son plan, on peut observer plusieurs types de rupture, représentés sur la figure (II.4):

1. Rupture par traction à la base du mur (région A). Ce type de rupture est caractérisé par des contraintes de traction perpendiculaires aux lits de mortier, avec la formation d'une fissure horizontale et par conséquent un glissement horizontal le long du joint. Cela se produit pour un rapport charges verticales sur charges horizontales assez faible (résultante des forces faiblement inclinée par rapport à l'horizontale).
2. Rupture par flexion à l'autre extrémité du mur (région B) – excès de compression –. On voit apparaître des fissures dans la région B, l'excès de cisaillement étant repris par la compression. La ruine du mur a lieu par basculement du mur et/ou écrasement du béton au coin inférieur comprimé. En général, pour un grand rapport hauteur sur largeur de mur (résultante des forces proche de la verticale).
3. Rupture par cisaillement (région C). Ce type de rupture est caractérisé par la formation d'une bielle de compression inclinée et de fissures diagonales perpendiculaires à cette bielle, qui résultent de l'existence de tractions orientées suivant la diagonale AD. Elle se produit si la résistance à la traction du mur est faible et, en général, pour un rapport hauteur sur largeur de mur faible

La résistance d'une construction en maçonnerie est d'abord apportée par la résistance à la compression que ce matériau peut offrir, car la résistance en traction des maçonneries de remplissage (non chaînée et non armée) est négligeable [89].

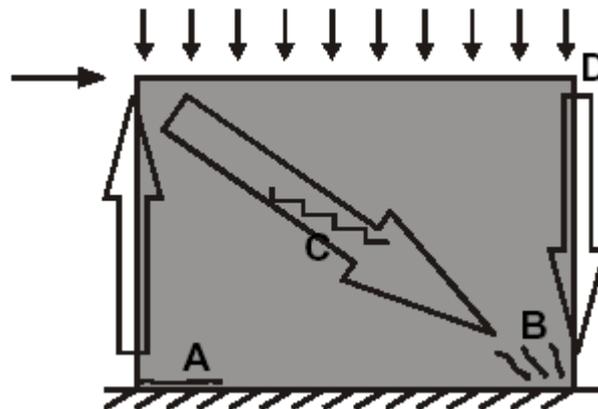


Figure. II.4. Fissurations possibles d'un mur cisailé et transfert d'efforts, [89].

II.2.3. Comportement sismique des panneaux de maçonnerie non armée:

Le comportement sismique de la maçonnerie non armée est caractérisé par des déformations dans le domaine linéaire, suivies, dans le domaine non linéaire, d'une progression des fissures dans la maçonnerie puis d'une séparation des unités menant éventuellement à la rupture. En théorie, la rupture de la maçonnerie non armée peut survenir dans le plan ou hors du plan par :

- La séparation des joints,
- Le glissement des unités le long des joints de mortier,
- La fissuration des unités par traction directe,
- La fissuration diagonale des unités sous l'effet d'efforts tranchants et de compression importants,
- Le fendage des unités de brique. Lors d'un séisme, les trois premiers modes sont les plus susceptibles de se produire en plus de la fissuration diagonale des unités sous l'effet d'efforts tranchants importants.

Dans le cas des cadres en béton armé avec remplissage en maçonnerie, les modes de rupture habituels des éléments en béton sont ceux dus à l'interaction des efforts dans les éléments (flexion par cisaillement, flexion sous charge axiale), les rotations aux joints extérieurs, l'ancrage dans les fondations, etc. Les modes de rupture concernant spécifiquement les remplissages et leur action sur les poteaux de béton sont illustrés à la Figure (II.5). Le mécanisme de rupture relatif à l'étage flexible (rez-de-chaussée sans remplissage) et celui relatif aux poteaux courtes ou libres (remplissage partiel) sont d'autres modes de rupture possibles, [90].

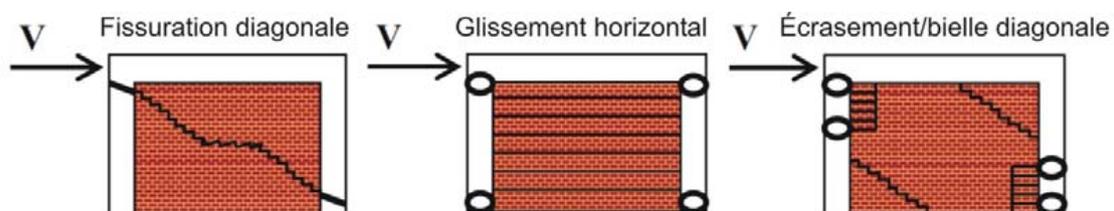


Figure. II.5. Mécanismes de rupture dans le plan des remplissages et colonnes de béton armé, [90]

II.2.4. Types de micro modélisation:

La micro modélisation est une technique de modélisation qui tient compte de l'effet des joints de mortiers sous forme d'élément discret dans le modèle. Considérant que dans un mur de remplissage, le joint de mortier est le plan le plus faible, la micro modélisation peut être considérée comme l'approche de modélisation la plus réaliste et la plus exacte, cette technique peut être divisée en deux types:

II.2.4.1. Micro modélisation détaillé:

Dans cette technique les éléments de brique et les joints de mortier sont modélisés comme un élément continu et l'interaction entre la brique et les joints de mortier est modélisé par un élément d'interface comme montré sur la figure (II-6). Les deux éléments peuvent être définis par des relations non linéaire contrainte-déformation.

II.2.4.2. Micro modélisation simplifié (mésomodélisation):

Dans cette technique les éléments de brique sont modélisés par des éléments continue et les joints de mortier et son interface avec les éléments de brique sont modélisées ensemble dans un élément d'interface, (Figure II-7).

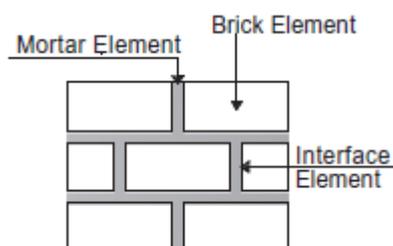


Figure. II.6. Micro modélisation détaillé

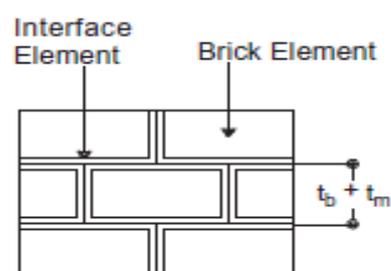


Figure. II.7. Micro modélisation simplifié

-Les résultats expérimentaux montrent que la fissuration diagonale des panneaux de remplissage va généralement à travers les joints de lit et l'articulation de tête. Cependant la fissuration peut parfois se produire verticalement au milieu des éléments de brique; dû à l'effet de dilatation des joints de mortier. Pour capturer ce mécanisme, une interface verticale peut

être ajouté au milieu de chaque unité de brique et cette technique appelée modèle homogénéisé où l'effet de la brique, du mortier et de l'interface brique-mortier est modélisé par un seul élément continu comme montré sur la figure (II.8).

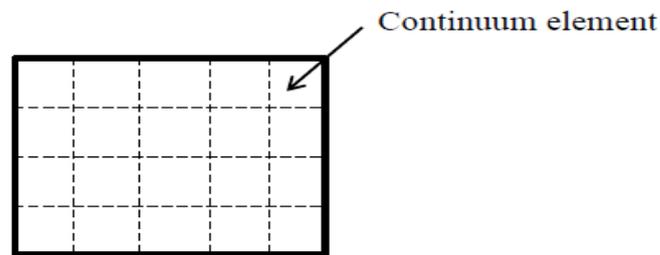


Figure. II.8. modèle homogénéisé

II.3. Modèle des coques multicouches

L'élément coque implémenté dans **SAP 2000**[77] est un objet de surface capable de modéliser le comportement membranaire, en plaque et en coque des structures tridimensionnelles. Le matériau peut être homogène ou multicouches dans la direction de l'épaisseur. La non linéarité peut être considérée uniquement avec la formulation multicouches.

L'élément coque est une formulation à trois ou quatre nœuds combinant un comportement membranaire avec un comportement flexionnel, voir les figures (II.9, II.10). Les quatre nœuds de l'élément n'ont pas besoin d'être coplanaires. Chaque élément coque a son propre système d'axes locaux pour la définition du matériau, du chargement et l'interprétation des résultats

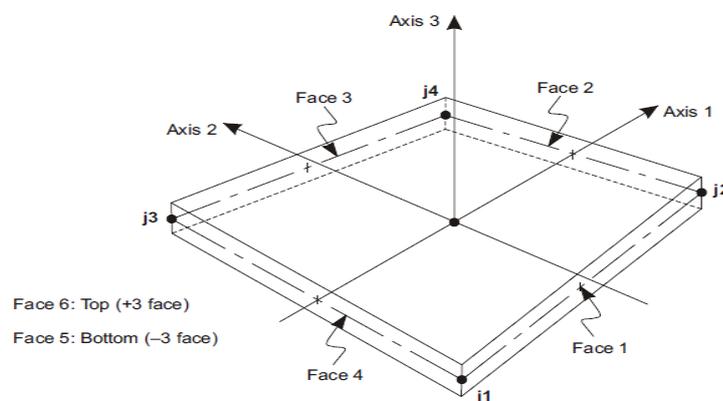


Figure. II.9. Élément Shell quadrilatéral à quatre nœuds [SAP 2000]

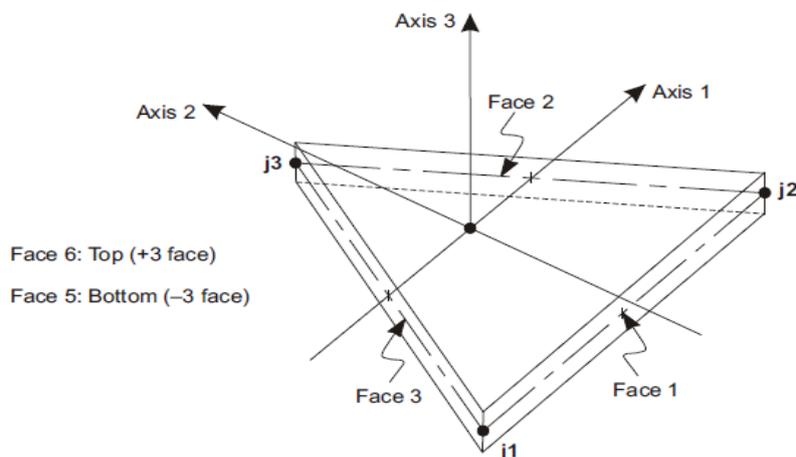


Figure. II.10. Élément Shell triangulaire à trois nœuds [SAP 2000]

Une intégration numérique à quatre points est utilisée pour calculer la rigidité de la coque. Les contraintes et les forces internes sont déterminées aux quatre points d'intégration et ensuite extrapolées aux nœuds. Une erreur approximative des contraintes ou des forces internes peut être estimée à partir de la différence des valeurs calculées des différents éléments connectés au même nœud. Ceci donnera une indication sur la précision d'une formulation par éléments finis donnée et peut servir de base pour la sélection d'un nouveau maillage plus précis. L'élément coque possède six degrés de liberté en chaque nœud. En cas de comportement membranaire ou en plaque, les degrés de liberté appropriés doivent être spécifiés.

II.4. Comportement multicouches

La coque multicouche permet la définition de n'importe quel nombre de couches à travers l'épaisseur. Chaque couche possède une position, une épaisseur, un matériau et un comportement indépendant. Le comportement peut être non linéaire. Les déformations membranaires au sein de chaque couche sont déterminées par une méthode de projection de la déformation. Les déplacements dans le plan sont quadratiques. Une formulation Mindlin-Reissner est utilisée pour les plaques. Les déplacements hors plan sont quadratiques et consistants avec ceux dans le plan. Le comportement membranaire et flexionnel sont couplés si les couches ne sont pas symétriques.

Pour la coque multicouche, il est possible de définir la composition de la section à travers l'épaisseur. N'importe quel nombre de couches peut être spécifié, éventuellement une seule couche. Les couches sont localisées par rapport à une surface de référence. Cette surface de référence peut être la surface moyenne, la surface neutre, la surface supérieure ou la surface inférieure. La formulation en plaque épaisse tenant compte du cisaillement est toujours utilisée pour le comportement flexionnel de la plaque. Huit paramètres sont requis pour définir une couche donnée, voir figure II.11.

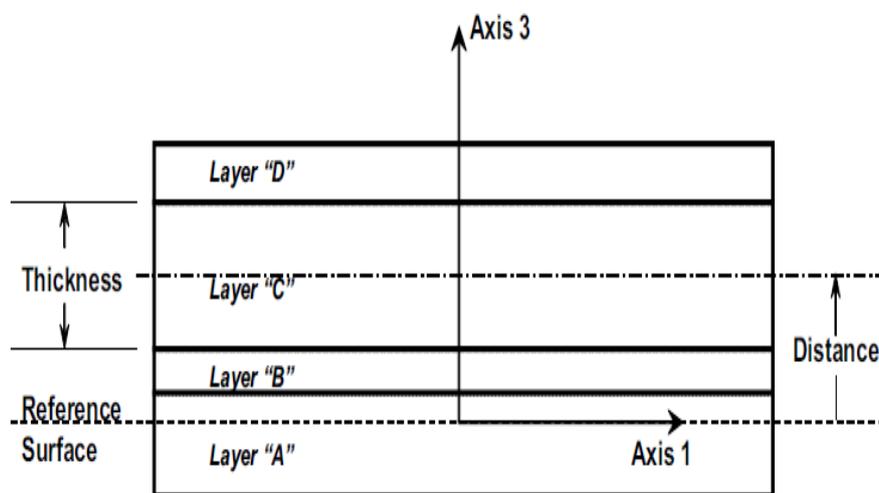


Figure. II.11. Élément coque à quatre couches(SAP 2000)

1- Nom de la couche

2- Distance de la couche représentant la distance du centre de la couche à la surface de référence, mesurée positivement dans la direction de l'axe trois.

3- Epaisseur de la couche : chaque couche a une épaisseur mesurée dans la direction de l'axe trois. Pour la modélisation des armatures ou des fibres, on peut spécifier une couche répartie très fine ayant une section transversale équivalente.

4- Type de couche

On peut choisir Membrane, Plaque, Coque

5- Nombre de points d'intégration de la couche

6- Matériau de la couche

7- Angle du matériau de la couche

8- Type de comportement

La déformation membranaire dans chaque couche utilise une méthode de contrainte projection (Hughes, 2000) [81]. Dans le plan les déplacements sont quadratique. Une formulation Mindlin-Reissner qui considère toujours des déformations de cisaillement transversal est utilisée. Les déplacements hors plan sont quadratiques et sont compatibles avec les déplacements dans le plan. La section est intégrée dans la direction de l'épaisseur.

L'anisotropie de la maçonnerie sera modélisée par deux courbes contrainte-déformation différentes, chacune d'elles représentera respectivement la contrainte verticale et horizontale S_{22} et S_{11} et la contrainte de cisaillement S_{12} (figure II.12). La clé de cette approche est la prédiction des courbes contrainte-déformation pour chaque direction; les courbes S_{11} et S_{22} auront le même comportement. Une connexion de contact rigide entre les cadres et les remplissages est adoptée.

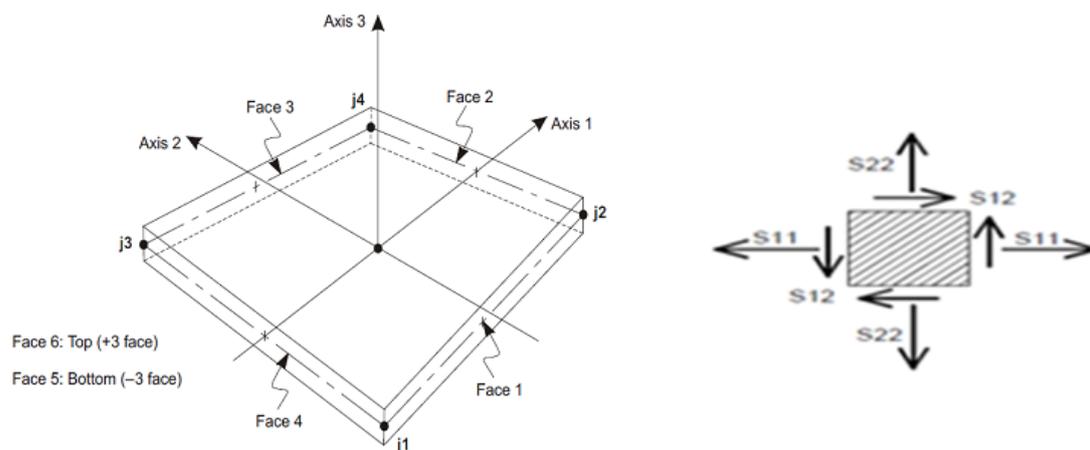


Figure. II.12. Elément Shell quadrilatérale de quatre nœuds en contrainte plane [SAP 2000].

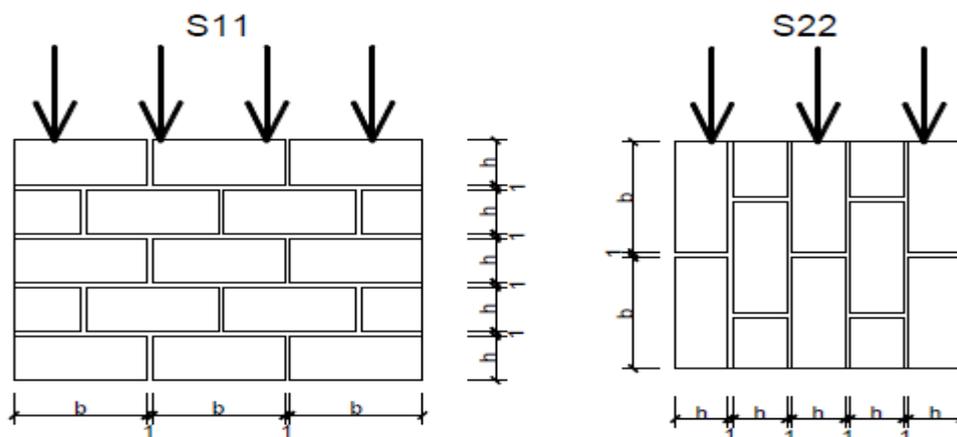


Figure. II.13. Maçonnerie soumis au S11 et S22

[82] La courbe S12 doit représenter la rupture horizontale d'un élément de la maçonnerie. En réalité Lorsqu'un élément de maçonnerie est soumis à un mouvement du sol latéral, la résistance horizontale est représentée par la cohésion et le frottement entre la brique et le mortier. Ceci est appelé le frottement de Coulomb et est représenté par:

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg}\varphi$$

Dans cette équation "σ" est la contrainte verticale (S22) et tgφ représente le frottement entre éléments. Cela signifie donc un comportement couplé entre le frottement "τ" et la contrainte verticale. C'est Impossible de présenter un comportement couplé entre eux pour un élément plan non linéaire dans SAP2000. Mais on constate que la contrainte verticale contribue à rendre «efficace» la contrainte de cisaillement. Voir la figure (II.14).

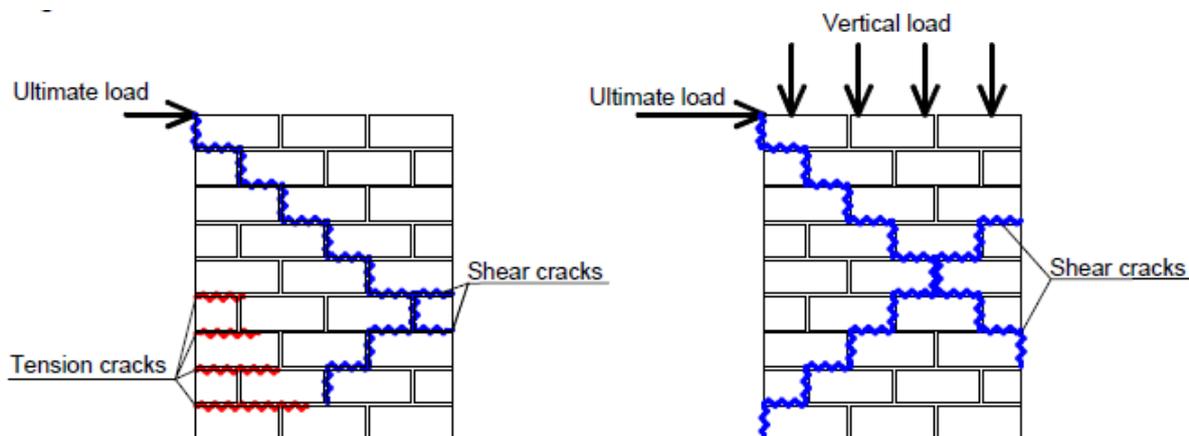


Figure. II.14. Mode de rupture avec et sans contrainte vertical, [82]

C'est une situation typique qui conduit à une corrélation indirecte entre S_{22} et S_{12} . Des contraintes qui sont découplées analytiquement. La charge verticale «aide» la résistance au cisaillement jusqu'à il n'y a pas de tension dans la section. Au-delà de cette valeur, la résistance au cisaillement reste constante et égal à la cohésion. Ainsi, dans SAP2000, la résistance au cisaillement est représentée par un matériau non linéaire Courbe (cohésion). Sur les bâtiments existants, cette valeur doit être choisie avec précaution pour tenir compte également de la dégradation.

II.5. Modélisation de la maçonnerie par la méthode des bielles équivalentes

Des travaux de recherche intensifs ont été entrepris à fin de prévoir l'influence des panneaux de remplissage car il est bien reconnu que leur présence modifie de manière significative le comportement structural des structures en portiques (rigidité, masse, période,...). Une approche élastique linéaire n'est pas adéquate même sous charges de service, par conséquent l'utilisation des relations constitutives sophistiquées est nécessaire. Un modèle cyclique non linéaire ayant deux bielles est utilisé au sein du code de calcul (seismostruct) pour décrire le comportement des panneaux de remplissage. Comme souligné par Crisafulli (1997), [85], le modèle avec deux bielles se comporte de manière satisfaisante et moins compliqué comparé aux modèles ayant une bielle et trois bielles respectivement. Ce modèle est capable de représenter plus exactement l'effet local entre le cadre (portique) et le remplissage en maçonnerie [83], [84].

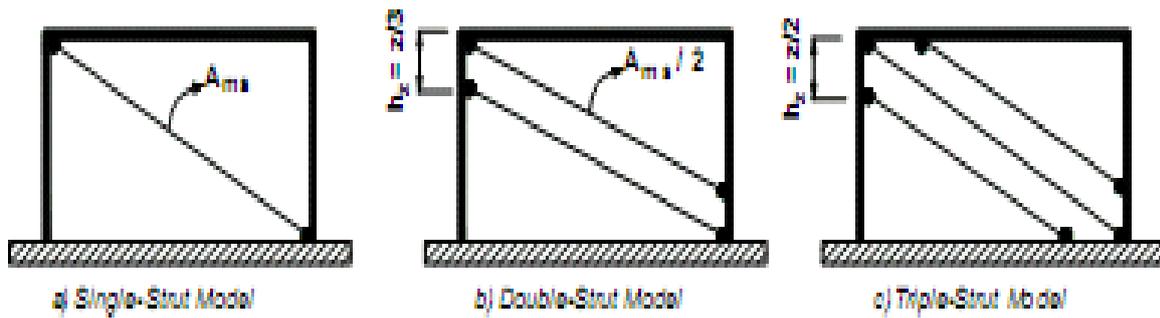


Figure. II.15. Modèle des bielles (crisafulli 1997)

Le modèle mentionné ci dessus est intégré dans le code de calcul (Seismostruct), qui est un logiciel en éléments finis capable de prévoir le comportement sous larges déplacements des structures en portique sous un chargement statique ou dynamique, en considérant aussi bien les non linéarités géométriques que les inélasticités matérielles. Spécifiquement, l'état contrainte - déformation des éléments (poteaux et poutres) est obtenu par l'intégration de la loi de comportement uni axiale non linéaire des fibres individuelles constituant la section, permettant ainsi la prise en compte la propagation de l'inélasticité aussi bien le long de l'élément qu'à travers la profondeur de la section.

Dans seismostruct le remplissage est considéré comme un élément de panneau de maçonnerie à quatre nœuds développé et au début et programmé par Crisafulli (1997) [85] et mis en application dans le Seismostruct par Blandon (2005) pour voir la réponse non linéaire des panneaux de remplissage dans les structures en portiques. Chaque panneau est représenté par six bielles ; chaque direction de diagonale représente deux bielles capables de reprendre les charges axiales suivant deux coins diagonaux opposés et une troisième pour reprendre le cisaillement du haut vers le bas du panneau. Cette dernière bielle agit seulement à travers la diagonale qui est en compression, par conséquent son (activation) dépend de la déformation du panneau de remplissage. Les bielles sous charges axiales utilisent le modèle d'hystérésis des bielles de maçonnerie développé par Crisafulli et all [2000] [85], alors que les bielles de cisaillement utilisent un modèle bilinéaire. En outre comme il peut être observé dans la figure (II.16.b) ci-dessous, les quatre nœuds internes sont utilisés pour tenir compte des points actuels de contact entre l'ossature (cadre) et le panneau de remplissage. Toutes les forces internes sont transférées aux quatre nœuds extérieurs. La définition des nœuds 1 et 2 ainsi que

des nœuds 3 et 4 doit être dans le même plan horizontal où l'élément est relié au cadre (portique) [85].

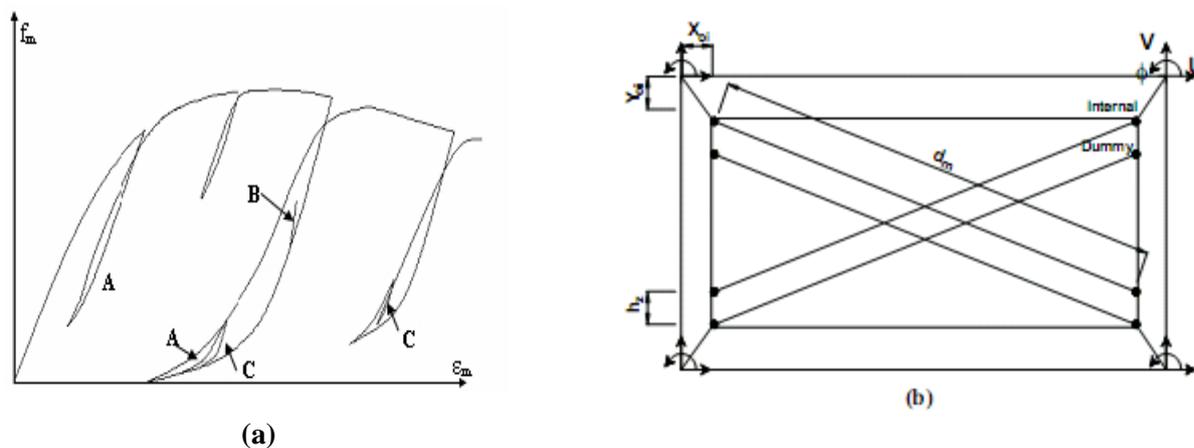


Figure. II.16. (a) Modèle d'hystérésis de bielle de maçonnerie, (b) configuration d'élément de panneau de remplissage

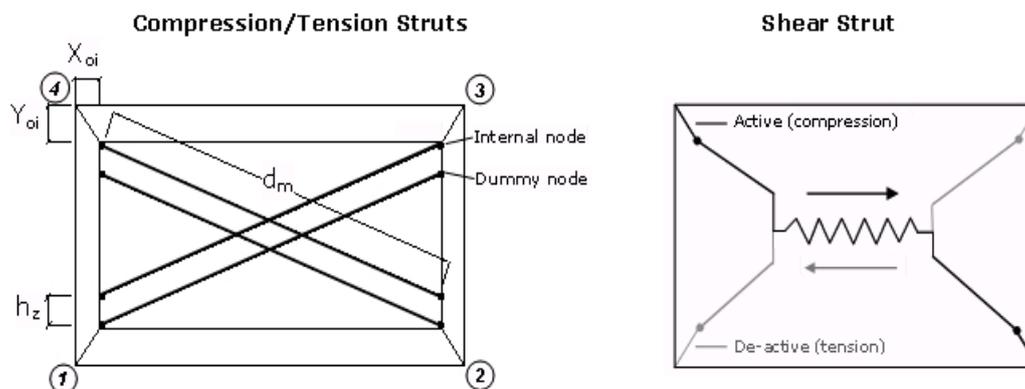


Figure. II.17. Configuration d'élément de panneau de remplissage

II.6. Paramètres du modèle de double bielle de seismostruct :

II.6.1. Paramètres mécaniques et géométriques :

La caractérisation d'un modèle nécessite un choix rigoureux des paramètres équivalents, où certain nombre des paramètres mécaniques et géométriques sont exigés pour définir le comportement des bielles de maçonnerie.

Une liste des variables requises comme données est présentée ci dessous, ainsi que des recommandations pour le choix de leurs valeurs. [83], [85].

- **Résistance à la compression** $f_{m\theta}$: c'est le paramètre qui contrôle principalement la résistance de la bielle qui doit être distingué de la résistance standard de la maçonnerie en tenant compte de l'inclinaison des contraintes principales de compression et du mode de rupture prévu dans le panneau de remplissage, sa valeur pour les panneaux longs et courts est estimée entre 5MPa et 3.5MPa respectivement
- **module d'élasticité** E_m : ce paramètre représente la pente initiale de la courbe contrainte-déformation et sa valeur montre une grande variation puisque la maçonnerie est composée de briques et de mortier (matériau composite) dont les propriétés de comportement sont distinctes. Plusieurs chercheurs ont supposé un comportement élastique linéaire pour les deux matériaux et la somme de la déformation des briques et des joints de mortier est égale à la déformation en compression de la maçonnerie.

D'autres chercheurs ont considéré que le module d'élasticité des panneaux de maçonnerie pouvait être lié d'une certaine manière à la résistance à la compression du matériau définie ci dessus. Les équations empiriques de Crisafulli (1997) et Smyrou (2006) résultent en les valeurs suivantes : $400 f_{m\theta} < E_m < 1000 f_{m\theta}$.

- **Résistance a' la traction** f_t : puisqu'elle est beaucoup plus faible que la résistance a la compression et son effet sur la réponse globale est plus faible (elle peut même être nulle) , la valeur de f_t d'après des essais de compressions diagonaux Varvim (2003) est de 0.575MPa (valeur uniforme).
- **Déformation sous contrainte maximale**, ε_m représente la déformation correspondant à la résistance maximale et influe sur la branche ascendante de la courbe contrainte-déformation à travers la modification de la rigidité sécante. La valeur 0.0012 donne les meilleurs résultats.
- **Déformation ultime** ε_u : celle-ci est utilisée pour contrôler la branche descendante (décroissante) de la courbe de contrainte- déformation qui est modélisée par une parabole pour obtenir un meilleur contrôle de la réponse de la bielle. Pour de plus grandes valeurs

telles que $20 \varepsilon_m$, la diminution de la résistance à la compression devient plus lisse. La valeur de 0.024 est adoptée.

- **Déformation de fermeture ε_{cl}** : ce paramètre définit la déformation à partir de laquelle une fissure partielle se ferme permettant ainsi le développement de contraintes de compression. Pour de grandes valeurs son effet n'est pas considéré dans l'analyse. Les valeurs suggérées sont comprises entre 0 et 0.003. La valeur adoptée dans ce modèle est 0.003.
- **Contrainte maximale de cisaillement τ_{max}** : c'est la contrainte de cisaillement admissible dans le panneau de remplissage et elle peut être estimée en utilisant les expressions suggérées dans la théorie modifiée de Mann et de Müller, [Crisafulli, 1997] en fonction du mode de rupture prévu. La valeur du 1MPa est adoptée.
- **Excentrement horizontal et vertical, xoi et yoi** : ceux-ci représentent la réduction des dimensions du panneau de remplissage dues à la profondeur des membres d'ossature. En d'autres termes, ces paramètres fournissent la distance entre les nœuds formant les coins externes et internes
- **Longueur de contact équivalente Hz** : présentée sous forme de pourcentage de la dimension verticale du panneau, donnant la distance effective entre les nœuds internes et les nœuds factices, elle est utilisée pour prendre en compte d'une certaine façon la longueur de contact entre l'ossature et le panneau de remplissage. Des résultats raisonnables peuvent être obtenus pour des valeurs comprises entre 1/3 et 1/2 de la longueur de contact..

L'équation (II.1) donne la longueur de contact z , comme définie par Stafford Smith [1966], qui a introduit le paramètre adimensionnel relatif de rigidité λ

$$z = \frac{\pi}{2\lambda} \quad (\text{II.1})$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_m t_w \sin(2\theta)}{4E_c I_p h_w}} \quad (\text{II.2})$$

E_c : Module d'Young du portique

I_c : Inertie de la section du poteau

E_m : Module d'Young du remplissage

t_w : Epaisseur du remplissage

h_w : Hauteur du remplissage

θ : Inclinaison par rapport à l'horizontale des diagonales du panneau

Ces paramètres sont expliqués sur la figure (II.12).

- **T_w** : représente l'épaisseur du panneau, qui peut être soit égale à la largeur des briques de panneau seules (par exemple 12 centimètres), soit inclure également la contribution du plâtre (par exemple $12+2 \times 1.5=15$ centimètre).

- **Aire de la bielle A_1** : l'aire de la bielle est définie comme étant le produit de l'épaisseur du panneau par la largeur équivalente de la bielle, et qui varie normalement entre 10% et 25% de la diagonale du panneau de remplissage. Il y a de nombreuses expressions empiriques pour l'évaluation de la largeur équivalente et qui sont présentées sur le schéma (II.18), [86]

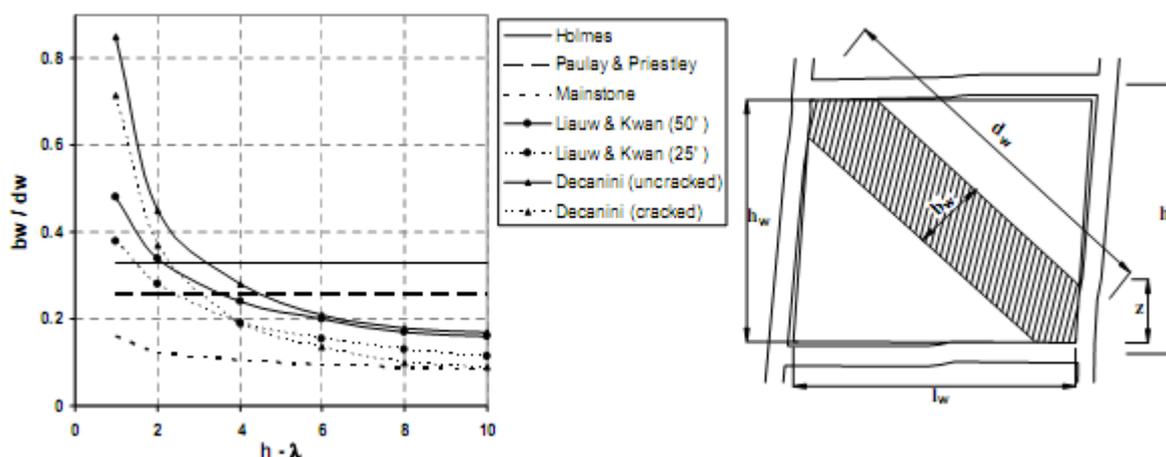


Figure. II.18. Variation du rapport b_w / d_w en fonction du paramètre $h \lambda$

- **L'aire (A_2)** : introduite comme pourcentage de A_1 , et a pour but de tenir en compte de la fissuration du panneau de remplissage. La longueur de contact entre le portique et le remplissage diminue au fur et à mesure que les déplacements latéral et axial augmentent, ce qui affecte l'aire de la bielle équivalente. Il est supposé que l'aire varie linéairement en fonction de la déformation axiale (voir la figure ci-dessous), avec les deux déformations,

entre les quelles cette variation a lieu, définies comme données pour le modèle d'hystérésis de la bielle de maçonnerie. Des déformations comprises entre 0.0003 et 0.0009 sont généralement adoptées tandis que l'aire résiduelle est considérée égale à 10% de l'aire initiale.

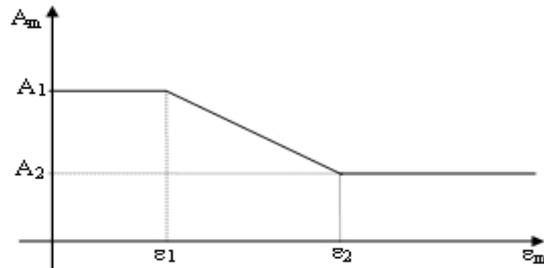


Figure. II.19. Variation de l'aire en fonction de la déformation axiale.

- **Poids spécifique (γ)**: représente le poids volumique du panneau. La valeur 10 kN/m³ est adoptée.

Remarque:

L'effet des ouvertures peut être pris en compte en réduisant l'aire équivalente et par conséquent la rigidité des panneaux de remplissage au début des calculs. Plusieurs chercheurs [Voir le CEB, 1996] suggèrent différents facteurs de réduction pour décrire la diminution de la rigidité; selon les dimensions et la position des ouvertures. Asteris [2003] propose des facteurs de réduction de rigidité pour différents pourcentages d'ouverture. Dans le modèle l'aire de la bielle pour un remplissage avec une petite fenêtre, une grande fenêtre et une porte est estimée à 70%, 60% et 50% respectivement de l'aire équivalente de la bielle calculée de la bielle sans tenir compte de la présence des ouvertures. Ces pourcentages sont légèrement élevés car dans le modèle d'hystérésis le module élastique ne reste pas constant et de plus l'option mentionnée précédemment pour diminuer l'aire initiale est utilisée. En conclusion, aucune réduction de résistance due aux ouvertures n'est considérée puisque ce point n'est pas entièrement clarifié, [87].

Le tableau suivant présente les propriétés des paramètres essentiels requis pour les bielles diagonales de la maçonnerie,[88].

| Paramètres requis (bielle de maçonnerie) | Formule adopté /valeur | Référence |
|---|---|--|
| $f_{m\theta}$: résistance a la compression | 1.5MPa a 3.5MP | Calvi et al. [2004] Bal et al. [2006] |
| Module d'élasticité $E_{m\theta}$ | $1000 f_{m\theta} = 1500 \text{ MPA}$ | Crisafulli [1997] Calvi et al. [2004] |
| Epaisseur du panneau t_w | De 0.1m a 0.25m | Calvi et al. [2004] Bal et al. [2006] |
| Longueur de la bielle d_w | Variable calculé a partir de la géométrie de la bielle | Voir la figure |
| Paramètre relatif de rigidité λ | $\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_m t_w \sin(2\theta)}{4E_c I_p h_w}}$ <p>E_c : Module élastique du béton</p> <p>θ : angle de la bielle avec l'horizontal</p> <p>I_p : Moment d'inertie</p> <p>h_w : Hauteur du panneau de remplissage</p> | Stafford Smith and Carter [1969] |
| Largeur de la bielle b_w | $b_w = \frac{0.95 h_w \cos \theta}{\sqrt{\lambda h_w}}$ <p>Varier entre $0.1 d_w$ et $0.4 d_w$</p> | Liauw and Kwan [1984] |

| | | |
|--|---|----------------------------------|
| Coefficient de réduction pour les ouvertures | $r_{ac} = 0.78e^{-3.22 \ln A_w} + 0.93e^{-0.762 \ln A_w}$ | Bertoldi et al. [1994] |
| Aire initiale de la bielle A_{ms1} | $A_{ms1} = b_w d_w$, mur sans ouverture $A_{ms1} = b_w d_w r_{ac}$, mur avec ouverture | Bertoldi et al. [1994] |
| Aire résiduelle de la bielle A_{ms2} | $0.1 A_{ms1}$ | |
| Z longueur de contact | $z = \frac{\pi}{2\lambda}$ | Stafford Smith and Carter [1969] |
| X_{0i} excentrement horizontal | Variable calculé a partir de la géométrie | Voir la figure II.16 |
| Y_{0i} excentrement vertical | Variable calculé a partir de la géométrie | Voir la figure II.16 |

Tableau II. 1 : paramètres mécaniques et géométriques des panneaux de maçonneries.

II.6.2. paramètres empiriques :

selon [83], [84], [85], Un certain nombre de paramètres empiriques qui contribuent au modèle doivent être définis. Une brève explication est donnée ci-dessous:

γ_{un} : Le module de déchargement est proportionnel à E_{mo} , et modifie les cycles internes.

α_{re} : Il prévoit la contrainte dont laquelle la boucle atteint l'enveloppe après déchargement.

α_{ch} : Il prévoit la contrainte pour laquelle la courbe de rechargement a un point d'inflexion.

β_a : Le point auxiliaire utilisé pour définir la déformation en plastique après le déchargement complet.

β_{ch} : Il décrit l'effort auquel la courbe de rechargement montre un point d'inflexion.

γ_{plu} : Il décrit le module de la courbe par hystérésis, l'effort est nul après le déchargement complet est proportionnel à E_{m0}

γ_{plr} : Il définit le module de la courbe de rechargement après le déchargement total.

e_{x1} : Il commande l'influence de ε_{im} dans la rigidité de dégradations.

e_{x2} : il augmente la contrainte à laquelle la courbe d'enveloppe est atteinte après déchargement et représente un cumulatif endommager les cycles répétés par intérieur.

γ_s : Il représente la proportion de la rigidité de panneau assignée au ressort de cisaillement. (Calculée intérieurement par le programme) qui devrait être assigné au ressort de cisaillement (typiquement, une valeur s'étendant entre 0.5 et 0.75 est adoptée). En d'autres termes, la rigidité de contrefiche (KA) et la rigidité de cisaillement (KS) sont calculés comme suit :

$$K_A = (1 - \gamma_s) \frac{A_{ms} E_m}{2d_m} \quad K_A = \gamma_s \frac{A_{ms} E_m}{d_m} \cos^2 \theta$$

α_s : Le facteur de cisaillement de réduction représente le rapport de l'effort de cisaillement maximum à l'effort moyen dans le panneau

Les valeurs suggérées présentées ci-après ont été obtenues par Crisafulli [1997] après des essais expérimentaux.

| paramètre | Valeurs suggérées | Valeur limite | Valeur utilisée |
|----------------|-------------------|---------------|-----------------|
| α_{un} | 1.5 - 2.5 | ≥ 1 | 1.7 |
| α_{re} | 0.2 – 0.4 | ≥ 0 | 0.2 |
| α_{ch} | 0.3 - 0.6 | 0.1 - 0.7 | 0.7 |
| β_a | 1.5 – 2.0 | ≥ 0 | 2.0 |
| β_{ch} | 0.6 – 0.7 | 0.5 – 0.9 | 0.9 |
| γ_{plu} | 0.5 -0.7 | 0.0 - 1.0 | 1.0 |
| γ_{plr} | 1.1 – 1.5 | ≥ 1 | 1.1 |
| e_{x1} | 1.5 – 2.0 | ≥ 0 | 3.0 |
| e_{x2} | 1.0 – 1.0 | ≥ 0 | 1.0 |
| γ_s | 0.5 – 0.75 | - | 0.7 |
| α_s | 1.4 – 1.65 | - | 1.5 |

Tableau II. 2 : paramètres empiriques des panneaux de maçonneries.

II.6.3 Courbe de cisaillement de remplissage de maçonnerie

C'est le modèle de cisaillement pour la maçonnerie, au début développé et programmé par Crisafulli [1997] et ensuite mis en application dans le code de calculs Seismostruct par Blandon [2005]. Ce modèle doit être utilisé presque exclusivement pour l'élément de remplissage. Il est important de rappeler que la résistance au cisaillement résulte de la combinaison de deux mécanismes, à savoir la résistance d'adhérence et la résistance de frottement entre les joints de mortier et les briques. La résistance au cisaillement peut être

exprimée donc comme étant la somme de la force initiale de cisaillement d'adhérence τ_0 et le produit du coefficient de frottement μ par la valeur absolue de la force de compression normale dans la direction perpendiculaire aux lits des joints de mortier. Cette approche a pour but d'estimer la résistance au cisaillement qui est adoptée par des codes de conception, indépendamment du mécanisme de rupture (rupture par frottement de cisaillement, rupture par traction diagonale, rupture par compression) développée dans le panneau de remplissage, [86], [84], [88], [89]. Les valeurs de τ_0 et μ peuvent être évaluées par les essais de cisaillement directs.

Quatre paramètres doivent être définis afin de caractériser entièrement cette courbe de réponse :

Résistance initiale de cisaillement τ_0 : Un large échantillon de résistances d'adhérence a été mesuré par certains chercheurs. Hendry [1990] a présenté des résultats expérimentaux obtenus à partir des essais en utilisant divers matériaux divers et a trouvé des valeurs variant de 0.3 à 0.6 MPa. Paulay et Priestley [1992] ont indiqué que les valeurs typiques s'étendent de 0.1 à 1.5 MPa, dans Seismostruct la valeur de 0.3 MPa est utilisée pour ce paramètre.

• **Coefficient de frottement μ** : des résultats relativement contradictoires ont été rapportés dans le passé, certains chercheurs (Hendry [1990], Paulay et Priestley [1992]), ont indiqué que les valeurs typiques pour ce paramètre varient entre 0.1 et 1.2, nous pouvons noter ici que Atkinson et al [1989] ont suggéré une valeur de 0.7 comme estimation fiable de la limite inférieure pour ce paramètre (provenant des résultats expérimentaux où on l'a observé que μ varie entre 0.7 et 0.85 pour une grande variété de matériaux)

• **Résistance au cisaillement maximale τ_{max}** : C'est la plus grande contrainte de cisaillement de cisaillement pouvant être mobilisée par le panneau de remplissage et, comme cité ci-dessus. Elle dépendra du mécanisme de rupture développé dans le panneau. En l'absence d'informations additionnelles et plus précise, Une valeur de 1 MPa est utilisée dans le modèle.

• **Facteur de réduction de cisaillement α_s** : Ce paramètre empirique représente le rapport entre la contrainte de cisaillement maximale et la contrainte moyenne dans le panneau, il peut être compris entre 1.4 et 1.65, Crisafulli [1997].

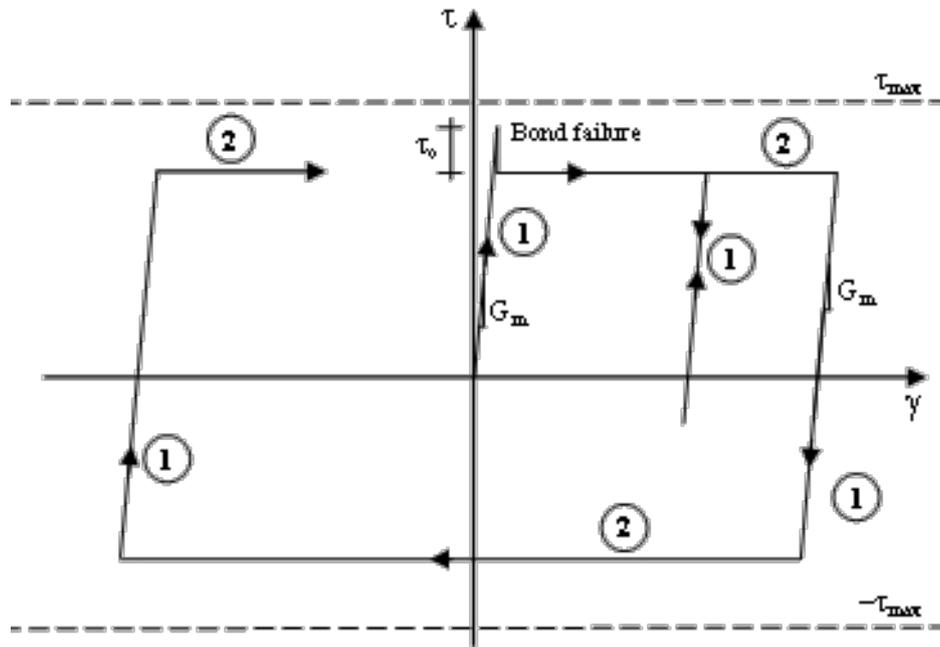


Figure. II.20. Courbe de cisaillement de remplissage de maçonnerie

CHAPITRE III METHODES D'ANALYSE SISMIQUE

III.1. Généralités

Dans la conception des structures sous des actions sismiques, plusieurs méthodologies peuvent être utilisées, avec une précision distincte, pour décrire la réponse sismique structurale. L'analyse dynamique non linéaire est la méthodologie la plus réaliste et repose sur la variation temporelle du comportement de la structure, des matériaux et de la géométrie, y compris les non linéarités matérielle et géométrique sous des actions sismiques. Bien que cette méthodologie soit la plus précise, ses caractéristiques non linéaires requièrent une connaissance du comportement structurel et de la théorie inhérente et nécessite également des ressources informatiques coûteuses. De telles conditions ne sont pas souvent compatibles avec la procédure de conception, en plus du fait que la plupart du temps la conception ne justifie pas l'application de ces modèles élaborés. Cependant, les ingénieurs de conception ont besoin d'outils intuitifs pour déterminer la réponse structurelle sous actions sismiques, en particulier pour celles qui sont fortement conditionnées par des actions dynamiques. Dans ce sens, plusieurs chercheurs ont tenté de développer des méthodes simplifiées d'analyse et de conception sur la base d'une analyse non linéaire, pour la détermination de la réponse structurelle et qui peut être facilement utilisée par les concepteurs structurels. Concisément, les méthodologies d'analyse des bâtiments sous des actions sismiques peuvent être divisées en procédures linéaires et non linéaires. Les dernières procédures comprennent la procédure statique non linéaire et la procédure dynamique non linéaire. Lorsque les structures présentent de fortes irrégularités ou lorsque la réponse se produit de façon significative dans le domaine non linéaire, l'analyse non linéaire doit être utilisée. La procédure statique non linéaire a été d'abord appliquée aux structures qui ne présentent pas une grande sensibilité aux modes de vibration supérieurs. Malgré le fait que le comportement dynamique de la plupart des structures est dominé par le premier mode de vibration, ce comportement ne peut pas être généralisé pour toutes les structures. Une autre limitation à cette méthodologie est le fait

que la dégradation progressive de la rigidité qui se produit pendant le chargement cyclique non linéaire du aux actions sismiques n'est pas prise en considération.

Cette dégradation a de grandes conséquences sur la réponse structurelle, comme la modification des caractéristiques modales et une augmentation des périodes des structures. L'approche récente de la conception basée sur la performance a conduit à l'utilisation de procédures d'analyse statique non linéaire. L'analyse pushover est une procédure statique non linéaire dans laquelle la magnitude du chargement structurel est augmentée de manière incrémentale selon un certain modèle prédéfini. Avec l'augmentation de l'amplitude du chargement, les liens faibles et les modes de rupture de la structure sont déterminés. Le chargement est monotone, avec les effets du comportement cyclique et les inversions de charge sont estimés en utilisant un critère force-déformation monotone modifié et des approximations pour l'amortissement. En d'autres termes, les effets non linéaires locaux, tels que les articulations de flexion aux nœuds des éléments sont modélisés et la structure se déforme ou "poussée" jusqu'à ce que suffisamment de rotules se forment pour développer un mécanisme d'effondrement ou jusqu'à ce que la limite de déformation plastique d'un certain mécanisme est atteinte.[90]

Pour le cas d'un bâtiment avec des actions horizontales appliquées, telles que les actions sismiques, les déformations de flexion non linéaires se produisent près des extrémités des éléments. Les éléments peuvent être idéalisés en admettant que le comportement non linéaire est décrit par des déformations inélastiques concentrées dans certains emplacements ayant des longueurs fixes au voisinage des extrémités. D'une autre manière, il peut être aussi considéré que la répartition des déformations inélastiques se produit le long d'une certaine longueur de l'élément.

III.2. Introduction et définitions

Notre étude porte sur l'analyse dynamique non linéaire des portiques en béton armé avec et sans remplissages en maçonnerie. Dans ce qui suit, on exposera de manière détaillée les méthodes les plus usuelles de résolution des systèmes non linéaires. [91]

En premier lieu, il s'agit de répondre à la question pertinente suivante : c'est quoi un système non linéaire ?

L'analyse statique des structures se ramène à la résolution des systèmes linéaires

$$K.U=F \quad (III-1)$$

Où K est la matrice de rigidité, constante et indépendante de U et F, qui sont les vecteurs des déplacements et des forces respectivement

$$\text{Donc : système linéaire} \Leftrightarrow K. \lambda .U= \lambda .F \quad (III-2)$$

Si cette équivalence n'est pas vérifiée. On est en présence d'un phénomène non linéaire et quelle que soit la source de la non linéarité, K n'est plus indépendante du déplacement U, ou de ses dérivées et des forces F.

Sources de non linéarités :

Elles appartiennent à l'une des deux classes suivantes:

-Non linéarités géométriques (cinématiques) :

Elles interviennent quand les déplacements et éventuellement les déformations sont suffisamment importants. Dans ce cas, les caractéristiques de rigidité de la structure sont non linéaires. En effet, lorsque les déplacements sont grands, les équations d'équilibre basées sur la géométrie initiale ne sont plus valides et doivent être modifiées pour prendre en compte les variations géométriques. Ceci affecte les relations force-déplacement car des forces internes supplémentaires sont générées, si ces déplacements causent de grandes déformations alors les termes non linéaires de déformation doivent être pris en compte.

-Non linéarités constitutives (matérielle ou rhéologique) :Elles se produisent dans le cas où le comportement du matériau ne peut plus être considéré comme élastique linéaire. Ces non linéarités sont propres au matériau et les paramètres physiques supposés indépendants des déplacements.

Les non linéarités peuvent être :

- instantanées comme l'élasticité non linéaire, la plasticité, la fissuration.
- différées comme le cas du fluage, du retrait, de la viscosité, ...etc.

Les lois rhéologiques s'expriment soit par les variables totales $\sigma = f(\varepsilon)$ ou bien de manière incrémentale $d\sigma = f(d\varepsilon)$ qui est une forme beaucoup plus puissante.

Il n'existe pas de méthode de résolution directe d'un système non linéaire. Ce dernier est toujours solutionné par une série de résolutions de problèmes linéaires où les conditions d'équilibre sont vérifiées avec une certaine précision. Dans la formulation par éléments finis en déplacements, les relations de compatibilité sont automatiquement vérifiées, il suffit donc de vérifier les relations d'équilibre et les lois constitutives.

Dans toutes les méthodes non – linéaires, on calcule les forces internes à partir d'une estimation des déplacements, ces forces doivent être en équilibre avec les forces externes.

III.3. Analyse dynamique non linéaire

III.3.1 Principe de l'analyse

Dans le cas de structures linéaires soumises à des chargements dynamiques arbitraires, l'intégrale de Duhamel ou l'étude dans le domaine des fréquences procurent généralement la technique de résolution la plus commode. Il faut cependant souligner le fait que le principe de superposition utilisé dans la définition de ces deux méthodes n'est valable que pour les systèmes linéaires, c'est à dire des systèmes dont les caractéristiques restent constantes sur l'ensemble de la réponse. Mais pour de nombreuses structures il ne sera pas possible de supposer un comportement linéaire : ce sera par exemple le cas d'un bâtiment soumis à un mouvement sismique assez sévère pouvant causer des endommagements graves. Il sera donc nécessaire de recourir à une autre méthode de calcul susceptible d'être utilisée dans le cas des systèmes non linéaires.

La méthode qui est probablement la plus puissante en analyse dynamique non linéaire est celle de l'intégration pas à pas. Dans cette technique, la réponse est calculée pas à pas pour une suite d'intervalles de temps relativement courts Δt , généralement choisis fixes pour la commodité des calculs. L'équilibre dynamique est établi au début et à la fin de chaque intervalle de temps, et le mouvement du système pendant l'incrément de temps est approché sur la base d'un comportement présumé (qui ignore généralement la possible déviation par rapport à l'équilibre au sein de l'intervalle). La nature non linéaire du système est prise en compte par le calcul de nouvelles caractéristiques relatives à l'état déformé pris au début de chaque incrément de temps. La réponse complète est obtenue en prenant la vitesse et le déplacement relatifs à la fin d'un intervalle comme conditions initiales pour l'intervalle suivant ; le processus peut être poursuivi pas à pas depuis le début du chargement jusqu'à n'importe quel instant, approchant ainsi un comportement non linéaire au moyen d'une séquence de systèmes linéaires successifs,[92].

III.3.2. Equation incrémentale de l'équilibre

La structure que nous considérerons à présent est un système à un seul degré de liberté figure (III.1). Les caractéristiques du système : m , k , c et $p(t)$, peuvent représenter non

seulement des éléments simples et localisés comme ceux qui interviennent sur le schéma, mais aussi des grandeurs généralisées, [93],[94].

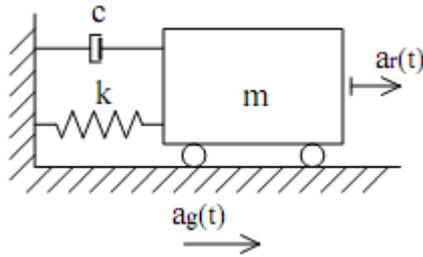


Figure III.1. caractéristiques du système à 1 d d l

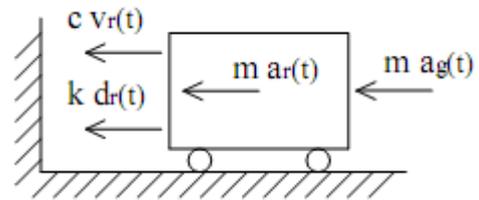


Figure III.2. Forces agissant sur la masse du système à 1 d d l

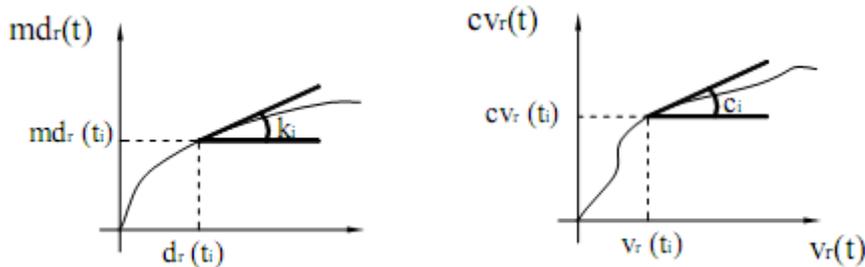


Figure III.3. Définition des coefficients d'influence non linéaires rigidité non linéaire et amortissement visqueux non linéaire

Les forces agissant sur la masse du système sont définies sur figure (III.2), et les caractéristiques non linéaires des forces de rappel élastique et d'amortissement sont précisées dans la figure (III.3).

A tout instant t , l'équilibre des forces agissant sur la masse m implique que :

$$f_I(t) + f_D(t) + f_S(t) = p(t) \tag{III-3}$$

Et après un court instant Δt l'équation devient

$$f_I(t + \Delta t) + f_D(t + \Delta t) + f_S(t + \Delta t) = p(t + \Delta t) \tag{III-4}$$

En soustrayant l'équation (III-3) de l'équation (III-4) on obtient alors à l'instant t la forme incrémentale de l'équation du mouvement pour l'intervalle de temps Δt :

$$\Delta f_I(t) + \Delta f_D(t) + \Delta f_S(t) = \Delta p(t) \quad (III-5)$$

Les forces incrémentales de cette équation peuvent s'exprimer comme suit :

$$\left. \begin{aligned} \Delta f_I(t) &= f_I(t + \Delta t) - f_I(t) = m\Delta \ddot{u}(t) \\ \Delta f_D(t) &= f_D(t + \Delta t) - f_D(t) = c(t)\Delta \dot{u}(t) \\ \Delta f_S(t) &= f_S(t + \Delta t) - f_S(t) = k(t)\Delta u(t) \\ \Delta p(t) &= p(t + \Delta t) - p(t) \end{aligned} \right\} \quad (III-6)$$

La substitution des expressions des différentes forces de l'équation (III-6), dans l'équation (III-5), résulte en la forme finale de l'équation incrémentale de l'équilibre à l'instant t :

$$m\Delta \ddot{u}(t) + c(t)\Delta \dot{u}(t) + k(t)\Delta u(t) = \Delta p(t)$$

Les propriétés des matériaux peuvent dans ce type d'analyse représenter n'importe quelle forme de non – linéarité. Ainsi, la force de rappel f_s ne doit pas nécessairement dépendre que du déplacement, comme c'est le cas pour un matériau élastique non linéaire : un matériau à hystérésis non linéaire peut tout aussi bien être choisi, avec une force qui dépend aussi bien de l'histoire passée de la déformation que de la valeur actuelle du déplacement ; la seule condition requise est que les caractéristiques de rigidité soient complètement définies par l'histoire passée et par l'état actuel de la déformation. Il est de plus bien évident que l'hypothèse implicite d'une masse constante est arbitraire : elle pourrait elle aussi être variable dans le temps, [92].

III.4. Intégration temporelle

L'analyse d'un problème dynamique non linéaire en utilisant la méthode des éléments finis nécessite l'utilisation d'algorithmes d'intégration pas à pas pour résoudre l'équation d'équilibre dynamique. Il existe deux types de schémas temporels :

les schémas implicite et explicite. Ce dernier est facile à mettre en œuvre car il permet de calculer le résultat de l'équation au pas du temps $t+\Delta t$ en fonction des quantités connues au pas du temps t , l'inconvénient majeur de cette méthode réside dans la nécessité de considérer un pas de temps relativement petit pour permettre la convergence du schéma. Les méthodes implicites sont plus lourdes à mettre en œuvre dès qu'il s'agit de traiter des problèmes fortement non linéaires. En effet, afin que l'équation d'équilibre, soit validée à l'instant $t+\Delta t$, une convergence est effectuée sur Δt , ainsi si les non linéarités sont importantes pendant Δt , la convergence du problèmes sera difficile. En revanche, l'avantage de telles méthodes réside dans la stabilité inconditionnelle du schéma permettant ainsi l'utilisation d'un pas de temps plus grand, [95].

III.4.1 Les méthodes implicites

En 1959 Newark a proposé une méthode [New 1959], qui relie les accélérations, les vitesses et les déplacements des ondes à l'instant $t+\Delta t$ comme suit :

$$u_{t+\Delta t} = u_t + \Delta t \dot{u}_t + \frac{\Delta t^2}{2} \left[(1-2\beta)\ddot{u}_t + 2\beta\ddot{u}_{t+\Delta t} \right] \quad (\text{III-7})$$

$$\dot{u}_{t+\Delta t} = \dot{u}_t + \Delta t \left[(1-\gamma)\ddot{u}_t + \gamma\ddot{u}_{t+\Delta t} \right] \quad (\text{III-8})$$

Les paramètres β et γ doivent être choisis en fonction des applications, la méthode la plus couramment utilisée est la méthode de l'accélération moyenne ($\beta=0.25$ et $\gamma=0.5$)[95],[96],[97]

On cherche alors résoudre l'équation d'équilibre à l'instant $t+\Delta t$:

$$M \ddot{u}_{t+\Delta t} + C \dot{u}_{t+\Delta t} + k u_{t+\Delta t} = F_{t+\Delta t}^{ext} \quad (\text{III-6})$$

A partir de l'équation (III-7), il est possible d'exprimer les accélérations à $t+\Delta t$ uniquement en fonction des termes connus et des déplacements à $t+\Delta t$:

$$\ddot{u}_{t+\Delta t} = \frac{u_{t+\Delta t} - u_t}{\beta \Delta t^2} - \frac{\dot{u}_t}{\beta \Delta t} \left[\frac{1}{2\beta} - 1 \right] \ddot{u}_t \quad (III-9)$$

En substituant l'équation (III-9) dans l'équation (III-8) on obtient l'expression des vitesses à $t + \Delta t$ uniquement en fonction des termes connus et des déplacements nodaux à $t + \Delta t$:

$$\dot{u}_{t+\Delta t} = \left(1 - \frac{\gamma}{\beta} \right) \dot{u}_t + \Delta t \left[(1 - \gamma) - \left(\frac{\gamma}{2\beta} - \gamma \right) \right] \ddot{u}_t + \frac{\gamma}{\Delta t \beta} (u_{t+\Delta t} - u_t) \quad (III-10)$$

Il existe différentes façons d'implémenter cette méthode dans un code en élément finis. Par exemple, **Hughes** [HUGH1987] propose une méthode de prédiction correction. A la première itération i , des prédicteurs $(u_{t+\Delta t}^i, \dot{u}_{t+\Delta t}^i)$ sont définis pour les déplacements et les vitesses à $t + \Delta t$ grâce aux équations (III-6) et (III-9), en supposant que les accélérations nodales à $t+\Delta t$ nulles, la résolution de l'équation d'équilibre par la méthode de Newton Raphson permet ainsi d'obtenir une nouvelle approximation des déplacements $u_{t+\Delta t}^{i+1}$ à $t+\Delta t$. Les vitesses et les accélérations sont alors remises à jour $(\dot{u}_{t+\Delta t}^{(i+1)}, \ddot{u}_{t+\Delta t}^{(i+1)})$ grâce aux équations (III-4) et (III-5), on réitère le procédé jusqu'à l'obtention d'un champ de déplacement qui satisfasse le critère de convergence :

$$\frac{\left\| \{F_{t+\Delta t}^{ext}\} - \{F_{t+\Delta t}^{int}\} - [C] \left\{ \dot{u}_{t+\Delta t}^{(i)} \right\} - [M] \left\{ \ddot{u}_{t+\Delta t}^{(i)} \right\} \right\|}{\left\| \{F_{t+\Delta t}^{int}\} \right\|} < \varepsilon \quad (III-11)$$

Stabilité : La stabilité de cette méthode dépend du choix des paramètres β et γ

III.4.2 Autres schémas temporels

Il existe d'autres schémas d'intégration temporelle implicite. Ceux-ci sont brièvement présentés dans cette section, [92],[95],[96]

En 1973, Wilson et al. [WILS73] , ont rendu la méthode de Newmark inconditionnellement stable en introduisant un facteur θ ($\theta \geq 1,37$) d'où le nom de méthode de Wilson θ . Cette méthode suppose que les accélérations sont linéaires entre le temps et $t+\theta\Delta t$.Les accélérations et les vitesses sont exprimées au temps à $t+\theta\Delta t$ grâce aux équations (III-6) et (III-9)

$$\dot{u}_{t+\theta\Delta t} = \frac{3}{\theta\Delta t}(u_{t+\theta\Delta t} - u_t) - 2\dot{u}_t - \frac{\theta\Delta t}{2}\ddot{u}_t \quad (III-12)$$

$$\ddot{u}_{t+\theta\Delta t} = \frac{6}{\theta^2\Delta t^2}(u_{t+\theta\Delta t} - u_t) - \frac{6}{\theta\Delta t}\dot{u}_t - 2\ddot{u}_t \quad (III-13)$$

La résolution de l'équation d'équilibre à $t+\theta\Delta t$ permet alors d'obtenir $U_{T+\theta\Delta T}$

$$M \ddot{u}_{t+\theta\Delta t} + C \dot{u}_{t+\theta\Delta t} + Ku_{t+\theta\Delta t} = f_{ext} + \theta (F_{t+\Delta t}^{ext} - F_t^{ext}) \quad (III-14)$$

On peut donc calculer $\dot{u}_{t+\theta\Delta t}$ et $\ddot{u}_{t+\theta\Delta t}$ grâce aux équations (III-12) et (III -13) les accélérations, vitesse et déplacements sont alors calculés à $t+ \Delta t$:

$$\ddot{u}_{t+\Delta t} = \ddot{u}_t + \frac{1}{\theta} \left(\ddot{u}_{t+\theta\Delta t} - \ddot{u}_t \right) \quad (III-15)$$

$$\dot{u}_{t+\Delta t} = \dot{u}_t + \Delta t \ddot{u}_t + \frac{1}{2\theta} \left(\dot{u}_{t+\theta\Delta t} - \dot{u}_t \right) \quad (III-16)$$

$$u_{t+\Delta t} = u_t + \Delta t \dot{u}_t + \frac{\Delta t^2}{2} \ddot{u}_t + \frac{1}{6\theta\Delta t} \left(u_{t+\theta\Delta t} - u_t \right) \quad (III-17)$$

L'augmentation de la valeur de θ , permet d'accroître l'amortissement des modes de vibration supérieurs.

Les méthodes de Newmark ne permettent pas d'introduire un amortissement numérique sans dégrader la précision du schéma. Pour améliorer cette situation, HILBERT, HUGHES et TAYLOR (HHT1977)],[93]. Ont introduit la méthode α . Les formules de différences finies de Newmark pour le calcul des vitesses et des déplacements sont utilisées seules, l'équation d'équilibre est modifiée comme suit :

$$M\ddot{u}_{t+\Delta t} + (1-\alpha) C\dot{u}_{t+\Delta t} - C\dot{u}_t + (1-\alpha)Ku_{t+\Delta t} = F_{t+\alpha\Delta t}^{ext} \quad (\text{III-18})$$

Si l'on choisit les paramètres α , β et γ comme suit :

$$\alpha \in \left[-\frac{1}{3}, 0\right], \beta = \left[\frac{(1-\alpha)^2}{4}\right], \gamma = \frac{1-\alpha}{2} \quad (\text{III-19})$$

on obtient un schéma d'intégration inconditionnellement stable et de précision d'ordre on marque que lorsque $\alpha = 0$, on retrouve un schéma de Newmark. D'autre part, plus α est petit et plus la dissipation d'énergie numérique est importante, [96], [98].

III.5 Méthodologie De L'analyse Pushover

III.5.1 Introduction

Durant ces dernières années avec le développement de procédures de conception basées sur la notion de performance, la nécessité de définition de méthodes simplifiées pour estimer, avec un niveau de confiance suffisant, la demande sismique et la capacité des structures a considérablement augmenté.

Pour l'évaluation sismique d'un système donné, la prise en compte des déplacements inélastiques plutôt que des forces élastiques semble être une approche plus rationnelle, parce que dès que la structure commence à se comporter de manière anélastique, les déplacements ont tendance à augmenter pour des niveaux relativement constants des forces latérales. Des résultats antérieurs ont montré que les procédures traditionnelles de conception basées sur les forces sont clairement limitées. Certains des inconvénients majeurs sont:

- 1- Elles ne tiennent pas en compte de la redistribution des forces après plastification et
- 2- Ne considèrent pas les modes de rupture potentiels qui résultent des mécanismes des étages médians et supérieurs provoqués par l'influence des modes supérieurs.

Par conséquent, l'application des principes de conception basées sur la notion de performance nécessite la définition de procédures d'analyse capables de fournir une prévision adéquate de tels mécanismes inélastiques tout en évitant un effort excessif de calculs.

Il est incontestable que l'analyse dynamique non-linéaire est la méthode la plus précise pour évaluer la réponse des structures soumises aux tremblements de terre. En effet, n'importe quel type d'analyse statique sera toujours approximatif, compte tenu l'absence remarquable d'effets dépendant du temps. Pourtant, comme noté par Goel et Chopra[99], parmi d'autres, ce type d'analyse n'est pas sans difficultés ou inconvénients, en particulier pour ce qui concerne son application dans un environnement de bureau de conception.

1/ Afin d'utiliser l'analyse dynamique pour la conception parasismique / évaluation des structures, un ensemble de mouvements du sol spécifique au site compatible avec le spectre de l'aléa sismique pour le site doit être simulé. Comme décrit par Bommeret Acevedo[100], c'est pourtant loin d'être une tâche simple, puisque les codes de conception parasismique donnent des recommandations insuffisantes ou inadéquates sur les procédures, soit de la génération d'enregistrements artificiels compatibles avec les spectres de réponse, soit de la production d'accélérogrammes synthétiques à partir de modèles sismologiques ou soit de la sélection de suites appropriées d'accélérogrammes réels, éventuellement modifiés pour mieux correspondre à un spectre de réponse donné à partir d'un code. Il est supposé que jusqu'à ce que de meilleures indications sur la sélection de l'enregistrement soient disponibles aux ingénieurs concepteurs, cette première étape restera très difficile à contourner et restera un obstacle à l'utilisation de l'analyse dynamique temporelle pour les applications dans les bureaux d'études.

2/ Malgré l'augmentation significative de la puissance des ordinateurs remarquée durant ces dernières années, l'analyse non-linéaire temporelle reste encore très exigeante en termes de calculs, particulièrement, quand des programmes d'analyse structurelle basés sur un modèle fibre (inélasticité distribuée) qui sont plus simples à calibrer que les modèles à rotules plastiques (plasticité concentrée) sont utilisés pour modéliser la réponse sismique de structures multi-étagées nécessitant des modèles 3D ayant plusieurs milliers d'éléments. Ce problème devient encore plus significatif si l'on considère que les analyses devront être répétées un nombre important de fois, non seulement parce que les codes de conception ou les documents d'orientation recommandent l'utilisation d'un nombre relativement important d'enregistrements de tremblement de terre dans le but de justifier une validité probabiliste minimale des résultats, mais aussi, et peut-être surtout, parce que le processus d'analyse d'une structure donnée est toujours un processus itératif, étant donné que des erreurs de modélisations ont couramment rencontrées au fur et à mesure que le processus de conception et d'évaluation évolue.

3/ Même dans les situations où l'expertise et les ressources pour l'exécution des analyses temporelles sont disponibles, il est souvent courant d'entreprendre une analyse préliminaire simple (par exemple des analyses modales et statiques) pour permettre une première vérification du modèle ; les erreurs d'assemblage d'un modèle éléments finis sont difficiles à détecter à partir des résultats d'analyses dynamiques, tandis qu'ils ont tendance à être relativement évidentes à partir d'une analyse modale ou pushover. Par exemple, l'allure des premiers modes de vibration d'un modèle de construction peut être utilisée pour vérifier si les éléments et les masses ont été correctement distribués, tandis que l'examen d'une courbe mono tonique de capacité force-déplacement peut servir à évaluer rapidement si la résistance et la ductilité des éléments ont été correctement attribuées. En fait, les analyses statiques, même si elles sont des méthodes simplifiées, fournissent également de nombreuses informations importantes sur la réponse structurelle, telles que :

1- L'identification des zones critiques, où de grandes déformations inélastiques peuvent se produire.

2-La présence des irrégularités de résistance en plan et en élévation qui pourraient provoquer des changements importants des caractéristiques inélastiques dans la réponse dynamique [101].

3-L'évaluation de la demande en force dans les éléments potentiellement fragiles

4-Prédiction de la séquence de plastification et de rupture des éléments structuraux. En outre, la visualisation que permet la courbe de capacité d'une analyse en termes de l'effort tranchant à la base et le déplacement au sommet, concernant la rigidité, la résistance et la ductilité d'une structure donnée, constitue le type des données qualitatives qui sont toujours les plus informative et utiles, dans une application de conception, même lorsque l'analyse temporelle est ensuite utilisée pour les vérifications définitives.

Ce qui précède indique la nécessité de développer et d'améliorer la performance des analyses statiques non-linéaires de sorte que ces outils puissent devenir encore plus fiables et plus utiles lorsqu'ils sont utilisés comme substitution à l'analyse temporelle dans la conception parasismique et l'évaluation des structures relativement simples, ou comme complément à l'analyse dynamique pour les structures complexes.

III.6. Procédures Statiques Non-Linéaires (PSN) en Génie Parasismique

III.6.1. Généralités

Les procédures statiques non-linéaires apparaissent comme des outils d'analyse très attrayants en raison de leur facilité d'utilisation et aussi parce qu'elles fournissent une représentation graphique simple et efficace de la réponse structurale, au moyen de la courbe pushover. Celle-ci relie directement la capacité du système, généralement en termes d'effort tranchant à la base, avec la réponse d'un nœud structurel significatif (nœud de contrôle) : ce type de représentation de la réponse globale permet une idéalisation directe du système comme un système à un seul degré de liberté qui simplifie considérablement la procédure de conception (ou d'évaluation).

La majorité des procédures statiques non-linéaires suivent les mêmes principes de base :

1. Une analyse pushover est faite.
2. Un système à un seul degré de liberté équivalent, basé sur la courbe pushover, obtenu le long d'une analyse statique pushover est défini.
3. La demande maximale globale en déplacement est estimée, d'après un spectre de réponse réglementaire choisi.
4. La réponse du système à un seul degré de liberté et la réponse réelle de la structure est reliée au moyen d'un coefficient de forme, généralement identifié comme étant le coefficient de participation modale du premier mode.
5. Enfin, les paramètres de réponse, les déplacements entre les niveaux et les forces agissant sur chaque élément de structure, peuvent être évalués, sachant que la demande globale, à travers la courbe pushover (ou la courbe de capacité) du système.

En raison de la nature simplifiée de telles méthodes, elles soulèvent de nombreuses questions non résolues concernant à la fois leur capacité à capturer la réponse dynamique au moyen d'une analyse statique non linéaire ainsi que l'efficacité de l'idéalisation par systèmes à un seul degré de liberté.

Toutes les analyses pushover proposées diffèrent essentiellement dans la définition de la demande en déplacement global (étape 3) et peuvent être classées en deux groupes principaux : les procédures de linéarisation équivalente et les méthodes du coefficient, (Tableau III.1).

Dans ce qui suit on présentera les procédures utilisant l'analyse pushover et qui sont implémentées dans certains codes parasismiques.

| | |
|---|---|
| procédures de linéarisations équivalentes | Rosenblueth et Herrera (1964) ; Gülkan et Sozen (1974) Iwan (1980) ; DDBD, Priestley et Kowalsky (2000) CSM, Freeman (1994); CSM (Chopra et Goel, 1999) |
| les méthodes de coefficient | Newmark et Hall (1982) ; Miranda (2000) FEMA 356 (ASCE, 2000) ; N2-method, Fajfar (1999) |

Tableau (III.1) : Procédures statiques non-linéaires en parasismique

III.6.2. La méthode du coefficient de FEMA 356

L'analyse pushover adoptée dans FEMA 356 [102], la méthode de coefficient, consiste en la définition d'un système à un seul degré de liberté linéaire équivalent considérant une période effective T_e obtenue à partir de la période initiale T_0 , pour tenir compte d'une certaine perte de rigidité lors de la transition du comportement élastique vers le comportement anélastique. Cette procédure estime le déplacement maximal de l'oscillateur à un seul degré de liberté en multipliant la réponse élastique du système à un seul degré de liberté (supposant connues les propriétés initiales linéaires, la rigidité et l'amortissement) par un ou plusieurs coefficients empiriquement dérivés (fig. III.4). Ces coefficients tiennent compte: 1- De l'idéalisation comme système à un seul degré de liberté (un facteur de forme étalonne la réponse du système à un seul degré de liberté au déplacement au sommet du bâtiment), 2- La réponse linéaire assumée (caractérisée en termes de résistance, ductilité et période (relations de R- μ -t)), 3- Dégradation de la rigidité et de la résistance, et 4- l'amplification dynamique de la réponse due à l'effet de P- Δ . Il convient de noter que le déplacement de conception est défini au moyen d'une procédure itérative jusqu'à la convergence de l'amplitude linéaire de déplacement du système à un seul degré de liberté vers l'ordonnée du spectre de réponse.

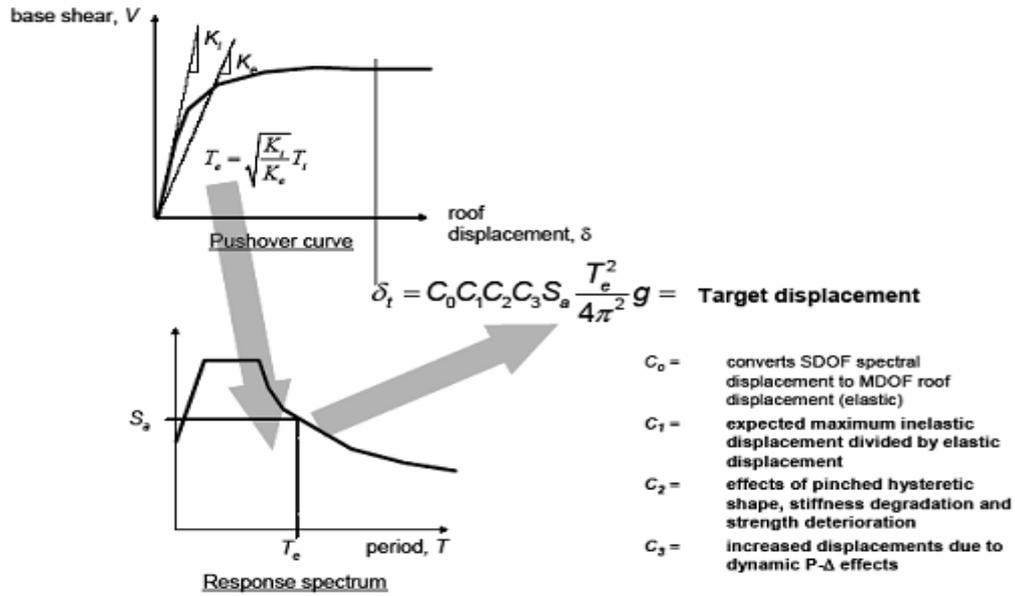


Figure III.4. Méthode du coefficient.

Le déplacement cible est donné par la relation :

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \tag{III.20}$$

Avec :

T_e : La période fondamentale équivalente de la structure dans la direction considérée. La période effective est calculée à partir du diagramme bilinéaire de la loi de comportement (Déplacement – effort tranchant)

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \tag{III.21}$$

K_e : Rigidité latérale effective qui est de l'ordre de 60% de la résistance de plastification.

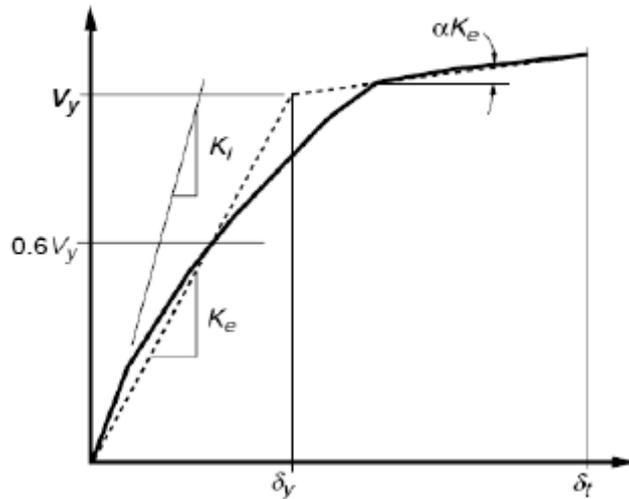


Figure III.5. Détermination de la rigidité effective

C_0 : Facteur de modification qui reflète le déplacement spectral et le déplacement d'étage de la structure. Il est calculé selon le tableau suivant :

| Nombre d'étages | Facteur de modification C_0 |
|---|-------------------------------|
| 1 | 1.0 |
| 2 | 1.2 |
| 3 | 1.3 |
| 5 | 1.4 |
| +10 | 1.5 |
| Une interpolation linéaire doit être utilisée pour les valeurs intermédiaires | |

Tableau (III.2). Valeurs du facteur de modification C_0

C_1 : Facteur de modification du déplacement inélastique calculé à partir du déplacement de la réponse linéaire élastique :

$$C_1 = 1 \text{ Pour } T_e \leq T_0$$

$$C_1 = \frac{1 + (R - 1)T_0/T_e}{R} \text{ Pour } \frac{T_e}{T_0} \tag{III.22}$$

T_0 : La période propre fondamentale.

R : Le rapport de résistance pour le calcul du facteur de la limite élastique.

$$R = \frac{S_a}{V_y/W C_0} \quad (\text{III.23})$$

S_a : L'accélération spectrale

V_y : La limite élastique calculée à partir du diagramme bilinéaire.

W : Poids total de la structure.

C_2 : Facteur de modification qui représente l'effet de la courbe d'hystérésis sur le déplacement maximal, qui est fonction du degré de plastification des éléments structuraux.

| Niveau de performance des structures | T= 0.1 Sec | | T≥T ₀ | |
|---|------------|--------|------------------|--------|
| | Type 1 | Type 2 | Type 1 | Type 2 |
| Occupation immédiate | 1 | 1 | 1 | 1 |
| Limite de service | 1.3 | 1 | 1.1 | 1 |
| Prévention de ruine | 1.5 | 1 | 1.2 | 1 |
| 1. Les portiques dans lesquels la résistance et la rigidité peuvent être détériorés sous un séisme. | | | | |

Tableau (III.3) : Valeur du facteur de modification C_2 .

C_3 : Facteur de modification qui prend en compte l'augmentation du déplacement dû à l'effet P- Δ :

$$C_3 = 1 + \frac{\alpha(|R - 1|)^{\frac{3}{2}}}{T_e} \quad (\text{III.24})$$

α : Le rapport de la rigidité post-élastique à la rigidité élastique.

III.6.3. La méthode de la capacité spectrale de l'ATC40

L'analyse pushover adoptée dans ce code est la méthode de la capacité spectrale proposée par Freeman[103]. Cette technique, basée sur une méthode de linéarisation équivalente, estime le déplacement maximal global de la structure par un procédé graphique itératif. L'hypothèse de base est que la déformation maximale inélastique d'un système à un seul degré de liberté non linéaire peut être approchée à partir de la déformation anélastique

maximale d'un système à un seul degré de liberté élastique linéaire ayant une période et un coefficient d'amortissement plus larges que les valeurs initiales d'un système inélastique. Selon cette procédure, la courbe de capacité est convertie en une réponse pushover d'un système à un seul degré de liberté équivalent et reportée sur les mêmes axes que la demande due à un mouvement sismique dans le format spectre de réponse en accélération-déplacement (ADSR), en supposant à priori un coefficient d'amortissement. La période sécante à l'intersection identifie la période équivalente du système à un seul degré de liberté avec un rapport du coefficient d'amortissement visqueux proportionnel à la zone limitée parla courbe de capacité du système à un seul degré équivalent non linéaire. Du fait que les la période et l'amortissement sont fonction du déplacement, la procédure exige des itérations jusqu'à ce que l'amortissement soit égal à la valeur calculée pour le déplacement de conception.

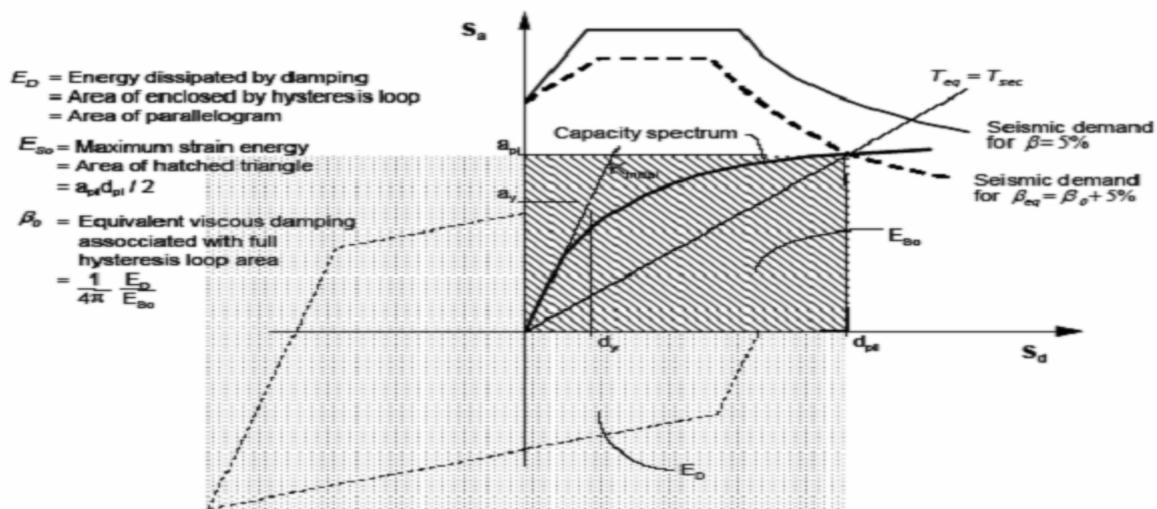


Figure III.6. Méthode de la capacité spectrale (ATC40).

Récemment, l'ATC-55[104] a démontré que la méthode du coefficient (comme proposé dans la FEMA 356) ainsi que le CSM (comme proposé dans l'ATC-40) montrent certaines inconsistances dans la prédiction de la demande en déplacement. Aussi, ils proposent une nouvelle formulation de ces deux approches de conception. Les méthodes de conception actualisées obtenues conduisent approximativement aux mêmes résultats avec une amélioration significative de la prévision de la demande en déplacement par rapport aux résultats de l'analyse temporelle.

Comme il peut être conclu de ce qui précède, ces procédures diffèrent seulement dans l'approche utilisée pour estimer la demande globale en déplacement (paramètre global de réponse, c.-à-d. déplacement au sommet ou la demande en déplacement du système à un seul

degré de liberté équivalent) ; au lieu de cela, la méthode de pushover affectera non seulement la demande globale de réponse mais aussi les paramètres de réponse locaux d'intérêt, car les deux sont liés à la courbe de capacité obtenu. Pour cette raison une prévision plus précise de la réponse dynamique au moyen d'une analyse pushover est un élément fondamental, et donc la nécessité des nouvelles améliorations dans ce domaine a augmenté de ces dernières années.

III.7. Limitations de l'analyse Pushover

Les méthodes statiques non linéaires présentent un certain nombre de limites, qui proviennent essentiellement de leur nature intrinsèquement statique. Ces limitations deviennent particulièrement évidentes lorsque les portiques flexibles de grande hauteur, dont la réponse peut être fortement influencée par l'effet des modes supérieurs, sont évalués.

Les limitations les plus importantes dans l'application du PSN actuelles sont dues à la nature statique de ce type d'analyse. En fait les PSN supposent que toutes les quantités de réponse structurelle (déplacements, forces internes, déformations plastiques etc.) peuvent être estimées au moyen de celles enregistrées dans une analyse pushover au niveau du déplacement de conception.

En raison que la nature statique de l'analyse, la réponse globale du système ne peut pas être estimée de manière fiable à cause d'une inexacte prédiction des déformations, principalement en raison de l'effet des modes supérieurs et / ou une demande élevée en ductilité, conduisent à une redistribution des forces internes par rapport au communément admis premier mode de réponse, ce qui entraîne une concentration des déformations là où il y a localisation des dommages. En particulier, les contributions des modes supérieurs sont généralement difficiles à identifier, et la propagation des déformations inélastiques entre les éléments de structure conduit à la dégradation et à l'adoucissement du système résultant en un allongement de la période et le changement des caractéristiques de la déformée modale.

De plus, les procédures pushover sont incapables de reproduire des effets dynamiques spécifiques, tels que :tenir compte non seulement l'énergie de déformation, mais aussi d'autres sources de dissipation d'énergie (énergie cinétique et amortissement visqueux) ainsi que les effets de durée, tenir compte la réponse spécifique au site en tenant compte à la fois des propriétés dynamiques réelles du système et le contenu fréquentiel des mouvements sismiques.

Les effets tridimensionnels sont également difficiles à incorporer, tandis que les effets du chargement cyclique de tremblement de terre ne peuvent pas être modélisés.

Avec l'hypothèse d'un modèle de chargement adaptif, au lieu d'invariant, le modèle de chargement latéral (soit en forces ou en déplacements), est actualisé en tenant compte des modifications des propriétés dynamiques actuelles du système pendant l'analyse, et du changement de la résistance locale. De cette façon, la dégradation de rigidité et l'allongement de période induite par l'accumulation progressive des dommages peuvent être pris en compte lors de l'analyse de pushover.

CHAPITRE IV ETUDE DE CAS PRATIQUES

IV.1. Validation du modèle:

Pour valider cette approche de modélisation proposée, nous avons entrepris une étude comparative entre le modèle de l'élément coque multicouches non linéaire de SAP 2000 et le modèle cyclique non linéaire à double bielles de Seismostruct, ce dernier étant validé expérimentalement.

. Modélisation des panneaux de maçonnerie par le modèle de double bielles

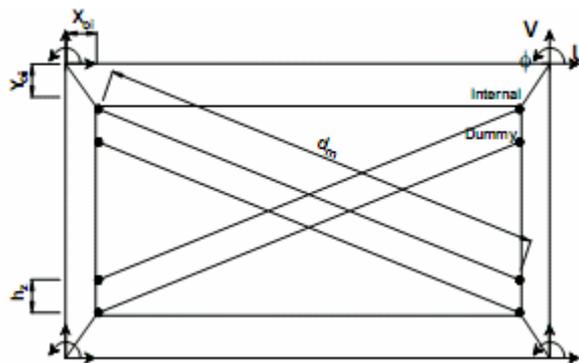


Figure IV. 1. Modélisation d'un panneau de maçonnerie dans seismostruct

Détermination des paramètres géométriques des bielles:

$$\text{-longueur de contact : } z = \frac{\pi}{2\lambda}, \text{ avec } \lambda = \sqrt[4]{\frac{E_m t_w \sin(2\theta)}{4E_c I_p h_w}}$$

E_c : Module de Young du béton, ($E_c=32000\text{Mpa}$)

$$I_p : \text{Inertie de la section du poteau, } I_p = \frac{bh^3}{12} = 1.6 \times 10^{-3} m^4$$

E_m : Module de Young du remplissage, $E_m=3500\text{Mpa}$

t_w : Epaisseur du remplissage, $t_w=0.30\text{m}$

h_w : Hauteur du remplissage, $h_w=2.6\text{m}$

θ : Inclinaison par rapport à l'horizontale des diagonales du panneau

$$\text{Donc : } \lambda = \sqrt[4]{\frac{3500000 \times 0.30 \times 0.94 \times 1000}{4 \times 1.6 \times 32000000 \times 2.6}} = 1.166$$

$$\text{Alors } z = \frac{\pi}{2 \times 1.166} = 1.34 \text{ m}$$

-Séparation entre les bielles: $h_z = \frac{z}{3} = 0.448\text{m}$, $h_z=17.23\%$ (en pourcentage)

$$X_0 = 8.82\%, Y_0 = 15.38\%, \text{ Largeur de la bielle } b_w : b_w = \frac{0.95 h_w \cos \theta}{\sqrt{\lambda h_w}} = 1.16\text{m}$$

-Surface initiale de la bielle $A_{ms1} : A_{ms1} = b_w d_w = 4.667\text{m}^2$

-Surface résiduelle de la bielle $A_{ms2} : A_{ms2} = 0.10 A_{ms1}$

Chaque élément poutre ou poteau est discrétisé en un certain nombre d'éléments finis selon la variation des propriétés géométriques ou mécaniques. Après avoir défini les lois constitutives des matériaux (béton, acier) et la distribution des armatures, les sections des éléments sont subdivisées en secteurs, appelés les fibres, dont le nombre et les dimensions changent selon le niveau de la précision désirée. La plasticité est répartie le long de l'élément.

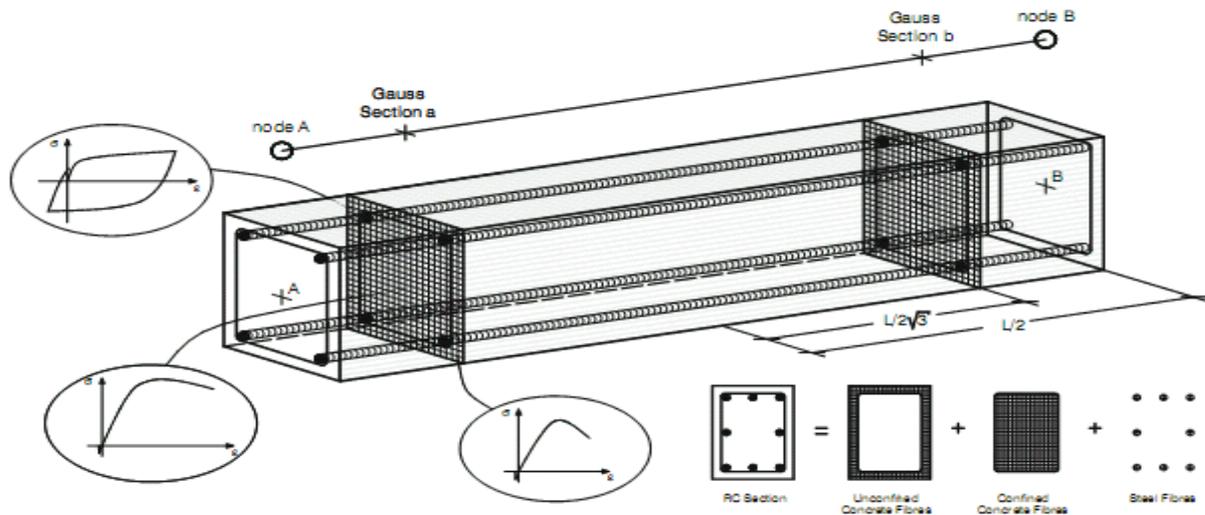


Figure IV. 2. Modèle en fibre (seismo struct)

Modélisation dans SAP 2000:

Un modèle bidimensionnel de chaque structure a été créée pour entreprendre l'analyse non linéaire. Les poutres et les poteaux sont modélisés comme des éléments barres non linéaires avec la plasticité concentrée aux deux extrémités de chaque élément. SAP 2000 fournit des propriétés par défaut pour les rotules plastiques et recommande P-M2-M3 rotules pour les poteaux et M3 rotules pour les poutres comme décrit dans la FEMA-356. Les panneaux de remplissage en maçonnerie sont modélisés à l'aide d'un élément multicouches non linéaire disponible dans SAP 2000. Selon le manuel SAP 2000, ce modèle doit être utilisé uniquement lorsque l'élément de remplissage est complètement entourée par le cadre de support ou d'autres éléments. Une connexion de contact rigide entre les cadres et les remplissages est adoptée.

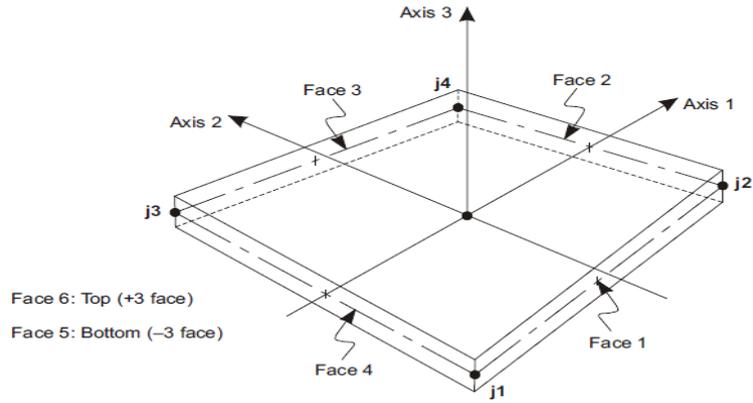


Figure IV.3. élément Shell quadrilatérale de quatre nœuds [SAP 2000]

Les figures ci-dessus présentent les résultats des calculs dynamiques obtenus pour le portique à deux niveaux pour les deux cas suivantes : avec remplissage et remplissage partiel par les deux modèles.

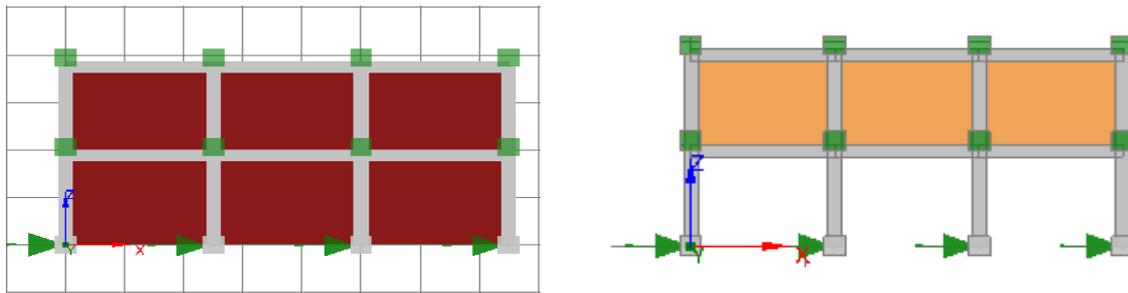


Figure IV.4. Portique a deux niveaux avec remplissage en maçonnerie (SEISMOSTRUCT)

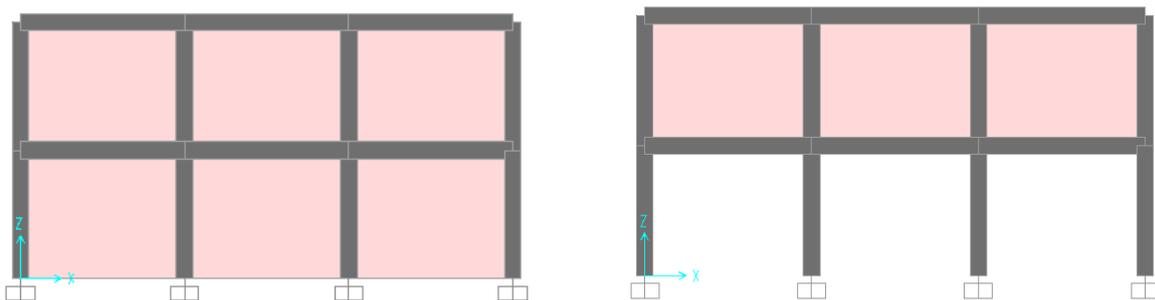
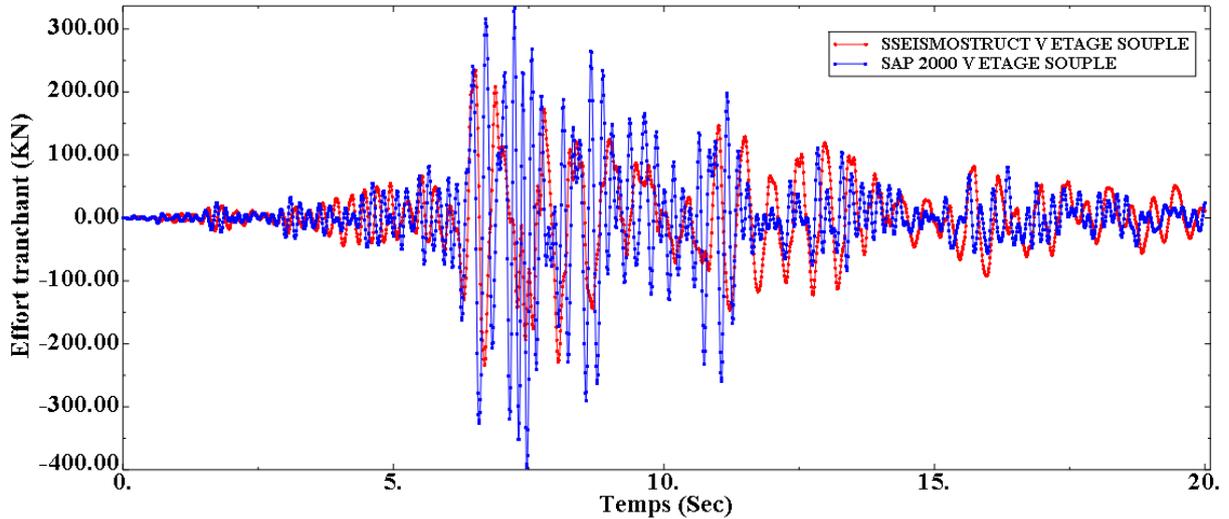
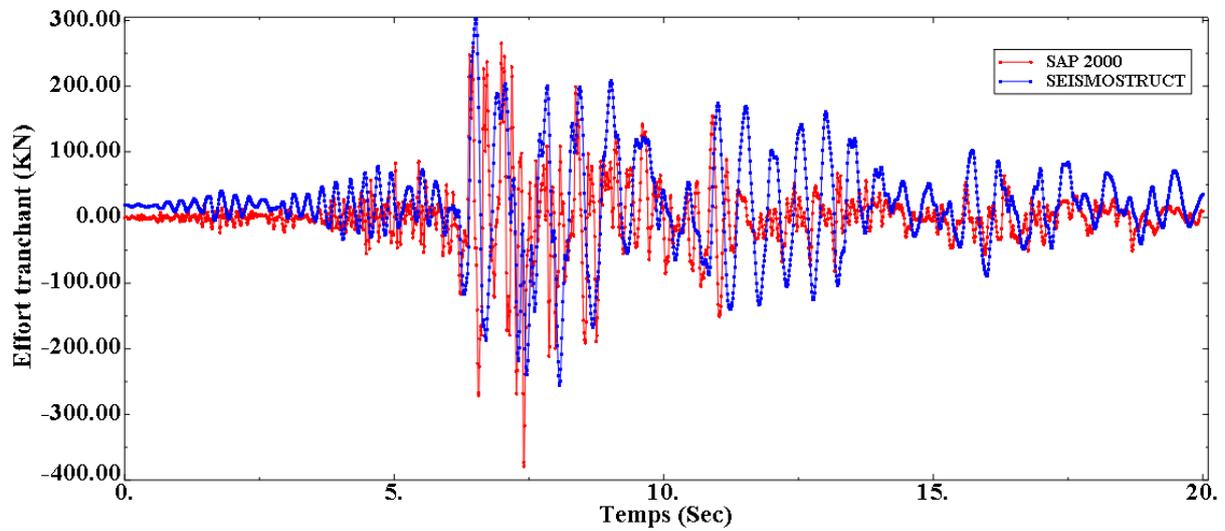


Figure IV. 5. Portique 2D a deux niveaux avec remplissage en maçonnerie (SAP 2000)



on constate une bonne concordance entre les résultats des deux modèles, l'effort tranchant pour le modèle à double bielles est de 301.68 KN et pour le modèle de SAP 2000 il est de 264.9 KN, donc le modèle proposé est capable de simuler le comportement des panneaux de remplissage en maçonnerie et leurs influences sur le comportement sismique des structures en béton armé.

Donc, on peut utiliser le modèle de l'élément multicouche non linéaire (layered shell element) dans ce travail de recherche pour évaluer l'influence des panneaux de remplissage en maçonnerie sur la réponse sismique non linéaire des portiques en béton armé dans tous les cas à cause de sa simplicité et de son efficacité.

IV.2. Généralités sur les structures étudiées:

Les modèles structuraux de base considérés dans la présente étude consistent en des portiques en béton armé. Trois structures seront considérées dans notre étude, (structure à deux niveaux, structure à cinq niveaux et structure à dix niveaux). Trois cas seront considérés pour chaque structure: -structures sans panneaux de remplissage en maçonnerie, structures avec panneaux de remplissage en maçonnerie sans ouvertures et structures avec des ouvertures dans les panneaux de remplissage en maçonnerie en termes de pourcentages, de positions et de rapports des dimensions des ouvertures. L'objectif principal de cette étude est d'évaluer les effets des remplissages en maçonnerie sur les portiques en béton armé. Les principaux paramètres qui seront examinés concernent la taille, l'emplacement et le rapport des dimensions des ouvertures. Quatre configurations structurelles avec différents pourcentages d'ouvertures dans les remplissages ont été utilisées: cadre avec remplissage total (0% d'ouvertures, cadre avec 10% des ouvertures, cadre rempli 25 % ouvertures et cadre avec 50% des ouvertures (voir figure IV.8, 9, et 10), pour l'emplacement, six configurations structurelles avec différents endroits des ouvertures dans le remplissage ont été utilisées: avec fenêtre centrale, fenêtre gauche, fenêtre droite, porte centrale, porte gauche, porte de droite. Les dimensions des poutres et des poteaux pour les trois cadres en béton armé sont représentés sur la figure IV.8, IV.9 et IV.10. L'épaisseur des panneaux de remplissage est prise égale à 0.25 m, la hauteur d'étage est de 3.00 m, la portée entre l'axe de deux poteaux suivant est 4.40m et les détails pour les poutres et les poteaux sont indiqués dans le tableau IV.1. Les propriétés des matériaux sont présentées dans le tableau IV.2. (les propriétés matériel adoptées dans cette étude sont présentés dans le tableau 2).

| structure | poutres (cm x cm) | Poteaux (cm x cm) |
|--------------|-------------------|-------------------|
| Deux niveaux | 30x40 | 30x30 |
| Cinq niveaux | 30x40 | 40x30 |
| Dix niveaux | 30x40 | 50x40 |

Tableau IV.1. Dimensions des poteaux et poutres

| Matériau | Résistance compression (KN/m ²) | Module d'élasticité (KN/m ²) |
|------------|---|--|
| béton | 25000 | 32000000 |
| maçonnerie | 1100 | 1100000 |

Tableau IV. 2. caractéristiques des matériaux

Description des structures

Structure01: Il s'agit d'un portique 2D de deux niveaux avec remplissages en maçonnerie de brique creuse dont les caractéristiques sont les suivantes :

dimension en plan : $L_x = (2 \times 4.40) = 8.80\text{m}$, hauteur : $H = 2 \times 3.00 = 6.00\text{ m}$, (voir la figure IV.8)

Structure02: Portique 2D de cinq niveaux avec et sans remplissages en maçonnerie de brique creuse dont les caractéristiques sont les suivantes :

hauteur : $H = 5 \times 3.00 = 15.00\text{ m}$, $L_x = (3 \times 4.40) = 13.20\text{m}$, (voir la figure IV.9)

Structure03: Portique 2D de dix niveaux avec et sans et sans remplissage en maçonnerie de brique creuse dont les caractéristiques sont les suivantes :

hauteur : $H = 10 \times 3.00 = 30.00\text{ m}$, $L_x = (3 \times 4.40) = 13.20\text{m}$, (voir la figure IV.10)

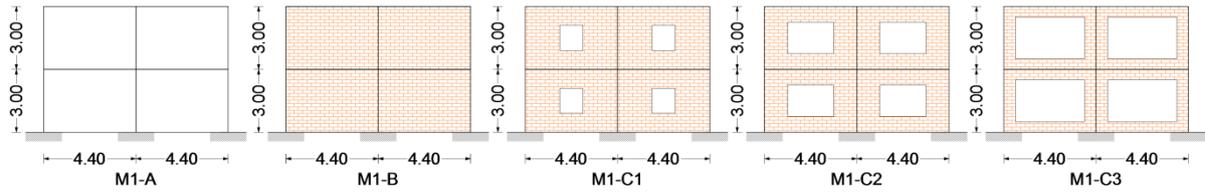


Figure IV.8. Structure 1 avec différentes pourcentage d'ouverture dans le remplissage

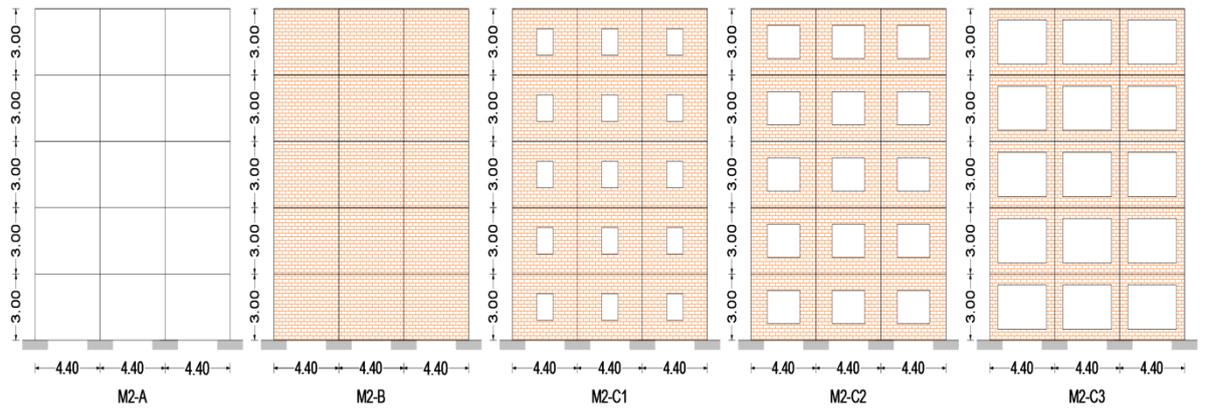


Figure IV. 9. Structure 2 avec différentes pourcentage d'ouverture dans le remplissage

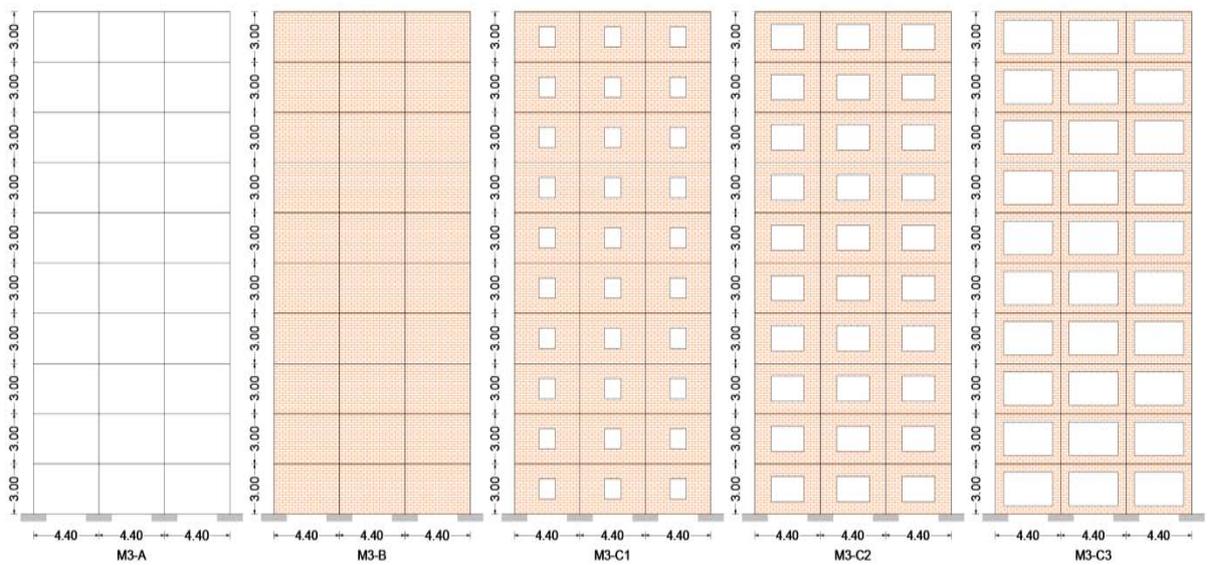


Figure IV. 10. Structure 3 avec différentes pourcentage d'ouverture dans le remplissage

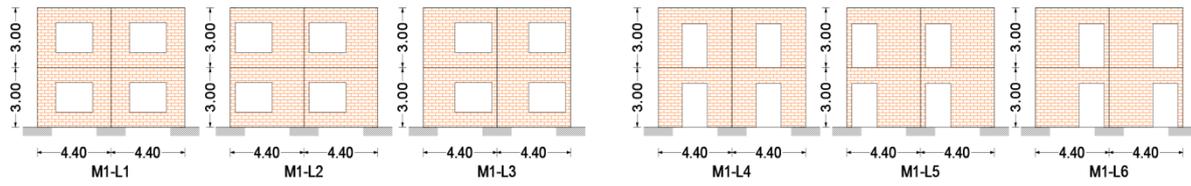


Figure IV. 11. Structure 1 avec différentes positions d'ouvertures dans le remplissage

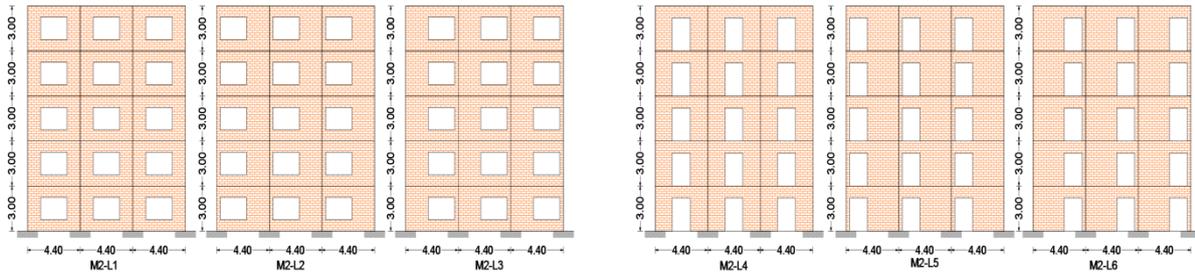


Figure IV. 12. Structure 2 avec différentes positions d'ouverture dans le remplissage

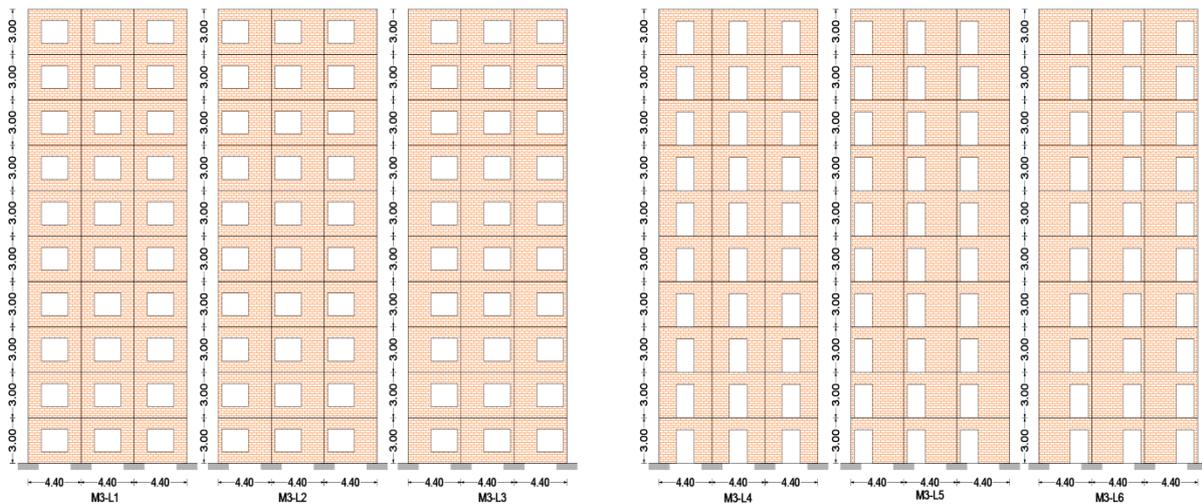


Figure IV. 13. Structure 3 avec différentes positions d'ouvertures dans le remplissage

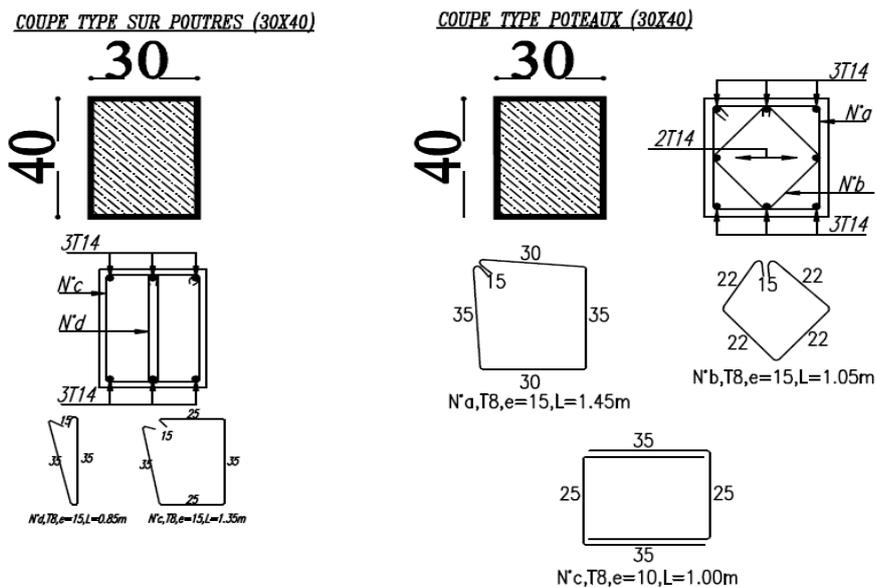
IV.3. Aspects de modélisation

Un modèle à deux dimensions de chaque structure a été créée pour entreprendre l'analyse non linéaire. Les poutres et les poteaux sont modélisés comme des éléments barre non linéaires avec la plasticité concentré au début et à la fin de chaque élément. SAP 2000 fournit des propriétés par

défaut des rotules plastiques et recommande PM2-M3 rotules pour les poteaux et M3 rotules pour les poutres comme décrit dans la FEMA-356. Les panneaux de remplissage de maçonnerie sont modélisés à l'aide d'un élément non linéaire multicouches disponible dans SAP 2000. L'élément multicouches permet un certain nombre de couches à définir dans le sens de l'épaisseur, chacune avec un emplacement, l'épaisseur, le comportement et matériel indépendant. Selon le manuel SAP 2000, ce modèle doit être utilisé uniquement lorsque l'élément de remplissage est complètement entourée par le cadre de support ou d'autres éléments. Une connexion de contact rigide entre les cadres et les remplissages est adoptée.

*** Ferrailage des éléments en béton**

structure 1 et 2



structure 3

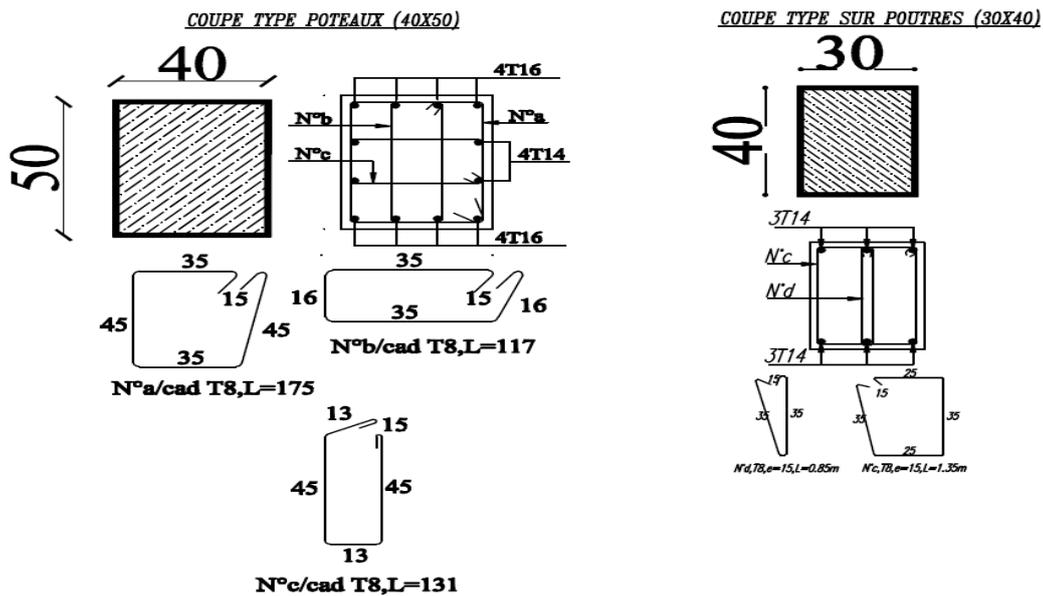


Figure IV.14. Ferrailage des différents éléments, poteaux, poutres et chainages des structure 1,2 et 3

IV.4. Analyse modal

IV.4.1. Période fondamentale:

La période fondamentale augmente quand la taille des ouvertures de remplissage augmente en raison de la réduction de la rigidité latérale des structures. Par exemple, les différences dans la période fondamentale entre le portique vide (100% des ouvertures) et le portique avec remplissage total (0% d'ouvertures) pour les trois structures sont de 27%, 31% et 37% respectivement, pour des pourcentages d'ouvertures de 10% , 25% et 50%, le taux d'augmentation de la période fondamentale par rapport au cas de 0% ouvertures sont différentes pour chaque structure, ce qui suggère une influence des caractéristiques dynamiques des structures. Cependant, la taille de l'ouverture de remplissage n'a pas d'influence sur le coefficient de participation, (Voir tableau IV.3).

| Structure | Period (sec) | participations massiques [%] |
|-----------|--------------|------------------------------|
| M1-A | 0.29 | 91.00 |
| M1-B | 0.08 | 90.77 |
| M1-C1 | 0.10 | 89.66 |
| M1-C2 | 0.13 | 86.65 |
| M1-C3 | 0.21 | 88.66 |
| M2-A | 0.57 | 83.24 |
| M2-B | 0.18 | 83.08 |
| M2-C1 | 0.23 | 81.93 |
| M2-C2 | 0.30 | 81.74 |
| M2-C3 | 0.50 | 84.02 |
| M3-A | 1.03 | 79.81 |
| M3-B | 0.39 | 76.56 |
| M3-C1 | 0.52 | 76.90 |
| M3-C2 | 0.59 | 78.68 |
| M3-C3 | 0.73 | 79.47 |

Tableau IV.3. période fondamentale et participations massiques

IV.5. Analyse Pushover

Une analyse pushover a été entreprise pour évaluer la réponse sismique structurelle. L'analyse pushover consiste en l'application de charges de gravité et d'un modèle de charge latérale représentatif. Les charges latérales sont appliquées de manière monotone dans une analyse statique non linéaire étape par étape. Les charges latérales appliquées peuvent être des accélérations dans la direction x représentant les forces pouvant être subies par les structures lorsqu'ils sont soumis à un séisme. Sous l'action de charges incrémentales croissantes, certains éléments peuvent se plastifier séquentiellement. Par conséquent, en chaque événement, les structures connaissent un changement de rigidité comme le montre la figure IV.15, où IO, LS et CP se réfèrent à occupation immédiate, sauvegarde de la vie et prévention de l'effondrement, respectivement.

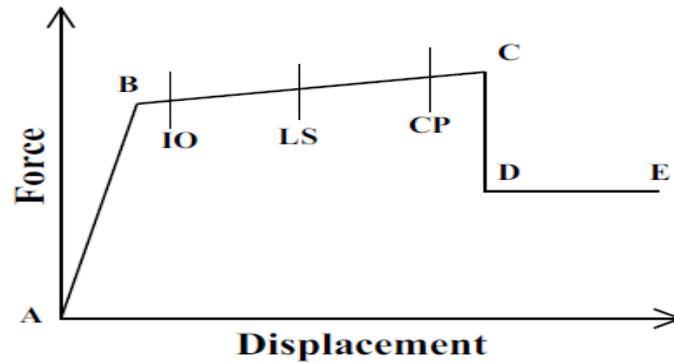


Figure IV.15. Relation force-déformation généralisée pour éléments ou composants

Le principal résultat d'une analyse pushover est en termes de demande de la réponse structurale par rapport à la capacité existante de la structure. Si la courbe de demande intercepte l'enveloppe de la capacité près du domaine élastique, la figure a, la structure a une bonne résistance. Si la courbe de demande intercepte la courbe de capacité dans le domaine non linéaire, avec peu de réserve de résistance et de capacité de déformation, la figure b, alors il peut être conclu que la structure ne se comportera pas de manière adéquate lors de l'excitation sismique imposée et doivent être réhabilitée pour éviter les dommages futurs majeurs ou la ruine.

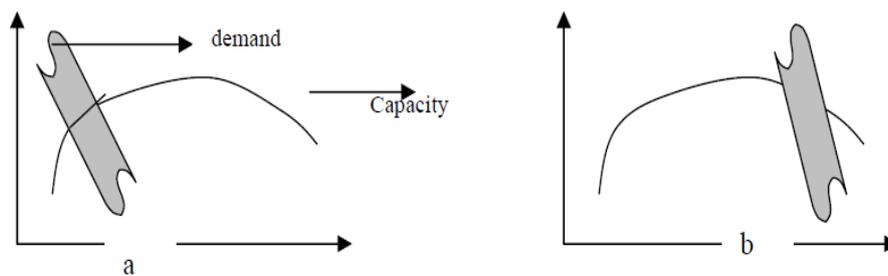


Figure IV. 16. Courbe de Capacité-demande

IV.6. Résultats et discussions

IV.6.1. Influence des pourcentages des ouvertures

Les courbes de capacité pour les trois structures sont représentées dans les figures IV.17, IV.18 et IV.19. Pour la structure 1, le rapport d'augmentation de la capacité de résistance du portique avec remplissage total par rapport au portique sans remplissages est égal à 5. Avec l'augmentation du pourcentage des ouvertures des remplissages (de 10% à 50%), ce rapport devient égal à 1.20, 1.85 et 3.17, respectivement, le remplissage augmente la rigidité latérale du portique, cependant la présence d'ouvertures dans le remplissage a pour effet de réduire la rigidité latérale. Pour la structure 02, le rapport d'augmentation de la capacité de résistance entre le portique avec remplissage total et les cadre avec 100% (cadre vide) et 10%, 25%, 50% d'ouvertures est 6.10, 0.82, 1.80 et 3.60 respectivement. Pour la structure 3, le rapport d'augmentation de la capacité de résistance entre le portique avec remplissage total et les portiques avec 100% (portique vide) et 10%, 25%, 50% d'ouvertures est 5.30, 1.33, 1.80, 3.00 respectivement. En général, les portiques sans remplissages présentent une meilleure ductilité que les portiques avec remplissages, ceci peut s'expliquer par le comportement fragile des panneaux de remplissage en maçonnerie.

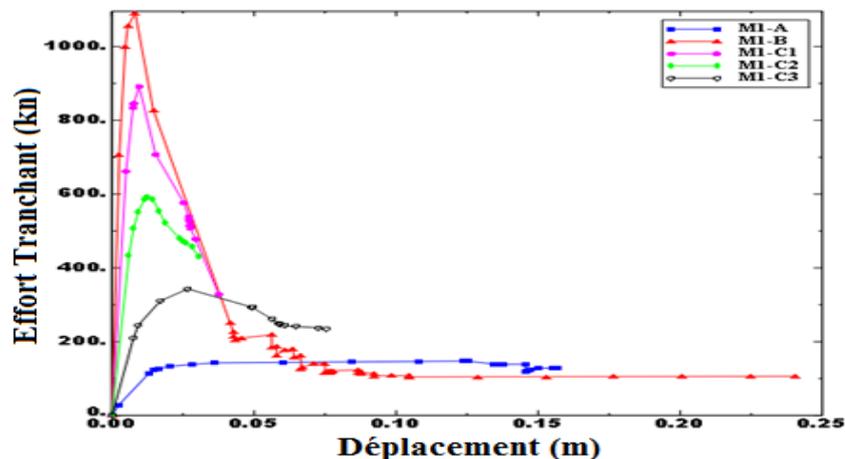


Figure IV.17. Courbe de capacité, structure 1 avec différents pourcentages d'ouvertures de remplissage

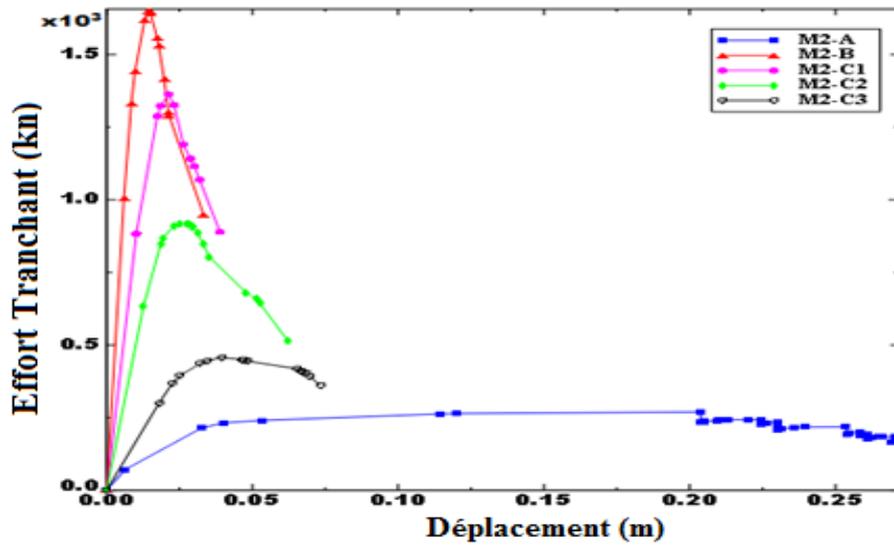


Figure. IV. 18. Courbe de capacité, structure 2 avec différents pourcentages d'ouvertures de remplissage

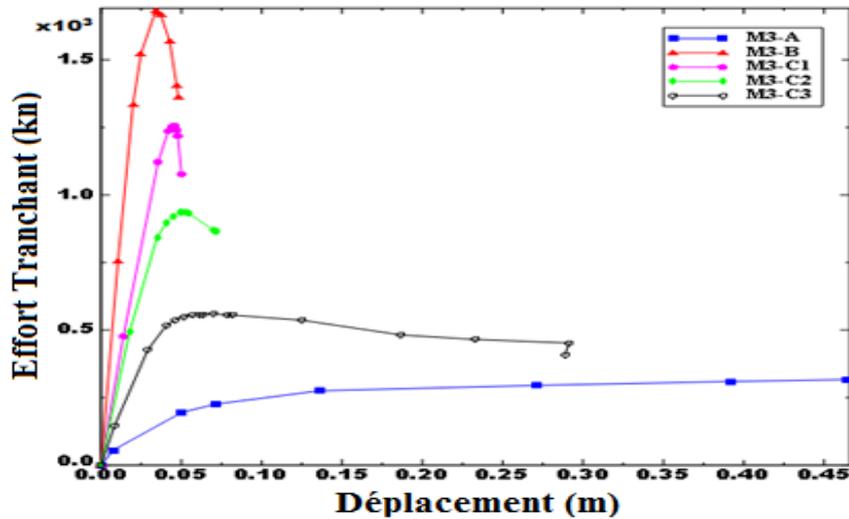


Figure. IV. 19. Courbe de capacité, structure 3 avec différents pourcentages d'ouvertures de remplissage

IV.6.2. Influence de la position des ouvertures:

Les courbes de capacité pour les trois structures sont montrées dans les figures (IV.20, IV.21 et IV.22). Pour la structure 1, lorsque en déplaçant la fenêtre à gauche ou à droite, on constate une augmentation de la capacité de résistance par rapport à une fenêtre centrale, tandis que pour la porte, la courbe de capacité est réduite lorsque l'ouverture est déplacé vers la gauche ou vers la

droite. Pour la structure 2, les pourcentages d'augmentation sont différents pour les côtés gauche et droit, la capacité de la structure avec une fenêtre à gauche est supérieure à celle d'une structure ayant une fenêtre centrale et à droite, où on constate une capacité de résistance proche. Les capacités de résistance de la structure avec une porte centrale et à gauche sont équivalentes alors que la capacité de la structure avec une porte à droite est réduite. Dans la structure 3, les capacités des structures avec des portes et des fenêtres à gauche ou à droite sont soit réduites soit augmentée, suggérant une influence des caractéristiques dynamiques des structures.

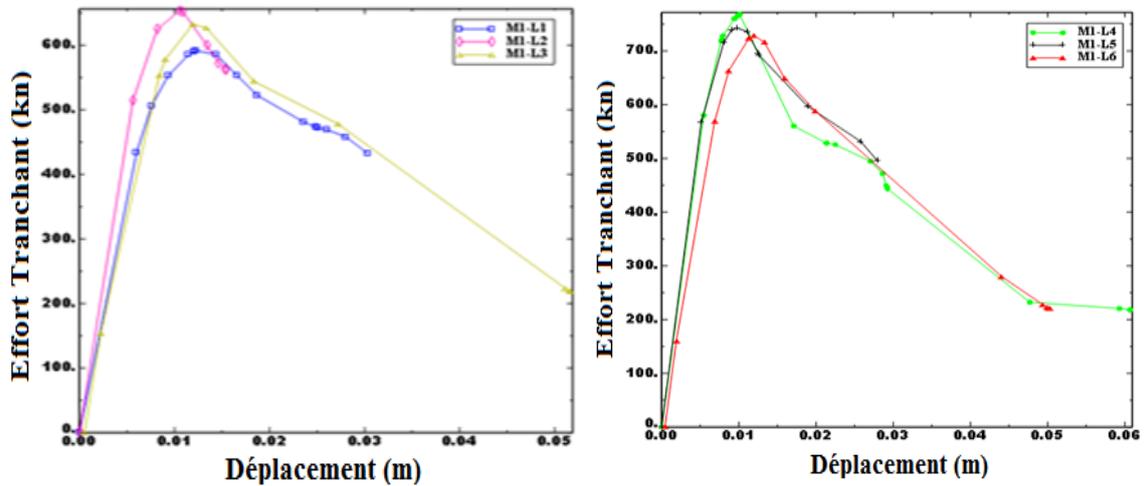


Figure. IV. 20. Courbes de capacité, structure 1 avec différents positions d'ouvertures de remplissage

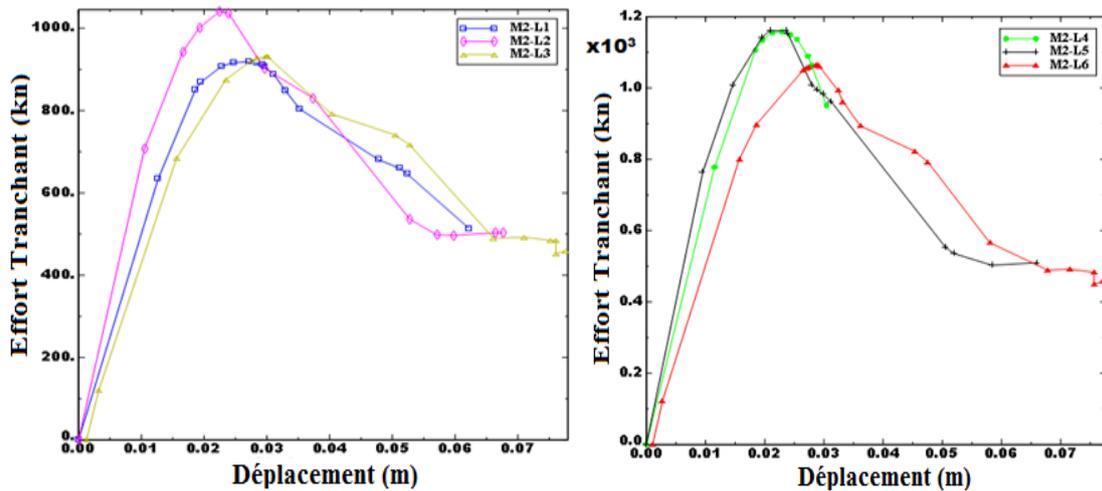


Figure. IV. 21. Courbes de capacité, structure 2 avec différents positions d'ouvertures de remplissage

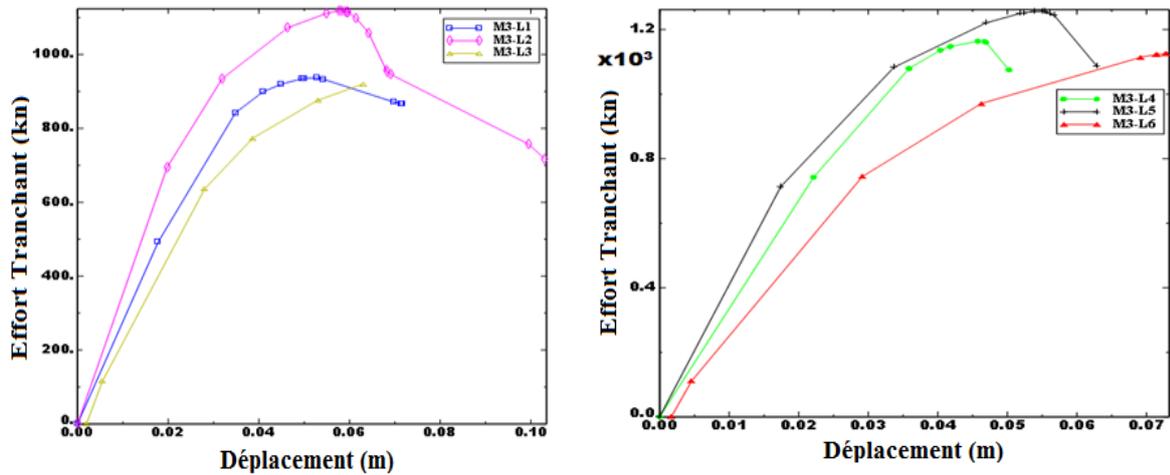


Figure. IV. 22. Courbes de capacité, structure 3 avec différents positions d'ouvertures de remplissage

IV.6.3. Influence de type d'ouvertures

Les courbes de capacité pour les trois structures sont montrées dans les figures (IV.23, IV.24 et IV.25). Les capacités de résistance des structures avec portes sont plus grandes comparées à celles des structures avec fenêtres pour tous les cas. Ceci peut être expliqué par le fait que pour les portes, l'existence de piliers en maçonnerie ayant une rigidité plus importante par rapport au cas des fenêtres où il y a une poutre de maçonnerie qui se traduit par des contraintes de cisaillement élevées.

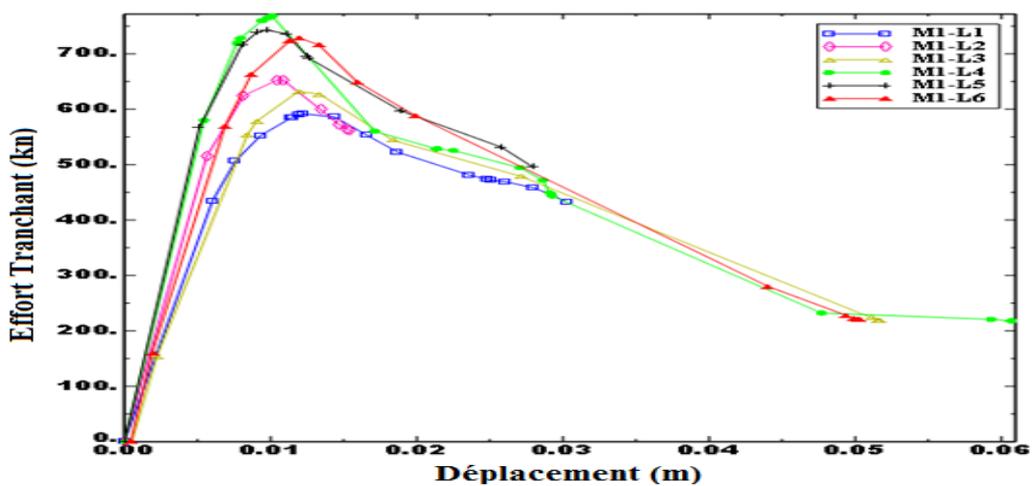


Figure. IV. 23. Courbes de capacité, structure 1 avec différents positions d'ouvertures

portes et fenêtres

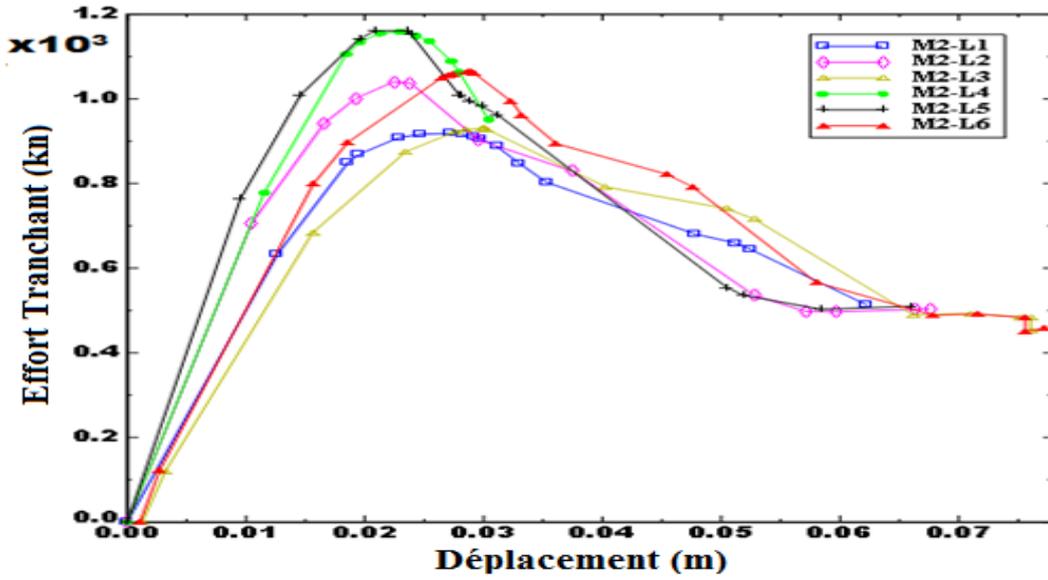


Figure. IV. 24. Courbes de capacité, structure 2 avec différents positions d'ouvertures portes et fenêtres

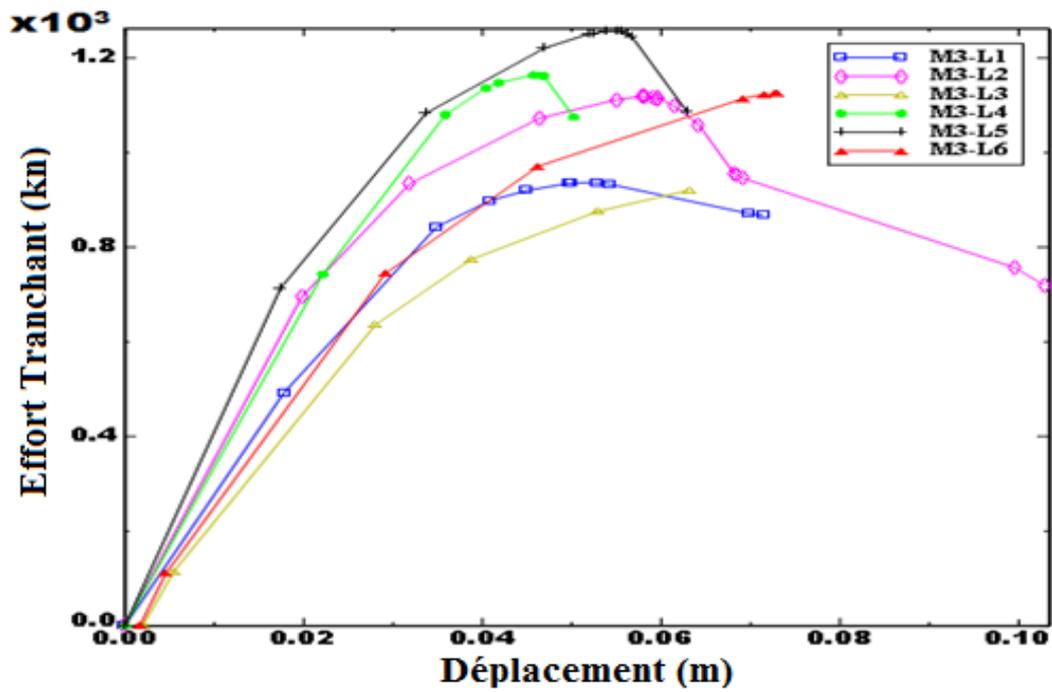


Figure. IV. 25. Courbes de capacité, structure 3 avec différents positions d'ouvertures portes et fenêtres

IV.6.4. Influence de rapport des dimensions

Pour étudier l'effet du rapport des dimensions des ouvertures, six configurations structurelles avec différentes valeurs du rapport H_o / B_o (où H_o et B_o sont la hauteur et la largeur de l'ouverture) de 0,25 à 1,33 sont considérées, (comme montré dans le tableau 4). Dans tous les cas, la surface de l'ouverture est constante.

| Cas | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
|--------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| R= H_o/B_o | R1=0.25 | R2=0.50 | R3=0.75 | R4=0.85 | R5=1.00 | R6=1.33 |

Tableau IV. 4. Valeurs de rapport des dimensions

Les courbes de capacité pour les trois structures sont montrées dans les figures (IV.26, IV.27 et IV.28).

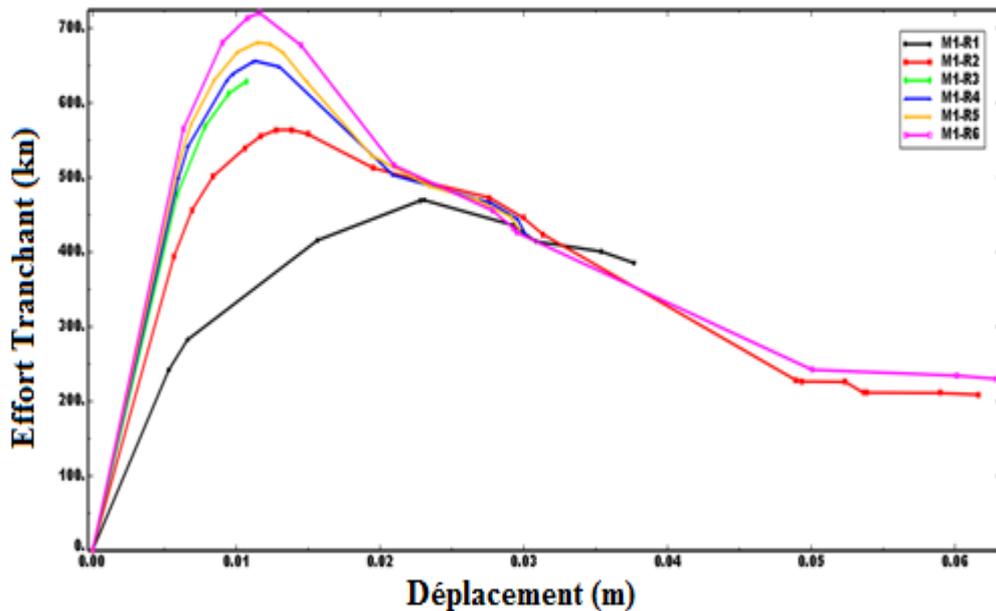


Figure. IV. 26. Courbes de capacité, structure 1 avec différents valeurs de H_o/B_o

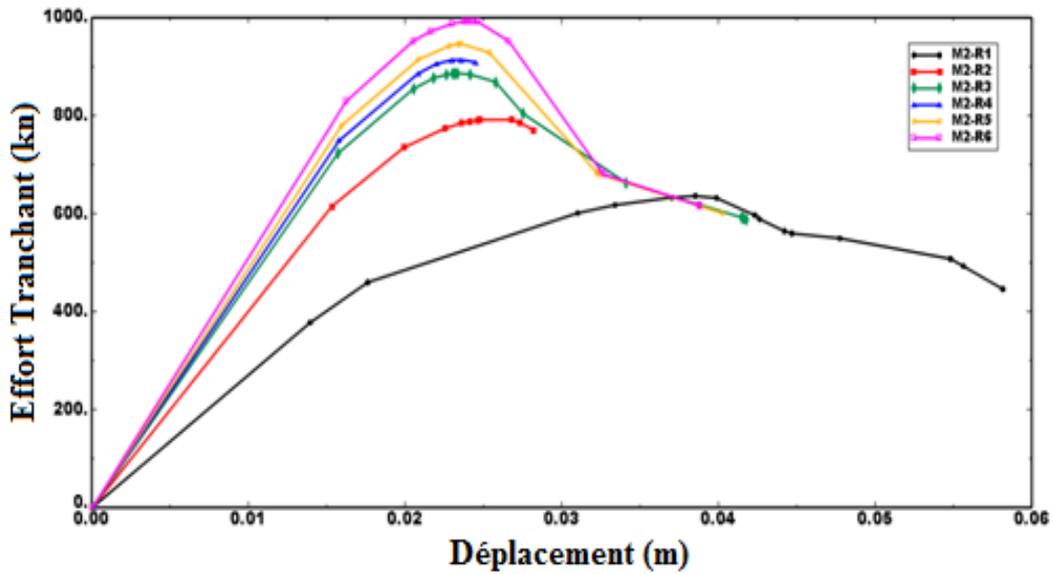


Figure. IV. 27. Courbes de capacité, structure 2 avec différents valeurs de Ho/Bo

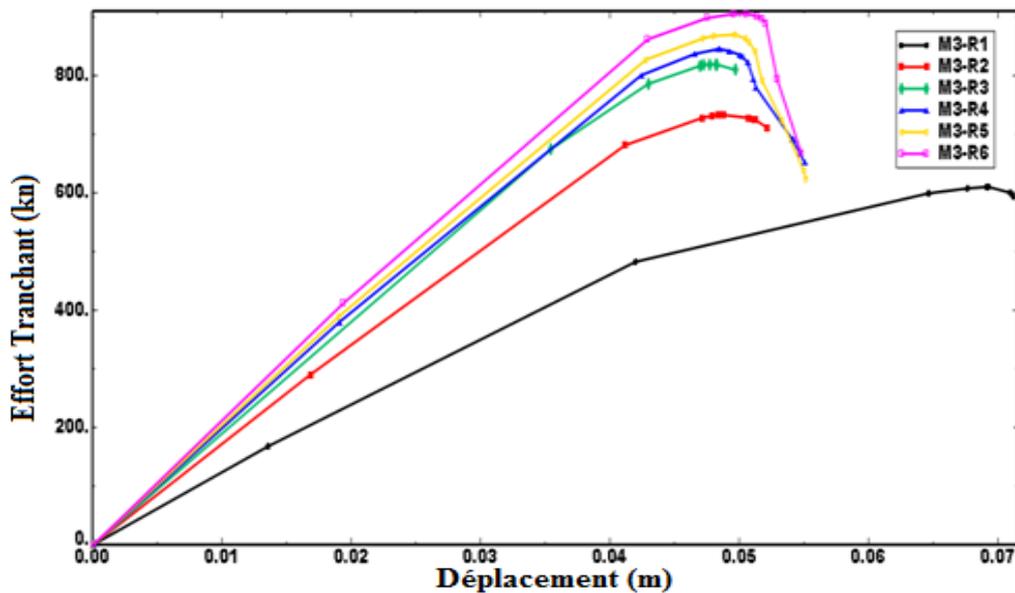


Figure. IV. 28. Courbes de capacité, structure 3 avec différents valeurs de Ho/Bo

Pour la structure 1, la capacité de résistance pour un rapport H_o / B_o de 0,25 est égale à 600 KN. La capacité de résistance augmentent de 20%, 34%, 39,71%, 45% et 53,48% pour les valeurs de rapport H_o/B_o allant de 0,5, 0,75, 0,85, 1,0 à 1,33 respectivement. Les mêmes tendances sont observées, pour les structures 2 et 3. Cela peut être expliqué par le fait que les panneaux de

remplissage avec ouvertures se comportent comme des murs en maçonnerie couplés et avec l'augmentation du rapport H_0/B_0 , les piliers en maçonnerie auront une plus grande rigidité qui améliore la capacité portante des structures et une poutre mince en maçonnerie résultant en de faibles contraintes de cisaillement.

IV.6.5. Mécanismes de rupture

Les modes des rotules plastiques obtenue par l'analyse pushover sont montrés dans les figures (IV.29, IV.30). Les rotules plastiques dans les cadres sans remplissages sont réparties sur la hauteur des structures tandis que dans les cadres avec remplissages, les rotules plastiques ont tendance à se concentrer dans les niveaux inférieurs, en particulier pour les remplissages total et avec de faibles pourcentages d'ouvertures. La présence d'ouvertures change les événements où les modes de rupture plastique se produisent. Par exemple, modèles des rotules pour un remplissage avec 50% d'ouvertures sont différentes de celles du cadre sans remplissages. En outre, l'emplacement et le rapport des dimensions de l'ouverture sont deux paramètres influençant les modes de rupture des portiques avec remplissages en fonction des caractéristiques dynamiques des structures.

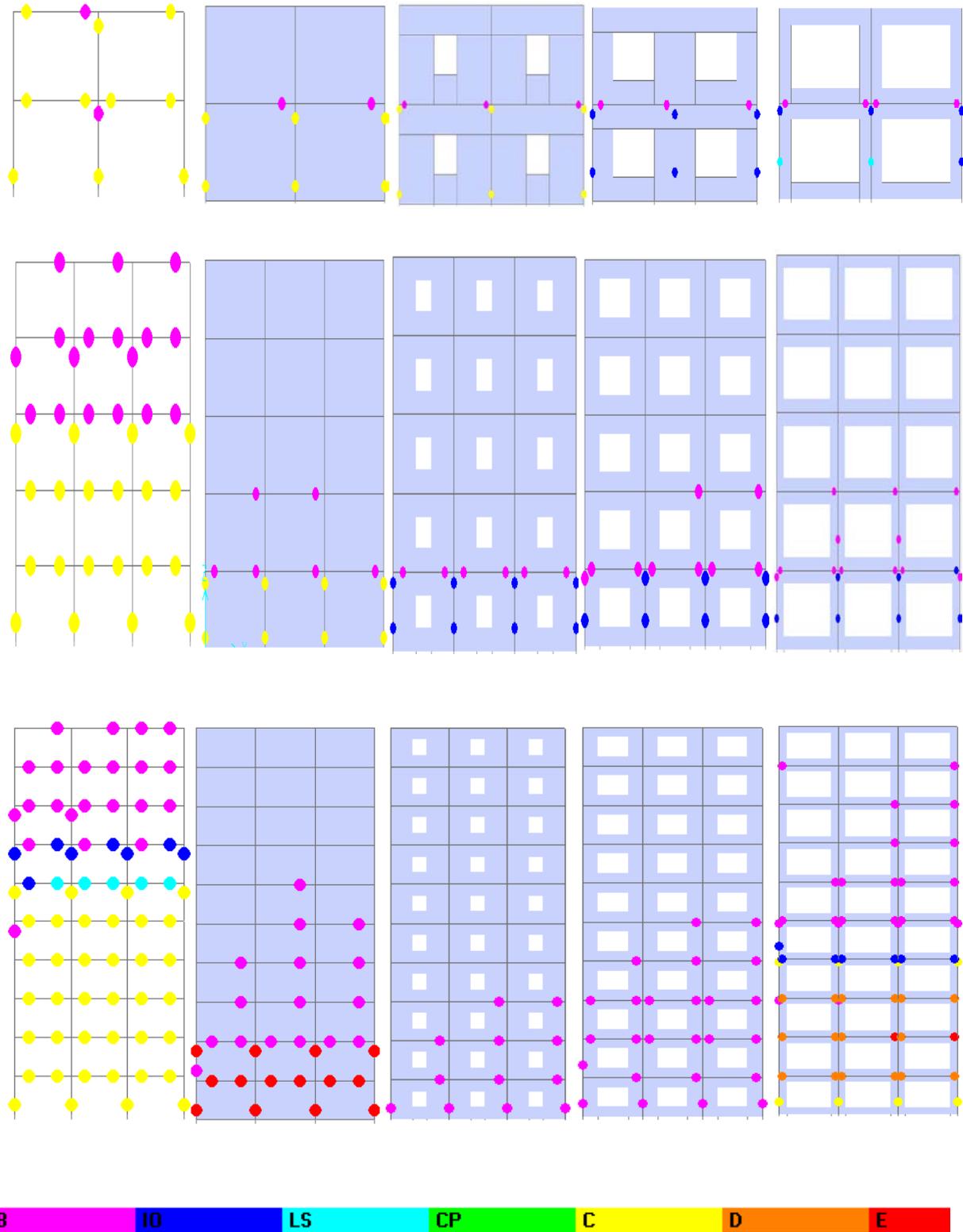


Figure. IV. 29. Mécanismes de rupture, structure 1,2 et 3 avec différents pourcentages d'ouvertures dans le remplissage

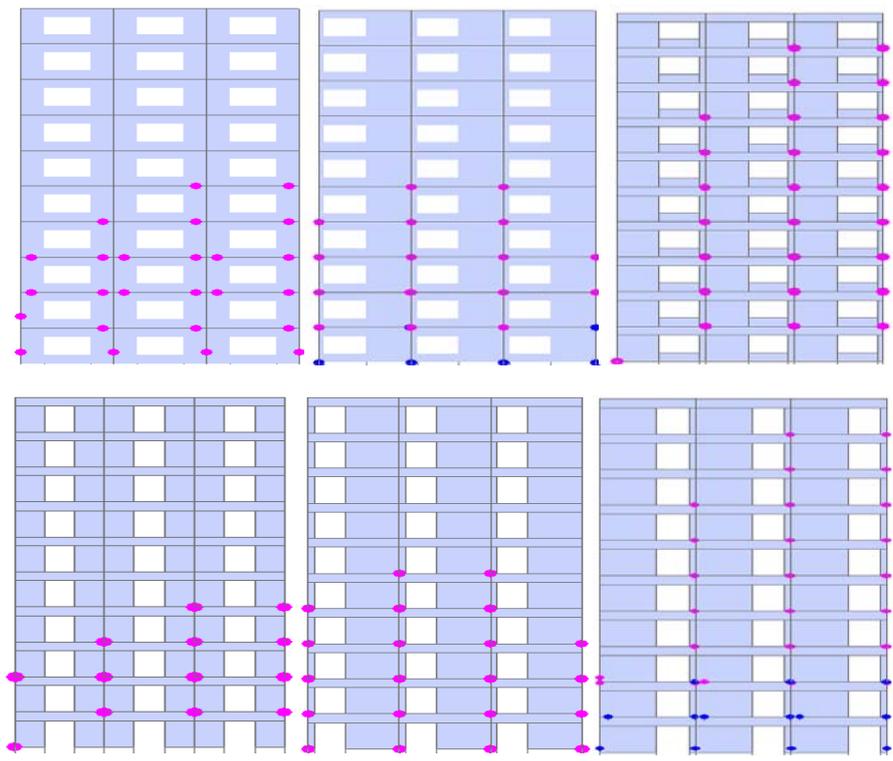
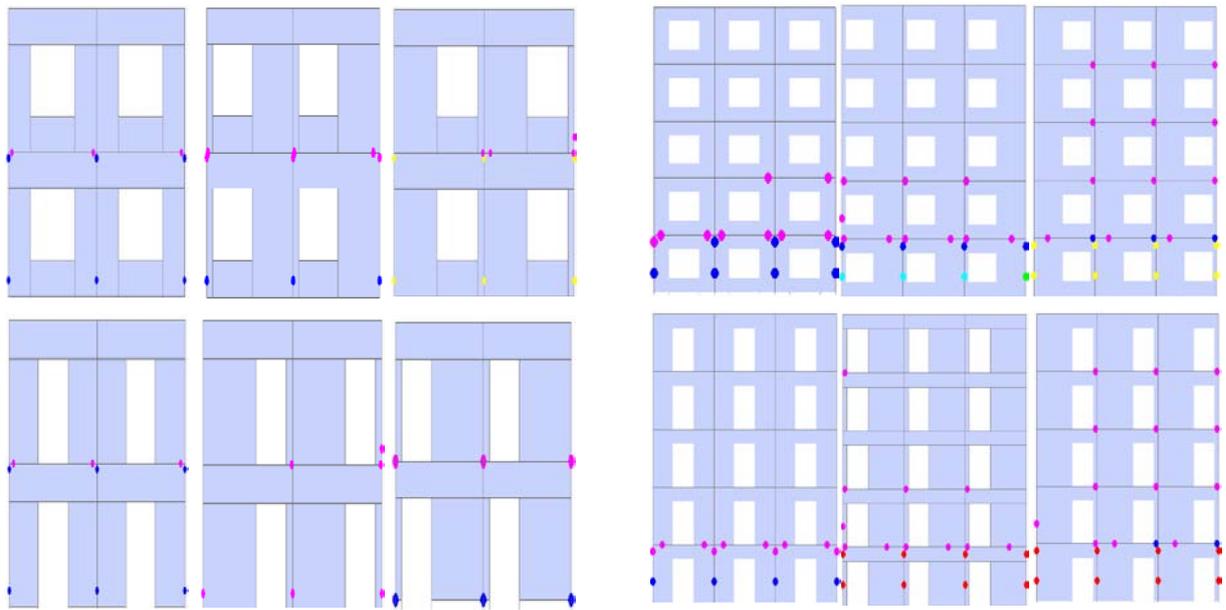


Figure. IV. 30. Mécanismes de rupture, structure 1,2 et 3 avec différents positions d'ouvertures dans le remplissage

IV.7. Courbes Capacité Demande

les figures ci-dessous présentent les courbes de capacité-demande pour les trois structure.

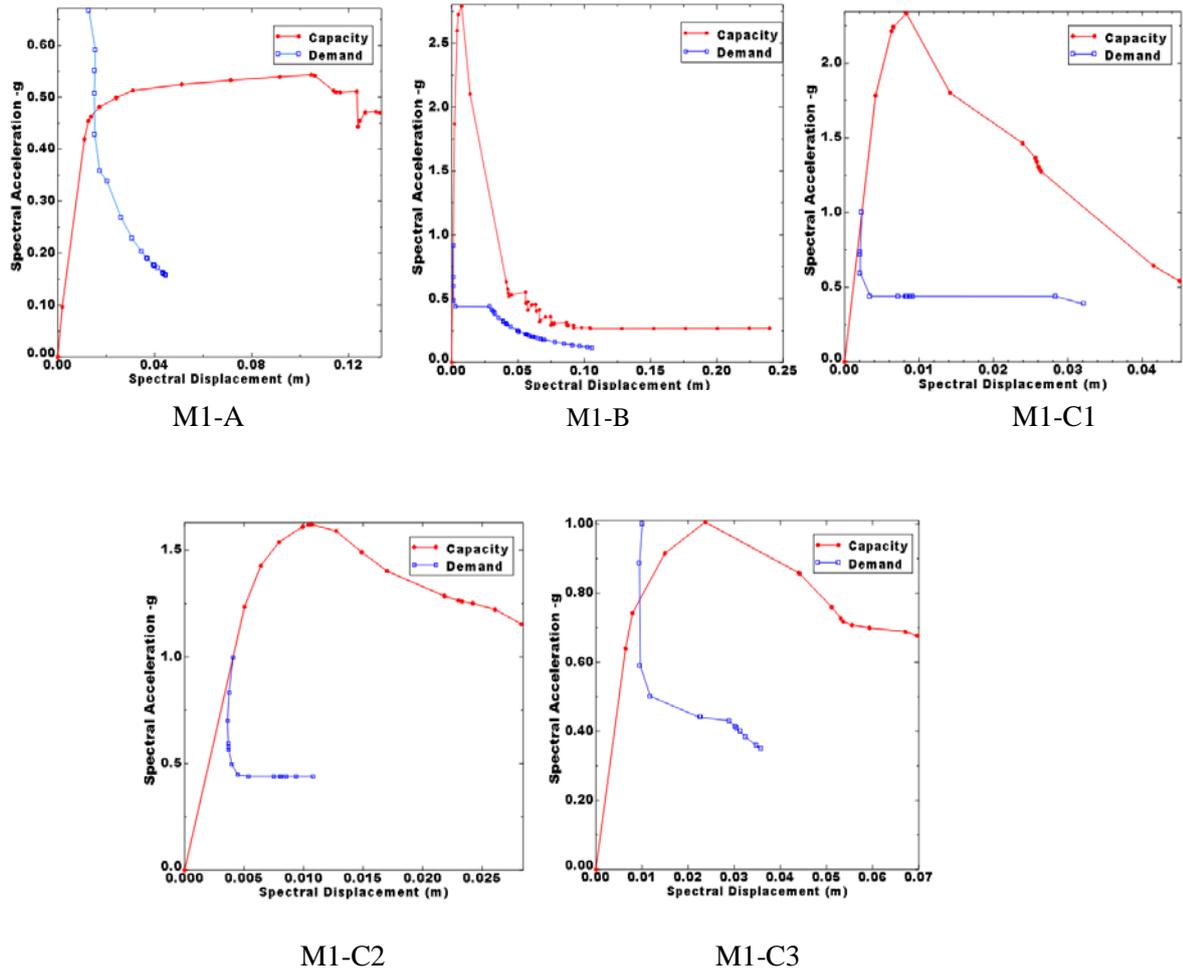
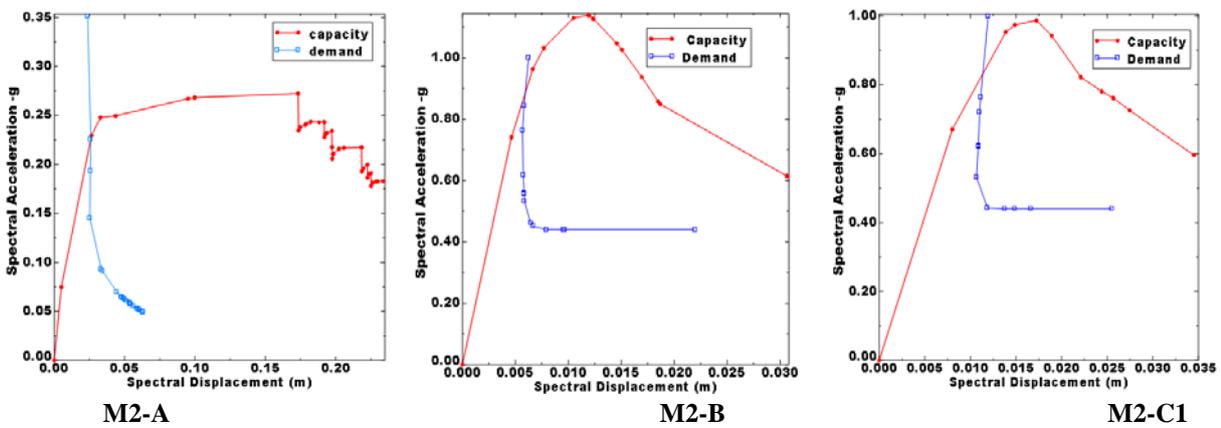


Figure. IV.31. Courbes Capacités-Demandes, Structure 1 avec différents pourcentages d'ouvertures dans le remplissage



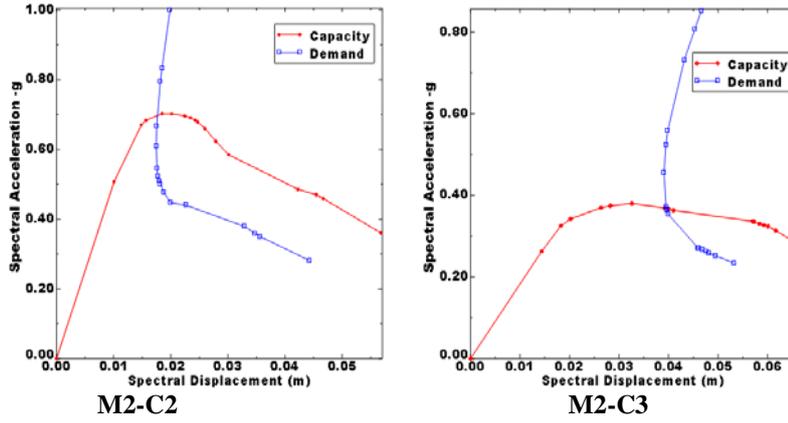


Figure. IV.32. Courbes Capacités-Demandes, Structure 2 avec différents pourcentages d'ouvertures dans le remplissage

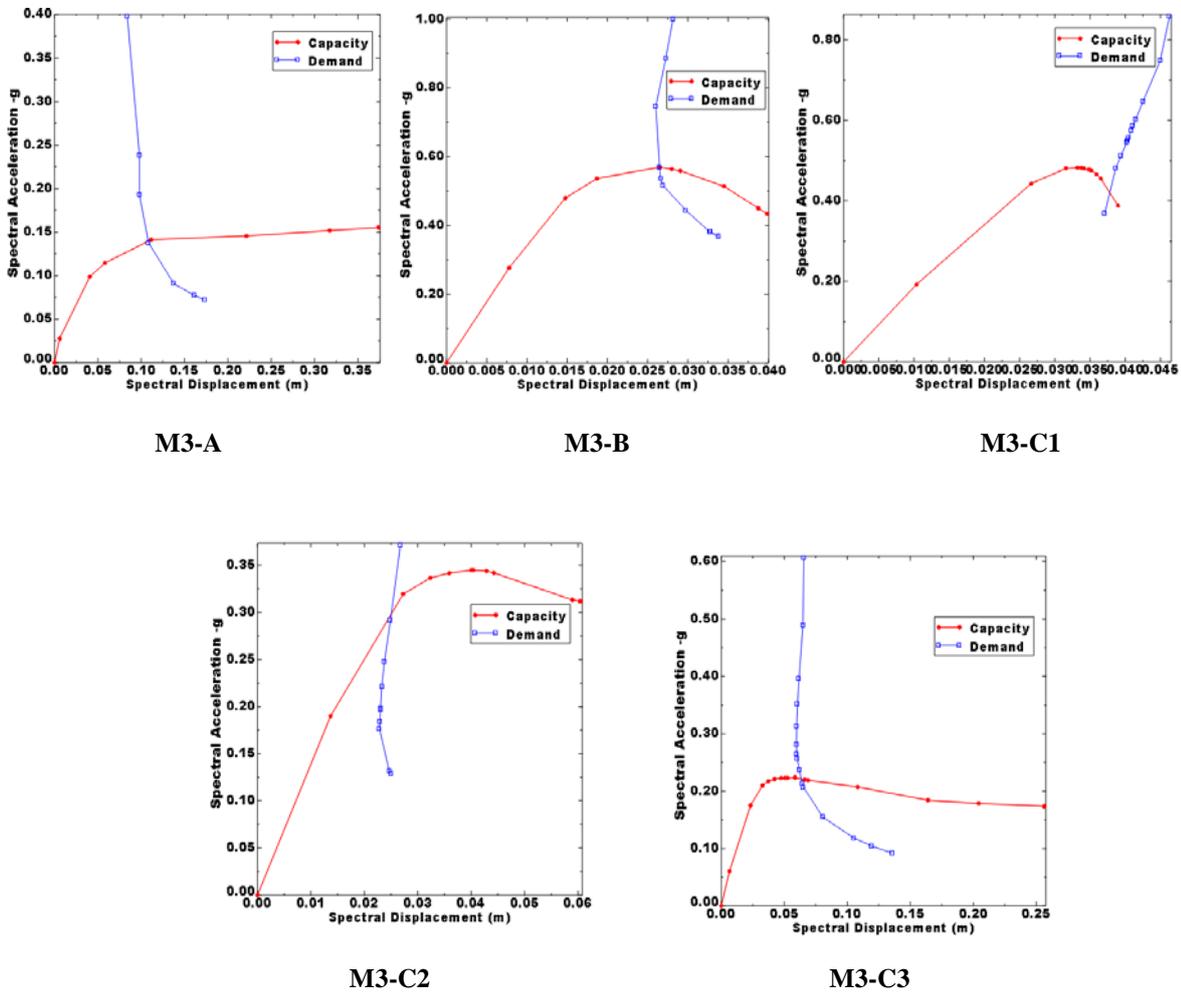
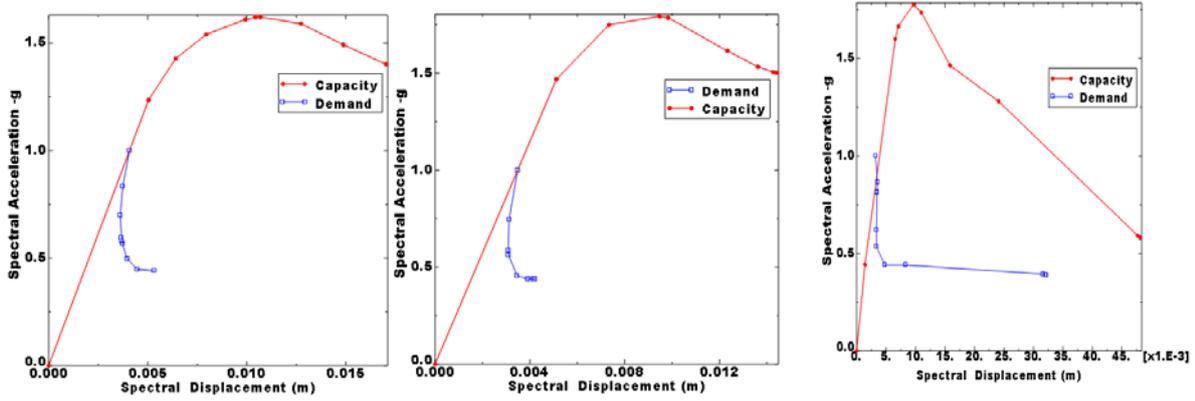


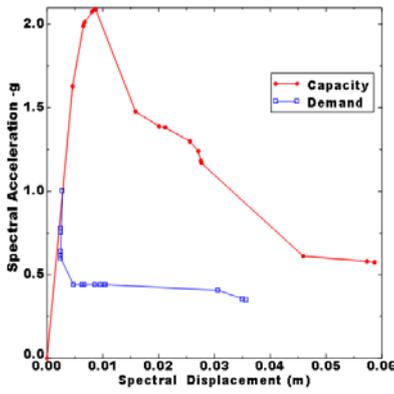
Figure. IV.33. Courbes Capacités-Demandes, Structure 3 avec différents pourcentages d'ouvertures dans le remplissage



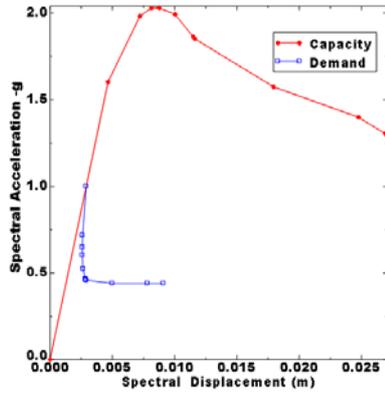
M1-L1

M1-L2

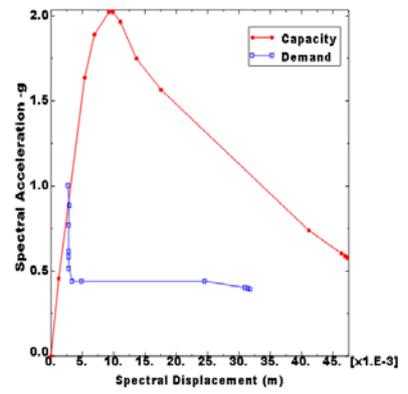
M1-L3



M1-L4

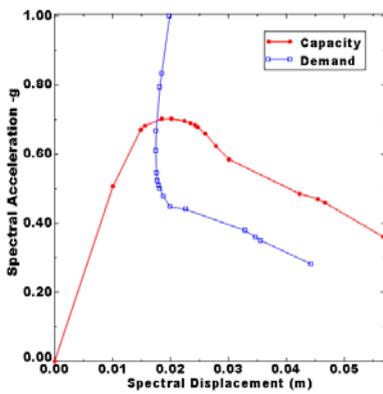


M1-L5

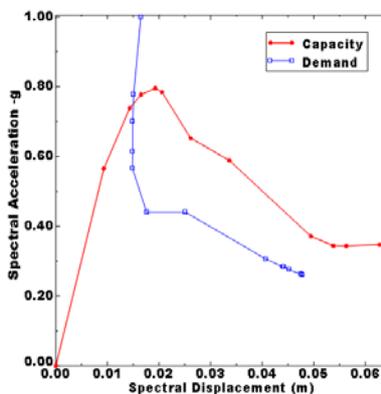


M1-L6

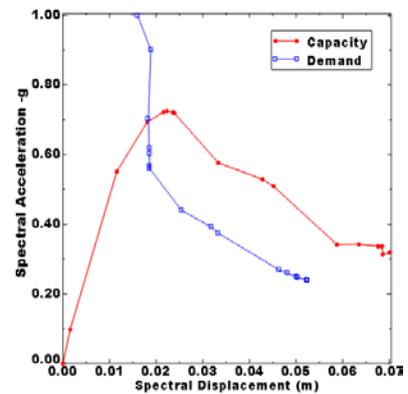
Figure. IV.34. Courbes Capacités-Demandes, Structure 1 avec différents positions d'ouvertures dans le remplissage



M2-L1



M2-L2



M2-L3

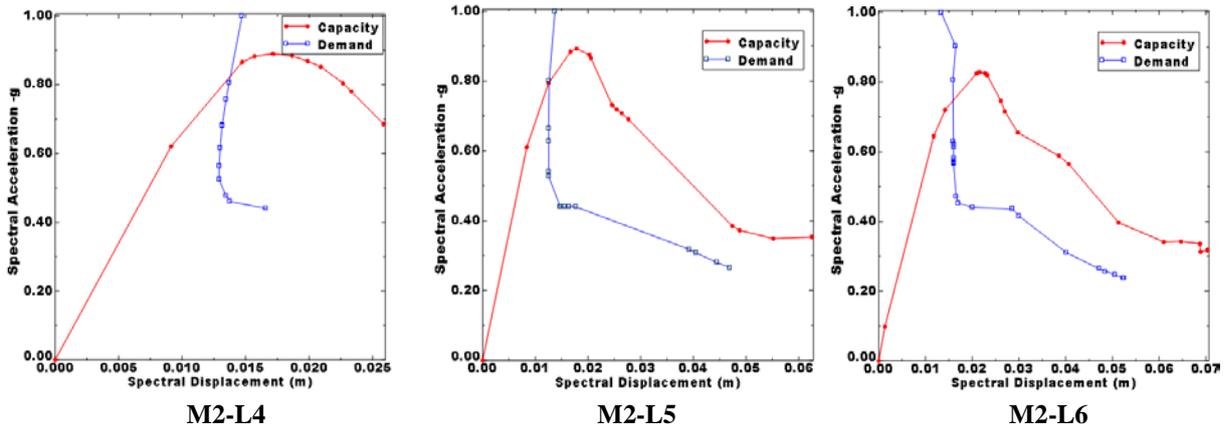


Figure. IV.35. Courbes Capacités-Demandes, Structure 2 avec différents positions d'ouvertures dans le remplissage

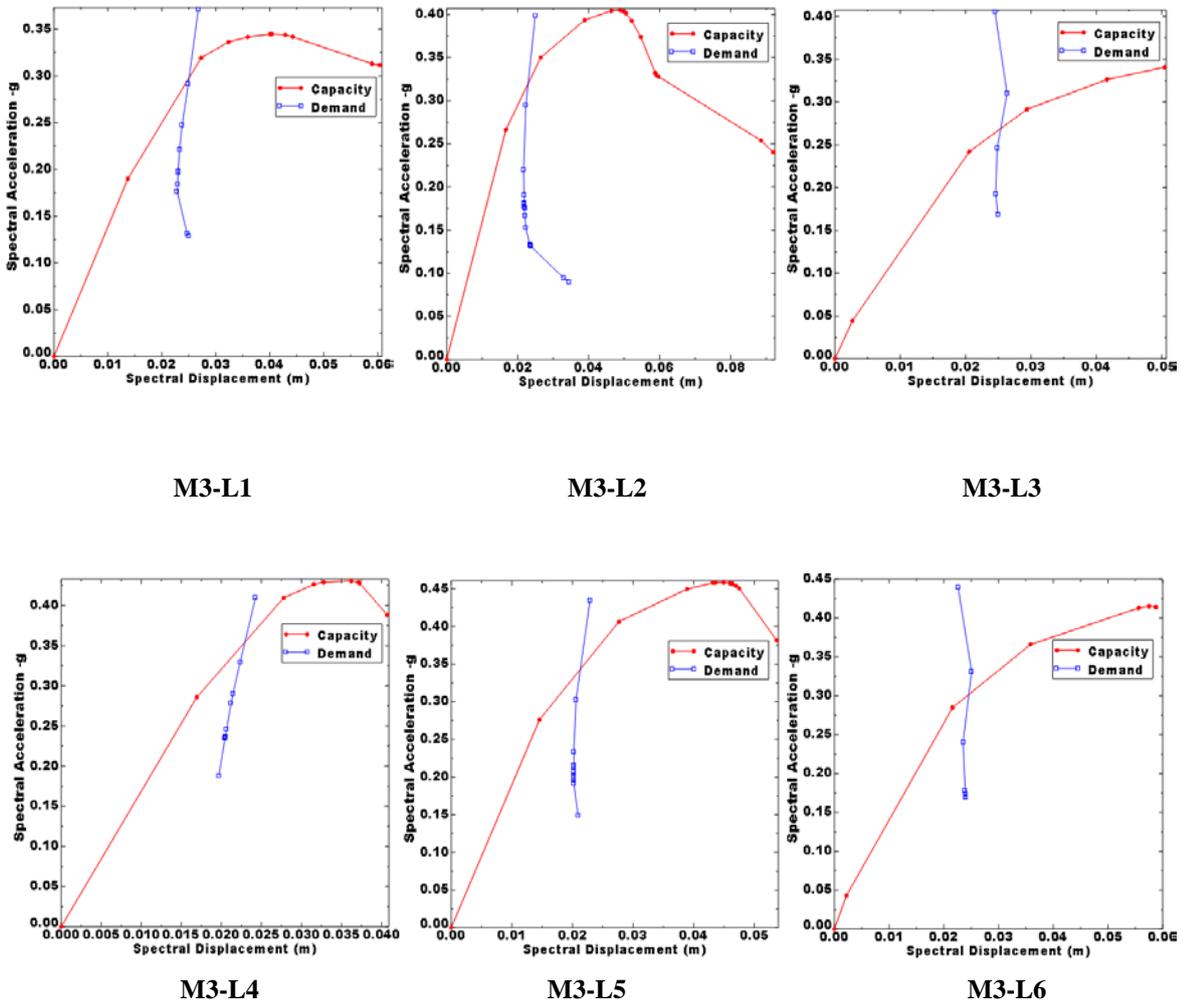


Figure. IV.36. Courbes Capacités-Demandes, Structure 3 avec différents position d'ouvertures dans le remplissage

Conclusions:

A partir des figures IV.31, IV.32 et IV.33, on constate que la courbe de demande tend à intercepter la courbe de capacité à proximité du point B pour la structure 1 et ce résultat signifie une réponse élastique et une grande marge de sécurité pour tous les cas et donc cette structure présente un bon comportement sous charges sismiques. On peut conclure que la marge de sécurité contre la ruine est élevée et qu'il existe des réserves de force et de déplacement suffisants.

Pour structure 2: dans le cas des petites ouvertures, par exemple pour la structure M2-C1, la courbe de la demande intercepte la courbe de capacité à proximité du point B, mais dans le cas des grandes ouvertures la courbe de la demande tend à intercepter la courbe de capacité à proximité des points C et CP et dans ce cas les structures n'ont pas un comportement adéquat sous charges sismiques et doivent être réhabilitées et renforcées pour éviter des dommages futurs.

Pour la structure 3: les modèles de la structure M3-A et M3-C2 montrent un bon comportement, alors que dans le cas des modèles M3-C1 et M3-C3, le comportement de la structure n'est pas efficace du fait que la courbe de demande intercepte la courbe de capacité au voisinage de CP et D, ce résultat confirme les profils des mécanismes de rupture observés.

La position des ouvertures n'influe pas sur le comportement sismique et spécifiquement sur les courbes capacité-demande.

IV.8. Analyse dynamique non linéaire

IV.8.1. Généralités:

L'analyse dynamique non linéaire du comportement de ces structures a été faite en utilisant le logiciel de calcul SAP 2000 V 14, , la matrice d'amortissement C est évaluée en utilisant la combinaison de Rayleigh $C = \alpha_M M + \alpha_K K$.

Les coefficients α_M et α_K sont alors calculées automatiquement par le programme, en utilisant les expressions données ci-dessous:

$$\alpha_M = 4\pi \frac{\xi_1 T_1 - \xi_2 T_2}{T_1^2 - T_2^2}$$

$$\alpha_K = \frac{T_1 T_2}{\pi} \frac{\xi_2 T_1 - \xi_1 T_2}{T_1^2 - T_2^2}$$

Avec T_1 et T_2 sont les valeurs des périodes des deux premiers modes.

L'algorithme de résolution de HHT a été utilisé pour l'intégration numérique pas à pas du système d'équations d'équilibre dynamique non linéaires.

IV.8.2. Choix des accélérogrammes:

Trois accélérogrammes enregistrés lors des séismes de Boumredes en 2003 ont été utilisés dans cette étude.

a- Accélérogrammes de DAR EL BEIDA caractérisé par une accélération maximale du sol égale à 0.499 g.

b- Accélérogrammes de CHENOUA, dont l'accélération maximale est de 0.213g.

c- Accélérogrammes de Hussein Day, dont l'accélération maximale est de 0.266g.

La réponse sismique de chaque structure aux trois accélérogrammes a été évaluée.

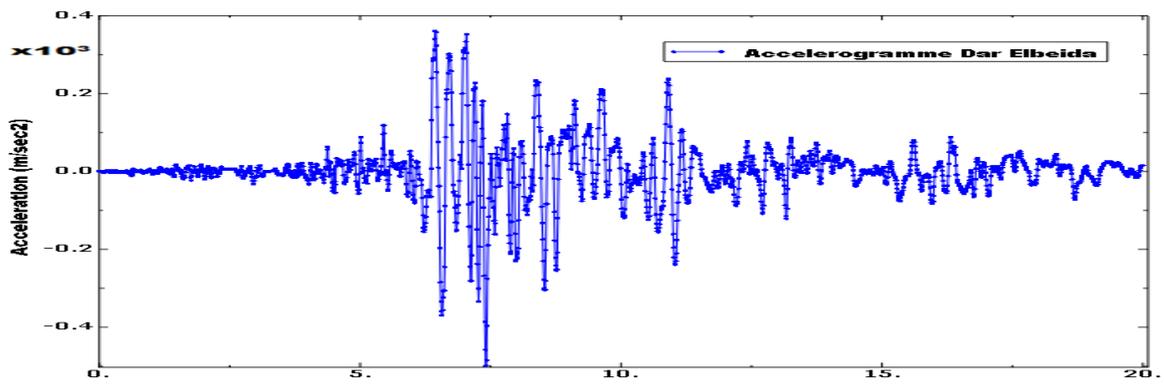


Figure. IV.37. Accélérogramme DAR ELBEIDA

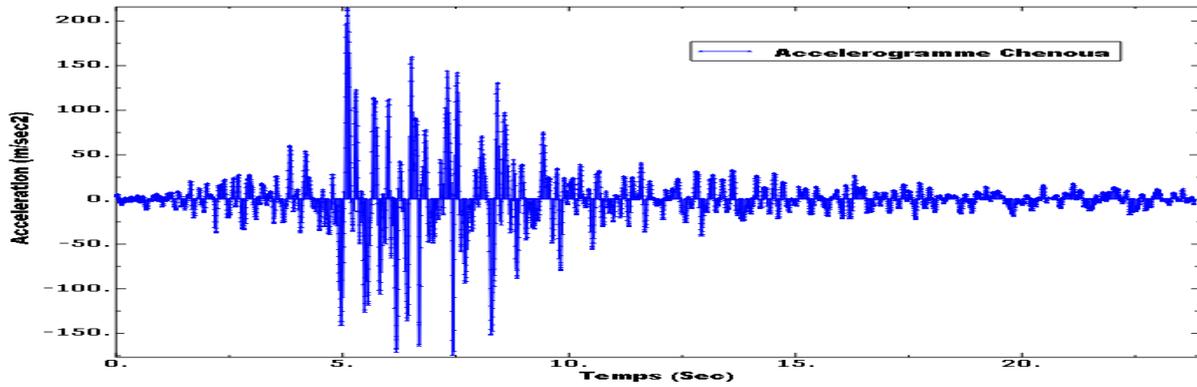


Figure. IV.38. Accélérogramme CHENOUA

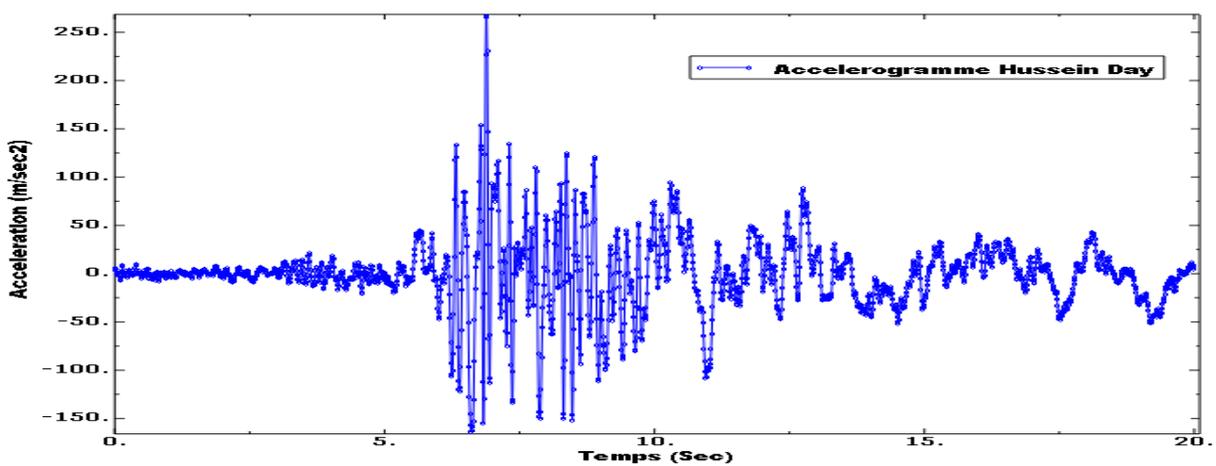
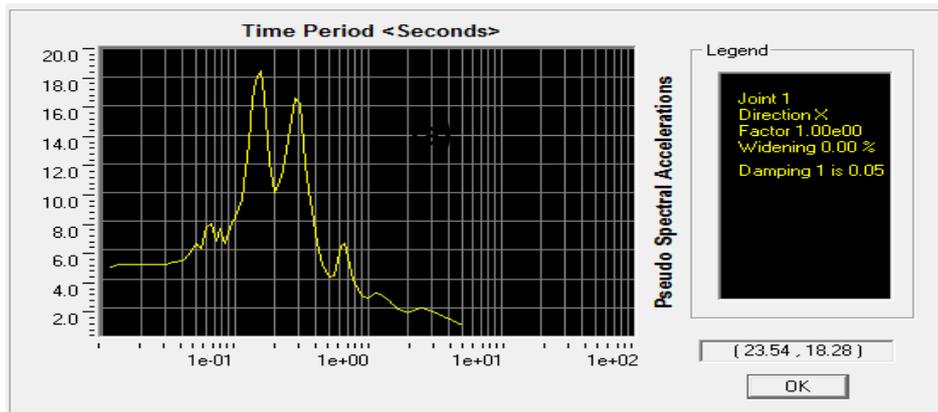
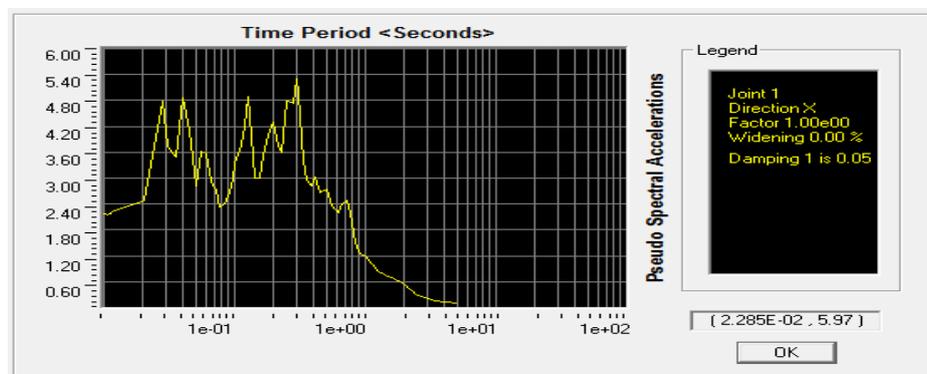


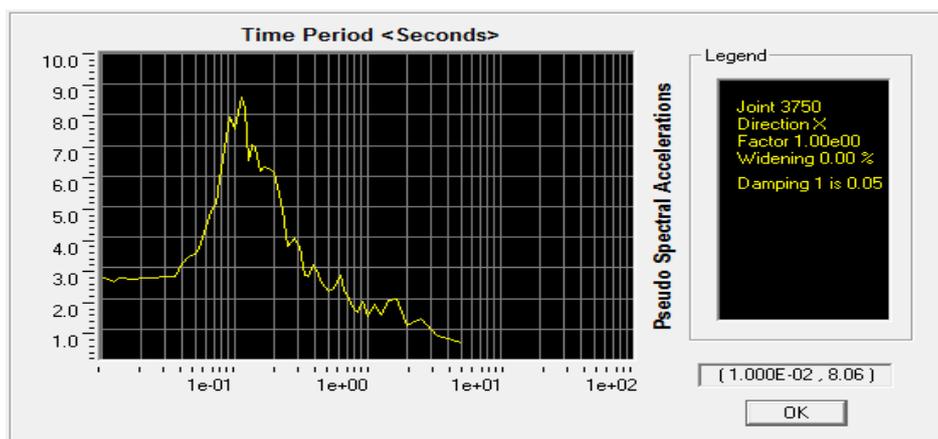
Figure. IV.39. Accélérogramme Hussein Day



(a)



(b)



(c)

Figure. IV.40. Contenus fréquentiels des accélérogrammes, (a):Dar El-Beida, (b): Chenoua, (c): Hussein Day

IV.8.3. Résultats et discussion:

IV.8.3.1. Effet de la taille des ouvertures:

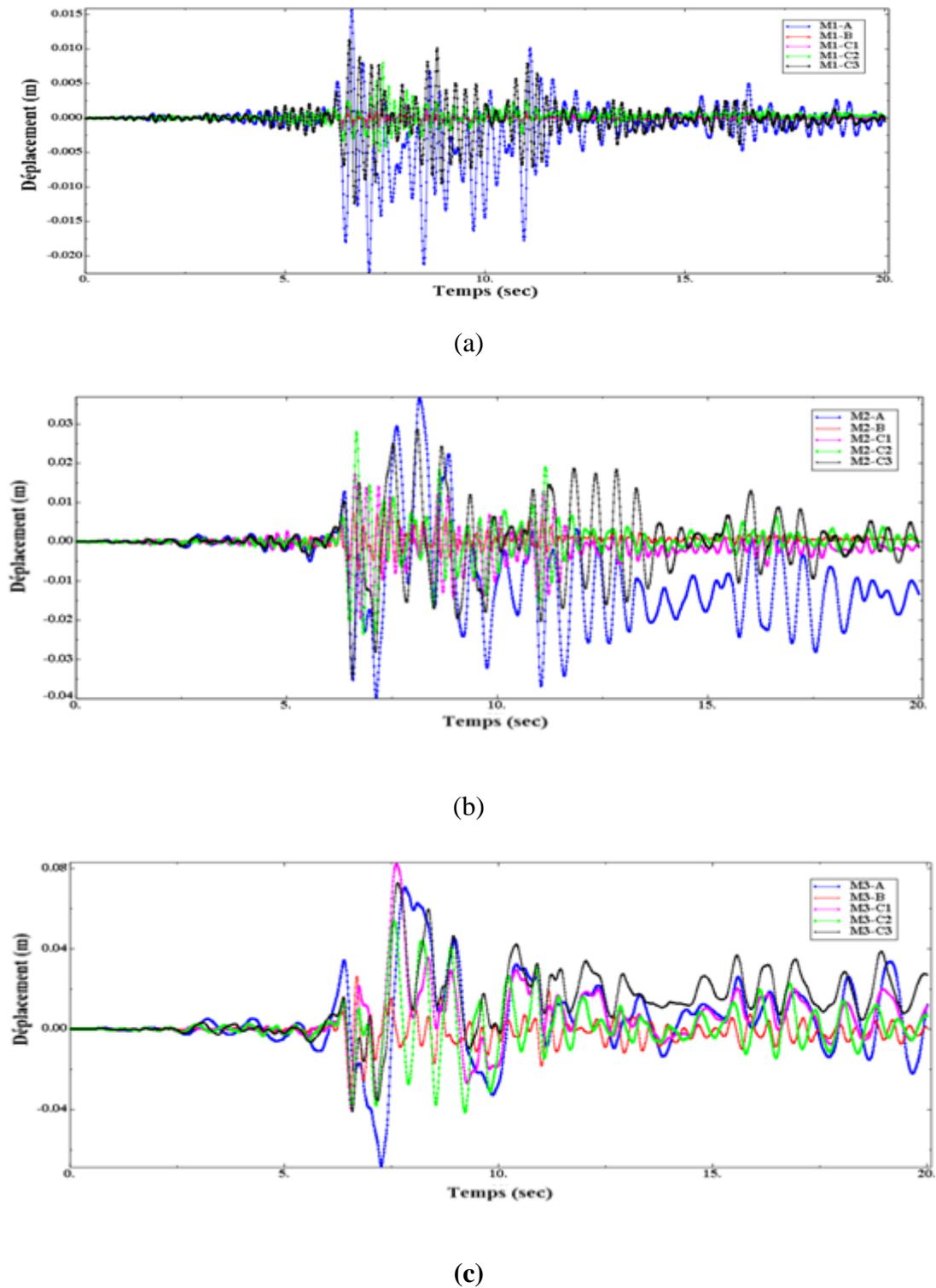
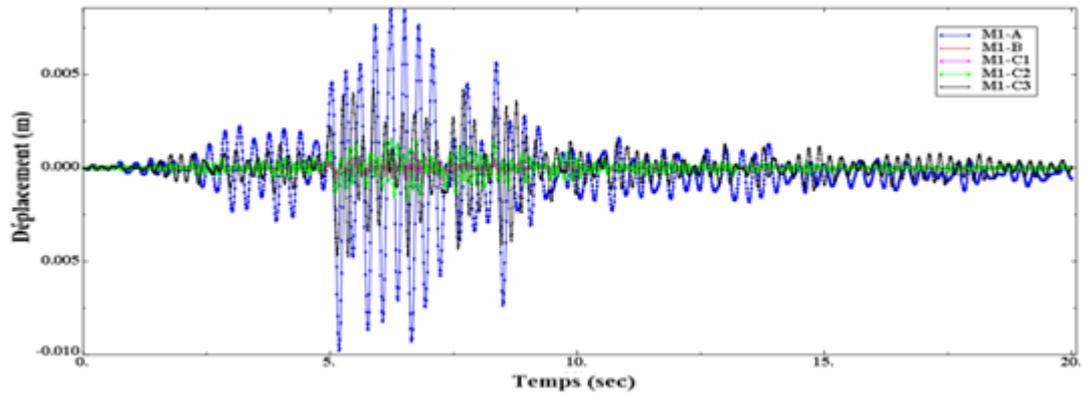
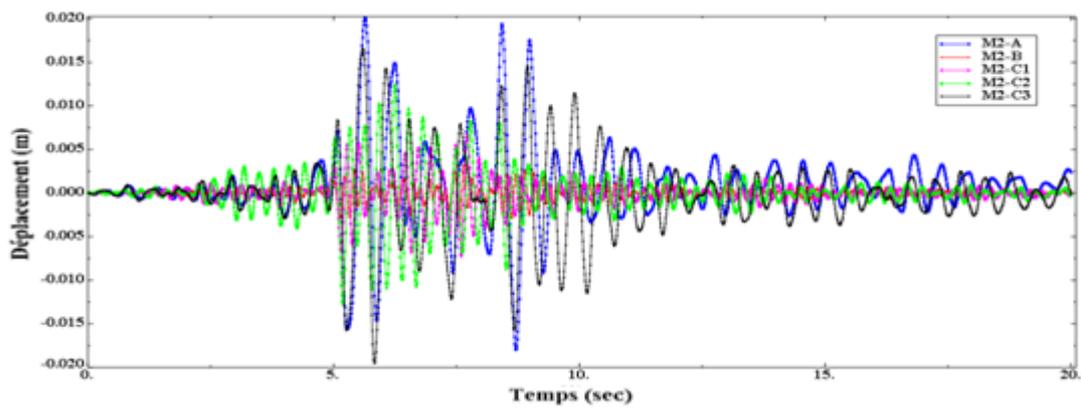


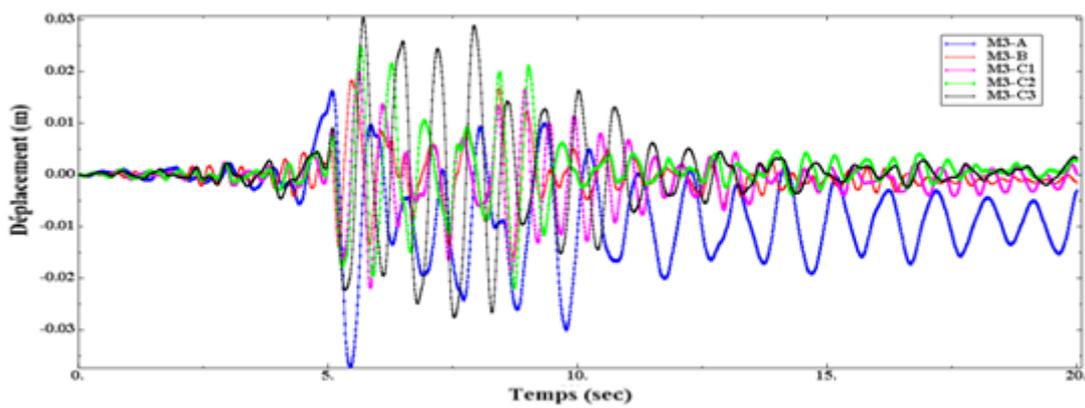
Figure. IV.41. Déplacement au sommet, structure 1,2 et 3, acc DAR ELBIDHA



(a)

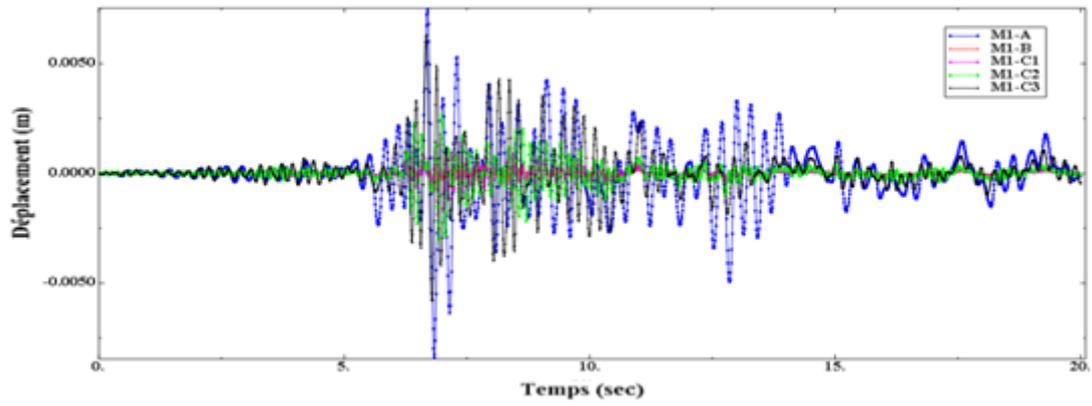


(b)



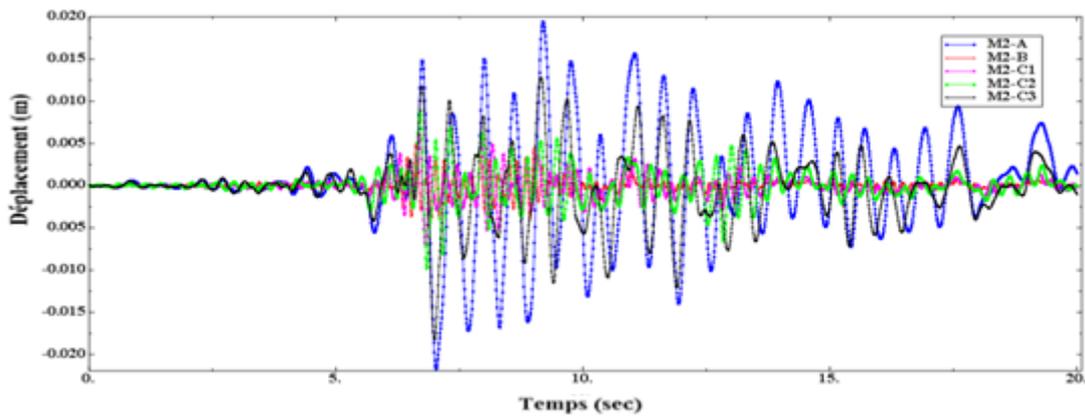
(c)

Figure. IV.42. Déplacement au sommet, structure 1,2 et 3, acc Chenoua

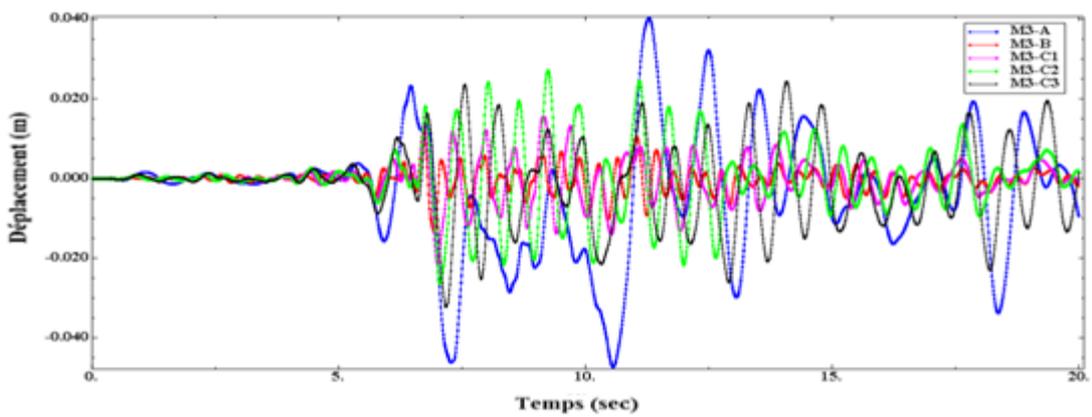


(a)

(a)



(b)



(c)

Figure. IV.43. Déplacement au sommet, structure 1,2 et 3, acc Hussein Day

Les valeurs des déplacements et des efforts tranchants max sont résumés dans les tableaux suivants:

| Structure | Effort Tranchant max (KN) | Déplacement Max (Cm) |
|-----------|---------------------------|----------------------|
| M1-A | 111.00 | 1.56 |
| M1-B | 265.20 | 0.10 |
| M1-C1 | 315.50 | 0.25 |
| M1-C2 | 429.80 | 0.79 |
| M1-C3 | 246.30 | 1.23 |
| M2-A | 190.10 | 3.96 |
| M2-B | 1049.00 | 1.00 |
| M2-C1 | 1210.00 | 1.96 |
| M2-C2 | 765.00 | 2.78 |
| M2-C3 | 319.10 | 3.44 |
| M3-A | 239.20 | 7.06 |
| M3-B | 1184.00 | 3.10 |
| M3-C1 | 758.60 | 4.02 |
| M3-C2 | 818.70 | 5.36 |
| M3-C3 | 432.40 | 7.27 |

Tableau IV.5. Efforts tranchant et déplacements max, structures 1,2 et 3 avec différentes pourcentage d'ouvertures, acc de Dar elbeida

| Structure | Effort Tranchant max (KN) | Déplacement Max (Cm) |
|-----------|---------------------------|----------------------|
| M1-A | 98.42 | 0.84 |
| M1-B | 98.91 | 0.039 |
| M1-C1 | 93.85 | 0.094 |
| M1-C2 | 103.20 | 0.151 |
| M1-C3 | 117.80 | 0.427 |
| M2-A | 168.90 | 2.00 |
| M2-B | 482.00 | 0.328 |
| M2-C1 | 494.80 | 0.671 |
| M2-C2 | 489.70 | 1.24 |
| M2-C3 | 236.80 | 1.95 |
| M3-A | 142.90 | 3.70 |
| M3-B | 670.70 | 1.82 |
| M3-C1 | 549.20 | 2.18 |
| M3-C2 | 500.90 | 2.46 |
| M3-C3 | 423.30 | 3.03 |

Tableau IV.6. Efforts tranchant et déplacements max, structures 1,2 et 3 avec différentes pourcentage d'ouvertures, acc de Chenoua

| Structure | Effort Tranchant max (KN) | Déplacement Max (Cm) |
|-----------|---------------------------|----------------------|
| M1-A | 86.13 | 0.074 |
| M1-B | 200.70 | 0.081 |
| M1-C1 | 236.50 | 0.19 |
| M1-C2 | 183.70 | 0.30 |
| M1-C3 | 145.10 | 0.63 |
| M2-A | 179.60 | 2.17 |
| M2-B | 482.00 | 0.35 |
| M2-C1 | 514.30 | 0.69 |
| M2-C2 | 347.30 | 0.98 |
| M2-C3 | 236.40 | 1.82 |
| M3-A | 200.70 | 4.74 |
| M3-B | 1009.90 | 1.19 |
| M3-C1 | 532.60 | 2.12 |
| M3-C2 | 597.60 | 2.71 |
| M3-C3 | 392.40 | 3.23 |

Tableau IV.7. Efforts tranchant et déplacements max, structures 1,2 et 3 avec différentes pourcentage d'ouvertures, acc de Hussein Day

Discussion

Accelerogramme de Dar elbeida

Structure 1:

Effort tranchant : on constate que l'effort tranchant à la base du cadre avec remplissage total augmente par un rapport de 2.39 par rapport au cadre sans remplissages, avec l'augmentation du pourcentage d'ouvertures de (10%-25%); le rapport d'augmentation devient: 1.18 , 1.60 par rapport au cadre avec remplissage total(0% d'ouvertures) respectivement, cependant l'effort tranchant de la structure avec 50% d'ouverture presque a la même valeur d'une structure avec remplissages total . Ceci est dû au fait que la valeur de l'accélération spectrale est proche dans les deux cas.

Déplacement latéral au sommet:

Le déplacement au sommet pour le portique avec remplissage total est de 0,10cm, avec la présence des ouvertures (10% ,25%,50% et 100%) le déplacement latéral est de (0.25, 0.79 , 1.23 , 1.56) cm respectivement, , suggérant une plus grande flexibilité de la structure.

Structure02:

L'effort tranchant à la base du cadre avec remplissage totale est de 1049 KN tandis que l'effort tranchant du cadre sans remplissage est de 190.10 KN, pour le portique avec 10% d'ouverture, l'effort tranchant à la base est de 1210KN , un rapport de diminution de 1.37 et 3.28 des portique avec 25 % et 50 % d'ouvertures par rapport au portique avec 0% d'ouverture. le déplacement augmente avec l'augmentation du pourcentage d'ouvertures, (de 1.00cm pour un portique sans

ouvertures à 3.44cm pour un portique de 50% d'ouvertures et 3.96cm pour le portique avec 100% d'ouvertures).

Pour la structure 3, on constate une diminution de l'effort tranchant de 1.56, 1.44, 2.73 et 4.94, des portiques avec 10%, 25%, 50% et 100% d'ouvertures par rapport au portique avec remplissage total (0% d'ouvertures). Le déplacement augmente avec l'augmentation des surfaces des ouvertures, (de 3.10cm pour un portique sans ouvertures à 7.27cm pour un portique de 50% d'ouvertures).

Accelerogramme de chenoua:

Structure 1:

Effort tranchant: les valeurs de l'effort tranchant maximal à la base sont presque les même pour les trois cas: portique sans ouvertures, portique sans remplissage et portique avec 10% d'ouvertures, pour les deux cas avec 25 % et 50% d'ouverture, on constate une légère augmentation par rapport au portique avec 0% d'ouvertures.

Déplacement: le déplacement croit avec l'augmentation de la taille des ouvertures (de 0.10cm à 0.42 cm pour une portique avec 10 % d'ouverture par rapport au portique avec 50% d'ouvertures).

Structure 2:

Effort tranchant: pour les trois cas (M2-B, M2-C1,M2-C2), les valeurs de l'effort tranchant maximal sont proches, pour (M2-C3 et M2-A) portique avec 50% et 100% d'ouvertures on a un rapport de diminution de 2.00 et 2.85 par rapport au portique avec 0% d'ouverture.

Déplacement : de manière similaire au cas précédent, de 0.67cm à 1.95cm pour une portique avec 10 % d'ouverture par rapport au portique avec 50% d'ouvertures.

Structure03:

Effort tranchant: il ya des rapports de diminution de l'effort tranchant de (1.21, 1.33, 1.58 et 2.83) pour les portique avec 10% , 25%, 50% et 100% respectivement par rapport au portique avec 0% d'ouverture.

Déplacement: le déplacement augmente avec l'augmentation de la taille des ouvertures (de 2.18cm à 3.03cm pour une portique avec 10 % d'ouverture par rapport au portique avec 50% d'ouvertures. Il important de noter que les résultats obtenues pour les deux structures sont différentes à ceux de la structure précédente suggérant un influence des caractéristiques dynamique sur son comportement sismique ainsi que le contenu fréquentiel des enregistremets sismiques..

Accelerogramme Hussien Day:

Pour les structures 1 et 2:

Effort tranchant: on voit une petite augmentation de l'effort tranchant pour les portiques avec 10% d'ouverture par rapport aux portiques avec 0% d'ouverture de (200KN à 236 KN) et (de 482 KN à 514 KN) respectivement et une diminution pour les portiques avec 25 %, 50% et 100% par rapport aux portiques avec 0% d'ouverture pour les deux structures.

Structure 03: les rapports de diminution de l'effort tranchant sont 1.90, 1.86, 2.57 et 5.00 pour les portiques avec 10% ,25 % ,50% et 100% d'ouverture par rapport au portique avec 0% d'ouvertures.

pour les déplacements, on constate que le déplacement latéral toujours augmente avec l'augmentation de la taille des ouvertures.

N.B: Ces résultats confirment l'influence aussi bien du contenu fréquentiel des séismes que des caractéristiques dynamiques de la structure sur leur comportement sous charges sismiques.

IV.8.3.2. Effet de positions des ouvertures**Effort tranchant:****Accélérogramme Dar elbeida:**

Pour la structure 1, les valeurs de l'effort tranchant maximal à la base; pour le portique avec fenêtres gauche ou droite sont identiques et ces valeurs sont inférieures à celle du portique avec fenêtre centrale. même chose pour le cas des portes.

Pour la structure 2, la valeur de l'effort tranchant pour les portiques avec fenêtres centrales ou droite est presque la même et supérieure à celle du portique avec fenêtres gauche, l'effort tranchant pour le cas du portique avec portes gauches est plus grand que celle du portique avec portes droites et centre.

Pour la structure 3: pour les deux cas portes ou fenêtres le portique avec portes ou fenêtres centrales ont des plus grandes valeurs de l'effort tranchant par rapport à des portiques avec portes ou fenêtres gauche ou droite.

Accélérogramme de chenoua:

Pour les structures 1 et 2, les valeurs de l'effort tranchant pour les fenêtres gauches et droites sont équivalentes, tandis que pour le portique avec fenêtre centrale est réduite. Dans le cas des portes, les valeurs de l'effort de l'effort tranchant des portiques avec porte gauche ou droite sont identiques et l'effort tranchant du portique avec porte centre est réduite.

Pour la structure 3, lorsque on déplace la position de la porte ou fenêtre, l'effort tranchant est diminué par rapport à la position centrale.

Accélérogramme Hussien Day:

Structure1: dans les deux cas portes ou fenêtres l'effort tranchant est identique pour les deux situation (positions) gauche ou droite et est inférieur à celle du portique avec une position centrale de porte ou fenêtre.

Structure 2: lorsque on déplace la position des portes ou des fenêtres , l'effort tranchant soit réduit ou augmenté suggérant une influence des caractéristiques dynamiques des structures sur son comportement sismique.

Structure3: même constatation, la valeur de l'effort tranchant de la position centrale est supérieure à celle de la droite ou gauche dans les deux cas porte et fenêtre.

Déplacement: dans toutes les cas des trois structures le déplacement latérale au sommet des portiques avec fenêtres ou porte dans la position centre est supérieur aux déplacements des portiques avec fenêtres ou portes situées gauche ou droite.

Les valeurs des déplacements et des efforts tranchants max sont résumés dans les tableaux suivants: (IV.8, 9 et 10)

| Structure | Effort Tranchant max (KN) | Déplacement Max [Cm] |
|-----------|---------------------------|----------------------|
| M1-L1 | 291.30 | 0.79 |
| M1-L2 | 258.40 | 0.59 |
| M1-L3 | 258.40 | 0.60 |
| M1-L4 | 212.40 | 0.37 |
| M1-L5 | 207.40 | 0.39 |
| M1-L6 | 207.50 | 0.39 |
| M2-L1 | 765.00 | 2.78 |
| M2-L2 | 482.00 | 2.47 |
| M2-L3 | 782.30 | 2.37 |
| M2-L4 | 773.30 | 2.52 |
| M2-L5 | 1085.00 | 1.79 |
| M2-L6 | 918.50 | 2.08 |
| M3-L1 | 818.70 | 5.36 |
| M3-L2 | 789.60 | 4.02 |
| M3-L3 | 791.60 | 4.08 |
| M3-L4 | 918.50 | 3.85 |
| M3-L5 | 800.70 | 3.65 |
| M3-L6 | 747.40 | 3.74 |

Tableau IV.8. Efforts tranchant et déplacements max, structures 1,2 et 3 avec différentes positions d'ouvertures, acc de Dar elbeida.

| Structure | Effort Tranchant max (KN) | Déplacement Max [Cm] |
|-----------|---------------------------|----------------------|
| M1-L1 | 103.20 | 0.15 |
| M1-L2 | 134.80 | 0.18 |
| M1-L3 | 134.90 | 0.18 |
| M1-L4 | 111.60 | 0.13 |
| M1-L5 | 106.40 | 0.13 |
| M1-L6 | 106.50 | 0.13 |
| M2-L1 | 489.70 | 1.24 |
| M2-L2 | 519.20 | 1.00 |
| M2-L3 | 518.40 | 1.08 |
| M2-L4 | 482.90 | 0.85 |
| M2-L5 | 428.10 | 0.71 |
| M2-L6 | 466.90 | 0.79 |
| M3-L1 | 818.70 | 2.46 |
| M3-L2 | 789.60 | 2.16 |
| M3-L3 | 791.60 | 2.19 |
| M3-L4 | 918.50 | 2.22 |
| M3-L5 | 800.70 | 2.04 |
| M3-L6 | 747.40 | 1.98 |

Tableau IV.9. Efforts tranchant et déplacements max, structures 1,2 et 3 avec différentes positions d'ouvertures, acc de Chenoua.

| Structure | Effort Tranchant max (KN) | Déplacement Max [Cm] |
|-----------|---------------------------|----------------------|
| M1-L1 | 183.70 | 0.30 |
| M1-L2 | 178.70 | 0.25 |
| M1-L3 | 178.80 | 0.25 |
| M1-L4 | 224.80 | 0.23 |
| M1-L5 | 209.00 | 0.23 |
| M1-L6 | 209.20 | 0.23 |
| M2-L1 | 347.30 | 0.98 |
| M2-L2 | 422.90 | 0.92 |
| M2-L3 | 422.00 | 0.93 |
| M2-L4 | 434.90 | 0.77 |
| M2-L5 | 389.60 | 0.64 |
| M2-L6 | 437.20 | 0.73 |
| M3-L1 | 597.60 | 2.71 |
| M3-L2 | 570.60 | 2.33 |
| M3-L3 | 568.60 | 2.26 |
| M3-L4 | 546.00 | 2.14 |
| M3-L5 | 542.70 | 2.01 |
| M3-L6 | 523.90 | 1.99 |

Tableau IV.10. Efforts tranchant et déplacements max, structures 1,2 et 3 avec différentes positions d'ouvertures, acc de Hussein Day.

IV.8.3.3. Influence du rapport des dimensions

Les figures ci-dessous présentent les résultats des calculs dynamiques pour les trois structures avec différentes valeurs de rapport des dimensions H_0/B_0 sous l'accélérogramme de Dar El-Beida.

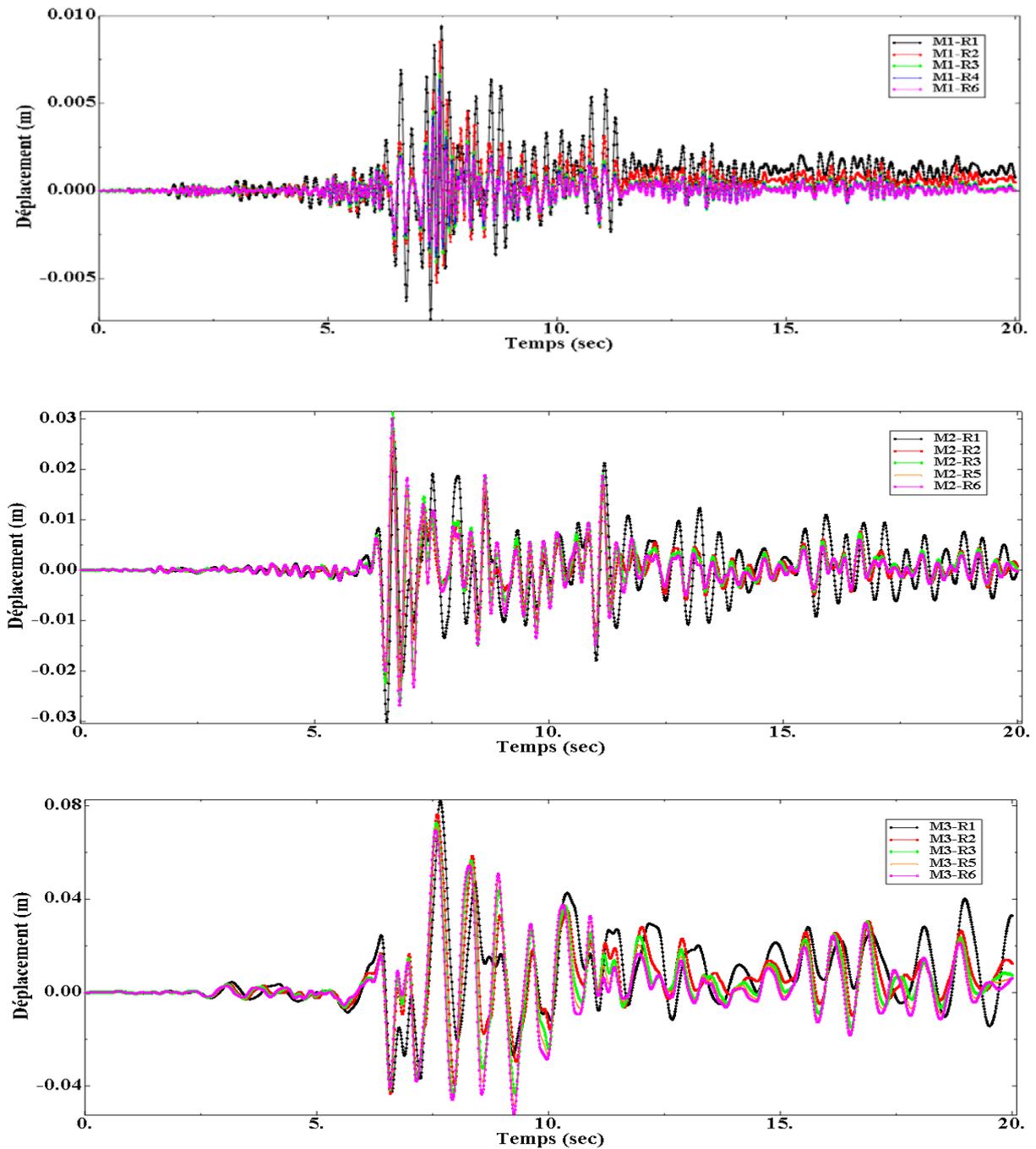


Figure. IV.44. Déplacement au sommet, structure 1,2 et 3, avec différentes valeurs de H/B

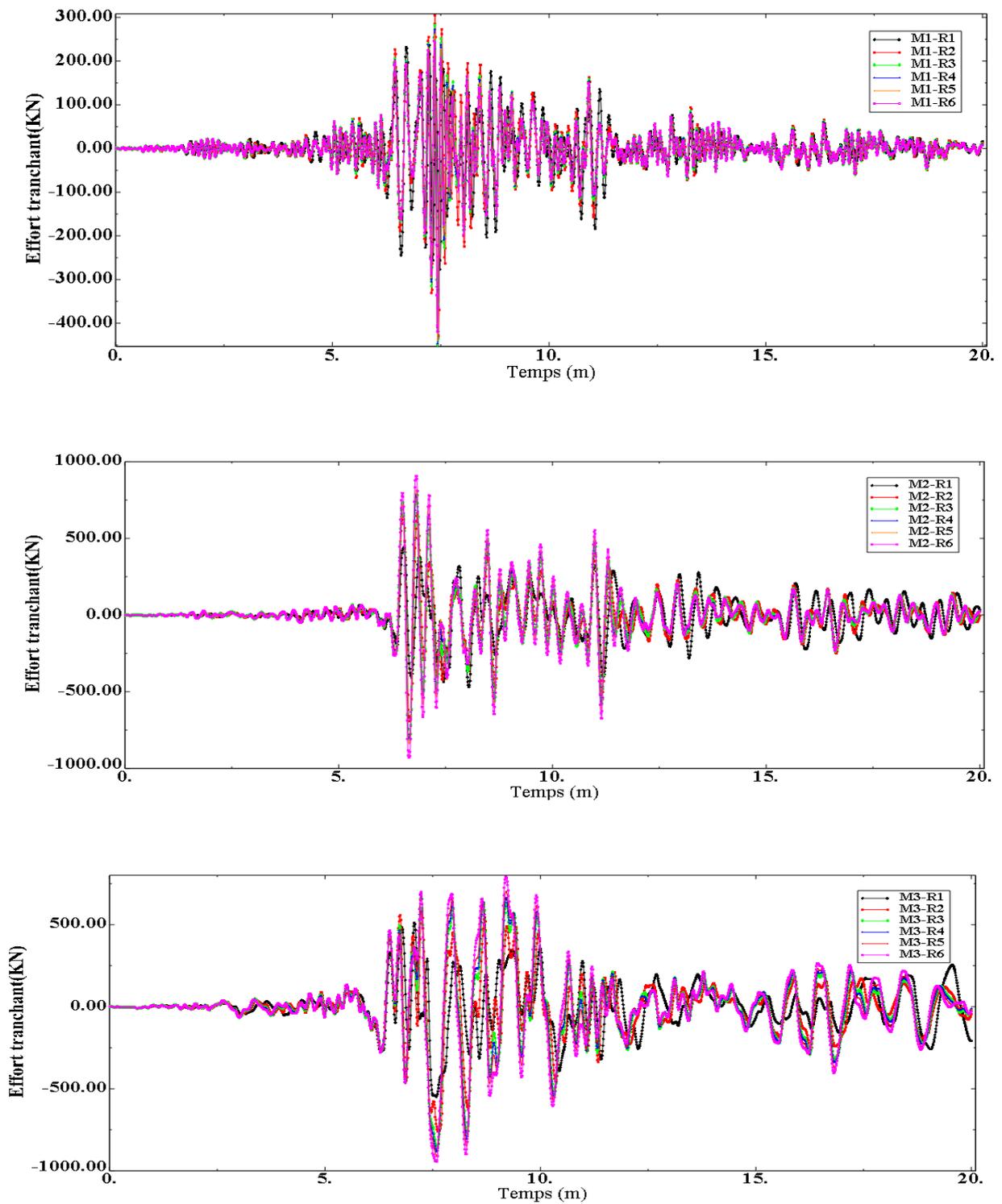


Figure. IV.45. Effort tranchant à la base, structure 1,2 et 3, avec différentes valeurs de H/B, acc de Dar El-Beida

| Structure | Period (sec) | Déplacement (cm) | Effort tranchant à la base (KN) |
|-----------|--------------|------------------|---------------------------------|
| M1-R1 | 0.13 | 0.94 | 236.40 |
| M1-R2 | 0.14 | 0.85 | 304.40 |
| M1-R3 | 0.13 | 0.66 | 281.80 |
| M1-R4 | 0.12 | 0.63 | 272.80 |
| M1-R5 | 0.12 | 0.59 | 261.40 |
| M1-R6 | 0.12 | 0.53 | 245.50 |
| M2-R1 | 0.43 | 3.01 | 443.10 |
| M2-R2 | 0.34 | 3.09 | 664.20 |
| M2-R3 | 0.32 | 3.11 | 790.20 |
| M2-R4 | 0.31 | 2.70 | 784.90 |
| M2-R5 | 0.31 | 2.66 | 818.20 |
| M2-R6 | 0.30 | 3.00 | 906.20 |
| M3-R1 | 0.89 | 8.19 | 512.70 |
| M3-R2 | 0.74 | 7.62 | 601.80 |
| M3-R3 | 0.70 | 7.24 | 683.70 |
| M3-R4 | 0.69 | 7.18 | 698.40 |
| M3-R5 | 0.68 | 7.10 | 704.20 |
| M3-R6 | 0.67 | 6.93 | 791.90 |

Tableau IV.11. Efforts tranchant et déplacements max, structures 1,2 et 3 avec différentes valeurs de H/B, acc de Dar El-Beida

Discussion

Pour la structure 1, le déplacement maximal au sommet pour un rapport des dimensions des ouvertures H_0/B_0 de 0.25 est égal à 0.90cm, le déplacement maximal décroît de 5.55%,26.66%,35%, et 41% pour les valeurs de rapport H_0/B_0 égal à 0.5 , 0.75 ,0.85 ,1.00 et 1.33 respectivement.

Pour les structures 2 et 3 , les pourcentages de diminution des déplacements sont inferieur à ceux de la structure précédentes suggérant une influence des caractéristique dynamique sur la réponse sismique des structures.

Effort tranchant: pour la structure 1, l'effort tranchant maximal est augmente ou diminuer par l'augmentation du rapport H_0/B_0 , (de 236.4KN pour $H_0/B_0=0.25$ à 304.40 KN pour $H_0/B_0=0.5$ et 281.8KN pour $H_0/B_0=0.75$ à 261.4KN pour $H_0/B_0 =1.00$).

Pour la structure 2, les taux d'augmentation sont 49.89% , 78.33%, 84.65% et 104.50% pour les valeurs de H_0/B_0 égal à 0.5 , 0.75 , 0.85 , 1.00 et 1.33 par rapport au cas de H_0/B_0 est égal à 0.25.

pour la structure 3 , les taux d'accroissements sont 17.40%, 33.35%, 36.22% , 37.37%,et 54.33% pour les structures ayant des valeurs de H_0/B_0 est égal à 0.50, 0.75 , 0.85, 1.00 et 1.33 respectivement par rapport au structure avec un rapport de H_0/B_0 est egal à 0.25

-Les pourcentages obtenue pour cette structure sont inferieurs à ceux de la structure précédente suggérant une influence des caractéristique dynamiques sur la réponse sismique des structures.

- En générale lorsque H_0/B_0 augment, la période fondamental est diminuera, le déplacement maximal au sommet est diminuer et l'effort tranchant à la base est augmenté , ce résultats confirme les résultats obtenues dans le cas des fenêtres et des portes (voir tableau IV.11).

Conclusion

Dans tous les cas analysés les capacités obtenues pour les trois structures sont supérieure aux demandes obtenues par l'analyse dynamique, donc les structures montrent un bon comportement sous charges sismiques.

IV.8.4. Distribution des contraintes dans les panneaux de remplissage

Les figures ci-dessous présentent les résultats de distribution des contraintes de cisaillement pour les trois structures sous l'accélérogramme de Dar El-Beida.

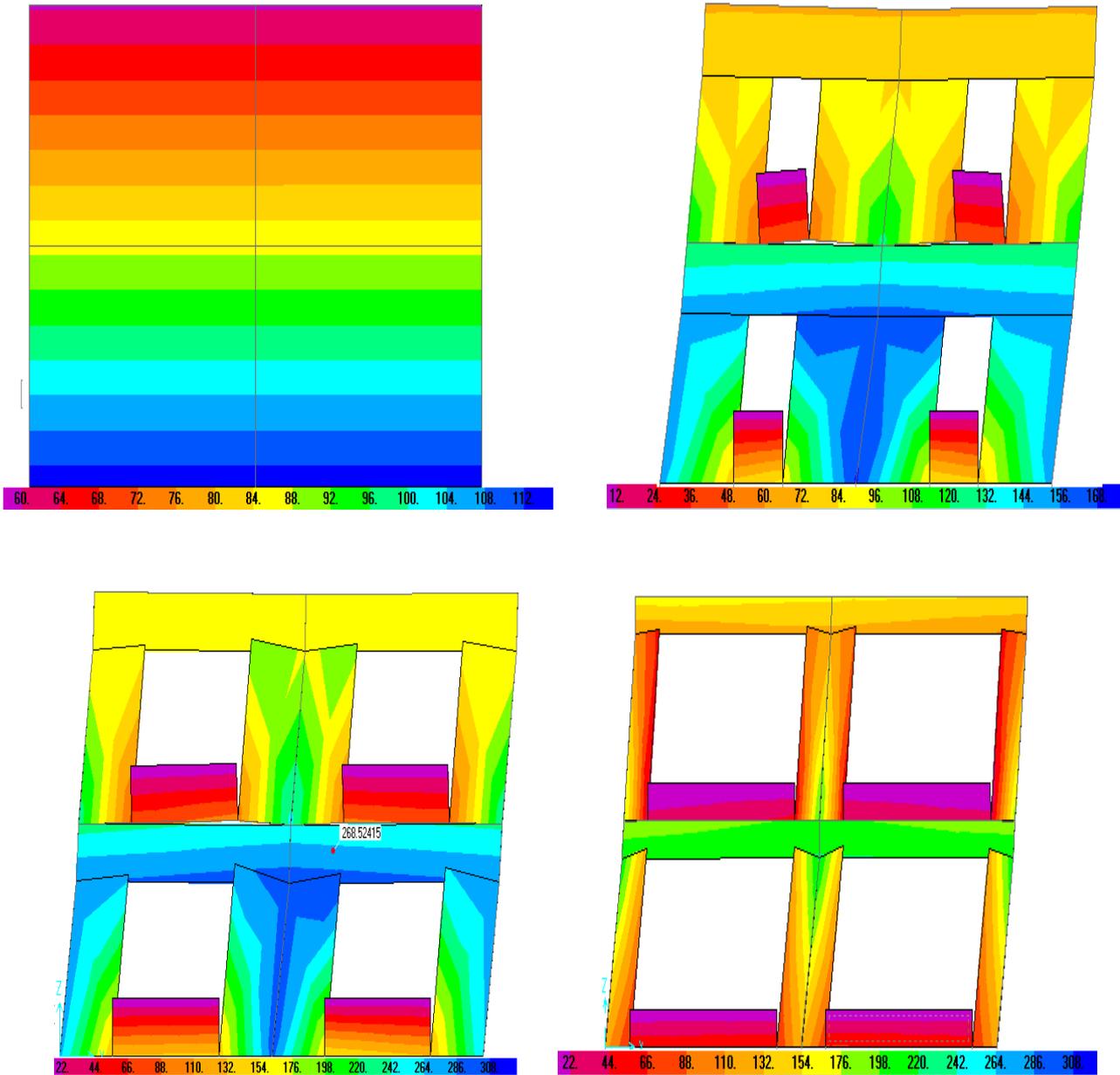


Figure. IV.46. distribution des contraintes de cisaillement, acc Dar El-Beida, Structure 1 avec différents pourcentages d'ouvertures dans le remplissage.

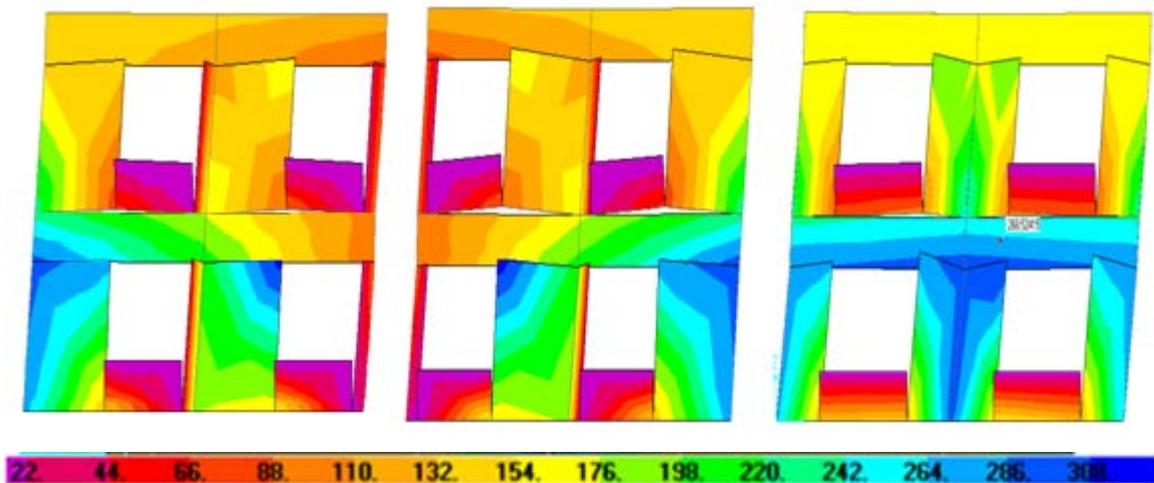


Figure. IV.47. distribution des contraintes de cisaillement, acc Dar El-Beida, Structure 1 avec différents positions d'ouvertures fenêtres

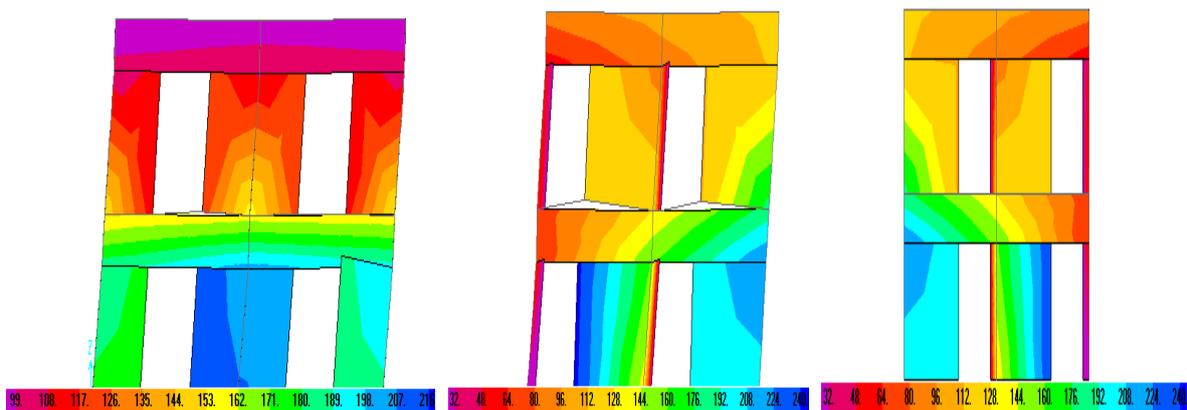


Figure. IV.48. distribution des contraintes de cisaillement, acc Dar El-Beida, Structure 1 avec différents positons d'ouvertures portes

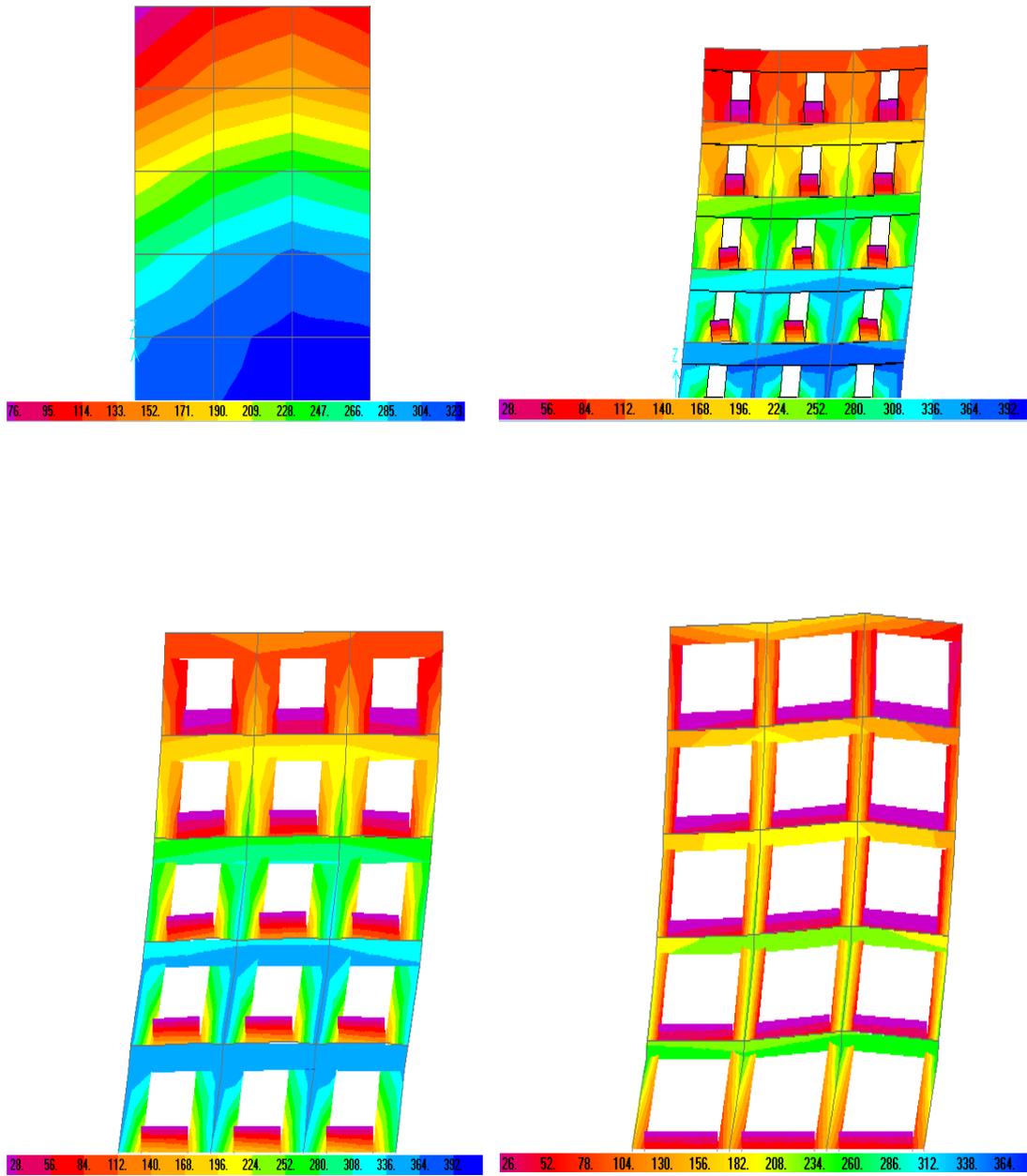


Figure. IV.49. distribution des contraintes de cisaillement, acc Dar El-Beida, Structure 2 avec différents pourcentages d'ouvertures dans le remplissage

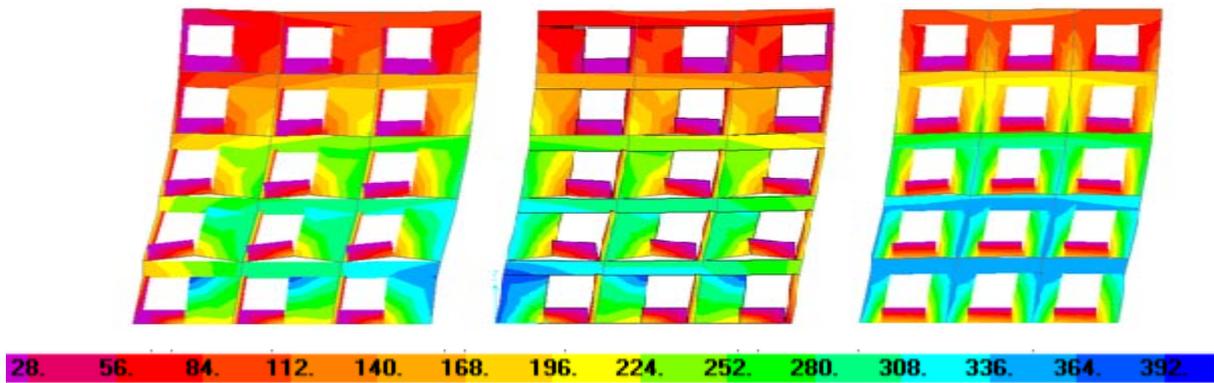


Figure. IV.50. distribution des contraintes de cisaillement, acc Dar El-Beida, Structure 2 avec différents positons d'ouvertures fenêtres.

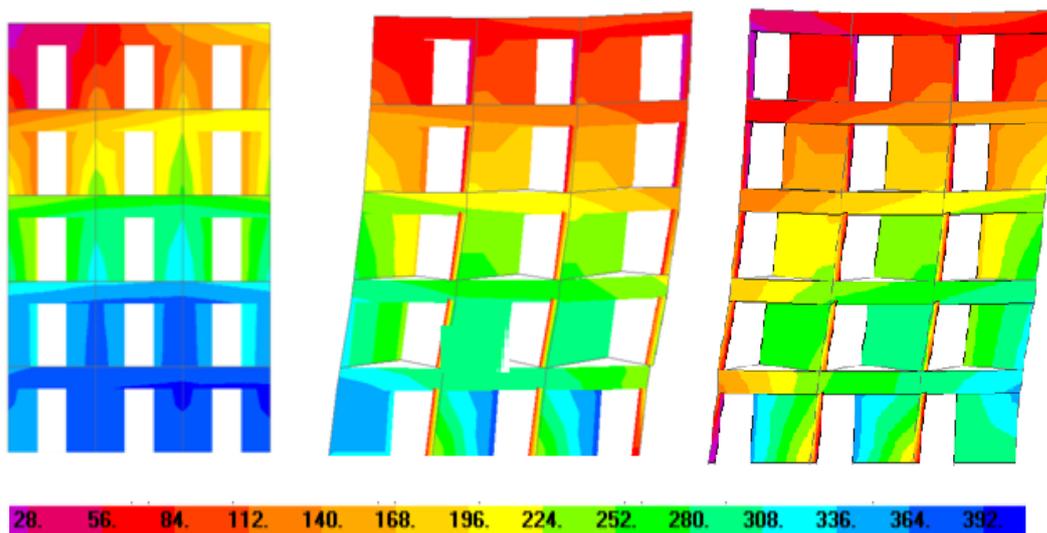


Figure. IV.51. distribution des contraintes de cisaillement, acc Dar El-Beida, Structure 2 avec différents positons d'ouvertures portes

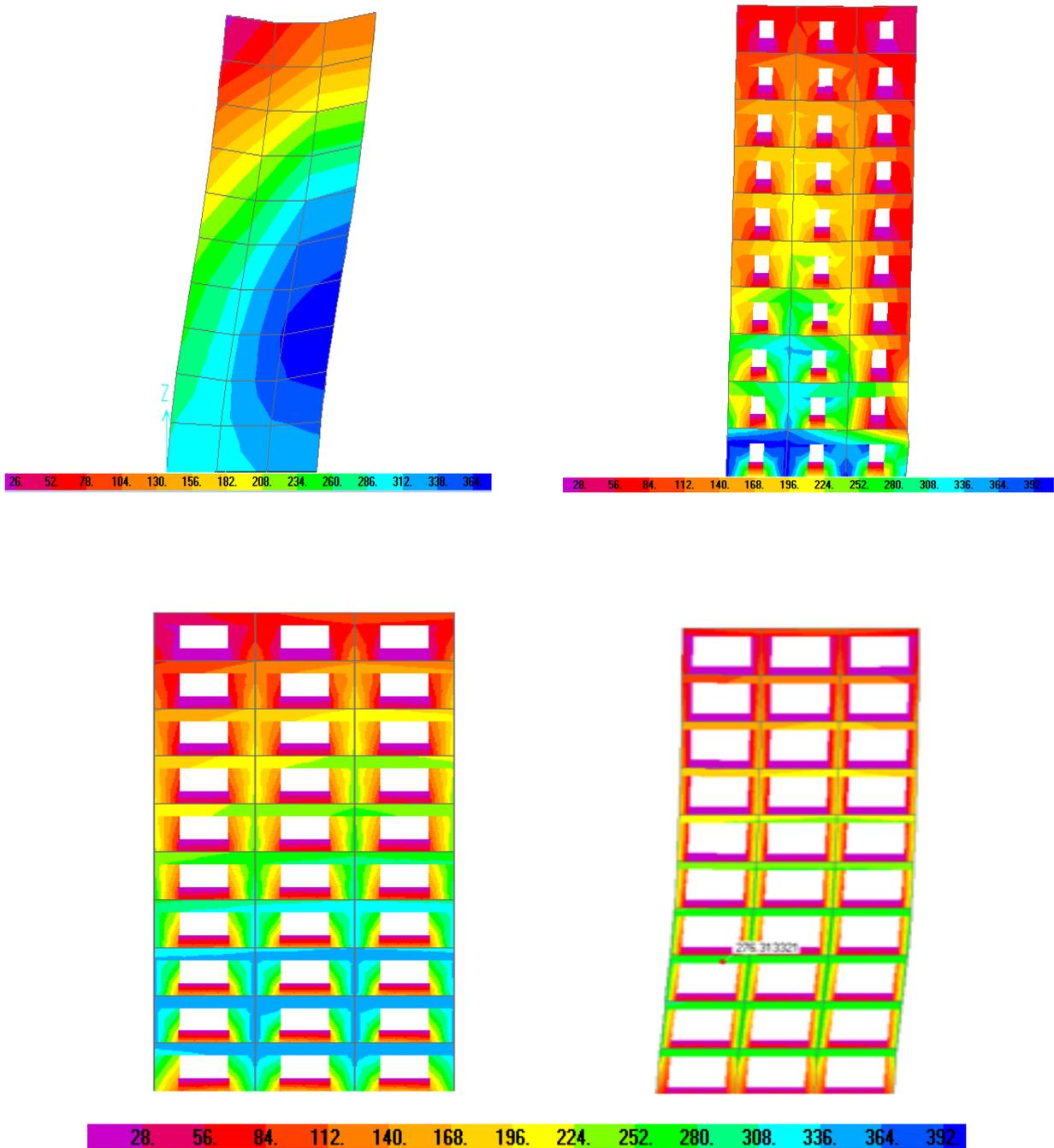


Figure. IV.52. distribution des contraintes de cisaillement, acc Dar El-Beida, Structure 3 avec différents pourcentages d'ouvertures dans le remplissage

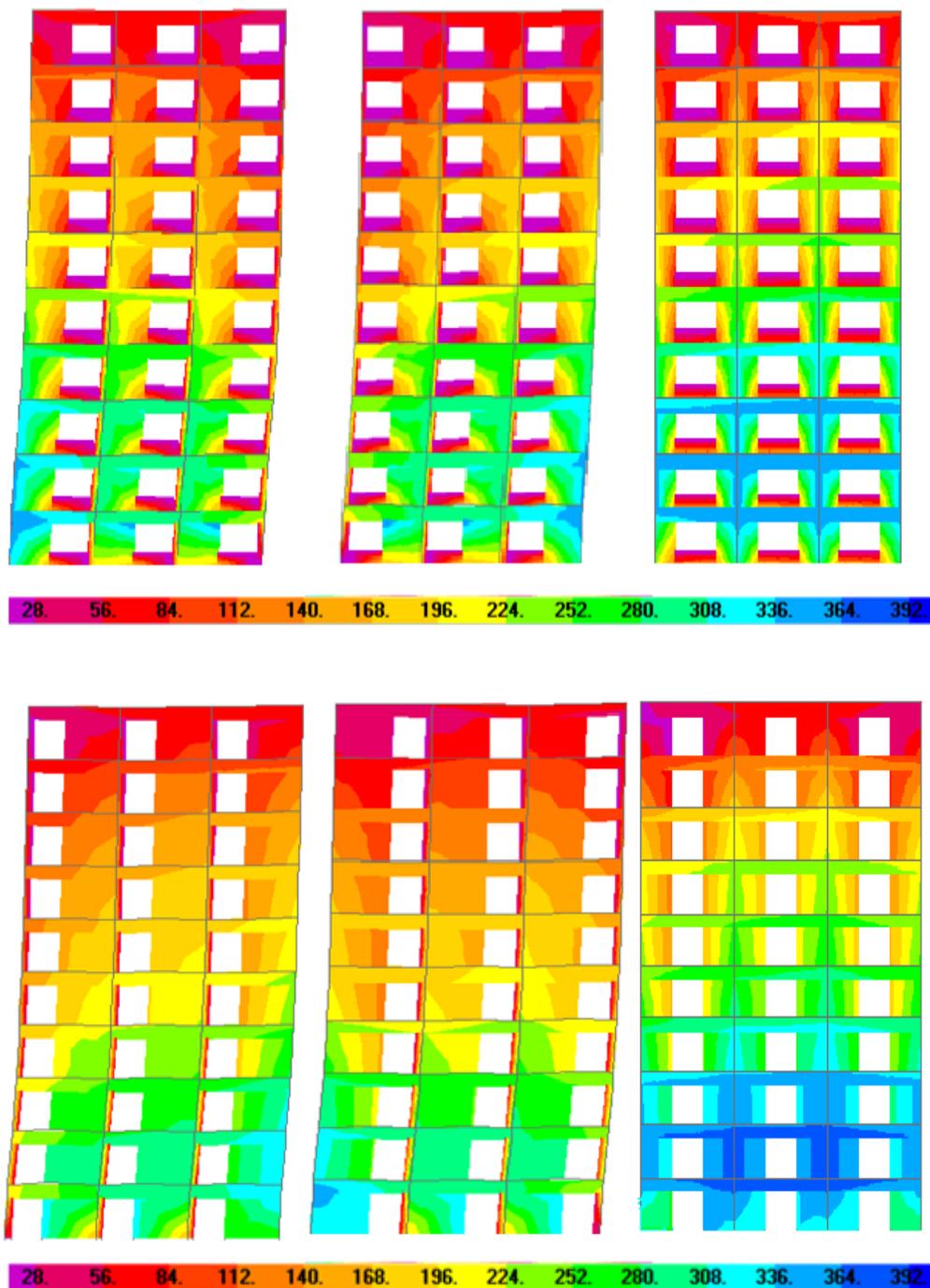


Figure. IV.53. distribution des contraintes de cisaillement, acc Dar El-Beida, Structure 3 avec différentes positions d'ouvertures dans le remplissage

Les contraintes de cisaillement maximum des panneaux de remplissages en maçonnerie sous les trois séismes enregistrés sont résumés dans les tableaux suivants:

| Structure | Contrainte de cisaillement max (KN/m ²) | | |
|-----------|---|---------|-------------|
| | DAR ELBEIDA | CHENOUA | HOUSIEN DAY |
| M1-B | 112 | 34.2 | 49.6 |
| M1-C1 | 168 | 63 | 112 |
| M1-C2 | 308 | 210 | 105 |
| M1-C3 | 308 | 126 | 182 |
| M2-B | 323 | 126 | 204 |
| M2-C1 | 392 | 210 | 168 |
| M2-C2 | 392 | 308 | 196 |
| M2-C3 | 364 | 280 | 224 |
| M3-B | 364 | 266 | 176 |
| M3-C1 | 392 | 288 | 266 |
| M3-C2 | 392 | 336 | 350 |
| M3-C3 | 392 | 350 | 336 |

Tableau IV.12. Contrainte de cisaillement max des panneaux de remplissage, structures 1,2 et 3 avec différents pourcentages des ouvertures

| Structure | Contrainte de cisaillement max (KN/m ²) | | |
|-----------|---|---------|-------------|
| | DAR ELBEIDA | CHENOUA | HOUSIEN DAY |
| M1-L1 | 308 | 70 | 112 |
| M1-L2 | 308 | 98 | 126 |
| M1-L3 | 308 | 98 | 126 |
| M1-L4 | 216 | 69.6 | 122 |
| M1-L5 | 240 | 82.5 | 135 |
| M1-L6 | 240 | 82.5 | 135 |
| M2-L1 | 392 | 210 | 196 |
| M2-L2 | 392 | 252 | 196 |
| M2-L3 | 392 | 224 | 196 |
| M2-L4 | 384 | 204 | 160 |
| M2-L5 | 392 | 154 | 168 |
| M2-L6 | 392 | 210 | 168 |
| M3-L1 | 392 | 288 | 350 |
| M3-L2 | 392 | 336 | 336 |
| M3-L3 | 392 | 336 | 308 |
| M3-L4 | 392 | 330 | 300 |
| M3-L5 | 392 | 308 | 252 |
| M3-L6 | 392 | 308 | 266 |

Tableau IV.13. Contrainte de cisaillement max des panneaux de remplissage, structures 1,2 et 3 avec différentes positions des ouvertures

Taille des ouvertures:

Sous les trois accélérogrammes, les contraintes de cisaillement max augmentent dû à l'augmentation de la taille des ouvertures avec une concentration des contraintes dans les niveaux inférieurs et surtout dans les coins des ouvertures.

Positions:

Pour la structure 1, sous l'accélérogramme de Dar Elbeida , dans le cas des fenêtres ,les contraintes de cisaillement sont proches pour les trois position , dans le cas des portes , lorsque on déplace les portes à gauche ou à droite , les contraintes de cisaillement augmentent par rapport à la position centrale.

Pour les structures 2 et 3, les contraintes de cisaillement sont identiques pour tous les cas de portes ou de fenêtres.

Accélérogramme de chenoua:

Pour la structure1, les contraintes de cisaillement dans le cas de portes ou fenêtres gauches ou droites sont supérieures au cas des portes ou fenêtres centrales.

Pour les structures 2 et 3 , dans le cas de fenêtres gauche ou droite, les contraintes de cisaillement augmentent par rapport au cas de la fenêtre centrale, par contre dans le cas de portes gauche ou droite les contraintes de cisaillement réduit par rapport au cas de la porte centrale.

Accélérogramme de Hussein Dey: pour la structure1, les contraintes de cisaillement dans le cas de portes ou fenêtres gauches ou droites sont supérieures au cas central.

Pour la structure 2, la position des portes ou fenêtre n'affecte pas les valeurs des contraintes de cisaillement. Pour la structure3, lorsqu' on déplace les fenêtre ou les portes à gauche ou à droite , les contraintes de cisaillement soit augmentent soit diminuent suggérant une influence des caractéristiques dynamique des structure.

Conclusion: Presque dans tous les cas, les contraintes de cisaillement dans les structures avec panneaux de remplissage avec fenêtres, sont supérieurs à celles des structures avec portes pour les trois positions.

IV.9. Analyse 3D

IV.9.1. Description des structures

Structure 01: Il s'agit d'une structure en portique 3D de deux niveaux avec remplissages en maçonnerie de brique creuse dont les caractéristiques sont les suivantes :

- dimension en plan : $L_x = 13.20$ m, $L_y = 8.80$ m
- hauteur : $H = 2 \times 3.00 = 6.00$ m
- les poutres de section (30×40) cm²
- les chainages (30×40) cm²
- les poteaux de section (30×30) cm²

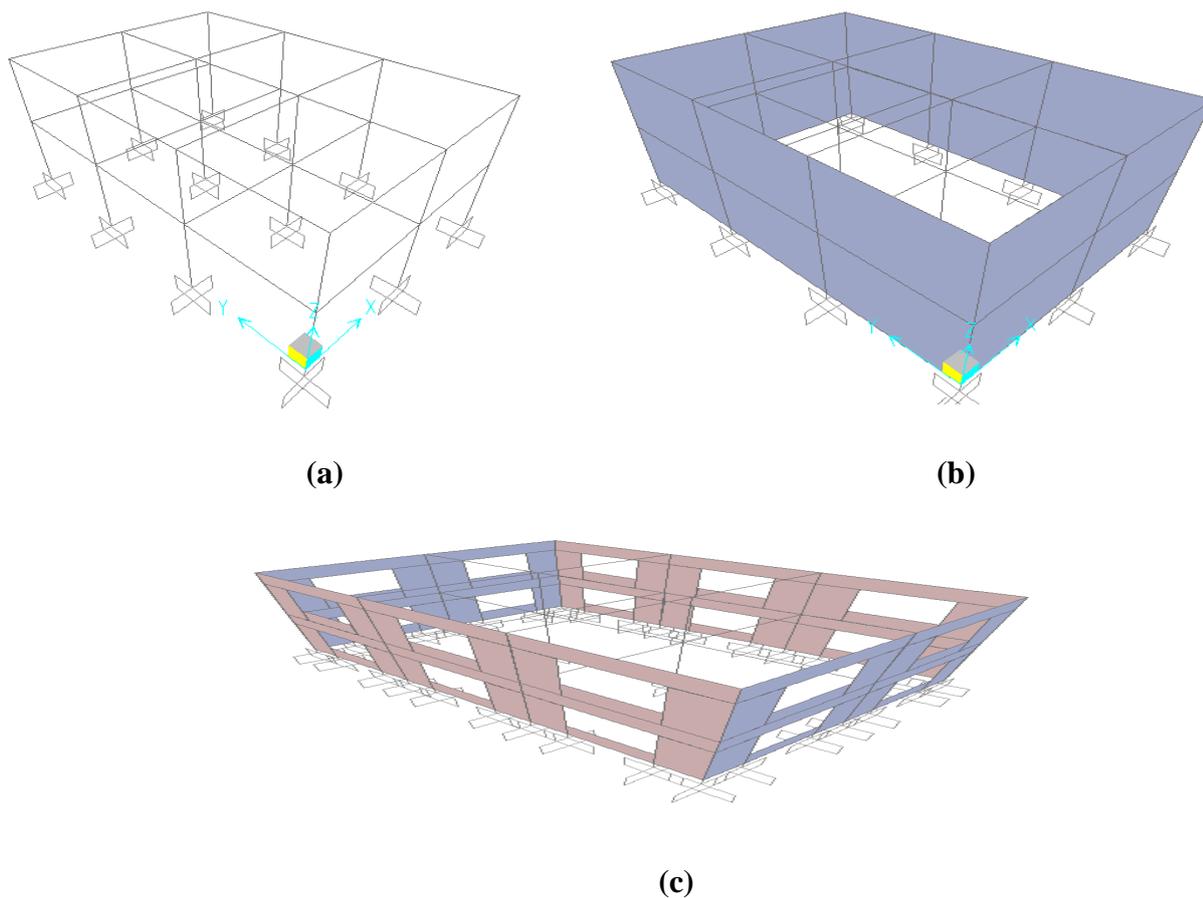
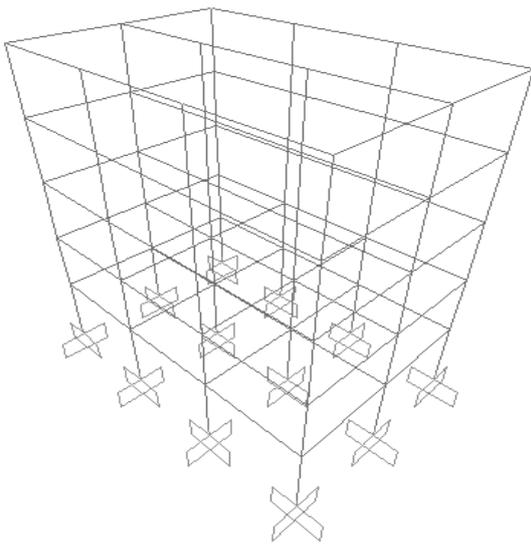


Figure. IV.54. Vue 3D d'ensemble du structure, (a): structure sans remplissage, (b): structure avec remplissage total et (c): avec ouvertures.

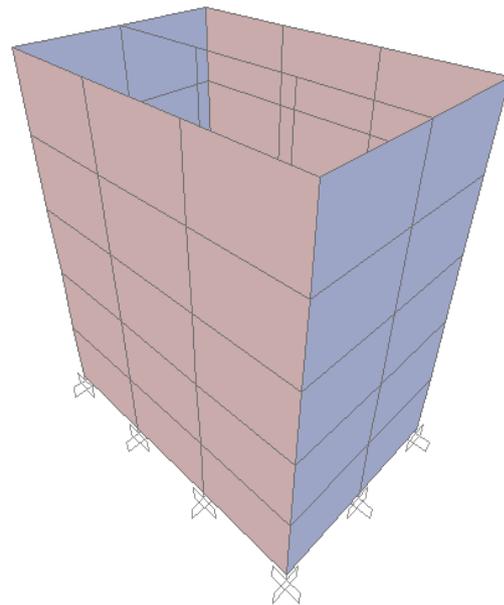
Structure 02: Il s'agit d'une structure en portique 3D de cinq niveaux avec remplissages en maçonnerie de brique creuse dont les caractéristiques sont les suivantes :

- dimension en plan : $L_x = 13.2$ m, $L_y = 8.80$ m
- hauteur : $H = 5 \times 3.00 = 6.00$ m
- les poutres de section (30×40) cm²
- les chaînages (30×40) cm²
- les poteaux de section (40×40) cm²

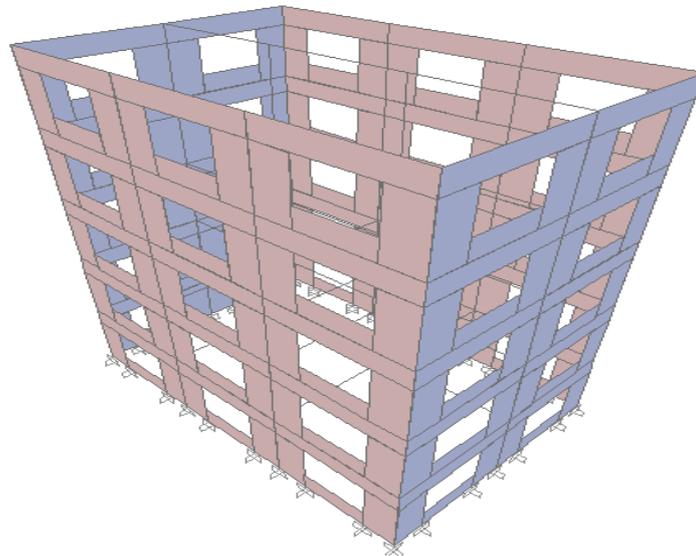
La figure suivante montre une vue 3D d'ensemble de la structure dans les trois cas: structure sans remplissage, structure avec remplissage total et avec ouvertures.



(a)



(b)



(c)

Figure. IV.55. Vue 3D d'ensemble de la structure 2, (a): structure sans remplissage, (b): structure avec remplissage total et (c): avec remplissage ouvertures.

Structure 03: Il s'agit d'un structure en portique 3D de Cinq niveaux avec remplissages en maçonnerie de brique creuse dont les caractéristiques sont les suivantes :

- dimension en plan : $L_x = 13.2$ m, $L_y = 8.80$ m
- hauteur : $H = 10 \times 3.00 = 30.00$ m
- les poutres de section (30×40) cm²
- les poteaux de section (40×50) cm²

La figures suivante montrent une vue 3D d'ensemble de la structure dans les trois cas: structure sans remplissage, structure avec remplissage total et avec ouvertures.

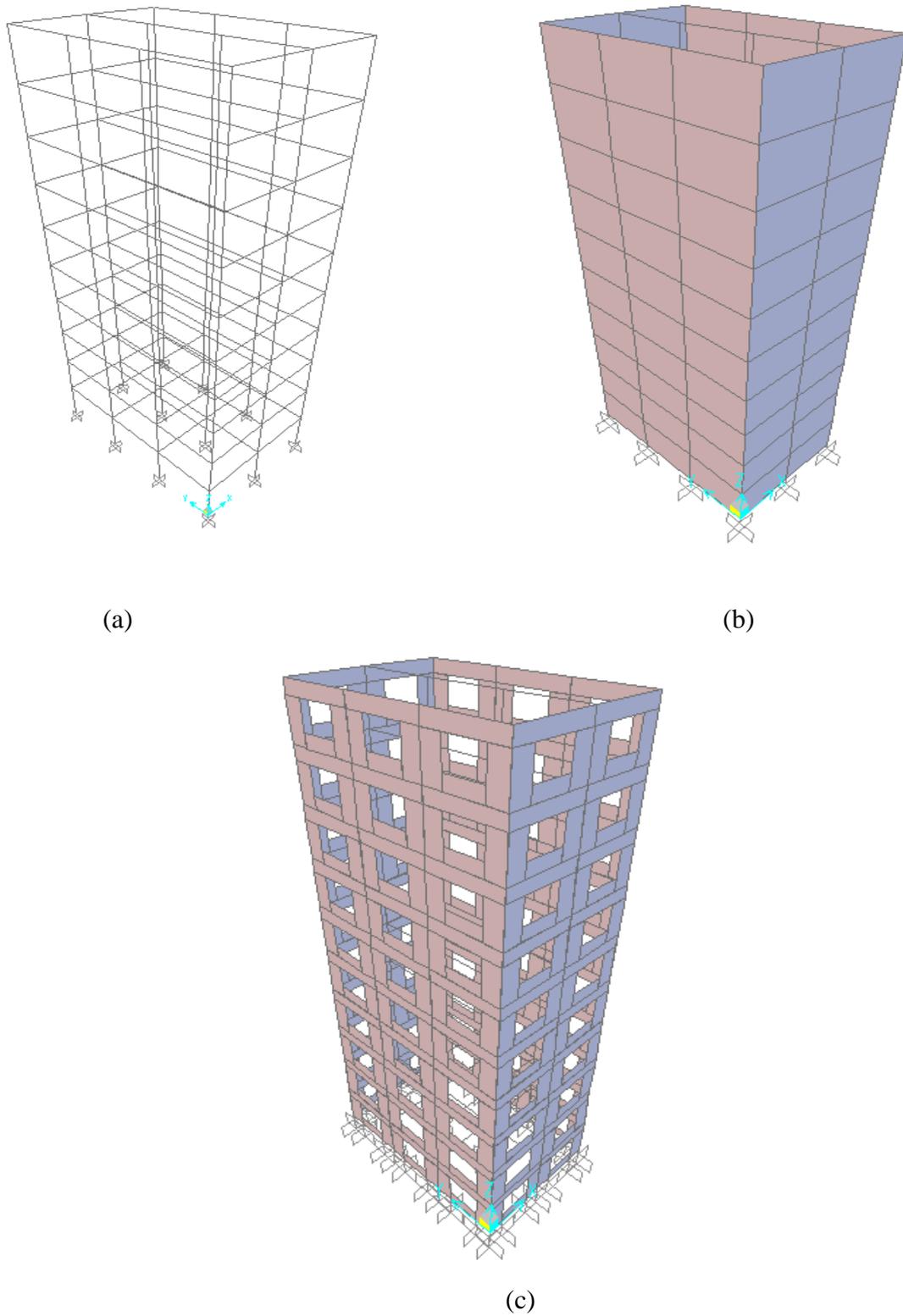


Figure. IV.56. Vue 3D d'ensemble de la structure 3, (a): structure sans remplissage, (b): structure avec remplissage total et (c): avec ouvertures.

IV.9.2. Résultats et discussions:

IV.9.2.1. Analyse pushover:

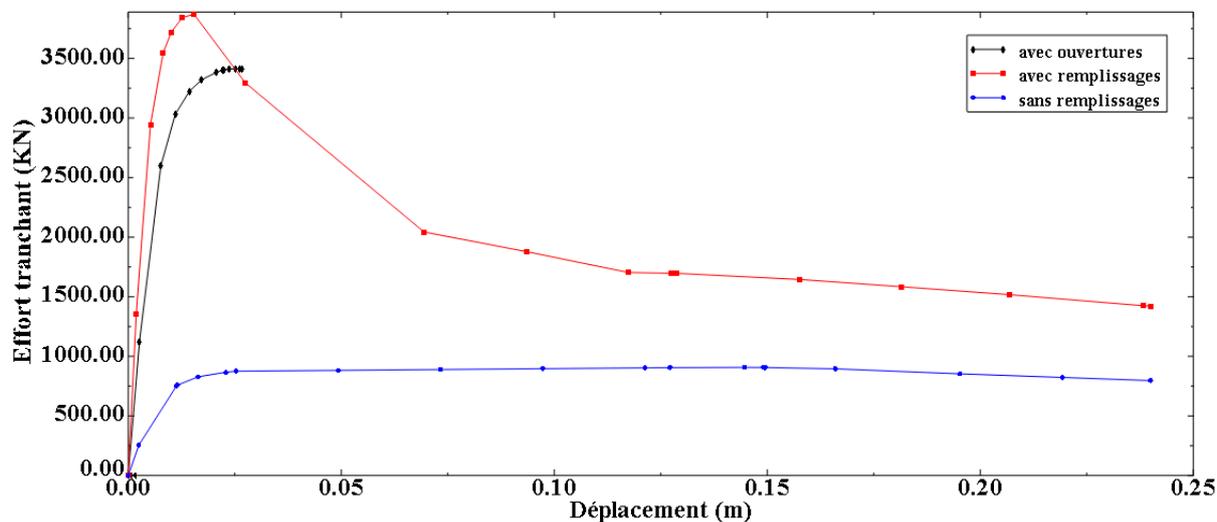


Figure. IV.57. Courbe de capacité, structure 1, 3D de deux niveaux sans remplissage, avec remplissage et avec ouvertures.

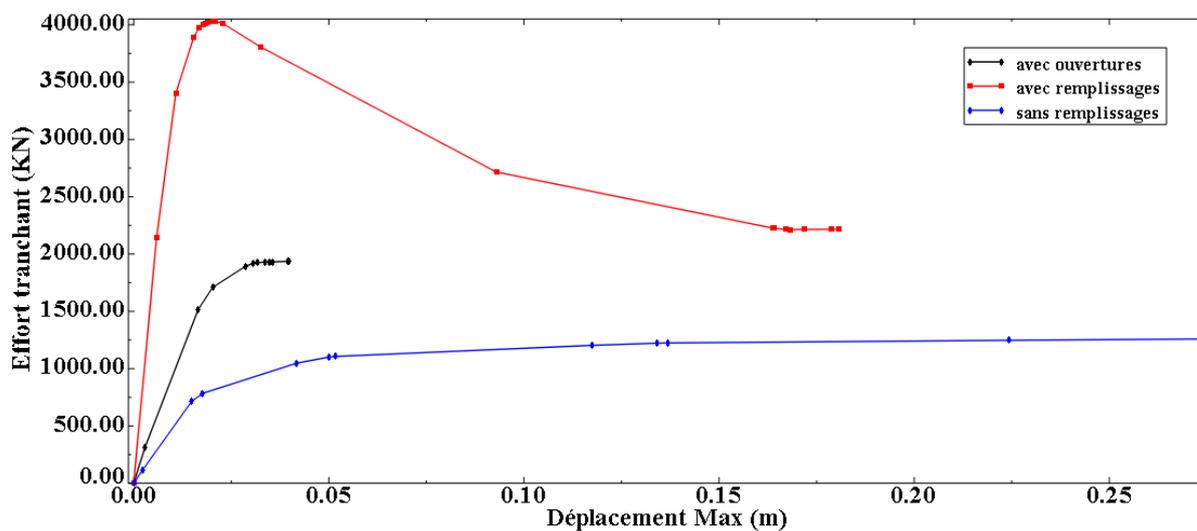


Figure. IV.58. Courbe de capacité, structure 2, 3D de cinq niveaux sans remplissage, avec remplissage et remplissage partiel.

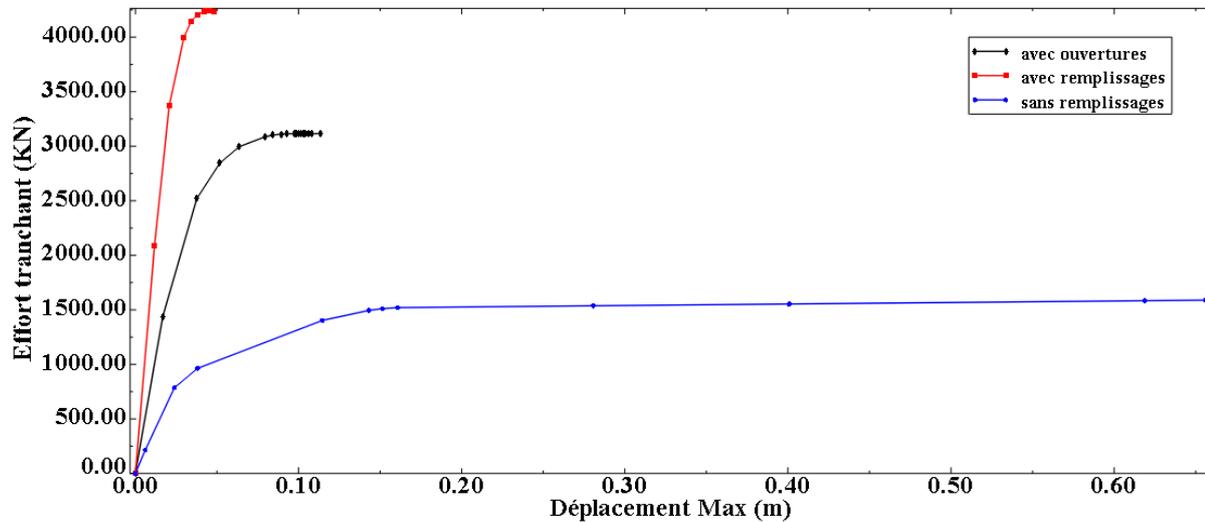


Figure. IV.59. Courbe de capacité, structure 3D de dix niveaux: sans remplissage, avec remplissage avec ouvertures.

Les courbes de capacité pour les trois structures sont montrées dans les figures (IV.57, IV58, IV59). Pour la structure 1, on constate que la capacité portante est augmenté par la présence du remplissage en maçonnerie de 907.10 kN à 3869.90 kN; soit un rapport de 4.26, les ouvertures dans les remplissages résultent en une diminution de la capacité de résistance latérale par un rapport de 1.13, et une diminution de la capacité de déformation (de 24 cm à 3.00 cm).

Pour les structures 2 et 3, les rapport d'augmentation de la capacité de résistance pour les cas des structures avec remplissages total et avec ouvertures par rapport aux cas sans remplissages sont 3.20, 1.54 pour la structure 2 et 2.66, 1.96 pour la structure 3.

On constate que la capacité portante latérale est améliorée par la présence de la maçonnerie , il ya lieu de noter aussi une diminution de la capacité de déformation du structure avec remplissage pouvant être expliquée par le comportement fragile du remplissage.

Comparaison entre l'analyse 2D et 3D

-Dans le cas des portiques avec ouvertures dans les panneaux de remplissages 2D, les rapports d'augmentation des capacités obtenues sont supérieurs aux rapports obtenues pour le cas des structures 3D sauf pour la structure 2, (1.80,1.85 et 1.80 pour le cas bidimensionnel et 1.13, 2.00 et 1.35 pour le cas tridimensionnel).

- Dans le cas des portiques 2D avec panneaux de remplissages total, les rapports d'augmentation des capacités obtenues sont supérieurs aux rapports obtenues pour le cas des structures 3D (6.10, 5.30 et 5.00 pour le cas bidimensionnel et 4.26, 3.20 et 2.66 pour le cas tridimensionnel).
- les capacités de déformation obtenues pour le cas de 3D sont supérieures aux cas des structures 2D, donc la ductilité est plus importante lorsqu'on entreprend une analyse 3D par rapport à une analyse 2D.

IV.9.2.2 Mécanismes de rupture

Les modèles des rotules plastiques sont montrés dans les figures (IV.60, IV.61 et IV.62). Les rotules plastiques dans les cadres sans remplissages sont réparties sur la hauteur des structures tandis que dans les cadres avec remplissages, les rotules plastiques ont tendance à se concentrer dans les niveaux inférieurs, en particulier pour les remplissages total et avec ouvertures. La présence d'ouvertures change les événements où les modes de rupture plastique se produisent.

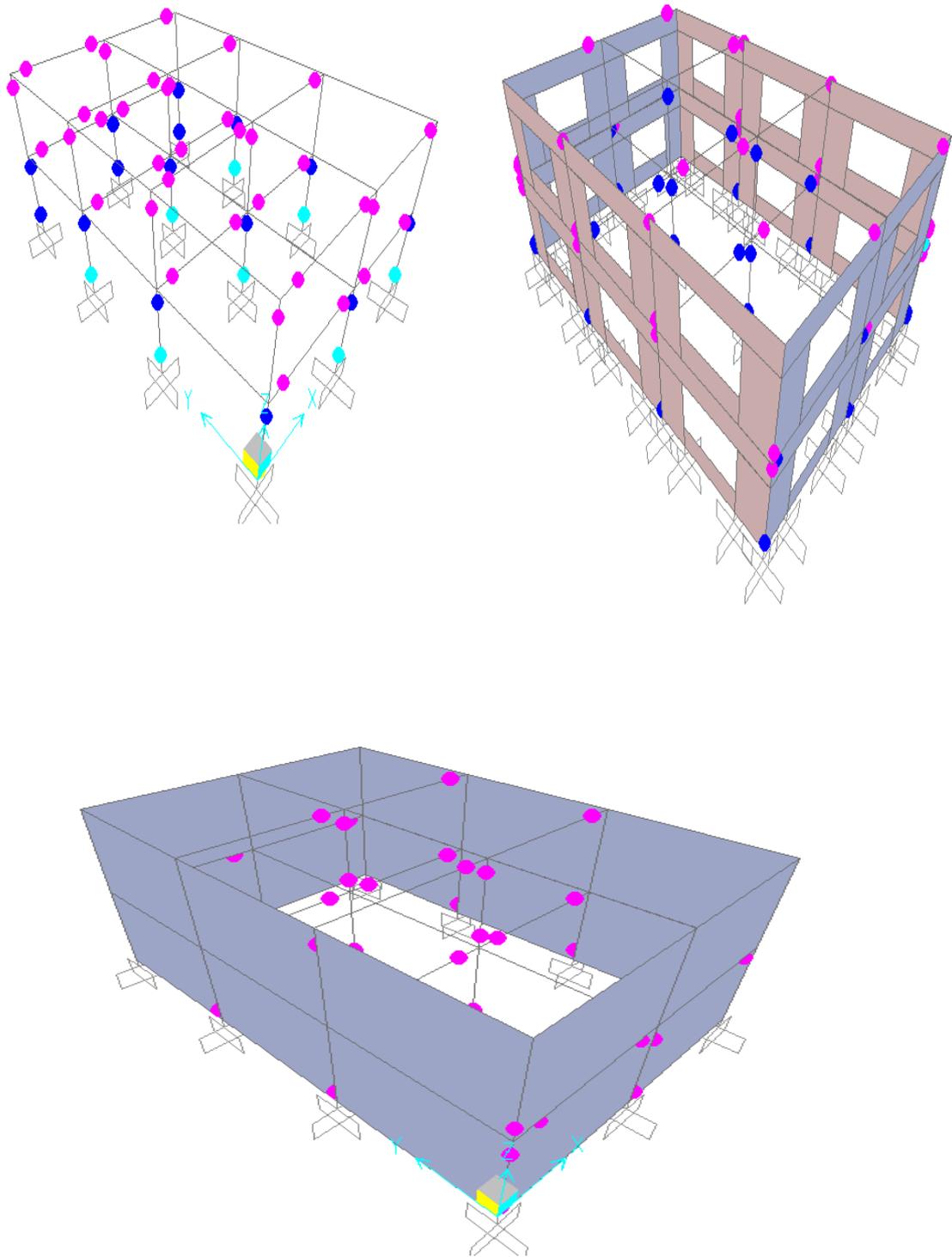


Figure. IV.60. Mécanismes de rupture, structure 1.

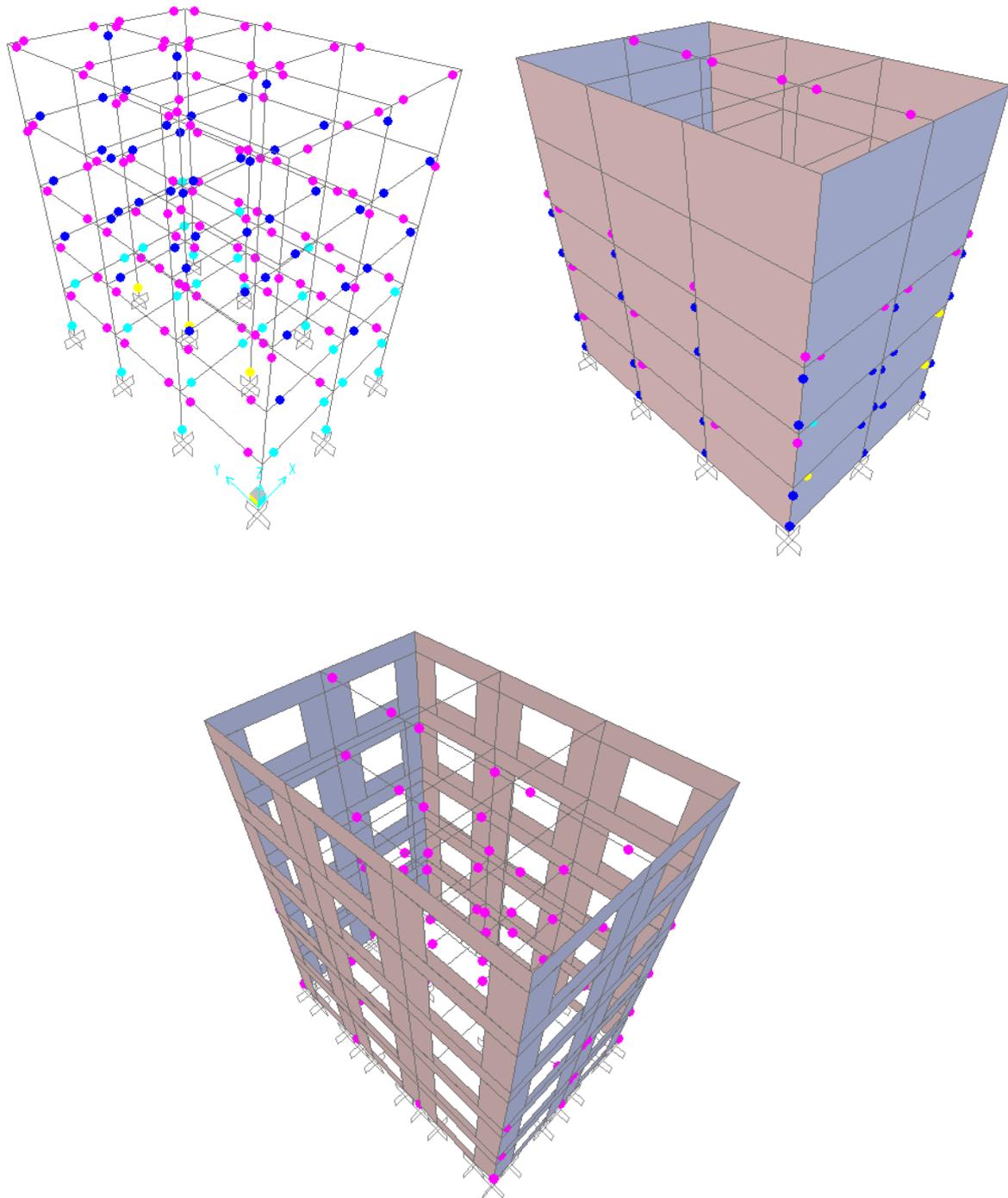


Figure. IV.61. Mécanismes de rupture, structure 2.

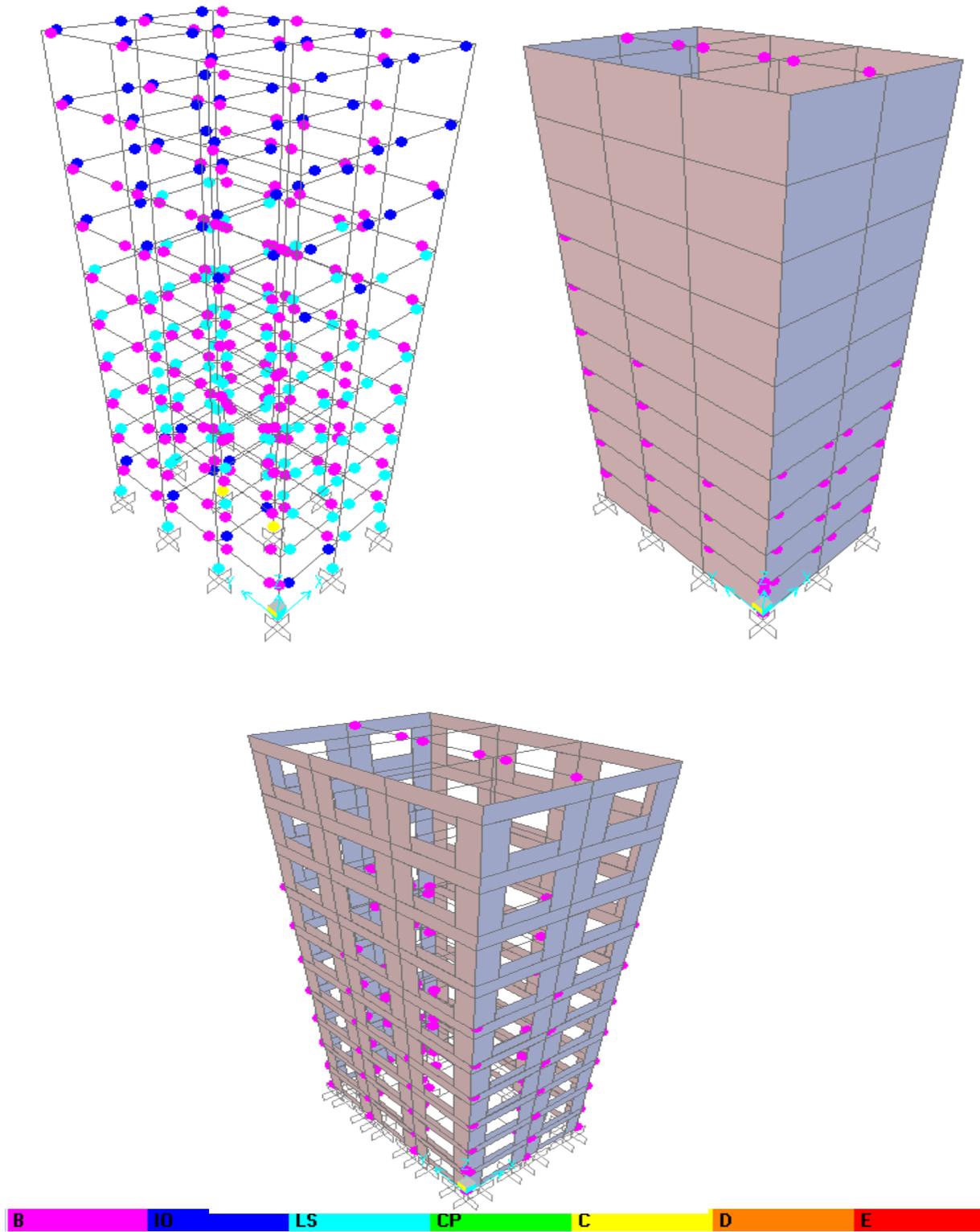
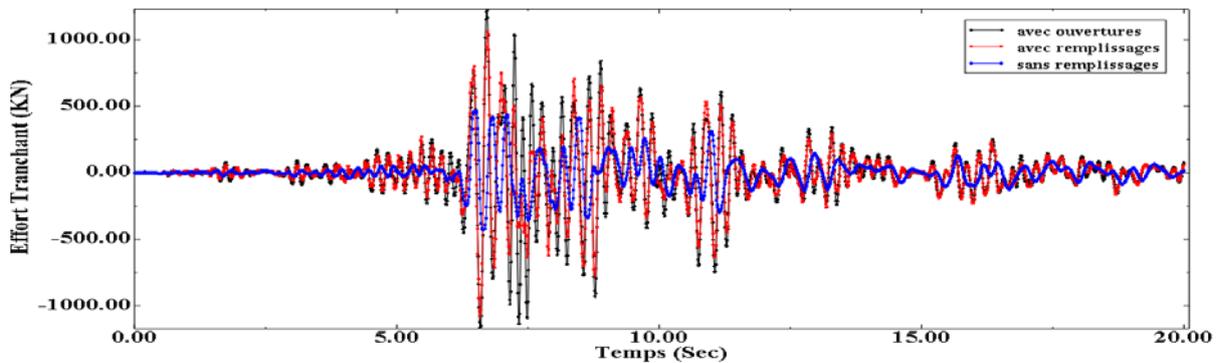


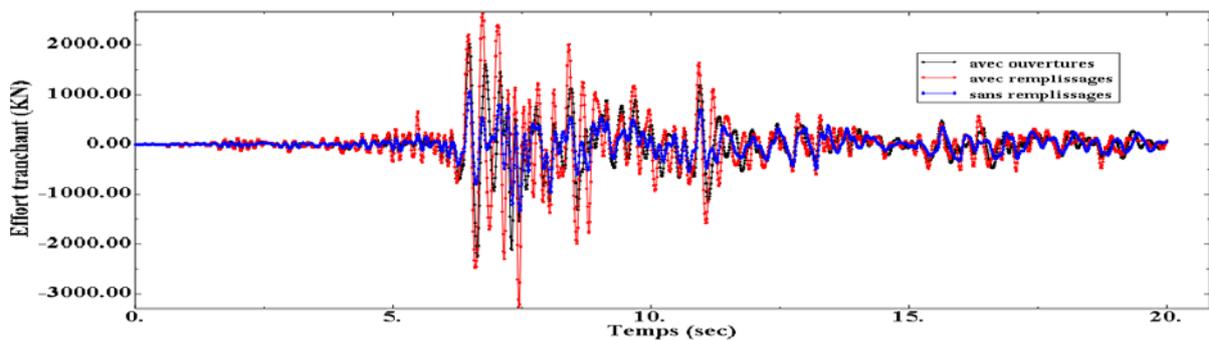
Figure. IV.62. Mécanismes de rupture, structure 3.

IV.9.3. Analyse dynamique non linéaire

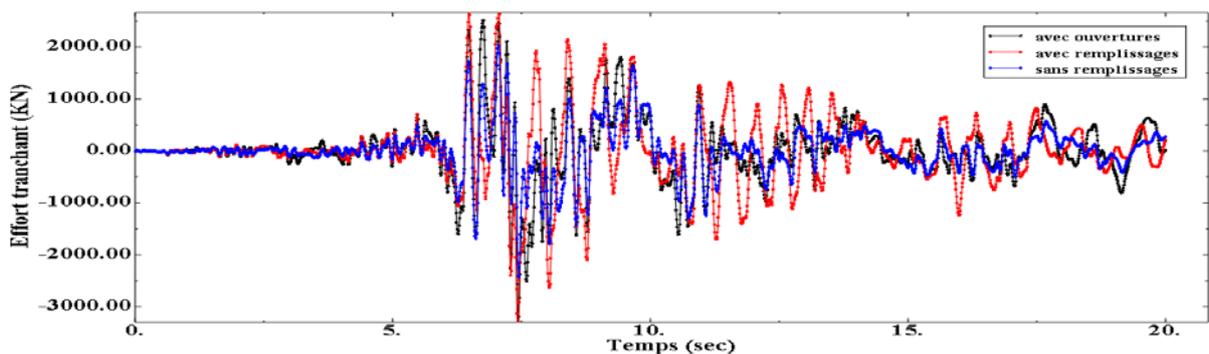
Les figures ci-dessous présentent les résultats des calculs dynamiques pour les trois structures sous l'accélérogramme de Dar El-Beida pour les trois situations suivantes : structure avec remplissage total, avec ouvertures dans le remplissage et sans remplissage.



(a)

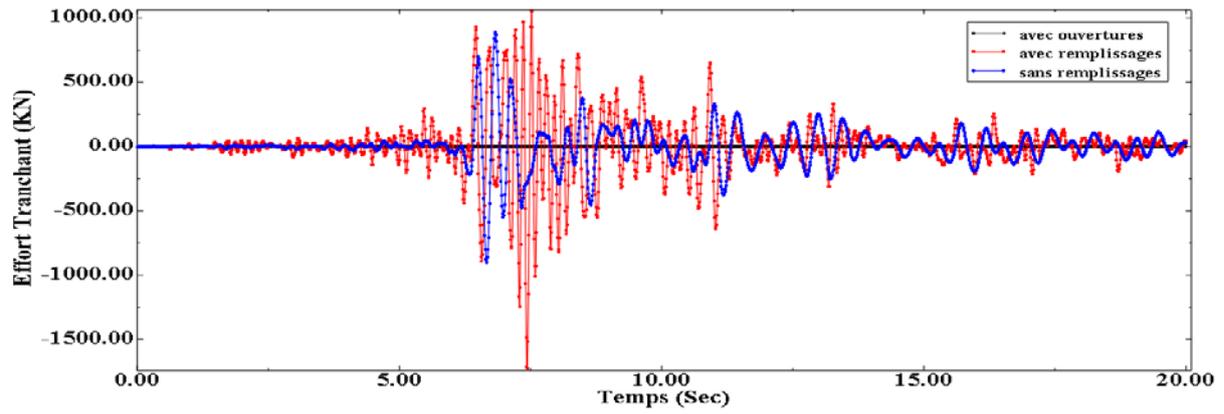


(b)

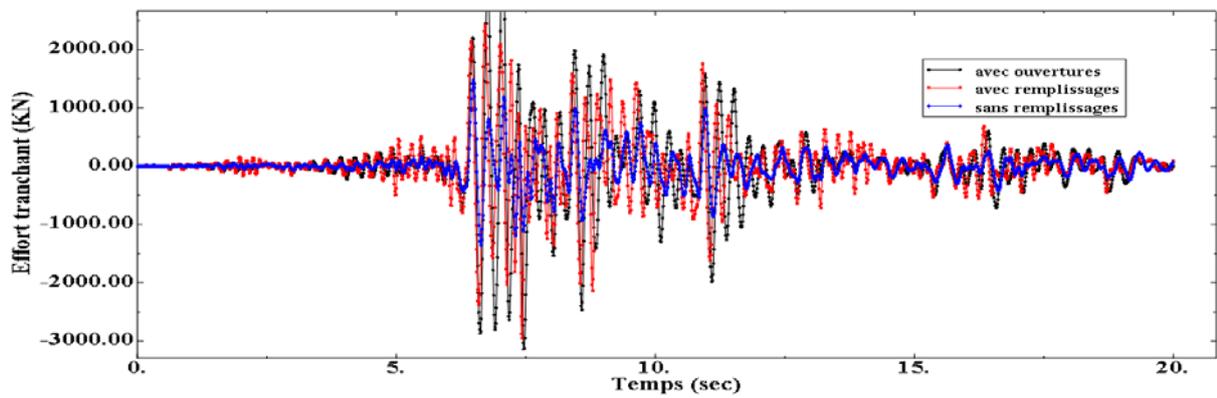


(c)

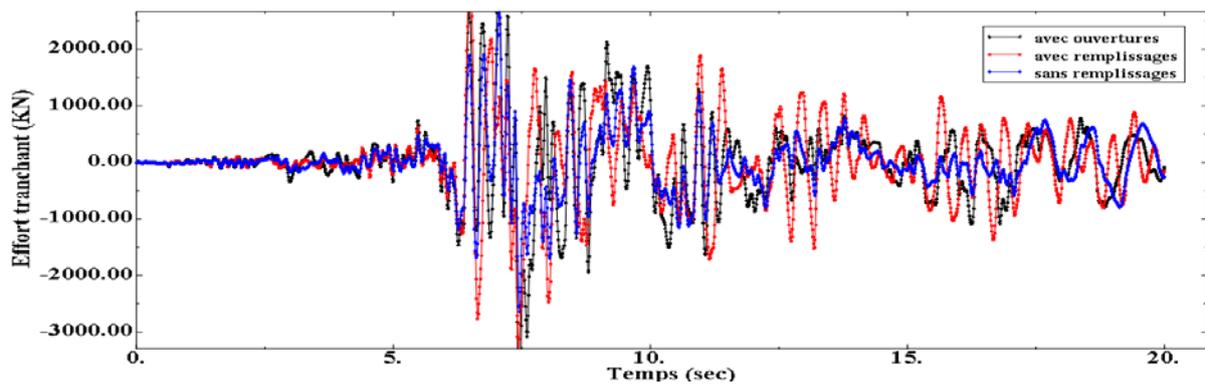
Figure. IV.66. Effort tranchant à la base sens X, acc de Dar El-Beida, (a):structure1, (b): structure2, (c): structure3.



(a)

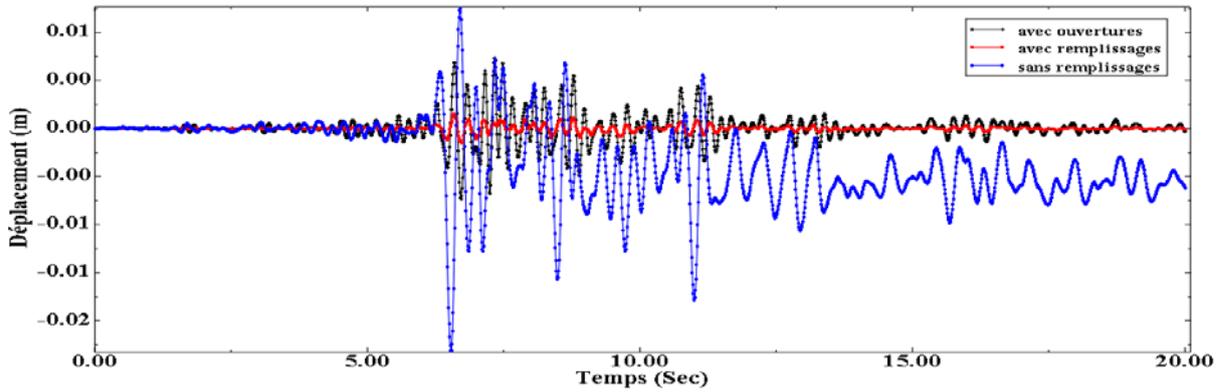


(b)

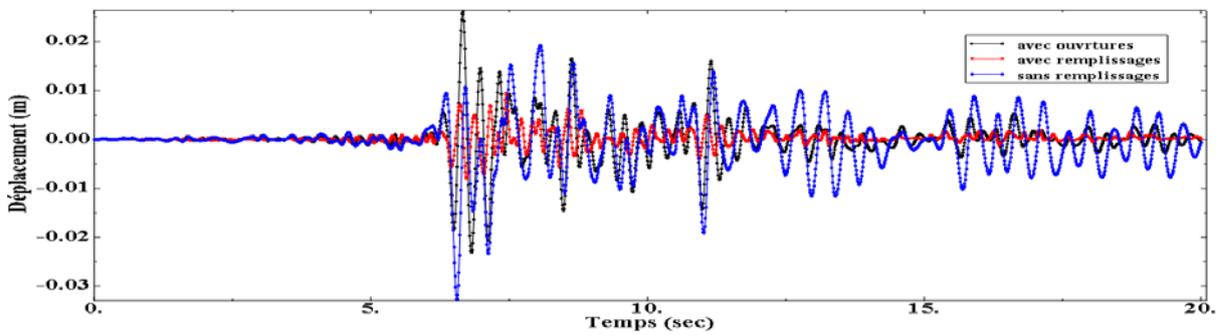


(c)

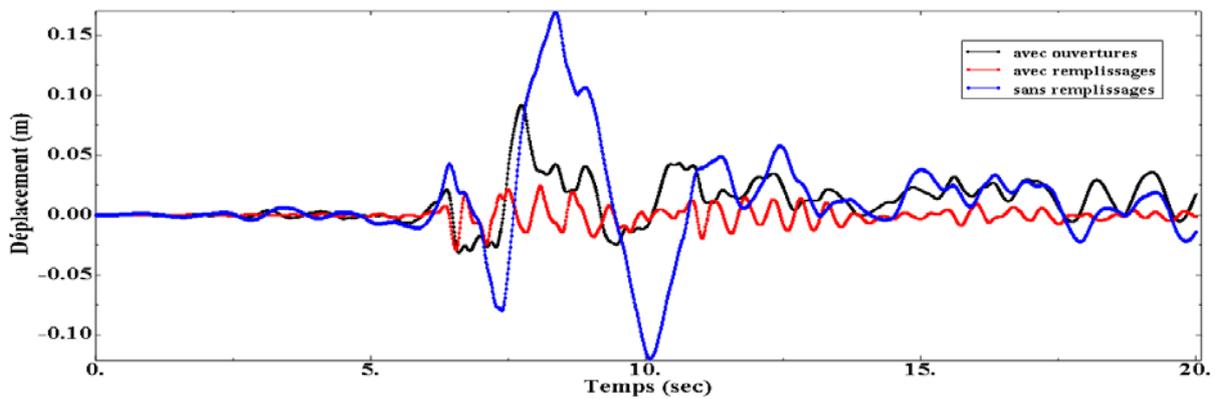
Figure. IV.67. Effort tranchant à la base sens Y, acc de Dar elbeida, (a):structure1, (b): structure2, (c): structure3.



(a)



(b)



(c)

Figure. IV.68. Déplacements max aux sommets, acc de Dar elbeida, (a):structure1, (b): structure2, (c): structure3.

On constate que la présence des remplissages augmente l'effort tranchant à la base et résulte en diminution des déplacements maximaux au sommet des structures en béton armé, par exemple sous l'action de l'accélérogramme de Dar El-Beida, l'effort tranchant à la base du structure sans

remplissage est de 463.2 KN dans la direction X, et 888.8 KN dans la direction Y, et pour une portique avec remplissage, il est de 1063 KN dans la direction X, et 1051 KN dans la direction Y, Les rapports d'augmentation de l'effort tranchant à la base structures avec remplissages total sont 2.19, 2.45 et 1.45 pour les structures 1, 2 et 3 respectivement par rapport aux structures sans remplissages, le déplacement maximal au sommet est diminuée de 1.25 Cm à 0.16 Cm, de 3.26 cm à 0.94 cm et de 16.90 cm à 2.95 cm pour les trois structures respectivement.

La présence des ouvertures modifie la réponse sismique des portiques par une augmentation des déplacements et une diminution de l'effort tranchant à la base, une augmentation presque de 100% ou plus des contraintes de cisaillement et les contraintes de cisaillement concentrent dans les niveaux inférieurs, spécifiquement au niveau des coins des ouvertures.

La présence des ouvertures modifie la distribution des mécanismes de rupture particulièrement dans le cas des accélérations élevés.

Conclusions

D'après les résultats que nous avons trouvés, on constate que la présence de la maçonnerie dans les structures en béton armé rigidifie le système et résulte en une diminution de la période fondamentale à cause de l'augmentation de la rigidité.

L'effort tranchant à la base augmente à cause de la présence de la maçonnerie et le déplacement latéral maximal au sommet diminue et ces résultats confirment les résultats de l'analyse 2D.

L'analyse pushover peut être considérée comme un outil sophistiqué et pratique pour l'évaluation des effets des remplissages sur les structures en béton armé et pour la détermination des zones susceptibles à l'endommagement comparativement à l'analyse dynamique non linéaire.

CONCLUSIONS GENERALES

Conclusions générales et recommandations

Dans ce travail de recherche la performance sismique des structures en portiques en béton armé avec et sans remplissage avec un accent particulier sur les effets des ouvertures a été évaluée. Les principales conclusions pouvant être tirées de cette étude peuvent être résumées comme suit :

- L'étude des portiques avec remplissages est très complexe du fait qu'elle fait intervenir deux matériaux au comportement et propriétés très disparates et dont l'interaction mutuelle est difficile à appréhender.
- Pour la modélisation numérique structurale, on remarque qu'il existe une panoplie de modèles allant du plus simple au plus sophistiqué qui nécessitent une très bonne connaissance des comportements non linéaires des différents constituants afin de faire aboutir une analyse non linéaire.
- De la même manière, il existe de nombreuses méthodes de complexités variables pour l'analyse sismique.
- Le modèle multicouches incorporé dans SAP 2000 et utilisé dans cette étude s'est avéré fiable dans la mesure où les résultats obtenus avec ce modèle étaient proches de ceux données par le modèle en bielle.
- La taille des ouvertures dans le remplissage a une influence significative sur la période fondamentale. Généralement, elle augmente au fur et à mesure que la taille de l'ouverture augmente, ce qui indique que la diminution de la rigidité est plus importante que la diminution de la masse.
- Il ressort d'une part que la maçonnerie augmente la capacité latérale portante et réduit la demande en déformation qui peut réduire l'endommagement dans les structures, d'autre part, une distribution irrégulière de la maçonnerie comme dans le cas d'une présence des grandes ouvertures peut résulter en un comportement relativement fragile de la structure.

- Les panneaux de remplissage augmentent la rigidité latérale des cadres, la présence des ouvertures réduire la rigidité latérale du cadre.
- Les résultats de l'analyse de pushover montrent une augmentation de la rigidité initiale, de la capacité de résistance pour le cadre rempli par rapport au cadre vide malgré les modes de rupture fragiles de la paroi de maçonnerie. La présence de murs de maçonnerie a un effet significatif sur le mécanisme d'effondrement observé.
- Avec l'augmentation de la taille des ouvertures, la capacité en déformation augmente, en général les portiques vides présentent une meilleure ductilité que les portiques remplis, ceci peut être attribué au comportement fragile des panneaux de remplissage en maçonnerie.
- Les mécanismes de rupture suivent la position des ouvertures dans toutes les cas, la position idéale d'une ouverture est le centre dans les murs de remplissage.
- les modes de rupture des portiques vides sont répartis sur la hauteur des structures, dans le cas des portiques avec remplissage les modes de rupture sont concentrés dans les niveaux inférieurs.
- Les ouvertures de grande taille dans les remplissages ont modifié sensiblement le comportement des cadres remplis par rapport au cadre vide.
- l'emplacement et le rapport des dimensions des ouvertures sont deux paramètres influençant les modes de rupture des portiques avec remplissages en fonction des caractéristiques dynamique des structures.
- La courbe capacité- demande est un outil pratique pour appréhender la sécurité des structures en béton armé avec remplissages.
- La capacité de résistance latérale des structures avec portes est plus grande que celle des structures avec fenêtres, ceci peut être expliqué par une diminution de la résistance au cisaillement et à la compression des bielles diagonales.
- - Le contenu fréquentiel des accélérogrammes Algériens enregistrés utilisés dans cette étude a une influence conséquente sur la réponse des structures avec maçonnerie.
- Le comportement des structures dépend dans une large mesure de leurs propriétés dynamiques
- Le code de calcul SAP 2000 peut être considéré comme un outil très performant pour l'analyse dynamique non linéaire des structures.

- Une distribution irrégulière des remplissages en maçonnerie peut résulter en un mécanisme souple caractérisé par un comportement relativement fragile de la structure.
- La modélisation par le modèle multicouches non linéaire permet de suivre correctement le comportement global d'une ossature en béton armé remplie de maçonnerie dès lors que des caractéristiques correctes sont attribuées à ce modèle, donc nous recommandons aux ingénieurs des bureaux d'études de bien modéliser la maçonnerie de remplissage par un modèle approprié. Par ailleurs, le modèle de calcul doit tenir compte, de façon aussi fidèle que possible, des éléments de remplissage, même lorsque la résistance de ces derniers n'est pas prise en compte dans les calculs.
- Les résultats de l'analyse 3D sont différents de ceux obtenus avec une analyse 2D, suggérant l'utilisation dans la mesure du possible d'une analyse 3D, car une structure est toujours tridimensionnelle.
- La méthode d'analyse statique non linéaire pushover s'est avérée un outil très pratique car elle permet de visualiser les capacités des structures permettant ainsi à l'analyste de mieux appréhender le comportement d'une structure donnée.
- Les profils de distribution des rotules plastiques permettent de visualiser les zones où des dommages sont susceptibles de se produire.
- Des résultats obtenus qui ne sauraient être définitifs, il ressort que la maçonnerie doit être considérée lors d'une analyse non linéaire car elle a tendance à modifier de façon drastique la réponse sismique des structures, et il est souhaitable que dans les prochaines versions du RPA, des provisions spécifiques soient dédiées aux effets des remplissages.
- Les ouvertures en termes de leur taille, position et rapport de dimensions peuvent altérer la réponse non linéaire.

Perspectives

- Approfondir l'analyse 3D de manière à mieux considérer l'influence de la répartition des panneaux sur le comportement en torsion des structures.
- Entreprendre des analyses plus extensives pour mieux comparer les résultats obtenus par une analyse avec modèle à bielles et une analyse avec modèle continu.
- Entreprendre des études expérimentales afin de valider les résultats numériques.

References bibliographiques

1. Polyakov, S.V., 1960. On the interaction between masonry filler walls and enclosing frame when loaded in the plane of the wall, in: construction in seismic regions. translation in Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Institute, Moscow, 36–42.
2. Holmes, M., 1961. Steel frame with brickwork and concrete infilling. ICE Proceedings 19, 473–478.
3. Stafford-Smith, B., 1962. Lateral stiffness of infilled frames. Journal of Structural Division 88, 183–199
4. Stafford Smith, B., Carter, C., 1969. A method of analysis for infilled frames. ICE Proceedings 44, 31–48
5. Mainstone, R.J., 1971. On The stiffness and strengths of infilled frames. ICE Proceedings, 230.
6. Mainstone, R.J., Weeks, G.A., 1970. The influence of a bounding frame on the racking stiffness and strengths of brick walls. SIBMAC Proceeding
7. Liauw, T.C., and K.H. Kwan, September 1984, “Plastic Design of Infilled Frames,” Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 2, Vol. 77, pp. 367-377.
8. Klingner, R.E., Bertero, V.V., 1978. Earthquake Resistance of Infilled Frames. Journal of the Structural Division 104, 973–989.
9. Cavaleri, L., Fossetti, M., and Papia, M. (2005). Infilled frames: developments in the evaluation of cyclic behaviour under lateral loads. *Structural Engineering and Mechanics*. 21:4, 469-494.
10. Saneinejad, A., Hobbs, B., 1995. Inelastic design of infilled frames. Journal of Structural Engineering 121, 634–650.
11. Zarnic, R., Gostic, S., 1997. Masonry infilled frames as an effective structural sub-assembly, Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes: Proceedings of the International Workshop. Bled, Slovenia.
12. Dolšek, M., Fajfar, P., 2008. The effect of masonry infills on the seismic response of a four-storey reinforced concrete frame — a deterministic assessment. *Engineering Structures* 212 30, 1991–2001.

13. Syrmakezis, C.A., Vratsanou, V.Y., 1986. Influence of infill walls to RC frames Response, in: Proc., 8th European Conf. on Earthquake Engineering, European Association for Earthquake Engineering (EAEE). Istanbul, Turkey, pp. 47–53
14. Zarnic, R., Tomazevic, M., 1988. An experimentally obtained method for evaluation of the behavior of masonry infilled RC frames, in: Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering. pp. 163–168.
15. Chrysostomou, C.Z., 1991. Effects of degrading infill walls on the nonlinear seismic response of two-dimensional steel frames (Ph.D.). Cornell University, January 1991.
16. El-Dakhakhni, W.W., Elgaaly, M., Hamid, A.A., 2003. Three-strut model for concrete masonry-infilled steel frames. *Journal of Structural Engineering* 129, 177–185.
17. Crisafulli, F.J., Carr, A.J., 2007. Proposed macro-model for the analysis of infilled frame structures. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering* 40, 69–77.
18. Dhanasekhar, M., Page, A., 1986. The influence of brick masonry infill properties on the behavior of infilled frames. *ICE Proceedings* 81, 593–605.
19. Mallick DV, Severn RT. The behaviour of infilled frames under static loading. *Proc Inst Civil Engrs* 1967;38:639–56.
20. Mallick DV, Garg RP. Effect of openings on the lateral stiffness of infilled frames. *Proc Inst Civil Engrs* 1971;49:193–209.
21. Liauw TC, Kwan KH. Nonlinear behaviour of non-integral infilled frames. *Comp Struct* 1984;18:551–60.
22. Mehrabi AB, Shing PB. Finite element modeling of masonry-infilled RC frames. *J Struct Eng ASCE* 1997;123(5):604–13.
23. Mehrabi AB, Shing PB, Schuller MP, Noland JL. Performance of masonry infilled R/C frames under in-plane lateral loads. Report no. CU/SR-94-6. Dept. of

Civil, Environmental, and Architectural Engineering, University of Colorado, Boulder, CO; 1994

24. Singh H, Paul DK, Sastry VV. Inelastic dynamic response of reinforced concrete infilled frames. *Comp Struct* 1998;69:685–93
25. Dawe JL, Seah CK. Behaviour of masonry infilled steel frames. *Can J Civ Eng* 1989;16:865–76.
26. Asteris PG. Finite element micro-modeling of infilled frames. *Electron J Struct Eng* 2008;8:1–11.
27. D’Ayala D, Worth J, Riddle O. Realistic shear capacity assessment of infill frames: comparison of two numerical procedures. *Eng Struct* 2009;31(8): 1745–61.
28. Dhanasekhar, M., Page, A., 1986. The influence of brick masonry infill properties on the behavior of infilled frames. *ICE Proceedings* 81, 593–605.
29. Mehrabi, A., Shing, P., 1997. Finite element modeling of masonry-infilled RC frames. *Journal of Structural Engineering* 123, 604–613
30. Lotfi, H.R., Shing, P.B., 1991. An appraisal of smeared crack models for masonry shear wall analysis. *Computers & Structures* 41, 413–425.
31. Lotfi, H.R., Shing, P.B., 1994. Interface model applied to fracture of masonry structures. *Journal of Structural Engineering* 120, 63–80.
32. Mehrabi, A., Shing, P., 1997. Finite element modeling of masonry-infilled RC frames. *Journal of Structural Engineering* 123, 604–613.
33. Lourenco, P.B., Rots, J.G., 1997. Multisurface interface model for analysis of masonry structures. *Journal of Engineering Mechanics* 123, 660–668.
34. Oliveira, D.V., Lourenco, P.B., 2004. Implementation and validation of a constitutive model for the cyclic behaviour of interface elements. *Computers & structures* 82, 1451–1461
35. Stavridis, A, Shing, P, 2010. Finite-element modeling of nonlinear behavior of masonry-infilled RC frames. *Journal of Structural Engineering* 136, 285–296.
36. Koutromanos, I., Stavridis, A., Shing, P.B., Willam, K., 2011. Numerical modeling of masonry-infilled RC frames subjected to seismic loads. *Computers & Structures* 89, 1026–1037.

37. Holmes, M., 1961. Steel frame with brickwork and concrete infilling. ICE Proceedings 19, 473–478.
38. Mainstone, R.J., 1971. On The stiffness and strengths of infilled frames. ICE Proceedings, 230.
39. Mainstone, R.J., Weeks, G.A., 1970. The influence of a bounding frame on the racking stiffness and strengths of brick walls. SIBMAC Proceeding
40. Fiorato, A.E., Sozen, M.A., Gamble, W.L., 1970. Behavior of five-story reinforced concrete frames with filler walls, Interim report to the Department of Defense Office of Secretary of the Army, Office of Civil Defense, Urbana, Illinois (1970).
41. Klingner, R.E., Bertero, V.V., 1978. Earthquake Resistance of Infilled Frames. Journal of the Structural Division 104, 973–989
42. Mosalam, K.M., R.N. White and G. Ayala, “Response of Infilled Frames Using Pseudo-Dynamic Experimentation,” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1998, Vol. 27, pp. 589-608
43. Buonopane, S., White, R., 1999. Pseudo dynamic testing of masonry infilled reinforced concrete frame. Journal of Structural Engineering 125, 578–589.
44. Al-Chaar, G., Issa, M., Sweeney, S., 2002. Behavior of masonry-infilled non ductile reinforced concrete frames. Journal of Structural Engineering 128, 1055–1063
45. Lee, H. S., Woo, S.-W., 2002. Effect of masonry infills on seismic performance of a 3-storey R/C frame with non-seismic detailing. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 31, 353–378.
46. Anil, Ö., Altin, S., 2007. An experimental study on reinforced concrete partially infilled Frames. *Engineering Structures* 29, 449–460.
47. Blackard, B., Willam, K., Mettupalayam, S., 2009. Experimental observations of masonry infilled RC frames with openings, in: Thomas TC Hsu Symposium on Shear and Torsion in Concrete Structures. pp. 199–222
48. Stavridis, A., Koutromanos, I., Shing, P.B., 2012. Shake-table tests of a three-story reinforced concrete frame with masonry infill walls. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 41, 1089–1108.

49. G. Uva, D. Raffaele, F. Porco, A. Fiore. On the role of equivalent strut models in the seismic assessment of infilled RC buildings, *Engineering Structures* 42 (2012), 83–94.
50. Alessandra Fiore, Adriana Netti, Pietro Monaco. The influence of masonry infill on the seismic behaviour of RC frame buildings, *Engineering Structures* 44 (2012) 133–145.
51. Liang Su, Jitao Shi. Displacement-based earthquake loss assessment methodology for RC frames infilled with masonry panels, *Engineering Structures* 48 (2013) 430–441.
52. G. Baloevic, J. Radnic , A. Harapin. Numerical dynamic tests of masonry-infilled RC frames, *Engineering Structures* 50 (2013) 43–55
53. K. H. Ahmed, F. K. Abdel Sayed, M. H. Ahmed, N. AL-Mekhlafy. Equivalent strut width for modeling R.C. infilled frames, *Journal of Engineering Sciences, Assiut University, Faculty of Engineering, Vol. 41, No. 3, May 2013.*
54. G. S. Torrisi , F. J. Crisafulli, A.Pavese. An innovative Model for the In-Plane Nonlinear Analysis of Confined Masonry and Infilled Frame Structures, 15 WCEE LISBOA 2012.
55. Mahadev Achar Mallesomachar and Devarabelakere Shivadevappa Prakash. Earthquake Response Characteristics of Contained Masonry Infilled Frames, *Journal of Civil Engineering and Architecture, Volume 7, No. 4 (Serial No. 65), pp. 388-402 (2013).*
56. Diana M. Samoilă. Analytical Modelling of Masonry Infills, *Acta Technica Napocensis: Civil Engineering & Architecture Vol. 55 No. 2 (2012).*
57. J. Dorji and D.P. Thambiratnam. Modelling and Analysis of Infilled Frame Structures Under Seismic Loads, *The Open Construction and Building Technology Journal, , 3, 119-126(2009).*
58. J. KAPPOS. Analytical models for brick masonry infilled RC frames under lateral loading. *journal of Earthquake Engineering, vol 2 (1), pp. 59-87 (1998)*
59. L. Landi, P.P. Diotallevi & A. Tardini. Calibration of an Equivalent Strut Model for the Nonlinear Seismic Analysis of Infilled RC Frames, 15 WCEE LISBOA 2012.

60. Siamak sattar and abbie b. Liel. Seismic performance of reinforced concrete frame structures with and without masonry infill walls, 9th US National and 10th Canadian conference on earthquake engineering.
61. Sortis,A., Pascal,G, Nasini, U. (1999). Criteridi calcolo per la progettazione degli interventi.
62. -Terremoto in umbria e march 1997,(in ITALIAN), servizio sislico nazionale, editrice sallustiana, rome, ITALY.
63. Benjamin,S.T and Williams, H.A. (1958). The behaviour of one story brick shear walls, ASCE journal of structural division, vol 84, no st04,pp 30.
64. Mallick, D.V. and Garg, R.P. (1971). Effect of openings on the lateral stiffness of infilled frames. Proceedings of the institution of civil engineering, vol 49, p.p 193-209.
65. Dawe, J,I and Young, T.C. (1985). An investigation of factors influencing the behaviour of masonry infills in steel frames subjected to in plane shear, proceedings of the 7 the international brick masonry conference, Melbourne, Australia.
66. Fiorato, A.E, Sozen, M.A, and Gambie, W.L. (1970). An investigation of the interaction of reinforced concrete frames with masonry filler walls, report 70-100, Depertement of civil engineering, university of Illinois, Urbana,USA.
67. Mosalam, K.M, White,R.N., and Gergely, P. (1997). Static response of infilled frames using quasi-static experimentation, ASCE journal of structural engineering, 123 (11), pp. 1462-1469.
68. Bertoldi S.H, Decanini, L.D, Santinis. and V, a G. (1994). Analytical models in infilled frames. 10 the European conference on Earthquake Engineering, Vienna, Astria.
69. Papia, M. (1988). Analysis of infilled frames using a coupled finit element and bondry element solution scheme. International journal for numerical methods in Engineering 26, pp. 731-742.
70. Asteris, P.G. (2003). Lateral stiffness of brick masonry infilled plane frames, ASCE journal of structural engineering 129 (8), pp. 1071-1079.
71. S Abdel-GawadAly, M A N Abdel-Mooty, H HShaheen, M E Issa. "Cyclic behaviour of masonry infilled R C frames with and without openings". 26th

- Conference on our world in concrete & structures: 27 - 28 august 2001, Singapore. pp 777-786 (2001).
- 72.** Goutam Mondala and Sudhir K. Jain, M.EERI. “Lateral Stiffness of Masonry Infilled Reinforced Concrete (RC) Frames with Central Opening”. *Earthquake Spectra*, 24(3), pp 701–723 (2008), Earthquake Engineering Research Institute.
- 73.** Sachin Surendran and Hemant B. Kaushik. “Masonry Infill RC Frames with Openings: Review of In-plane Lateral Load Behaviour and Modeling Approaches”. *The Open Construction and Building Technology Journal*, (Suppl 1-M9), pp. 126-154 (2012).
- 74.** M.E. Ephraim and T.C. Nwofor. “Composite Behaviour of Unbraced Multi-Storey Reinforced Concrete Infilled Frames Based on Modified One-Strut Model”. *Journal of Engineering Research and Applications*, 5(4), (Part -1), pp.47-58 (April 2015).
- 75.** Fatih Cetisli. “Effect of openings on infilled frame stiffness”. *GRAĐEVINAR* 67, pp 787-798 (2015).
- 76.** Khubaib Ilyas Khan and Saim Raza. “Seismic performance assessment of masonry infilled reinforced concrete (RC) frame structures”. *International Journal Of Civil And Structural Engineering*, 6 (1), pp. 40-57 (2015).
- 77.** CSI, SAP 2000, Ver 14.00. “Integrated finite element analysis and design of structures basic analysis reference manual”. Berkeley (CA, USA): Computers and Structures INC, 2009.
- 78.** Donald Anderson Svetlana: seismic design guide for masonry building, Canadian Concrete Masonry Producers Association, April 2009
- 79.** Federal Emergency Federal Agency, FEMA-356. “Pre-standard and Commentary for Seismic Rehabilitation of Buildings”. Washington DC, (2000).
- 80.** T. J. R. Hughes. “The Finite Element Method: Linear Static and Dynamic Finite Element Analysis”, Dover (2000).
- 81.** V.G. Pereira, R.C. Barros, M.T. César, A Parametric Study Of A R/C Frame Based On “Pushover” Analysis, 3rd International Conference on Integrity, Reliability and Failure, Porto/Portugal, 20-24 July 2009.
- 82.** Hemant B. Kaushik, Durgesh C. Rai, M.EERI, and Sudhir K. Jain, M.EERI: Code Approaches to Seismic Design of Masonry Infilled Reinforced Concrete

- Frames: A State-of-the-Art Review, *Earthquake Spectra*, Volume 22, pages 961–983, November 2006, Earthquake Engineering Research Institute.
- 83.** Eleni SMYROU¹, Carlos BLANDON-URIBES¹, Stelios ANTONIOU, Rui PINHO and Helen CROWLEY: implementation and verification of a masonry panel model for non linear pseudo dynamic analysis of infilled RC frames, First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Switzerland, 3-8 September 2006
- 84.** Crisafulli F.J. [1997] *Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Structures*.
- 85.** Crisafulli F.J., Carr A.J., Park R. [2000] "Analytical modelling of infilled frame structures – a general overview," *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, Vol. 33, No 1.
- 86.** Paulay T., Priestley M.J.N. [1992] *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley & Sons Inc., New York.
- 87.** Asteris P.G.[2003] Lateral stiffness of brick masonry infilled plane frames, *ASCE journal of structural engineering* vol129, pp.1071-1079
- 88.** Helen CROWLEY and Rui PINHO: Simplified equations for estimating the period of vibration of existing buildings, Geneva, Switzerland, 3-8 September 2006
- 89.** Wan Q., Yi W. [1986] "The shear strength of masonry walls under combined stresses," *Proceedings of the Fourth Canadian Masonry Symposium*, University of New Brunswick, Canada.
- 90.** Alain PECKER: *dynamique des structures et des ouvrages*, Ecole Nationale Des Ponts Et Chaussees Edition 2006
- 91.** Clough R.W., Penzien J. [1994] *Dynamics of Structures*, 2nd Edition, McGraw Hill.
- 92.** Newmark N.M. [1959] "A method of computation for structural dynamics," *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, Vol. 85, No. EM3, pp. 67-94.
- 93.** Hilber H.M., Hughes T.J.R., Taylor R.L. [1977] "Improved numerical dissipation for time integration algorithms in structural dynamics," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 5, No. 3, pp. 283-292.
- 94.** M.-J. Nollet¹, K. Lefebvre², O. Chaallal¹: Développement de courbes de fragilité des bâtiments existants par la méthode des éléments appliqués, 2005.

- 95.** Anil K. chopra: Numerical Evaluation of Dynamic Response, dynamics of structures university of California at Berkeley2006.
- 96.** Hilber H.M., Hughes T.J.R., Taylor R.L. [1977] "Improved numerical dissipation for time integration algorithms in structural dynamics," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 5, No. 3, pp. 283-292.
- 97.** Vanina LINCK: modélisation numérique temporelle d'un contact frottant, thèse de doctorat 2005, Institute national de sciences appliquées de Lyon.
- 98.** Anil K. chopra: Numerical Evaluation of Dynamic Response, dynamics of structures university of California at Berkeley2006.
- 99.** Bommer J.and Acevedo.[2004]: The use of real earthquake accelerograms as input to dynamic analysis 2004, Journal of Earthquake Engineering, Vol.8(Special Issue1),pp.43-91.
- 100.** KrawinklerH . and Seneviatna.[1998]:Pros and cons of a pushover analysis of siesmique performance evaluation, Engineering Structures 1998,Vol.20,NO .(4-6),pp452-464.
- 101.**Fajar P.[1999]: Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra, Earthquake Engineering and structural Dynamics,No.28,pp.979-993.
- 102.**Federal Emergency Federal Agency, FEMA-356. "Pre-standard and Commentary for Seismic Rehabilitation of Buildings". Washington DC, (2000).
- 103.** Freeman S.A.[1999]:The capacity spectrum method for determining the demand displacement, ACI Spring Convention.
- 104.**ATC55.[1999]: Improvement of non linear static siesmic analysis procedures, FEMA440 Report, Applied Technology council, Redwood City,California.