

Université Mohamed Khider – Biskra
Faculté des Sciences et de la technologie
Département : Génie civil et hydraulique
Ref :.....



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم: الهندسة المدنية و الري
المرجع:.....

Thèse présentée en vue de l'obtention
Du diplôme de
Doctorat en : Génie Civil

Spécialité : Modélisation des matériaux et structures

**IMPACT DES MURS DE REMPLISSAGE EN MAÇONNERIE SUR LE
COMPORTEMENT SISMIQUE DES PORTIQUES EN BETON ARME**

Présentée par :

Abdelmadjid Boubaya

Soutenue publiquement le 28 Février 2019

Devant le jury composé de :

| | | | |
|-----------------------------|-------------------|-------------------|-----------------------------|
| Mr. Ounis Abdelhafid | Professeur | Président | Université de Biskra |
| Mr. Chebili Rachid | Professeur | Rapporteur | Université de Biskra |
| Mr.Hamadi Djamel | Professeur | Examineur | Université de Biskra |
| Mr. Kadid Abdelkrim | Professeur | Examineur | Université de Batna |

DEDICACE

Ce travail est dédié à :

La mémoire de : ma Merzaka ,mon grand-père, Mon beau père
Mohamed, ma belle-mère Messaouda, mon frère Lotfi, mon cousin
Sofiane, ma tante Merriem et son fils Tahar, Mon oncle Tayeb et son fils
Abdelkrim et mes amis Brahim,Tarek et Zaoui (رحمهم الله)

Ma très chère grand-mère

Mes très chers parents;

Mes frères et sœurs et leurs enfants;

Mes épouses ;

Mes enfants et petits-enfants ;

Mes oncles et Tantes ainsi que leurs enfants;

Mes amis : Abderazak, Smail, Moussa ,Mohammed,Hocine ,
Aissa Sahraoui, Makri, Said,Menasri,Sofiane, Farhat,
Bilal,Moustafa, Oussama,Zoubir,Badis ;

Mes Professeurs : Mohammed Khemissa,Mohamadi Abdelkrim,
Bibi Mekki, Boudiaf Mohamed,Sidi ali Salahedine,Kadi Ahmed,
Benyounes Abderrazak,Benazouz Kamla, Dechoucha Aicha,
Jacques Vélou,Joseph Pais, Michel Cazenave, Philippe Delmas
Mes savants préférés : Mohammed Saïd Ramadan Elbouti et
Mohammed el Rhazali(رحمهما الله) et Abou Ratib Elnaboulssi

REMERCIEMENTS

Dans un Hadith authentique, rapporté par l'imam Ettermidhi et l'imam Aboudaoud, notre cher Prophète « salla allahou alaihi ouasallam », dit bien : "N 'a pas remercié Dieu, celui qui ne remercie pas les gens".

Partant de là, je me vois dans l'obligation d'exprimer mes vifs remerciements à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin à accomplir ce travail.

Je citerais en premier lieu, mon encadreur Monsieur **Chebili Rachid** Professeur à l'Université de Biskra, dont la disponibilité, les encouragements et les précieux conseils m'ont été d'un grand soutien tant moral que scientifique et sans qui cette thèse de doctorat n'aurait jamais vu le jour. Qu'il trouve ici l'expression de ma profonde gratitude.

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

Je remercie tout particulièrement, Monsieur **Cheikh Benazouz**, Docteur chercheur au CGS d'Alger et Monsieur **Yousef Mehani**, Professeur chercheur au CGS d'Alger, pour leurs disponibilités malgré leurs occupations et pour leurs précieux conseils et directives qui m'ont guidé durant la préparation de cette thèse.

Je ne saurais remercier mes amis, Monsieur **Oussama Boubaya** et **Zoubir Khodja**, ingénieurs exerçant dans un bureau d'études, non seulement pour m'avoir fait bénéficier de leur savoir-faire et leurs expériences professionnelles, mais également pour leurs encouragements et leurs aides permanentes et variées.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude et remerciements à Monsieur **Louzai Amar**, Docteur enseignant au Département de Génie Civil, Faculté du Génie de la Construction, U.M.M.T.O, de m'avoir fourni des documents très utiles dont j'ai énormément tiré profit pour développer cette recherche, et pour sa précieuse télé-aide dans le domaine des modélisations numériques.

Je tiens à exprimer également ma profonde gratitude et remerciements à Madame **Diana Samoilă**, Docteur et Maitre de conférences à l'université technique de *Cluj-Napoca, en Roumanie*, de m'avoir fourni des documents intéressants qui m'ont énormément aidé dans la rédaction de la présente thèse.

Je remercie aussi Messieurs **Michel Cazenave** et **Joseph Pais**, Maitres de conférences au CNAM de Paris, ainsi que Monsieur **Belaouad Abderrachid**, Maitre de conférence à l'université de M'sila pour leurs précieux conseils très instructifs.

Enfin, j'adresse mes plus sincères remerciements à tous les enseignants du département de Génie Civil et d'Hydraulique de l'université de M'sila qui ont été pour beaucoup dans mon cursus ainsi qu'à tous mes proches et amis, qui m'ont toujours soutenu et encouragé au cours de la réalisation de cette thèse.

RESUME

Dans le calcul des structures en portiques en béton armé, l'interaction structure-murs de remplissage n'est pas prise en considération de façon précise. Les murs de remplissages peuvent être soit en briques creuses d'argile cuite ou en parpaings de béton. Dans les murs de remplissage, les parpaings ou briques sont entreposés par le biais d'un mortier léger assurant l'adhérence et la stabilité. Ils peuvent être solidaires ou pas solidaires aux portiques. Plusieurs chercheurs insistent sur le rôle positif des murs de remplissage dans la résistance et la rigidité des portiques en béton armé sous l'action des forces sismiques. Lors des catastrophes de séismes qui ont frappés certains pays tel que la Turquie et l'Algérie en 2003, beaucoup de bâtiments étagés, en portiques en béton armé avec remplissage, ont subi des dommages qui ont été attribués, selon d'autres chercheurs, à l'effet défavorable du remplissage sur l'ossature. Dans ce travail, on cherche à modéliser le comportement de ce composite, portique-mur de remplissage, par le biais de bielles diagonales de compression équivalentes, afin de vérifier et quantifier (dans la mesure du possible) la contribution des remplissages dans l'amélioration ou la détérioration de la performance sismique de telles structures. Cette investigation tente en premier lieu de mettre en évidence, par des analyses dynamiques modales spectrales, la carence du règlement parasismique algérien RPA99/Version2003 à représenter correctement l'interaction portique-remplissage. L'impact des murs de remplissage sur le comportement sismique non linéaire des portiques en béton armé est largement étudié et commenté par des analyses statiques non linéaires (pushover). Sur la base de ces dernières, cette recherche étudie également l'influence de la hauteur sur l'évaluation bidirectionnelle du coefficient de comportement global, R , des structures en portique en béton armé avec remplissage en maçonnerie, en considérant plusieurs formes de distribution verticale des charges sismiques horizontales. Les valeurs obtenues sont comparées avec celles préconisées dans le règlement parasismique algérien RPA99/Version.2003. Les constats tirés des diverses analyses précédentes, confirment l'utilité et la nécessité d'incorporer la modélisation de l'action de la présence des murs de remplissage par une bielle diagonale équivalente dans le règlement parasismique algérien en cours d'actualisation.

Mots clés : Murs de remplissage en maçonnerie, Portique en béton armé, Bielle diagonale équivalente, Etage souple, Méthode dynamique modale spectrale, Coefficient de comportement global, Analyse statique non linéaire, RPA99/Version.2003.

ABSTRACT

In the calculation of reinforced concrete frame structures, the frame-filler interaction is not precisely taken into account. Filling walls can be either hollow bricks of baked clay or concrete blocks. In the filling walls, the blocks or bricks are stored by means of a light mortar ensuring adhesion and stability. They can be integral or not integral with the frames. Several researchers insist on the positive role of the filler walls in the strength and rigidity of reinforced concrete frames under the action of seismic forces. In the earthquake disasters that struck some countries such as Turkey and Algeria in 2003, many of the storied, reinforced concrete frame structures suffered damage, which other researchers have attributed to the negative effect of the filling on the framework. In this work, we try to model the behavior of this composite, frame-wall filling, through diagonal compression struts, to verify and quantify as much as possible the contribution of fills in the improvement or deterioration of the seismic performance of such structures. This investigation tries first of all to highlight, by dynamic modal spectral analyzes, the deficiency of the Algerian seismic code RPA99 / Version.2003 to correctly represent the frame-filling interaction. The impact of the filler walls on the non-linear seismic behavior of reinforced concrete frames is widely studied and commented on by non-linear static analysis (pushover). On the basis of the latter, this research also studies the influence of height on the bidirectional evaluation of the response reduction factor, R , of reinforced concrete frame structures with masonry fill, considering several forms of vertical distribution of horizontal seismic loads. The values obtained are compared with those recommended in the Algerian seismic code RPA99 / Version.2003. The observations drawn from the various previous analyzes, confirm the utility and the need to incorporate the modeling of the action of the presence of the filling walls by an equivalent diagonal strut in the Algerian seismic code being updated.

Key words: Masonry infill walls, Reinforced concrete frame, Equivalent diagonal strut, Soft story, Modal spectral dynamic method, Response reduction factor, Nonlinear static analysis, RPA99 / Version.2003.

المخلص

حين تصمم المنشآت ذات هياكل من الإطار الخرساني المسلح ، لا يؤخذ بعين الاعتبار التفاعل بين الجدار المعبأ بالبناء و الإطار الحاوي بدقة. يمكن أن تكون جدران التعبئة إما قوالب مجوفة من الطين المطهو أو طوب من الخرسانة. يتم رصف القوالب المجوفة أو كتل الطوب في جدران التعبئة بواسطة خرسانة خفيفة تضمن الالتصاق والاستقرار والتي يمكن أن تكون متماسكة أو غير متماسكة مع الإطارات. و يصير العديد من الباحثين على الدور الإيجابي لجدران التعبئة في زيادة مقاومة وصلابة الإطارات الخرسانية المسلحة تحت تأثير القوى الزلزالية. خلال الكوارث الزلزالية التي ضربت بعض البلدان مثل تركيا والجزائر في عام 2003 ، حدثت أضراراً معتبرة للكثير من المنشآت ذات الطوابق العديدة التي بنيت من إطارات من الخرسانة المسلحة مع جدران التعبئة ، والتي وعزت وفقاً لباحثين آخرين، للتأثير السلبي للتعبئة على الإطار. في هذا البحث ، نحاول نمذجة سلوك هذا المركب ، جدار التعبئة - إطار ، من خلال قضبان الضغط القطرية المكافئة للتحقق وتحديد قدر الإمكان مدى مساهمة التعبئة في تحسن أو تدهور الأداء الزلزالي لهذا منشآت. هذه الدراسة تحاول أن تظهر أولاً، من خلال التحليلات الديناميكية النمطية الطيفية، النقص الموجود في الكود الجزائري المضاد للزلازل RPA99 / Version 2003 لتمثيل التفاعل الحاصل بين جدار التعبئة و الإطار المحيط بشكل صحيح. تتناول هذه الرسالة وعلى نطاق واسع، مدى تأثير جدران التعبئة على السلوك الزلزالي الغير الخطي للمنشآت ذات الإطارات الخرسانية المسلحة و ذلك بالاستعانة بطريقة التحليل الساكن الغير خطي (Pushover Analysis). على أساس هذا الأخير ، يهتم البحث أيضاً بدراسة تأثير الارتفاع على التقييم الثنائي الاتجاه لمعامل تخفيض الإجابة الزلزالية، R، للمنشآت ذات الإطارات الخرسانية المسلحة المعبئة بالبناء، مع الأخذ بعين الاعتبار عدة أشكال للتوزيع الرأسي للأحمال الزلزالية الأفقية. ونقارن القيم التي تم الحصول عليها مع تلك الموصى بها في الكود الجزائري المضاد للزلازل RPA99 / Version. 2003. الملاحظات المستخلصة من مختلف التحليلات السابقة، تؤكد فائدة وضرورة إدراج نمذجة تأثير جدران التعبئة بواسطة قضبان الضغط القطرية المكافئة (bielles diagonales de compression équivalentes) في الكود الجزائري المضاد للزلازل المزمع تحديثه.

الكلمات المفتاحية: جدران التعبئة بالبناء ، الإطارات الخرسانية المسلحة قضبان الضغط القطرية المكافئة، طابق مرن ، الطريقة الديناميكية النمطية الطيفية ، معامل تخفيض الإجابة الزلزالية، تحليل ساكن غير خطي، الكود الجزائري المضاد للزلازل RPA99/Version.2003.

SOMMAIRE

| | |
|--|------|
| Dédicace | iii |
| Remerciements | iv |
| Résumé | v |
| Abstract | vi |
| ملخص | vii |
| Sommaire | viii |
| Liste des figures | xiv |
| Liste des tableaux | xix |
| Liste des symboles | xxi |
| Introduction générale | 1 |
| Chapitre I: Synthèse bibliographique | |
| 1.1. Introduction | 7 |
| 1.1.1. Les effets sur le panneau de remplissage | 11 |
| 1.1.2. Les effets sur les éléments structurels | 11 |
| 1.1.3. Les effets sur l'assemblage structurel | 12 |
| 1.2. Objectif du chapitre | 13 |
| 1.3. Comportement sismique des structures avec murs de remplissage..... | 13 |
| 1.4. Modes de rupture du panneau de remplissage..... | 17 |
| 1.4.1. Rupture parallèle au plan du mur de remplissage..... | 17 |
| 1.4.1.1. Rupture par cisaillement..... | 18 |
| 1.4.1.1.1. Fissuration en escalier le long des joints de mortier (DK :DiagonalCraking) | 18 |
| 1.4.1.1.2. Glissement horizontal le long des joints de mortier (SS :SlidingShear)..... | 18 |
| 1.4.1.1.3. Rupture global de l'ensemble du panneau..... | 20 |
| 1.4.1.2. Rupture par compression..... | 20 |
| 1.4.1.2.1. Ecrasement dans les coins du panneau (CC : Corner Crushing)..... | 20 |
| 1.4.1.2.2. Compression de la diagonale (DC : Diagonale Compression)..... | 21 |
| 1.4.2. Rupture dans le plan perpendiculaire à la paroi (hors plan) | 22 |
| 1.5. Modes de rupture du cadre en béton armé environnant (FF :Failure Frame..... | 23 |
| 1.5.1 Mécanisme d'effondrement par flexion..... | 24 |
| 1.5.2. Rupture due aux charges axiales..... | 25 |
| 1.5.2.1. Rupture due à la plastification de l'armature longitudinale..... | 25 |
| 1.5.2.2. Rupture de la barre d'ancrage | 26 |
| 1.5.3. Rupture de cisaillement des colonnes..... | 26 |
| 1.5.4. Rupture du joint poutre-colonne | 27 |
| 1.6. Rupture des structures avec étage souple - mécanisme d'étage | 28 |
| 1.7. Techniques numériques de modélisation des remplissages..... | 31 |
| 1.7.1. Macro-modélisation..... | 31 |
| 1.7.1.1 Avantages et inconvénients de la Macro-modélisation..... | 32 |
| 1.7.1.2 Caractéristiques géométriques et mécaniques de la bielle diagonale équivalente..... | 33 |
| 1.7.1.2.1 Caractéristiques géométriques..... | 33 |
| 1.7.1.2.1.1 Le modèle à bielle concentrique unique..... | 33 |

| | |
|---|----|
| 1.7.1.2.1.2. Le modèle à bielle excentrique unique..... | 40 |
| 1.7.1.2.1.3. Le modèle à diagonales multiples..... | 41 |
| 1.7.1.2.2. Caractéristiques mécaniques du panneau de remplissage..... | 49 |
| 1.7.1.2.2.1. La résistance du panneau de remplissage..... | 49 |
| 1.7.1.2.2.1.1. Résistance de la bielle associée au mode de rupture parallèle au plan du panneau..... | 49 |
| 1.7.1.2.2.1.2. Résistance de la bielle associée au mode de rupture perpendiculaire au plan..... | 54 |
| 1.7.1.2.2.1.3. Résistance de dimensionnement de la bielle..... | 55 |
| 1.7.1.2.2.2. Rigidité des panneaux de remplissage..... | 55 |
| 1.7.1.2.2.3. Définition de la loi constitutive du panneau de remplissage..... | 59 |
| 1.7.1.3. Influence des ouvertures dans les remplissages sur la macro-modélisation ... | 64 |
| 1.7.1.4 Conclusions..... | 67 |
| 1.7.2. Micro-modélisation..... | 69 |
| 1.7.2.1. Modélisation du panneau de remplissage..... | 69 |
| 1.7.2.1.1. Première approche (Méso-modélisation)..... | 70 |
| 1.7.2.1.2. Deuxième approche (Micro-modélisation détaillée)..... | 70 |
| 1.7.2.1.3. Troisième approche (Micro-modélisation simplifiée)..... | 70 |
| 1.7.2.2. Modélisation du cadre environnant..... | 71 |
| 1.7.2.3. Modélisation des interfaces..... | 72 |
| Chapitre II : Méthodes de calcul des forces sismiques | |
| 2.1. La méthode dynamique modale spectrale (MDMS)..... | 75 |
| 2.1.1. Principe de la Méthode..... | 75 |
| 2.1.1.1. Introduction..... | 75 |
| 2.1.1.2. Hypothèses et modélisation..... | 76 |
| 2.1.1.3. Equation du mouvement..... | 76 |
| 2.1.1.4. Pulsations naturelles et modes propres..... | 77 |
| 2.1.1.5. Découplage des équations du système général..... | 77 |
| 2.1.1.6. Normalisation..... | 79 |
| 2.1.1.7. Résolution du mouvement..... | 79 |
| 2.1.1.8. Combinaison des réponses modales..... | 80 |
| 2.1.2. Action sismique dans le RPA99/version 2003..... | 81 |
| 2.1.2.1. Spectre de réponse dans le RPA99/version 2003..... | 81 |
| 2.1.2.2. Nombre de modes à considérer..... | 83 |
| 2.1.2.3. Combinaison des réponses modales..... | 84 |
| 2.1.2.4. Poids sismique total de la structure..... | 84 |
| 2.1.2.5. Résultante des forces sismiques de calcul..... | 85 |
| 2.2. La méthode statique équivalente (Analyse par forces latérales)..... | 85 |
| 2.2.1. Historique de la théorie « statique »..... | 85 |
| 2.2.2. Principe de la méthode statique équivalente..... | 86 |
| 2.2.3. La méthode statique équivalente selon le RPA99/Version 2003..... | 87 |
| 2.2.3.1 Calcul de la force sismique totale à la base..... | 87 |
| 2.2.3.2 Distribution horizontale des forces sismiques..... | 89 |

| | |
|---|-----|
| 2.3. Prescriptions communes aux deux méthodes selon le RPA..... | 89 |
| 2.3.1. Stabilité au renversement..... | 89 |
| 2.3.2. Calcul des déplacements..... | 89 |
| 2.3.3. Quelques justifications de la sécurité | 89 |
| 2.3.3.1. Généralités | 89 |
| 2.3.3.2. Combinaisons d'actions | 89 |
| 2.3.3.3. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble | 90 |
| 2.3.3.4. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ | 90 |
| 2.3.3.5. Justification vis-à-vis des déformations | 91 |
| 2.4. La méthode de la poussée progressive ou la méthode statique non-linéaire (Pushover) | 91 |
| 2.4.1. Introduction..... | 91 |
| 2.4.2. Analyse Pushover..... | 92 |
| 2.4.2.1 définition de L'analyse Pushover..... | 92 |
| 2.4.2.1.1. Formes de distribution verticale des charges sismique horizontales | 94 |
| 2.4.2.1.1.1. Distribution uniforme..... | 94 |
| 2.4.2.1.1.2. Distribution charge latérale équivalente ELF (Equivalent Lateral Force) | 95 |
| 2.4.2.1.1.3. Distribution selon l'Eurocode 8 N2 | 95 |
| 2.4.2.1.1.4. Distribution selon la déformée du mode fondamental..... | 95 |
| 2.4.2.1.1.5. Distribution SRSS (Square Root of the Sum of Squares)..... | 95 |
| 2.4.2.1.2. Points critiques dans la construction de la courbe pushover..... | 97 |
| 2.4.2.2. Construction de la courbe capacité | 97 |
| 2.4.2.2.1. Conversion dans le diagramme accélération/déplacement (A/D) | 98 |
| 2.4.2.2.1.1. Transformation de la courbe pushover en courbe de capacité..... | 99 |
| 2.4.2.2.1.2. Transformation du spectre de dimensionnement en spectre de capacité... .. | 101 |
| 2.4.2.3. Les avantages et inconvénients de l'analyse pushover..... | 102 |
| 2.4.2.4. Evaluation du déplacement cible et du point de performance | 102 |
| 2.4.2.4.1. La méthode du spectre de capacité CSM | 104 |
| 2.4.2.4.1.1. Système linéaire équivalent | 104 |
| 2.4.2.4.1.1.1. Période naturelle du système linéaire équivalent | 105 |
| 2.4.2.4.1.1.2. Amortissement visqueux du système linéaire équivalent | 106 |
| 2.4.2.4.1.2. Procédures de l'ATC 40..... | 109 |
| 2.4.2.4.2. La méthode des coefficients (CM) | 110 |
| 2.4.2.4.2.1. Détermination du déplacement cible..... | 111 |
| 2.4.2.4.2.2. Méthodologie | 113 |
| 2.4.2.4.2.3. Variantes de la méthode CSM..... | 113 |
| 2.4.2.4.3. La méthode CSM modifiée | 114 |
| 2.4.2.4.4. La méthode N2..... | 114 |
| 2.4.2.4.5. Comparaison des méthodes | 115 |
| 2.4.3. L'analyse Pushover avec SAP2000 | 116 |
| 2.4.3.1. Présentation générale du logiciel SAP2000..... | 116 |
| 2.4.3.2. Définition et attribution des propriétés des rotules plastiques dans SAP2000 | 116 |
| 2.4.3.3. Critères d'acceptation et niveaux de performance de la structure..... | 118 |

| | |
|---|-----|
| Chapitre III : Lois de comportement et modélisations numériques | |
| 3.1. Introduction | 119 |
| 3.2. Modèles de lois de comportement des matériaux de l'ossature..... | 119 |
| 3.2.1. Introduction | 119 |
| 3.2.2. Loi de comportement du béton en compression | 119 |
| 3.2.2.1. Introduction | 119 |
| 3.2.2.2. Loi de comportement de Mander pour le béton non confiné | 120 |
| 3.2.2.3. Loi de comportement de Mander pour le béton confiné..... | 121 |
| 3.2.3. Loi de comportement de l'acier..... | 122 |
| 3.2.3.1. Loi de comportement de Park pour l'acier | 123 |
| 3.3. Modélisation non linéaire des éléments de l'ossature nue | 124 |
| 3.3.1 Modélisation numérique des éléments de l'ossature nue | 128 |
| 3.3.2 Loi de comportement cyclique non linéaire des éléments de l'ossature | 129 |
| 3.4. Modélisation du mur de remplissage en maçonnerie..... | 129 |
| 3.4.1. Modes de ruines adoptés..... | 129 |
| 3.4.2. Modèle de bielle comprimée équivalente adopté..... | 129 |
| 3.4.3. Largeur de la bielle diagonale comprimée équivalente | 129 |
| 3.4.4. La résistance ultime du mur de remplissage | 129 |
| 3.4.5. Modélisation numérique des murs de remplissage en maçonnerie | 130 |
| Chapitre IV : Evaluation du facteur de comportement global des structures en portiques en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide | |
| 4.1. Introduction | 133 |
| 4.2. Méthodologie et Objectif | 135 |
| 4.3. Composantes du facteur de comportement global , R | 135 |
| 4.3.1. Facteur de sur-résistance Ω | 136 |
| 4.3.2. Facteur de ductilité, R_{μ} | 137 |
| 4.3.2.1. Méthode de Newmark et Hall..... | 138 |
| 4.3.2.2. Méthode de Krawinkler et Nassar..... | 139 |
| 4.3.2.3. Méthode de Fajfar..... | 140 |
| 4.3.2.4. Méthode de Priestley..... | 141 |
| 4.3.3. Facteur d'amortissement (R_{ξ})..... | 141 |
| 4.3.4. Facteur de redondance (R_R)..... | 142 |
| 4.4. Facteur R dans les codes sismiques de divers pays..... | 142 |
| 4.4.1. Europe (Eurocode 8)..... | 142 |
| 4.4.2. Japon..... | 143 |
| 4.4.3. Mexique..... | 144 |
| 4.4.4. Égypte..... | 144 |
| 4.4.5. Norme Indienne IS 1893..... | 144 |
| 4.4.6. Norme Américaine ASCE7..... | 145 |
| 4.4.7. Le règlement parasismique marocain (RPS2000)..... | 145 |
| 4.4.8. Le règlement parasismique algérien RPA99/version2003..... | 145 |
| 4.5. Limites de performance structurelle (critères de ruine)..... | 146 |
| 4.5.1. Critères de ruine locale | 148 |
| 4.5.2. Critères de ruine globale | 148 |

Chapitre V : Simulations numériques

| | |
|---|-----|
| 5.1. Description des structures étudiées | 150 |
| 5.1.1. Géométrie et configuration structurale..... | 150 |
| 5.1.2. Données de calcul des structures étudiées..... | 150 |
| 5.1.3. Coffrage et ferrailage des poutres et poteaux des structures étudiées..... | 151 |
| 5.1.4. Macro-modélisation des murs de remplissage en maçonnerie | 152 |
| 5.1.4.1. Largeur de la bielle équivalente..... | 152 |
| 5.1.4.2. Résistance de la bielle | 152 |
| 5.1.5. Modélisation non-linéaire des éléments de la structure | 152 |
| 5.1.5.1. Modélisation non-linéaire des poutres et des poteaux | 152 |
| 5.1.5.2. Modélisation non linéaire du panneau de remplissage..... | 153 |
| 5.1.6. Modèles considérés pour l'analyse | 153 |
| 5.2. Est-ce-que l'interaction cadre-mur de remplissage en maçonnerie est correctement représentée par le RPA99/Version2003 ?..... | 154 |
| 5.2.1. Objectif de la comparaison | 154 |
| 5.2.2. Résultats et discussions | 154 |
| 5.2.2.1. Réponse en termes de période naturelle fondamentale..... | 154 |
| 5.2.2.2. Réponse en termes de cisaillement d'étages..... | 156 |
| 5.2.2.3. Réponse en termes de déplacements | 157 |
| 5.2.2.4. Réponse en termes de déplacements inter-étages..... | 158 |
| 5.2.2.5. Réponse en termes d'effet P- Δ | 159 |
| 5.2.2.6. Réponse en termes de moment de renversement d'étages..... | 160 |
| 5.2.3. Conclusions | 161 |
| 5.3. Impact des murs de remplissage en maçonnerie sur le comportement sismique non linéaire des bâtiments en portiques en béton armé dimensionnés selon le règlement parasismique algérien (RPA99/VERSION2003)..... | 163 |
| 5.3.1. Introduction..... | 163 |
| 5.3.2. Objectif de l'étude | 163 |
| 5.3.3. Résultats et discussions | 163 |
| 5.3.3.1. Courbes de capacités (Pushover)..... | 164 |
| 5.3.3.2. Cisaillement d'étages..... | 164 |
| 5.3.3.3. Moment de renversement d'étages..... | 165 |
| 5.3.3.4. Déplacements | 166 |
| 5.3.3.5. Déplacements inter-étages..... | 167 |
| 5.3.3.6. Effet P- Δ | 168 |
| 5.3.3.7. Point de performance | 168 |
| 5.3.3.8. Rigidité | 169 |
| 5.3.3.9. Ductilité..... | 170 |
| 5.3.3.10. Formation de rotules plastiques et mécanisme de ruine | 170 |

| | |
|---|-----|
| 5.3.3.10.1. Au point de performance..... | 171 |
| 5.3.3.10.2. Au point ultime | 172 |
| 5.3.4. Conclusions..... | 173 |
| 5.4. Influence de la hauteur sur l'évaluation du facteur de comportement global (R) des structures en portiques en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide en considérant diverses formes de distribution verticale des charges sismiques..... | 174 |
| 5.4.1. Objectif de l'étude..... | 174 |
| 5.4.2. Structures étudiées | 175 |
| 5.4.2.1. Géométrie et configuration structurale..... | 175 |
| 5.4.2.2. Données de calcul des structures étudiées..... | 176 |
| 5.4.2.3. Coffrage et ferrailage des poutres et poteaux des structures étudiées..... | 178 |
| 5.4.3. Paramètres du facteur de comportement, R | 180 |
| 5.4.3.1. Facteur de ductilité, R_{μ} | 180 |
| 5.4.3.2. Facteur de sur-résistance, Ω | 180 |
| 5.4.4. Distribution verticale des charges sismiques horizontales | 180 |
| 5.4.5. Définition du déplacement cible de la structure | 180 |
| 5.4.6. Critères de ruine | 180 |
| 5.4.7. Caractéristiques et lois de comportement des bielles..... | 180 |
| 5.4.8. Résultats des analyses | 181 |
| 5.4.8.1. Courbes de capacité des structures étudiées..... | 182 |
| 5.4.8.2. Mécanismes de ruine et distribution des rotules plastiques à la ruine..... | 184 |
| 5.4.8.3. Analyse comparative des résultats obtenus des structures étudiées..... | 185 |
| 5.4.8.3.1. Ductilité globale μ des structures étudiées..... | 185 |
| 5.4.8.3.2. Facteurs de sur-résistance, Ω , des structures étudiées..... | 186 |
| 5.4.8.3.3. Facteur de comportement, R, des structures étudiées..... | 187 |
| 5.4.9. Conclusions | 190 |
| Chapitre VI: Conclusions et contributions personnelles | |
| 6.1. Conclusions générales..... | 192 |
| 6.2. Les principales contributions de la thèse | 193 |
| 6.3. Orientations de recherche futures | 193 |
| 6.4. Publications issues de cette thèse..... | 194 |
| Références bibliographiques..... | 195 |

LISTE DES FIGURES

Chapitre I: Synthèse bibliographique

| | |
|--|----|
| Figure. 1.1 : Bâtiment en portiques en béton armé munis de murs de maçonnerie..... | 7 |
| Figure 1.2 : Structure en portiques en béton armé avec des murs de remplissage suite à l'action du tremblement de terre..... | 8 |
| Figure 1.3 : Pathologie des poteaux endommagés par le séisme de Boumerdes (poteau court)..... | 9 |
| Figure 1.4 : Modélisation de l'action du remplissage par une bielle diagonale..... | 10 |
| Figure 1.5 : Ruine et chute des murs de remplissage dans les deux directions épargnant l'effondrement du bâtiment après séisme | 11 |
| Figure 1.6 : Effondrement local dû à la différente hauteur de la colonne par rapport à celle du remplissage..... | 11 |
| Figure 1.7 : des exemples d'effondrement de bâtiments en raison d'une distribution irrégulière des remplissages sur la hauteur..... | 12 |
| Figure 1.8 : Rupture par torsion du bâtiment en raison d'une distribution horizontale irrégulière des remplissages (Kobe, 1995)..... | 12 |
| Figure 1.9 : Comportement des cadres sous charges latérales..... | 13 |
| Figure 1.10 : Enveloppe des contraintes axiales, tirée de Elrazik et al. (2006, p.7)..... | 14 |
| Figure 1.11: Le comportement élastique de l'ensemble panneau-cadre..... | 15 |
| Figure 1.12 : L'apparition de fissures dans la paroi de remplissage..... | 15 |
| Figure 1.13 : Comportement du cadre contreventé..... | 16 |
| Figure 1.14. Comportement élasto-plastique du cadre | 16 |
| Figure 1.15. Modes de rupture du panneau de remplissage en maçonnerie..... | 17 |
| Figure 1.16. Fissuration en escalier le long des joints de mortier..... | 18 |
| Figure 1.17. Glissement horizontal le long des joints de mortier..... | 19 |
| Figure 1.18. Modélisation du panneau de maçonnerie en pente dans un joint horizontal... .. | 20 |
| Figure. 1.19 : Écrasement des coins comprimés de la maçonnerie..... | 21 |
| Figure 1.20 : Mode de ruine par compression de la diagonale (DC)..... | 22 |
| Figure 1.21 : Rupture de la paroi de remplissage par flexion..... | 22 |
| Figure 1.22 : Rupture hors plan des murs de remplissage..... | 23 |
| Figure 1.23 : Modes de rupture dans le cadre environnant..... | 24 |
| Figure 1.24 : Mécanisme de rupture par flexion avec des rotules plastiques dans les extrémités des membres..... | 24 |
| Figure 1.25 : Mécanisme de rupture par flexion avec des rotules plastiques le long des membres..... | 25 |
| Figure 1.26 : Rupture par traction avec plastification des armatures longitudinales..... | 25 |
| Figure 1.27 : Rupture de la barre d'ancrage..... | 26 |
| Figure 1.28 : Rupture par cisaillement des colonnes..... | 27 |
| Figure 1.29 : Rupture du joint poutre-colonne et joint endommagé..... | 27 |
| Figure.1.30. Exemple d'un bâtiment sans remplissage au rez-de-chaussée..... | 28 |
| Figure 1.31 : Portique sans murs de remplissage au RDC..... | 29 |
| Figure 1.32 : Exemples de rotules plastiques au niveau de l'étage souple..... | 29 |

| | |
|--|----|
| Figure 1.33:Exemples d'effondrement de bâtiments avec étage souple..... | 30 |
| Figure 1.34 : modèles d'éléments finis pour panneaux de remplissage..... | 31 |
| Figure 1.35 : Modélisation du mur de remplissage par une bielle diagonale comprimée.... | 33 |
| Figure 1.36 : Les caractéristiques géométriques de l'ensemble cadre – bielle..... | 34 |
| Figure 1.37 : Largeur effective en fonction du paramètre de rigidité relative panneau-cadre Λh | 38 |
| Figure 1.38 : L'influence de la charge verticale sur la largeur de la diagonale comprimée..... | 39 |
| Figure 1.39. Configuration de la bielle proposée dans l'ASCE-41..... | 41 |
| Figure 1.40 : Modèle de diagonale excentrique..... | 42 |
| Figure 1.41 : Le modèle proposé par Leuchars et Scrivener..... | 42 |
| Figure 1.42 : Le modèle diagonal multiple proposé par Thiruvengadam..... | 43 |
| Figure 1.43 : Modèle proposé par Andreaus..... | 43 |
| Figure 1.44 : Modèle proposé par Syrmakezis et Vratsanou..... | 44 |
| Figure 1.45 : modèle à deux diagonales proposé par Schmidt..... | 44 |
| Figure 1.46 : Le modèle proposé par Crisafulli..... | 44 |
| Figure 1.47 : Modélisation du panneau de remplissage par six bielles (Chrysostomou 1991)..... | 45 |
| Figure 1.48 : Modélisation du panneau de remplissage par six bielles (El-Dakhakhni 2000,El-Dakhakhni et al,2001)..... | 46 |
| Figure 1.49 : Modèle à bielles multiples proposé par Crisafulli et Carr (2007) pour le panneau de remplissage en maçonnerie..... | 46 |
| Figure 1.50 : interaction bidirectionnelle entre les bielles (Rodriguez et al, 2008)..... | 47 |
| Figure 1.51 : paramètres d'action du remplissage en maçonnerie et la bielle diagonale équivalente..... | 50 |
| Figure 1.52 :Mécanisme de transfert de charge latéral dans des cadres nus et cadres avec des panneaux de maçonnerie..... | 56 |
| Figure 1.53 : Schémas équivalents pour le cadre muni de remplissage mural..... | 57 |
| Figure 1.54 : Comparaison entre différentes méthodes pour calculer la rigidité et la résistance du panneau de remplissage dans le spécimen 8 testé par Mehrabi (1994)..... | 59 |
| Figure 1.55 : Relation force-déplacement pour le modèle à bielle équivalente proposé dans Pangiotakos et Fardis (1996) | 60 |
| Figure 1.56: Relation force-déplacement pour le modèle à bielle équivalente considéré dans Bertoldi et al. (1993) | 62 |
| Figure 1.57 : Loi de comportement de la maçonnerie..... | 64 |
| Figure 1.58 : Détermination du facteur de réduction due à la présence d'ouvertures (Papia et al., 2003)..... | 65 |
| Figure 1.59 : modèle à bielle diagonale pour remplissage avec ouverture (Decanini et al. ,2012)..... | 66 |
| Figure 1.60 : Différentes stratégies de modélisation de la maçonnerie par EF proposées par Lourenco (1996)..... | 71 |

| | |
|---|-----|
| Figure 1.61 : Élément de lien de liaison utilisé pour représenter le comportement des interfaces de cadre de panneau..... | 73 |
| Figure 1.62 : Eléments d'interfaces :(a) Elément général, (b) Elément modifié développé par King et Pauley..... | 73 |
| Chapitre II :Méthodes de calcul des forces sismiques | |
| Figure 2.1 : Principe de l'analyse modale spectrale..... | 75 |
| Figure 2.2 : Modélisation d'un bâtiment sous charges sismiques..... | 76 |
| Figure 2.3 : Contribution des modes de vibrations dans la réponse sismique globale de la structure | 77 |
| Figure 2.4 : Représentation de la courbe pushover..... | 93 |
| Figure 2.5 : Distributions verticales typiques des forces sismiques horizontales..... | 97 |
| Figure 2.6:Transformation de la courbe pushover en courbe de capacité et le spectre de dimensionnement en spectre de capacité | 98 |
| Figure 2.7 : Développement de la courbe pushover et conversion de la courbe pushover en diagramme de capacité..... | 101 |
| Figure 2.8 : (a)Spectre de demande élastique (Sae-T), (b) Spectre élastique (Sae-Sde) et (c) Spectre inélastique | 101 |
| Figure 2.9 : Représentation schématique des quatresapproches utilisés pour l'évaluation du déplacement cible | 103 |
| Figure 2.10: Relation bilinéaire force-déplacement pour un système à 1DDL | 105 |
| Figure 2.11: Amortissement visqueux équivalent dû à la dissipation d'énergie hystérétique pour le système SDF inélastique | 106 |
| Figure 2.12: Variation de la période et l'amortissement visqueux du système linéaire équivalent en fonction de la ductilité..... | 107 |
| Figure 2.13 : variation du facteur de modification de l'amortissement en fonction de l'amortissement équivalent..... | 108 |
| Figure 2.14 : Principe de la procédure A de l'ATC 40..... | 110 |
| Figure 2.15 : Idéalisation bilinéaire de la courbe pushover..... | 111 |
| Figure 2.16 : Point de performance selon l'Eurocode 8..... | 115 |
| Figure 2.17 : Loi Force-déplacement idéalisée pour les poutres et poteaux en béton armé .. | 117 |
| Chapitre III :Lois de comportement et modélisations numériques | |
| Figure 3.1 : Disposition des différents matériaux dans un élément de section carrée..... | 119 |
| Figure 3.2 : Diagramme contrainte-déformation du béton non confiné | 120 |
| Figure 3.3 : Diagramme contrainte-déformation | 121 |
| Figure 3.4 : Détermination de la résistance de confinement à partir des contraintes latérales de confinement pour des sections rectangulaires | 122 |
| Figure 3.5 : Béton de confinement efficace pour un ferrailage transversal rectangulaire.... | 122 |
| Figure 3.6 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier en traction | 123 |
| Figure 3.7 : Diagramme contrainte- déformation de l'acier pour la loi de Park | 123 |
| Figure 3.8 : Modélisation des éléments structurels pour l'analyse pushover..... | 125 |
| Figure 3.9 : Diagramme moment-rotation associé à la rotule plastique de flexion pour les poutres et les poteaux | 125 |
| Figure 3.10 : Section doublement armé à son état élastique limite..... | 126 |

| | |
|---|-----|
| Figure 3.11 : Distribution réelle et idéalisée des courbures dans le domaine inélastique, pour une poutre soumise à l'action sismique | 128 |
| Figure 3.12 : Loi M- Θ hystérétique du modèle Takeda | 129 |
| Figure 3.14: Loi Force-déplacement Pour la maçonnerie | 130 |
| Figure 3.15: Rotule plastique de compression | 130 |
| Figure 3.16 : Définition du déplacement relatif $\frac{\Delta_{eff}}{h_{eff}}$ | 131 |
| Figure 3.17 : Attribution des rotules plastiques aux différents éléments du cadre, adapté de | 132 |

Chapitre IV : Evaluation du facteur de comportement global des structures en portiques en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide

| | |
|---|-----|
| Figure 4.1 : Schématisation d'obtention d'un spectre de dimensionnement selon les codes parasismiques existants | 134 |
| Figure 4.2: Relations entre le facteur de comportement (R), le facteur de sur-résistance (Ω), le facteur de ductilité ($R\mu$) et la ductilité globale (μ) | 136 |
| Figure 4.3: Schématisation du principe d'égalité des forces des oscillations simples | 138 |
| Figure 4.4 : Schématisation du principe d'égalité des énergies dissipées par des oscillateurs simples | 138 |
| Figure 4.5 : Schématisation du principe d'égalité des déplacements des oscillateurs | 139 |
| Figure 4.6 : Tracé R- μ -T pour un system SDOF inélastique | 140 |
| Figure 4.7 : Spectre de réponse et période limite supérieure de la zone d'accélération constante, TC. | 141 |
| Figure 4.8 : Quatre cas d'instabilité structurale | 149 |
| Figure 4.9 : Cas d'instabilité structurale dû à la maçonnerie..... | 149 |

Chapitre V : Simulations Numériques

| | |
|---|-----|
| Figure5.1 : Vue en plan des structures étudiées | 150 |
| Figure5.2 : Vue en élévation des structures étudiées..... | 150 |
| Figure 5.3.Différents modèles développés avec bielles (Mainstone)..... | 153 |
| Figure 5.4 : Le modèle typique développé pour les 5 modèles de structures selon le règlement parasismique algérien RPA (sans bielles)..... | 153 |
| Figure 5.5 : Comparaison des périodes fondamentales longitudinales des modèles étudiés avec et sans remplissage rigide | 153 |
| Figure 5.6 : Comparaison des forces de cisaillement à l'étage le long de la hauteur des modèles étudiés avec et sans remplissage rigide | 155 |
| Figure 5.7 : Comparaison des déplacements des étages le long de la hauteur des modèles étudiés avec et sans remplissage rigide | 156 |
| Figure 5.8 : Comparaison des déplacements inter-étages le long de la hauteur des modèles étudiés avec et sans remplissage rigide | 157 |
| Figure 5.9 : Comparaison des effets P- Δ à l'étage le long de la hauteur des modèles étudiés avec et sans remplissage rigide..... | 159 |
| Figure 5.10 : Comparaison du moment de renversement à l'étage le long de la hauteur des modèles étudiés avec et sans remplissage rigide..... | 160 |
| Figure 5.11 : Courbes Pushover des modèles étudiés..... | 164 |

| | |
|---|-----|
| Figure 5.12 : Force de cisaillement à l'étage le long de la hauteur du bâtiment pour les modèles étudiés..... | 164 |
| Figure 5.13 : Moment de renversement à l'étage le long de la hauteur du bâtiment pour les modèles étudiés..... | 165 |
| Figure 5.14 : Déplacements des étages le long de la hauteur du bâtiment pour les modèles étudiés..... | 166 |
| Figure 5.15 : Déplacements inter-étages le long de la hauteur du bâtiment pour les modèles étudiés..... | 167 |
| Figure 5.16 : Effet P- Δ à l'étage le long de la hauteur du bâtiment pour les modèles étudiés..... | 168 |
| Figure 5.17 : Effort tranchant à la base au point de performance des modèles étudiés..... | 168 |
| Figure 5.18 : Raideur des modèles étudiés..... | 169 |
| Figure 5.19: Ductilité des modèles étudiés..... | 170 |
| Figure 5.20: Mécanisme de ruine des rotules plastiques des modèles étudiés au point de performance..... | 171 |
| Figure 5.21 : Histogramme des fréquences de formation des rotules plastiques des modèles étudiés au point de performance..... | 172 |
| Figure 5.22 : Mécanisme de ruine des rotules plastiques des modèles étudiés au point ultime..... | 172 |
| Figure 5.23 : Histogramme des fréquences de formation des rotules plastiques des modèles étudiés au point ultime | 173 |
| Figure 5.24 : Vue en plan des bâtiments étudiés..... | 175 |
| Figure 5.25: Vue en élévation des bâtiments étudiés..... | 175 |
| Figure 5.26 : Structure R+7 avec remplissage en maçonnerie sur toute la hauteur..... | 176 |
| Figure 5.27 : Sections des poteaux et poutres de la structure de base étudiée..... | 178 |
| Figure 5.28: Ferrailage aux extrémités poutres et des poteaux de la structure nue | 179 |
| Figure 5.29 : Modélisation en 3dimensions de la structure de base -R+7..... | 181 |
| Figure 5.30: Courbes de capacité idéalisées des structures étudiées sens X et Y..... | 182 |
| Figure 5.31: Mécanismes de ruine et distribution des rotules plastiques à la ruine des 7 portiques étudiés sens x | 184 |
| Figure 5.32: Ductilité globale des 7 structures étudiées | 185 |
| Figure 5.33 : Facteurs de sur-résistance des portiques étudiés | 187 |
| Figure 5.34 : Influence du nombre de niveaux sur la valeur du facteur de comportement R. | 189 |

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I: Synthèse bibliographique

| | |
|---|----|
| Tableau 1.1 : paramètres k_1 et k_2 | 37 |
| Tableau 1.2. Résumé de quelques modèles de bielles développés pour les panneaux de remplissage..... | 47 |
| Tableau 1.3 : Détermination des paramètres K_1 et K_2 | 62 |

Chapitre II :Méthodes de calcul des forces sismiques

| | |
|---|-----|
| Tableau 2.1 : Valeurs de T_1 et T_2 | 81 |
| Tableau 2.2 : Coefficient d'accélération de zone « A »..... | 81 |
| Tableau 2.3: Valeurs de ξ (%)...... | 82 |
| Tableau 2.4: valeurs des pénalités P_q | 82 |
| Tableau 2.5 : valeurs du coefficient de comportement R | 83 |
| Tableau 2.6 : valeurs du coefficient de pondération..... | 85 |
| Tableau 2.7 : Coefficient d'accélération de zone « A »..... | 87 |
| Tableau 2.8 : Valeurs de T_1 et T_2 | 87 |
| Tableau 2.9: valeurs du coefficient C_T | 88 |
| Tableau 2.10 : Types de structures..... | 108 |
| Tableau 2.11 : Valeurs du coefficient k | 109 |
| Tableau 2.12 : Les valeurs du coefficient C_0 en fonction du nombre d'étages..... | 111 |
| Tableau 2.13 : Les valeurs du coefficient C_2 | 112 |

Chapitre III : Lois de comportement et modélisations numériques

| | |
|---|-----|
| Tableau 3.1 : Rigidité de flexion utilisée pour modéliser les éléments structurels..... | 124 |
| Tableau 3.2 : Relations Force-déformation simplifiées pour les panneaux de remplissage en maçonnerie-Procédure statique non linéaire (Tableau 7-7 du Fema 273)..... | 131 |

Chapitre IV : Evaluation du facteur de comportement global des structures en portiques en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide

| | |
|---|-----|
| Tableau 4.1 : Valeurs des paramètres de régression a et b en fonction de la rigidité post-élastique [177]..... | 140 |
| Tableau 4.2 : Valeur de base du facteur de réponse q_0 en eurocode8 pour les portiques en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide..... | 143 |
| Tableau 4.3 : Valeurs de K_D représentant la classe de ductilité dans l'Eurocode8..... | 143 |
| Tableau 4.4 : Valeurs de K_R reflétant l'irrégularité structurale en élévation dans EC8 ... | 144 |
| Tableau 4-5: Comparaison du facteur R pour les codes sismiques EC-8, Japon et Mexique..... | 144 |
| Tableau 4.6 : Facteur R dans le code sismique Egyptien..... | 144 |

| | |
|---|-----|
| Tableau 4.7 : Valeurs de R pour les structures en portiques en béton armé, Selon IS1893..... | 144 |
| Tableau 4.8 : Valeurs de R pour les structures en portiques en béton armé, selon ASCE 7..... | 145 |
| Tableau 4.9 : Valeurs de R pour les structures en portiques en béton armé avec et sans remplissage en maçonnerie rigide, selon RPS2000..... | 145 |
| Tableau 4.10 : Valeurs de R pour les structures en portiques en béton armé avec et sans remplissage en maçonnerie rigide, selon RPA99/V.2003..... | 146 |
| Tableau 4.11: Limites de déformation pour différents niveaux de performance, selon ATC-40..... | 147 |
| Tableau 4.12: Limites de rotation plastique pour les poutres en BA contrôlée par flexion, selon ATC-40..... | 147 |
| Tableau 4.13: Limites de rotation plastique pour les poteaux en BA contrôlée par flexion, selon ATC-40..... | 148 |

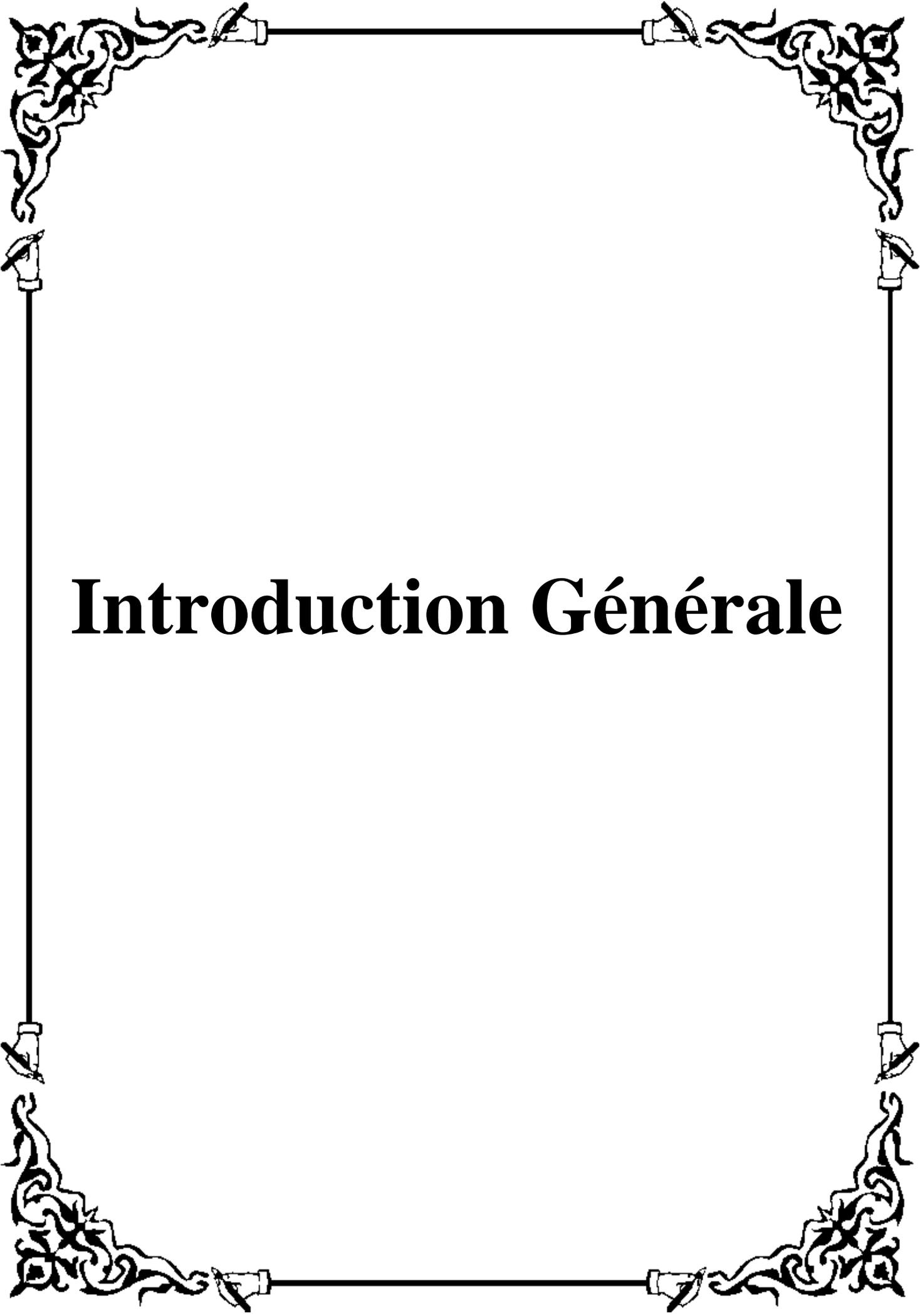
Chapitre V : Simulations Numériques

| | |
|---|-----|
| Tableau5.1 : Valeurs de R et ξ des modèles étudiés dans les deux configurations..... | 151 |
| Tableau 5.2: Coffrage et ferrailage aux extrémités des poteaux et des poutres des structures étudiées..... | 151 |
| Tableau 5.3: Propriétés modales des structures étudiées dans les deux configurations.... | 155 |
| Tableau 5.4 : Caractéristiques principales du matériau brique creuse de terre cuite considéré | 177 |
| Tableau 5.5 : Ferrailage aux extrémités des poutres et des poteaux des structures étudiées..... | 179 |
| Tableau 5.6 : Caractéristiques géométriques, mécaniques et lois de comportement de la bielle de compression généralisée..... | 180 |
| Tableau 5.7 : Indices de stabilité maximum des structures étudiées associés à la valeur limite du déplacement inter-étages..... | 183 |
| Tableau 5.8 : Ductilité des structures étudiées..... | 186 |
| Tableau 5.9: Valeurs des facteurs de réduction R_{μ} , Ω et du facteur de comportement R..... | 188 |
| Tableau 5.10 : Valeurs de R-Sens X..... | 188 |
| Tableau 5.11 : Valeurs de R-Sens Y..... | 188 |

LISTE DES PRINCIPAUX SYMBOLES

W : largeur de la bielle diagonale équivalente
 λ_h : Coefficient utilisé pour déterminer la largeur équivalente de la bielle de remplissage
 r_{inf} : longueur de la bielle diagonale équivalente
hcol : hauteur de la colonne
hinf : hauteur du panneau de remplissage
Lb : longueur de la outre
L : longueur du panneau de remplissage
Lc : longueur de contact
Ew : module d'élasticité de la maçonnerie;
tw : l'épaisseur de la maçonnerie et de la bielle équivalente;
Ec : module d'élasticité du béton;
 I_C : est le moment d'inertie du poteau
 Θ : est l'angle dont la tangente est le rapport hauteur de remplissage/longueur du remplissage
Am : la surface du panneau de maçonnerie dans un plan horizontal
 μ : coefficient de frottement;
 τ_0 : Cohésion de la couche de mortier.
Vs : force de cisaillement à la rupture
 σ_N : la contrainte de compression verticale dans les parois de remplissage.
f'm : est la résistance de la maçonnerie en compression ;
j : épaisseur du joint du mortier;
hb : hauteur d'un bloc de maçonnerie (brique);
f'cb : résistance en compression d'un bloc de maçonnerie;
f'tb : résistance en traction d'un bloc de maçonnerie
Uu : coefficient de non uniformité de contrainte
f'j : résistance en compression du mortier
ftp : résistance à la rupture de maçonnerie.
 R_{bielle} : résistance de la bielle de dimensionnement
 $R_{écrasement}$: la résistance de la maçonnerie à l'écrasement
 $R_{cisaillement}$: la force nécessaire pour atteindre sa résistance au cisaillement
Kd : rigidité axiale de la diagonale
Ks : rigidité axiale du poteau
kg : rigidité axiale de la poutre
K1 : Rigidité initiale
Fy : Force élastique
K2 : Rigidité post-élastique
Fm : Force maximale
Sm : Déplacement associé à la force maximale
Fr : Force résiduelle

f_{cj} : Résistance en compression à j jour du béton.
 f_{tj} : Résistance à la traction à j jour du béton.
R : Coefficient de comportement
 Ω : facteur de sur-résistance
 R_{μ} :facteur de ductilité
 μ :ductilité
Q : Le facteur de qualité
 $\xi(\%)$: Le pourcentage d'amortissement critique
A : Le coefficient d'accélération
D :facteur d'amplification dynamique
V, Vb : Force sismique à la base
T2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site
 β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge



Introduction Générale

Définition de la problématique

La maçonnerie, en tant que technique de construction très ancienne et le béton, matériau caractérisé par sa qualité particulière d'être moulé sous une forme quelconque, sont deux options que les ingénieurs constructeurs ont exploités dans de nombreuses et diverses solutions structurelles. Dans ce contexte, le béton vient compléter la maçonnerie et amener les structures mixtes résultantes à une augmentation de la ductilité et de la capacité de dissipation d'énergie sismique induite par le tremblement de terre. Les solutions développées au fil du temps consistaient en la construction de structures de maçonnerie confinées avec des éléments linéaires (piliers, ceintures) en béton armé, l'utilisation de maçonnerie armée ou la construction de l'ossature (poutres et poteaux) résistante en béton armé et l'insertion des parois de remplissage pour la fermeture et le partitionnement de l'espace.

Ce dernier système structurel, le plus sensible à l'activité sismique, est souvent utilisé dans différents pays dont la sismicité est relativement élevée. Parmi ces pays, on peut citer ceux du bassin méditerranéen comme l'Italie, la Turquie, la Grèce, le Portugal, la Roumanie et l'Algérie.

Selon le règlement parasismique algérien RPA99/V.2003, cette catégorie de système composite de portique en béton armé et du remplissage en maçonnerie rigide résistant aux forces sismiques, connue sous le nom de '**portique auto-stable avec remplissage en maçonnerie rigide**' au quel on lui a attribué un coefficient de comportement global $R=3.5$, est défini comme étant « une ossature constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales. Pour cette catégorie, les éléments de remplissage de la structure sont constitués par des mur sen maçonnerie de petits éléments insérés dans le cadre poteaux-poutres dont l'épaisseur (hors crépissage) ne dépasse pas 10 cm (exception faite pour les remplissages périphériques ou les séparations entre deux (2) logements ou deux locaux d'un même niveaux ou une deuxième paroi de 5 cm , du côté intérieur est tolérée ; Cette dernière peut éventuellement avoir une épaisseur de 10 cm à condition qu'elle ne soit pas insérée dans les cadres poteaux-poutres pour ne pas aggraver les phénomènes d'interaction maçonnerie –structure. En outre les remplissages concernés doivent être disposés en plan aussi symétriquement que possible par rapport au centre de masse de chaque étage de façon à ne pas aggraver une dissymétrie éventuelle du système de contreventement en béton armé de l'étage(portique auto-stable).Les bâtiments concernés ne doivent par ailleurs pas dépasser 6 niveaux ou 20m en zone I et II et 2 niveaux ou 8m en zone III. ». Toujours selon le même règlement, la catégorie du système ayant un étage souple au quel on lui a attribué un coefficient de comportement global $R=2$, est connue sous l'appellation '**Système comportant des transparences (étages souples)**' est défini comme«... Ces systèmes sont en général à éviter. Sinon, outre la pénalisation par un coefficient de comportement adéquat, il y a lieu de prendre toutes les dispositions à même d'atténuer les effets défavorables prévisibles. »

Introduction générale

Dans le calcul des structures en portique en béton armé, l'interaction ossature-murs de remplissage n'est pas prise en considération de façon précise. Les murs de remplissage peuvent être soit en briques creuses d'argile cuite ou en parpaings de béton. Dans les murs de remplissage les parpaings ou briques sont entreposés par le biais d'un mortier léger assurant l'adhérence et la stabilité. Ils peuvent être solidaires ou pas solidaires aux portiques.

Plusieurs chercheurs insistent sur le rôle positif des murs de remplissage dans la résistance et la rigidité des portiques en béton armé sous l'action des forces sismiques. Cependant, lors des événements sismiques qui ont frappés certains pays tel que la Turquie et l'Algérie (séisme de Chlef du 10 octobre 1980 et celui de Boumerdès du 21 mai 2003), des centaines de bâtiments à ossature en portiques en béton armé avec remplissage en maçonnerie ont subi des dommages importants allant jusqu'à l'effondrement total de l'ouvrage qui ont été attribués, selon d'autres chercheurs, à l'effet négatif du remplissage sur l'ossature.

Beaucoup de ces bâtiments ont été construits avant l'émergence de codes de conception sismique, c'est pourquoi il est nécessaire d'évaluer leur comportement et capacité à résister aux actions sismiques afin de concevoir des mesures d'intervention pour assurer un comportement favorable lors de futurs tremblements de terre. En outre, ce type de structure est largement utilisé dans les constructions actuelles, et la connaissance approfondie du comportement sismique crée les bases d'une conception efficace basée sur les performances et coût réduit.

La réponse sismique de ces types de structures est un domaine insuffisamment étudié pour lequel il n'existe pas de recommandations détaillées dans les règles de conception. L'approche actuelle, appliquée dans la pratique, néglige la contribution de la maçonnerie au comportement de la structure, le mur étant considéré comme un élément non structurel. Cette hypothèse simplificatrice a été invalidée au fil du temps par les tremblements de terre qui se sont produits, lorsqu'il a été constaté que les panneaux de maçonnerie peuvent influencer le comportement de la structure avec maçonnerie de manière décisive, imposant ainsi des compléments de principes de conception.

Pour une évaluation correcte de la façon dont la paroi de maçonnerie influence la réponse sismique globale, il est nécessaire d'établir le type de connexion entre le cadre et le panneau, la connaissance de ses caractéristiques physico-mécaniques, les mécanismes de ruine et le degré auquel la structure peut répondre de manière inélastique à l'action sismique.

L'intérêt pour l'étude de ce type de structure a commencé dans les années 1960 lorsque des chercheurs russes et américains ont analysé le comportement du panneau de maçonnerie à l'action sismique. Ils ont introduit le concept de bielle diagonale compressé comme une zone dans laquelle les efforts du mur sont concentrés. Des études ultérieures, à la fois théoriques et expérimentales ont permis une meilleure compréhension du problème tout en laissant des aspects non traités.

Introduction générale

Au cours des dernières années, les codes de conception ont introduit certaines réglementations pour traiter ce type de structure, l'Eurocode 8, les codes de la Roumanie, Nouvelle-Zélande et FEMA 306 étant quelques-uns d'entre eux. Une série de règles recommandent que les portiques en béton soient isolés de la paroi pour éviter tout inconvénient possible lié à l'interaction avec la structure, et une autre catégorie repose sur l'apport favorable des murs de maçonnerie.

Objectifs de la thèse

Dans ce travail, on cherche à modéliser le comportement du composite , murs-portiques, par le biais des bielles diagonales de compression, afin de vérifier et quantifier dans la mesure du possible la contribution des remplissages dans l'amélioration ou la détérioration de la performance (résistance, rigidité,...) de telles structures.

La thèse vise à fournir une vue d'ensemble sur la question des structures en portiques en béton armé munis de panneaux de remplissage en maçonnerie, avec une présentation des données théoriques existantes dans la littérature sur cette question, complétée par des simulations numériques réalisées.

L'étude présente une synthèse sur le comportement sismique de ce type de structure et les modes de rupture de la paroi de remplissage en maçonnerie ainsi que le cadre environnant.

L'étude menée dans le premier chapitre consiste à compléter les connaissances existantes sur les techniques de modélisation des panneaux de remplissages. L'accent est mis sur la macro-modélisation où les paramètres tels que la largeur de la diagonale équivalente, la force de rupture de la paroi et la rigidité de l'assemblage, sont largement traités. En outre, connaître l'influence exercée par le panneau sur les éléments structurels est décisif dans l'évaluation de la réponse sismique globale de la structure, ce qui est confirmé par les analyses comparatives effectuées.

Parmi les effets négatifs possibles, l'étude aborde la question des bâtiments avec étage souple, très vulnérables à l'action sismique et identifie des questions problématiques. Une analyse comparative est effectuée avec les structures entièrement remplies en maçonnerie, du point de vue de déplacement inter-étage et de force de cisaillement à la base. Il identifie également la réduction de la capacité portante due au manque de maçonnerie dans l'étage souple.

Un objectif principal de cette thèse est la mise en évidence de la carence du règlement parasismique algérien RPA99/V.2003 à bien refléter l'interaction cadre-mur de remplissage.

L'analyse statique non linéaire (pushover) est une méthode qui reflète avec une précision suffisante le comportement structurel global des portiques munis de parois de maçonnerie. Par conséquent, la thèse propose une étude comparative basée sur les courbes de capacité

Introduction générale

fournies par ce type d'analyse, en soulignant l'augmentation de la résistance, de la rigidité et de la diminution de la ductilité due à la présence de murs de maçonnerie. Leur effet positif sur le comportement global est clairement mis en évidence et la nécessité de leur introduction dans la phase de conception structurelle est confirmée.

Etant donné que le facteur de comportement, R , facteur qui exprime la capacité de la structure avec remplissage à dissiper l'énergie par des déformations inélastiques, n'a pas bénéficié de recommandations spécifique à ce système structurel, lors de l'actualisation du code parasismique algérien RPA99/Version2003 après le séisme de Boumerdès (2003), un autre objectif s'impose en la contribution, par une analyse pushover, à la détermination de ce facteur de comportement relatif à ce type de système structurel. Les valeurs obtenues sont comparées avec celles préconisées dans les recommandations traitant des murs de remplissage dans les règlements de conception parasismique notamment celui de l'Algérie.

Organisation de la thèse

La thèse est structurée en cinq chapitres, comme suit:

L'introduction, est un aperçu succinct du domaine de la thèse, justifiant l'approche du sujet et précisant ses objectifs. En outre, le chapitre contient un aperçu de la structure de la thèse, en précisant les principales questions examinées dans chaque chapitre.

Le chapitre 1, comprend une recherche bibliographique détaillée sur la façon dont l'assemblage cadre - panneau se comporte sous l'action sismique.

En ce qui concerne les possibilités de modélisation par calcul de la paroi de remplissage, les deux approches existantes sont présentées: macro modélisation (traitée en détail) sous forme d'une ou plusieurs bielles diagonales équivalentes comprimées et d'une micro-modélisation en éléments finis (superficiellement traitée). La recherche relativement importante sur la méthode de la diagonale équivalente a conduit à une variété de relations pour déterminer sa largeur. Par la suite, la méthode à une seule diagonale a été étendue à des modèles à deux ou trois bielles diagonales, conduisant à des modèles à diagonale multiple qui font la transition vers une modélisation en éléments finis.

Le chapitre contient un résumé des modes de rupture de la paroi de remplissage en laboratoire ou lors des tremblements de terre, en détaillant l'état de contraintes dans le panneau et les éléments structurels.

Différentes relations d'estimation de la rigidité et de la résistance aux divers modes de rupture sont également exposées.

Le chapitre 2, traite de l'aspect théorique des méthodes linéaires et non linéaires de calcul des forces sismiques. La méthode statique équivalente et la méthode dynamique modale spectrale sont des méthodes dites linéaires. L'action sismique selon le règlement

Introduction générale

parasismique algérien est présentée en détail et les deux méthodes y sont bien explicitées. Aussi, dans ce chapitre, La méthode statique non linéaire (pushover) est largement traitée bien qu'elle n'est pas considérée dans le RPA99/2003. Les diverses formes de distribution verticale des forces sismiques horizontales sont également mentionnées.

Le chapitre 3, est consacré à la définition des lois de comportement et la modélisation des matériaux constituant l'ossature (béton et acier), éléments de l'ossature nue (poutres et poteaux) ainsi que les murs de remplissages en maçonnerie. Cette modélisation est effectuée en tenant compte du comportement non-linéaire des poutres et poteaux du portique en béton armé, des panneaux de remplissage en maçonnerie et du comportement cyclique des éléments en béton armé.

Le chapitre 4, aborde d'une manière rationnelle le concept du facteur de comportement, R , et sa formulation sur la base d'une analyse statique non linéaire (pushover analysis). Des comparaisons des valeurs de ce facteur associées aux structures avec remplissage en maçonnerie rigide, dans diverses normes internationales sont effectuées.

Le chapitre 5 est dédié à des applications numériques diverses effectuées avec le logiciel de calcul des structures SAP2000 version 19. On présente trois simulations numériques sur une série de structures avec et sans remplissage rigide sur toute la hauteur et/ou ayant une transparence à différents niveaux de la structure.

La première simulation tente de mettre en évidence la carence du RPA99/2003 à bien représenter l'interaction cadre-mur de remplissage en utilisant la méthode modale spectrale. Elle consiste à comparer les réponses sismiques des structures avec remplissage en maçonnerie modélisées avec une seule bielle diagonale équivalente avec celles des structures modélisées selon le règlement parasismique algérien (RPA99/V.2003) qui prend en compte la rigidité du remplissage en maçonnerie uniquement à travers le coefficient de comportement global R ($R=3.5$ pour le remplissage intégral et $R=2$ pour la transparence). Cette application vise à invalider les choix de R , préconisés dans le règlement parasismique algérien et par conséquent confirmer l'utilité d'incorporer le concept de bielle dans ce même règlement pour tenir compte de l'impact du remplissage sur le comportement sismique global des structures.

Le but de la deuxième simulation est de mettre en lumière par une analyse en statique non linéaire (pushover), l'intérêt technique et économique de prendre en considération l'influence des murs de remplissage en maçonnerie sur la vulnérabilité et le comportement sismique non linéaire des structures en portique en béton armé existantes ou en étude lorsqu'elles sont soumises à une action sismique sévère. Cette application consiste à comparer les réponses sismiques non linéaires des structures sans murs de remplissage en maçonnerie et celles issues de la modélisation de la présence du remplissage par une bielle diagonale équivalente unique selon la formulation de Mainstone largement utilisée dans les codes internationaux.

Introduction générale

Les effets négatifs de la présence de parois de remplissage sont illustrés sur le cas particulier des structures avec étage souple notamment au RDC, un système structurel couramment utilisé. Nous constatons le mécanisme plastique d'étage souvent fatal pour la structure en raison d'une forte demande en termes de forces de cisaillement et de moment de renversement à la base, de déplacement inter-étage relativement élevé et des effets P- Δ assez importants. Il est également déterminé que la rigidité de la structure est réduite par rapport à la situation des cadres entièrement remplis de maçonnerie.

Dans cette optique, cette simulation peut être considérée comme un moyen d'auscultation des ouvrages qui peut aider l'ingénieur de calcul à détecter les zones à risque et de procéder à leur renforcement dès la phase de dimensionnement.

Quant à la troisième simulation, elle a pour objectif principal l'étude de l'influence de la hauteur sur l'évaluation bidirectionnelle du facteur de comportement (R) des structures en portique en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide sur la base de critères de ruine préalablement définis en utilisant l'analyse statique non linéaire en poussée progressive (analyse pushover) ,tout en considérant plusieurs formes de distribution verticale des charges horizontales. Ensuite, on procède à une comparaison entre les valeurs de R évaluées dans cette étude et celles préconisée par le code RPA 99 / version 2003. Autrement dit, l'objectif du travail est l'étude de la validité du dimensionnement parasismique d'une structure en portique en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide effectué suivant le code RPA 99 / version 2003 à partir d'un spectre de réponse élastique et d'un coefficient de comportement associé à la structure en question.

Le chapitre 6, vise à présenter les conclusions issues de la recherche menée dans la thèse et les orientations futures de la recherche.



Chapitre I Synthèse

bibliographique

1.1. Introduction

Les structures en portiques en béton armé remplis de maçonnerie sont une typologie de construction largement répandue dans le monde entier. L'utilisation de maçonnerie légère, en briques creuses et de mortier de ciment, pour construire des murs extérieurs et des cloisons internes, est très fréquente dans les zones urbaines et rurales de l'Algérie, en raison de son abondance, de son faible coût, de ses bonnes propriétés acoustiques et thermiques et de la disponibilité de main-d'œuvre qualifiée dans cette technique de construction. Par souci de simplicité et d'économie de construction, les panneaux de remplissage sont construits toujours en contact simple avec des éléments de cadre, sans lien garantissant ni une connexion fiable avec les poteaux et les poutres, ni une stabilité hors plan du panneau.



Figure. 1.1. Bâtiment en portiques en béton armé munis de murs de maçonnerie [1]

Cependant, surtout dans le passé, les remplissages de maçonnerie ont toujours été considérés comme des éléments secondaires, et les ingénieurs ne les ont pas introduits dans leurs modèles de calculs simplement parce que les remplissages n'avaient pas à jouer une fonction structurelle (les charges verticales et horizontales sont uniquement supportées par l'ossature en béton armé) à cause d'une connaissance incomplète du comportement de matériaux quasi fragiles tels que les murs de remplissage et du manque de résultats expérimentaux et analytiques concluants pour étayer une procédure de conception fiable pour ce type de structure. Ce n'est qu'après des événements sismiques significatifs que l'observation des dommages causés à ces bâtiments a montré que l'interaction entre les remplissages de maçonnerie et les cadres avait un rôle important dans le comportement sismique de ces structures et que la maçonnerie de remplissage peut influencer de manière décisive à la fois l'état d'effort dans les éléments du cadre et la réponse globale.

Dans les zones sismiques, l'ignorance de l'interaction du cadre-panneau de remplissage n'est pas toujours sûre, car sous les charges latérales, les murs de remplissage augmentent considérablement la rigidité en agissant comme une bielle diagonale, ce qui entraîne un changement possible de la demande sismique en raison d'une réduction significative de la

période naturelle du système structurel composite (**El-Dakhkhiet al.2003 [2], 2006 [3]**).D'autre part, il convient de noter que la contribution de la paroi de remplissage à la rigidité latérale du cadre est considérablement réduite lorsque la structure est soumise à un chargement cyclique inversé (comme dans les structures réelles sous conditions de tremblements de terre), auquel cas ils doivent subir des grands cycles non linéaires. Les résultats expérimentaux pertinents (**Vintzeleou et Tassios 1989[4]; Paulay et Priestley1992) [5]**) ont montré une réduction considérable de la réponse des cadres remplis sous charge cyclique inversée. Ce comportement est causé par la dégradation rapide de la rigidité, de la résistance et de la faible capacité de dissipation d'énergie résultant des dommages fragiles et soudains des murs de remplissage non armé.

Le thème du mur de remplissage en maçonnerie et l'interaction avec des cadres en béton armé possède une large littérature et n'est pas évaluée définitivement dans tous ses aspects aussi parce que le rôle des remplissages de maçonnerie peut ou non être bénéfique lorsque des événements sismiques se produisent. Dans des bâtiments d'ossature et de remplissage correctement construits et exécutés, des dommages ont été causés aux éléments non structurels qui ont dissipé une quantité importante d'énergie injectée par le tremblement de terre, ce qui a permis d'économiser la résilience de l'ossature. Dans l'image post-tremblement de la figure 1.2, on peut observer la résistance d'un bâtiment en portiques en béton armé épargné de l'effondrement par la destruction des parois de remplissage.



Figure 1.2 : Structure en portiques en béton armé avec des murs de remplissage suite à l'action du tremblement de terre [6]

Les panneaux de maçonnerie non armés sont en mesure de rigidifier considérablement la structure du cadre principal et de compenser davantage l'augmentation des forces inertielles avec leur propre résistance. En outre, le rôle des remplissages est alors fondamental dans la construction non conçue pour la charge sismique afin d'éviter leur effondrement. D'autre part, il a été démontré qu'en raison de l'augmentation de la rigidité, les remplissages peuvent entraîner des irrégularités en élévation, compromettant potentiellement un arrangement structurel totalement correct. Le mode de torsion dans le plan et le mécanisme de l'étage souple induit par les remplissages sont bien connus. En plus, de tels comportements peuvent également être induits par un arrangement régulier de panneaux de remplissage en raison d'une rupture irrégulière et fragile de certains d'entre eux. Cela se produit en raison de

propriétés matérielles intrinsèques faibles ou souvent en raison de la perte de stabilité hors plan, en raison d'un lien inefficace avec le cadre ou les effets de second ordre causés par l'épaisseur étant beaucoup plus petite que les autres dimensions dans le plan. La négligence des remplissages lors de l'analyse structurale pourrait conduire à sous-estimer les actions qui mettent en danger des éléments structurels induisant une conception inadéquate. Il existe des exemples impressionnants de rupture par cisaillement des poteaux partiellement couvertes par des remplissages (Figure 1.3) et des exemples de ruptures de flexion composée dû aux tractions induites par le remplissage, agissant comme une bielle, poussant vers le haut.



a- poteaux courts en raison de la construction adjacente b- Destruction par cisaillement du poteau court

Figure 1.3 : Pathologie des poteaux endommagés par le séisme de Boumerdes (poteau court) [7]

La compréhension de l'interaction entre le panneau de remplissage (principalement la maçonnerie) et le cadre environnant soumis à des charges latérales n'est pas simple parce qu'elle dépend de plusieurs paramètres, y compris les matériaux en brique (argile, béton de parpaing, etc.), les caractéristiques mécaniques du mortier, la géométrie des briques (creuses ou solides, etc.), la qualité de fabrication, la rigidité relative entre le cadre et le panneau, etc. Lorsque les remplissages sont explicitement modélisés, les incertitudes ci-dessus font de la modélisation un problème tout à fait complexe. C'est pourquoi il n'est pas surprenant qu'aucun consensus ne soit apparu conduisant à une approche unifiée pour la conception de systèmes en portiques remplis, en dépit de plus de six décennies d'expérimentation étendue (**Smith 1966[8]**; **Smith et Carter 1969[9]**; **Page et al.[10]**, 1985; **Mehrabi et al. 1996[11]**, **Buonopane et White 1999[12]**, **Santhi et al.**, 2005a[13], b[14]) et les enquêtes semi-analytiques (**Liau et Kwan, 1984[15]**; **Dhanasekar[16]** et **Mungaddam, 2004[17]** ; **Page 1986[18]** ; **Saneinejad et Hobbs 1995[19]**; **Asteris 2003[20]**, 2005[21], 2008[22]). Cependant, il est généralement admis que sous des charges latérales, une paroi de remplissage agit comme une bielle diagonale reliant les deux coins chargés (figure 1.4). Néanmoins, cela ne s'applique qu'aux murs de remplissage sans ouvertures sur la diagonale du panneau de remplissage.

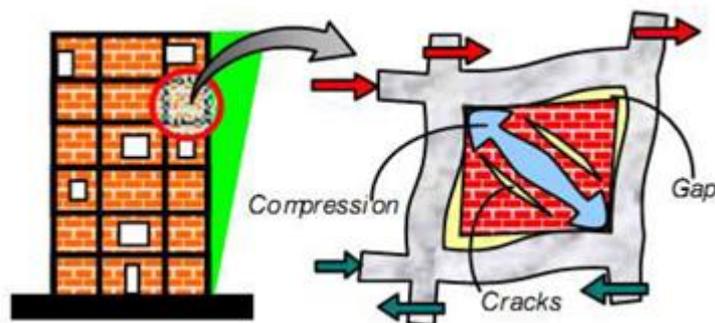


Figure 1.4 : Modélisation de l'action du remplissage par une bielle diagonale [23]

Par conséquent, de nos jours, les chercheurs se débattent sur deux façons différentes de considérer des remplissages dans la conception de nouvelles structures. Le premier point de vue, l'effet défavorable des remplissages n'est pas si important qu'il peut être négligé parce qu'il s'agit d'un facteur d'incertitude dans la réponse sismique. D'autre part, les résistances provenant d'éléments structurels et non structurels doivent être prises en considération pour obtenir l'économie et la sécurité maximale dans la construction. Ce dernier point de vue implique que les panneaux devraient être collaboratifs avec le cadre agissant comme une deuxième ligne de défense contre les événements sismiques sévères. Dans le même temps, une modélisation appropriée des remplissages doit être prise en compte lors de l'analyse structurale et le contrôle de la qualité doit être effectué sur le chantier.

Dans un état de l'art récent (**Crisafulli F.J., et al., 2000[24]**), il est souligné, après des décennies de recherche sur le cadre rempli, un manque surprenant de modèles satisfaisants en raison du nombre énorme de paramètres influençant le comportement global couplé. En outre, beaucoup de ces paramètres sont difficiles à mesurer en situation réelle. Par exemple, pensons à la détermination des propriétés mécaniques de la maçonnerie, fortement affectée par la dispersion des caractéristiques des briques et des mortiers et des techniques de construction adoptées par les travailleurs. Ceci serait rendu plus difficile si des ouvertures et des conditions de connexion différentes, en raison du retrait du mortier entre les cadres et les panneaux, étaient prises en compte. En fait, il n'est pas possible d'étudier simultanément les effets de tous ces facteurs dans les tests de laboratoire ; Effets qui sont parfois fortement liés les uns aux autres. Pour clarifier cet aspect, une contribution importante peut provenir des tests physiques des cadres remplis. Souvent, cependant, il doit être choisi par nécessité entre les tests sur une très petite partie du portique rempli, ou les essais sur la modélisation représentant des bâtiments réels. Il est facile de comprendre que les difficultés de modélisation proviennent de différents facteurs : la complexité intrinsèque d'un comportement élastique du cadre, les remplissages et leur interaction ; Différents modes de rupture possibles qui peuvent apparaître ensemble ou un par un.

Les effets de l'interaction structure-panneau peuvent être étudiés au niveau des éléments entrant en contact : panneau, éléments structurels et assemblage structurel :

1.1.1. Les effets sur le panneau de remplissage

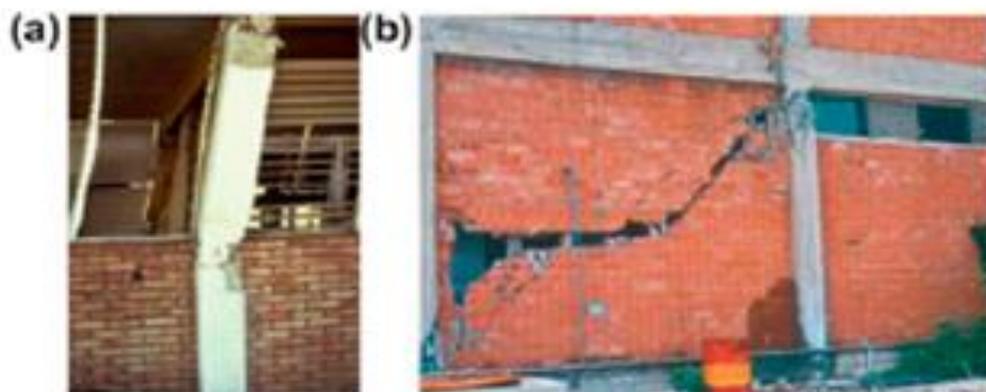
Ils dépendent d'un certain nombre de facteurs : l'état de la sollicitation de la maçonnerie (élastique ou post-élastique), la rigidité du panneau, ses dimensions, la présence d'ouvertures de portes et de fenêtres dans le panneau, etc. La demande du panneau dans le domaine élastique a des effets positifs en augmentant la stabilité structurelle et la rigidité. Dans le domaine post-élastique, les effets positifs de l'interaction sont liés à l'augmentation de la capacité d'absorption et de dissipation sismique, mais ceux-ci sont suivis par les effets négatifs causés par l'endommagement ou la destruction complète des panneaux (figure 2.5).



Figure 1.5 : Ruine et chute des murs de remplissage dans les deux directions épargnant l'effondrement du bâtiment après séisme [25]

1.1.2. Les effets sur les éléments structurels

Parmi les effets négatifs qui peuvent survenir sur les éléments structurels, on peut citer : la transformation des poutres en poutres courtes, les poteaux en poteaux courts, la surcharge des nœuds du cadre, etc. (Figure 1.6).



(a) formation d'une double rotule plastique aux extrémités du poteau court,
(b) rupture par cisaillement du poteau court

Figure 1.6 : Effondrement local dû à la différente hauteur du poteau par rapport à celle du remplissage : [26]

1.1.3. Les effets sur l'assemblage structurel

Au niveau de l'assemblage structurel, les effets défavorables de l'interaction peuvent se produire en raison du positionnement vertical et horizontal des panneaux. En vertical, l'emplacement inégal peut conduire à des changements de rigidité et, par conséquent, à des concentrations intenses (Figure 1.7), et la modification de la position des panneaux dans le plan horizontal du plancher peut contribuer à des contraintes de torsion supplémentaires (Figure 1.8).



Figure 1.7 : des exemples d'effondrement de bâtiments en raison d'une distribution irrégulière des remplissages sur la hauteur [26]



Figure 1.8 : Rupture par torsion du bâtiment en raison d'une distribution horizontale irrégulière des remplissages (Kobe, 1995) [27].

Par conséquent, les parois de remplissage ne doivent pas être traitées comme des éléments non structurels. La présence de panneaux de maçonnerie modifie considérablement les caractéristiques du bâtiment et crée de nouveaux mécanismes de rupture possibles. Leur influence devrait donc être prise en compte lors de l'évaluation de la rigidité de la structure, de la réponse torsionnelle et des mécanismes de ruine possibles.

1.2. Objectif du chapitre

Les cadres de remplissage de maçonnerie sont des structures composites dont le comportement est complexe et avec un caractère non linéaire prononcé. Ce phénomène est le résultat du comportement fragile du panneau de maçonnerie, du comportement ductile et non linéaire du cadre en béton armé et des différentes propriétés de déformation et de rigidité, ainsi que de l'interface entre le panneau et le cadre. La présence du panneau de maçonnerie contraint les déformations des portiques de sorte que la résistance et la rigidité de l'ensemble soient supérieures à la somme des deux composants.

Dans ce chapitre, nous analyserons le comportement de l'interaction entre le panneau de maçonnerie et le cadre en béton armé, une présentation détaillée du comportement de la structure soumise à l'action sismique et la manière dont le panneau se ruine est réalisée. Les possibilités de calcul de la contribution du mur sont discutées essentiellement par la méthode développée dans la littérature connue sous le nom macro-modélisation, au moyen de la bielle diagonale équivalente. Les autres techniques de modélisation telle que la micro-modélisation et méso-modélisation sont brièvement abordées dans cette étude. On présente différentes formules pour calculer la largeur de la bielle diagonale comprimée, ainsi que les expressions mathématiques de la résistance, rigidité et loi constitutive proposées par plusieurs auteurs et diverses normes internationales.

1.3. Comportement sismique des structures avec murs de remplissage

Dans le cas de cadres relativement flexibles, le cadre nu porte la charge verticale, tandis que le cadre et les remplissages portent conjointement la charge sismique horizontale, avec un mécanisme d'action de treillis répandu dans les remplissages (Figure 1.9).

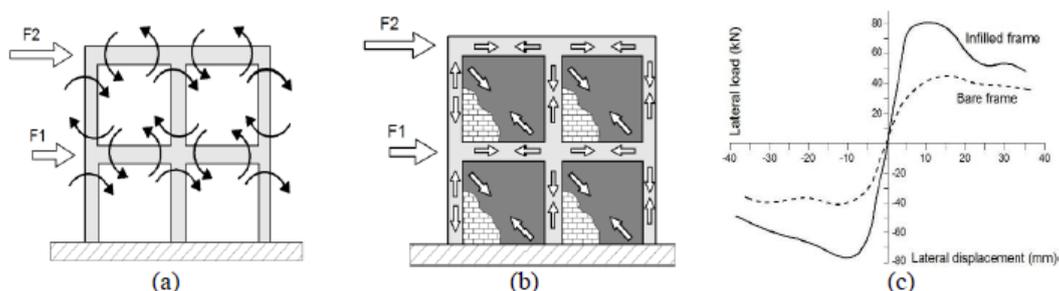


Figure 1.9 : Comportement des cadres sous charges latérales : (a) cadre nu, action prédominante du cadre ; (b) cadre rempli, action prédominante du treillis (adapté de Kaushik et al, 2006) ; (C) comparaison qualitative de la réponse cyclique expérimentale d'un cadre en béton armé avec et sans panneaux de remplissage (adapté de Kakaletsis et Karayannis 2008) [28].

Le remplissage réagit habituellement le long de la direction entre le coin supérieur du poteau au vent et le coin inférieur du poteau sous le vent. Pour les déplacements importants, le remplissage et le cadre sont en contact principalement dans les dessus des coins appelés "longueurs de contact". Dans les deux zones d'angle restantes, le contact du panneau-cadre est normalement perdu en raison de la différence de mode de déformation entre le remplissage et le cadre (figure 1.10).

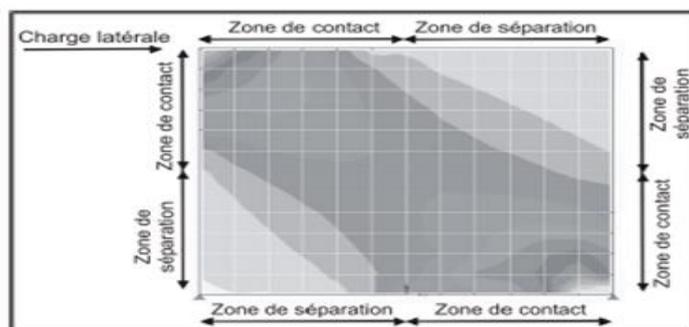
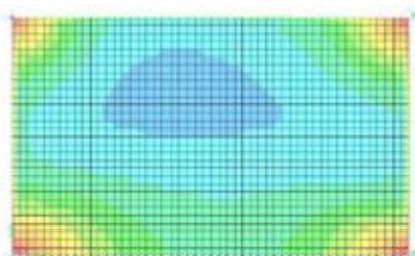


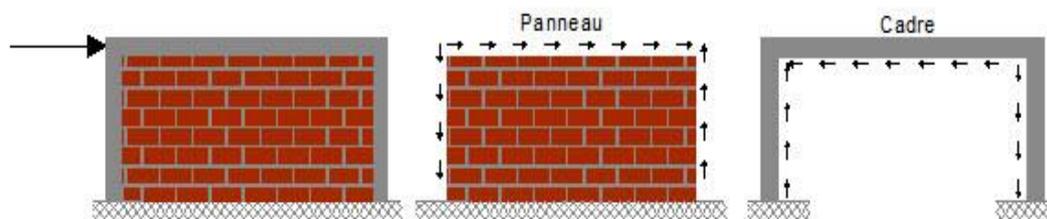
Figure 1.10 : Enveloppe des contraintes axiales, tirée de Elrazik et al. (2006, p.7)[29]

L'effort réalisé par la maçonnerie est proportionnel à la contrainte de compression uniforme de la maçonnerie lors de la fissuration ; À une rigidité plus élevée du cadre, la maçonnerie prend moins d'effort. Plus le cadre est flexible, plus la contribution de la maçonnerie est grande à l'effort. Le travail de maçonnerie commence à la première étape de chargement et se poursuit jusqu'à la rupture [30].

Etape 1 : Dans un premier temps, la coopération est élastique et contrôlée par les caractéristiques du panneau de maçonnerie. La structure se comporte comme un élément monolithique par des liens qui se développent le long de l'interface. À ce stade, les poteaux se comportent comme des éléments étirés ou comprimés et le panneau de maçonnerie comme un élément qui les relie à travers les joints qui apparaissent à la surface de contact. L'analyse réalisée à l'aide de la méthode des éléments finis indique une concentration de contraintes aux coins du panneau et un état de contrainte uniforme en son centre (Figure 1.11.a). Il y a une interaction autour du contour, et le cadre transfère une partie de la charge de cisaillement externe vers le mur. (Figure 1.11.b).



a. [31]



b-

Figure 1.11: Le comportement élastique de l'ensemble panneau-cadre. [31]

À mesure que la charge latérale augmente en raison des différents déplacements des deux composants, des fissures de détachement dans le panneau du cadre apparaissent, à l'exception des zones où les contraintes de compression se développent. La valeur de la force latérale sur laquelle la séparation est produite dépend de la façon dont l'interface entre la maçonnerie et la structure en béton est réalisée. Les tests expérimentaux ont montré que la valeur de cette force est comprise entre 50% et 70% de la capacité maximale de la paroi [32]. Cette séparation n'affecte pas la résistance de l'assemblage, mais réduit seulement sa rigidité.

Après la séparation, les efforts dans les coins étendus sont réduits, et ceux dans les coins comprimés augmentent considérablement. Le panneau de maçonnerie subit des contraintes de compression le long de la diagonale reliant les coins comprimés (Figure 1.12). Les tests expérimentaux ont montré que la fissure diagonale commence à un déplacement relatif de 0,25% et devient complète (d'un coin à l'autre) à une valeur de déplacement de 0,50% [33].

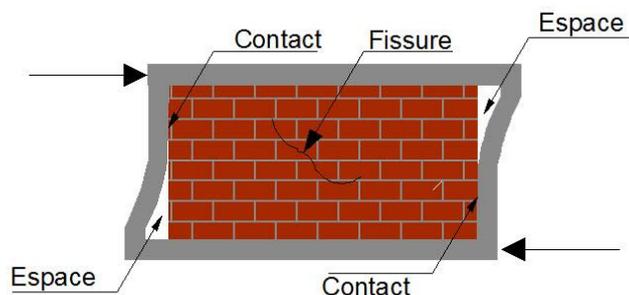


Figure 1.12 : L'apparition de fissures dans la paroi de remplissage [34]

Etape 2 : À ce stade, le panneau reste en contact avec le cadre sur une zone réduite autour des coins comprimés. Pour cette raison, la structure se comporte de manière similaire à un cadre contreventé (Figure 1.13.a). L'effort principal dans la direction de la diagonale comprimée est la compression dans les coins et la traction dans la zone centrale. Ainsi, les zones d'angle sont soumises à un état de compression biaxiale, tandis que la zone centrale est soumise à des efforts de compression-traction (Figure 1.13.b).

La rupture des panneaux de maçonnerie peut se développer par le décollement des joints de mortier, la fissuration ou l'écrasement des éléments de maçonnerie ou une combinaison de ceux-ci. L'apparition des différents types de défaillance dépend des propriétés du matériau et de l'état de contrainte induit dans le panneau, de la résistance du cadre et de la paroi à l'action des sollicitations extérieures. Crisafulli 1997 [42] a résumé les différents modes de défaillance pouvant survenir en maçonnerie, comme l'illustre la figure 1.15 extraite de [35].

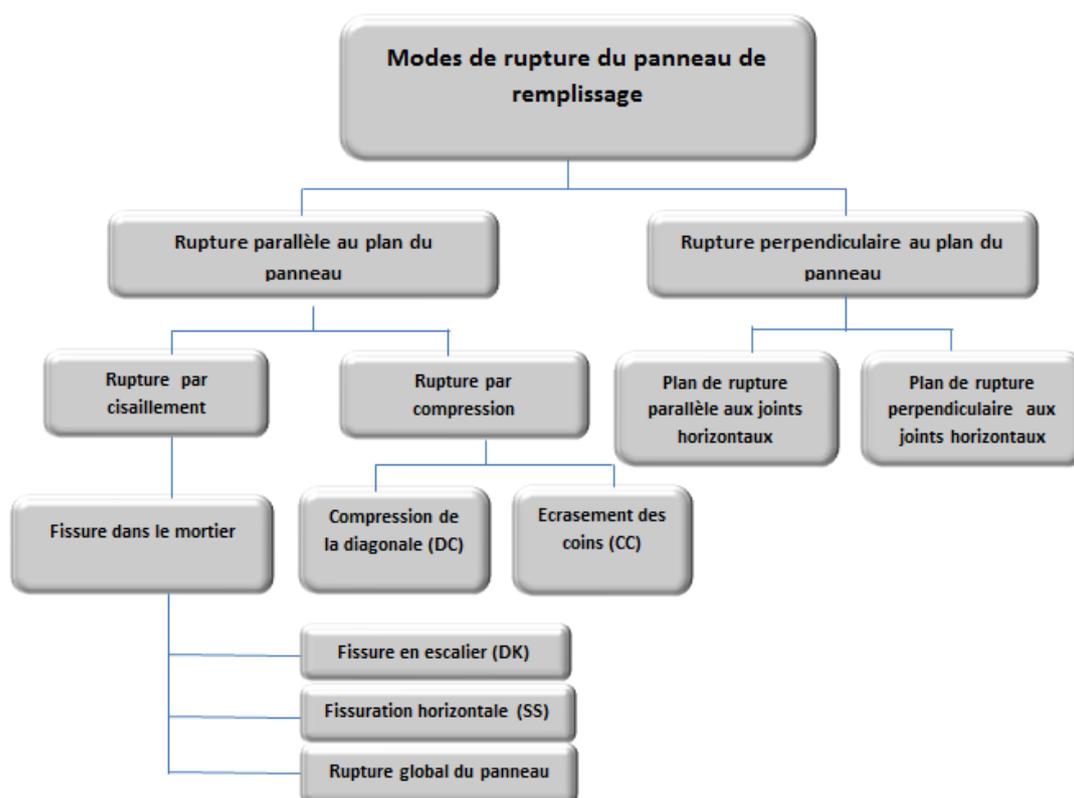


Figure 1.15. Modes de rupture du panneau de remplissage en maçonnerie [35]

1.4.1. Rupture parallèle au plan du mur de remplissage

Suite à l'action de la force latérale, le cadre en béton et le panneau de maçonnerie subissent différentes déformations, ce qui conduit à un état de contrainte qui entraîne la rupture de la maçonnerie. La défaillance peut s'effectuer par rupture des liaisons de mortier, fissuration ou écrasement des briques ou une combinaison de ces phénomènes.

1.4.1.1. Rupture par cisaillement

La fissuration des panneaux de remplissage à la suite de l'action de la force de cisaillement est le mécanisme de défaillance le plus fréquent observé à la fois dans les tremblements de terre et les tests de laboratoire. Le mécanisme de défaillance est contrôlé par la résistance au cisaillement de la couche de mortier, la résistance à la traction des briques et le rapport entre les contraintes de cisaillement et les contraintes normales. En fonction de la combinaison

des contraintes normales et tangentielles, les fissures peuvent affecter le panneau soit en traversant les briques, soit en se détachant le long des joints de mortier.

1.4.1.1.1 Fissuration en escalier le long des joints de mortier (DK : Diagonal Cracking)

Ce mode de défaillance se produit lorsque la résistance du mortier est inférieure à la résistance de la maçonnerie (briques), ou si les contraintes tangentielles sont supérieures aux contraintes normales, à savoir les panneaux dont le rapport $H / L < 2/3$ (faible hauteur par rapport à la longueur) [33]. Dans la figure 1.16, On peut remarquer des fissures sous la forme d'un escalier qui se développe dans la direction diagonale. Ce mode est associé à un cadre faible ou à un cadre avec des articulations faibles et des membres forts remplis d'un remplissage assez fort (Mehrabi et Shing 1997[42] ; El-Dakhkhni 2002[43]). Ce mode de fissuration est largement observé et considéré comme le type de rupture le plus courant.

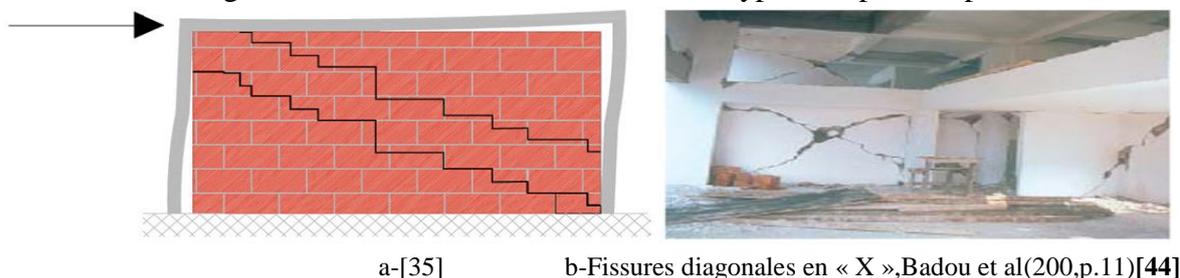


Figure 1.16. Fissuration en escalier le long des joints de mortier

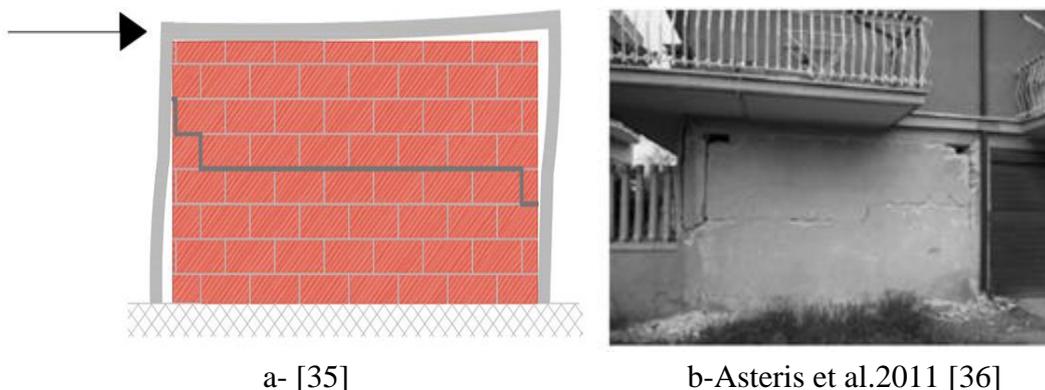
1.4.1.1.2. Glissement horizontal le long des joints de mortier (SS : Sliding Shear)

Ce mode est associé à un remplissage de joints de mortier faibles et à un cadre fort. Dans le cas de ce type de défaillance, le panneau se rompt par glissement en raison de la formation d'une fissure le long des joints de mortier horizontaux. Les tests expérimentaux effectués par Fiorato et al.1970 [45], Brokken et Bertero(1981[46], 1983[47]) sur des cadres en béton armé remplis montrent que la fissure commence par quelques lignes sous la zone supérieure comprimée et se propage en diagonale vers le centre du panneau puis continue horizontalement (Figure 1.17). En cas de changement de direction de la force, la longueur de fissure augmente en traversant le panneau.

Un facteur contribuant à la formation de fissures horizontales est le rapport entre la taille réelle des briques et les dimensions du panneau de maçonnerie. La fissuration diagonale en escalier tend à s'étendre d'un coin comprimé à l'autre. Lorsque la longueur de la projection horizontale de la fissure en escaliers LFT est inférieure à la longueur du panneau de maçonnerie L, la fissure en escaliers ne peut se développer, et ainsi la fissuration se propage dans la direction horizontale [31] :

Ce type de ruine est particulièrement rencontré dans les tests de laboratoire, contrairement aux murs qui se ruinent par des fissures en escaliers par l'action de tremblement de terre. L'explication serait que, en règle générale, en cours d'exécution, les joints verticaux de

mortier sont beaucoup plus faibles que ceux horizontaux et donc plus vulnérables à l'action des forces latérales. Dans le laboratoire, la qualité de ces joints est améliorée afin que la fissuration horizontale soit favorisée.



a- [35] b-Asteris et al.2011 [36]
Figure 1.17. Glissement horizontal le long des joints de mortier

Après des essais sur des briques creuses, on a observé que la présence de vides verticaux entraîne également l'apparition de ce type de fissuration. Dans la maçonnerie verticale, les joints de mortier horizontaux sont plus faibles, une situation qui ne se rencontre pas dans la maçonnerie en brique pleine. En raison de l'action des forces sismiques, la couche de mortier peut être complètement détruite, mais le glissement entre les blocs de maçonnerie est limité en raison du frottement direct entre eux.

Dans le cas de ce mode de défaillance, le panneau de maçonnerie, divisé par la fissure horizontale, entre en contact à la fois avec les deux coins des poteaux et leur hauteur. Pour cette raison, la compression sous la forme d'une diagonale comprimée ne donne pas lieu à un comportement réel puisque le mécanisme de transmission de force latérale est différent de la situation décrite ci-dessus.

La force horizontale n'est pas seulement transférée par les forces de compression le long de la diagonale comprimée, mais des champs de compression supplémentaires existent entre les coins comprimés et les zones médianes des poteaux opposés. Il est nécessaire de modéliser le panneau au moyen d'un modèle de compression multi-diagonale qui agit de façon excentrique (Figure 1.18).

Figure 1.18. Modélisation du panneau de maçonnerie en pente dans un joint horizontal [35]

Avec ce mode de défaillance, les poteaux sont soumis à des forces de cisaillement supplémentaires, qui peuvent conduire à l'apparition des rotules plastiques. Dans [48], on spécifie la position de ces rotules plastiques, concentrées aux extrémités et dans la zone médiane aux poteaux extérieurs, et dans le quart de la longueur des surfaces des poteaux, vers l'intérieur. Dans les deux cas, la hauteur effective est réduite de moitié.

Les expériences de Fiorato [45] menées sur les modèles à taille réduite (échelle 1/8) soulignent l'apparence de l'effet du poteau court en raison d'une défaillance par glissement, avec l'emplacement des rotules plastiques à la moitié de la hauteur des poteaux. L'auteur

conclut que le mur de remplissage augmente la résistance de la structure, mais réduit sa ductilité.

1.4.1.1.3. Rupture global de l'ensemble du panneau

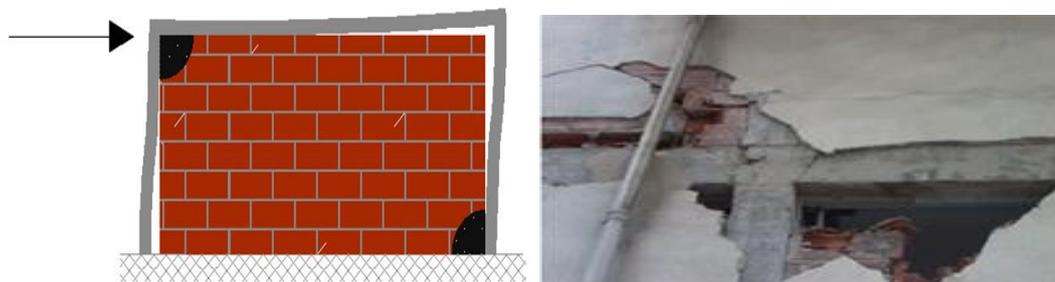
Cette rupture est provoquée par la faiblesse du mortier ou par une adhérence insuffisante du mortier avec les unités qui glissent séparément le long des joints horizontaux et verticaux.

1.4.1.2. Rupture par compression

La rupture par compression du panneau de maçonnerie peut suivre deux mécanismes différents résultant des contraintes qui se développent le long de la diagonale comprimée et dans les zones d'angle.

1.4.1.2.1. Ecrasement dans les coins du panneau (CC : Corner Crushing)

Ce mécanisme de rupture se produit dans les zones proches des coins où se développe un état compressif bi-axial. Bien que ce type de demande améliore le comportement de la maçonnerie, trop d'effort peut entraîner un dépassement de la capacité de portance de la maçonnerie. Avec l'augmentation du déplacement latéral dû à l'action sismique, l'écrasement des angles est aggravé au point où ils se détachent complètement. Il en résulte un effet de poteau court ou poutre courte (Figure 1.19).



a-[35] b-J. Gustavo Tumialan Antonio Nanni (Turkey,1999) [49]
Figure. 1.19 : Écrasement des coins comprimés de la maçonnerie

Ce type de rupture a été observé par Liaw et Kwan [50], suite à des essais réalisés sur des cadres métalliques remplis de panneaux de béton relativement rigides, avec la formation de rotules plastiques dans des poutres et des poteaux. Ce mode est généralement associé à des cadres remplis, constitués d'un panneau de remplissage faible entouré d'un cadre avec des joints faibles et des éléments forts (Mehrabi et Shing 1997[42] ; El-Dakhkhni 2002 [43] ; Ghosh et Amde2002 [51] ;El-Dakhkhni et al.,2003[2]).

1.4.1.2.2. Compression de la diagonale (DC : Diagonale Compression)

La force latérale agissant sur le panneau peut provoquer des fissures diagonales en raison du fait que les efforts de traction dépassent la résistance des briques à ce type de demandes. Ces fissures commencent à partir du centre du panneau et se répandent dans les coins, avec une inclinaison approximativement égale à la diagonale du panneau (Figure 1.20).

Ce type de défaillance se produit dans les panneaux où les joints de mortier sont très résistants par rapport aux briques, ou lorsque les contraintes normales sont supérieures aux contraintes tangentielle, c'est-à-dire le rapport de taille du panneau $H/L > 2/3$ (hauteur élevée par rapport à la longueur). Si les joints sont plus faibles, des fissures en escaliers dans les joints de mortier sont atteintes.

L'apparence des fissures est conditionnée par les caractéristiques de la paroi de maçonnerie et le mode de réalisation de la connexion avec la structure en béton. Si la maçonnerie est horizontalement armée ou si la solidarité avec le cadre en béton est très bonne (la situation de la maçonnerie confinée, où des éléments en béton coulé après l'exécution de la maçonnerie), les fissures sont de petite taille et réparties dans une grande surface dans le panneau de maçonnerie. Dans les autres cas, la dégradation se concentre dans quelques fissures avec de grandes ouvertures.

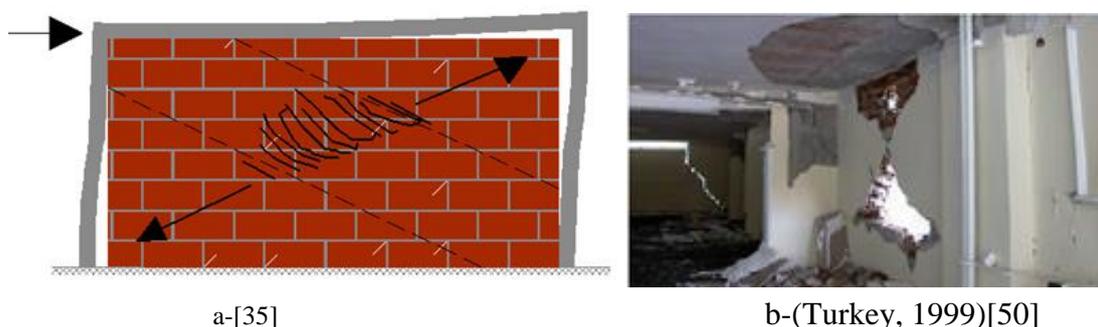


Figure 1.20 : Mode de ruine par compression de la diagonale (DC)

Sur les cinq modes, seuls les modes CC, DK et SS seront pris en compte pour l'analyse de l'influence du mur de remplissage sur le comportement sismique des structures. Ces modes de rupture ne sont applicables que pour les parois de remplissage sans ouvertures sur la diagonale du panneau de remplissage.

1.4.2. Rupture dans le plan perpendiculaire à la paroi (hors plan)

En raison de l'action de la force sismique dans la direction perpendiculaire au plan du panneau, celui-ci peut être détaché du cadre en béton. Certaines normes distinguent la rupture par flexion en deux situations distinctes, présenté à la figure 1.21 [52].

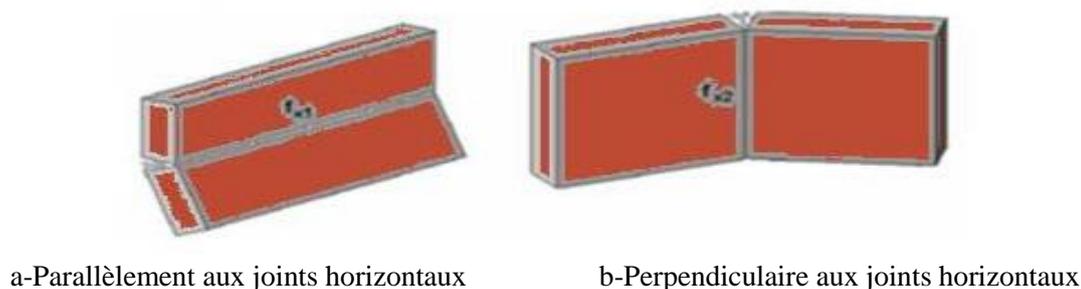


Figure 1.21 : Rupture de la paroi de remplissage par flexion [52]

Les effets hors plan provoquent une défaillance dans laquelle les dommages se produisent dans la région centrale du panneau de remplissage en raison de l'action arquée de la paroi de remplissage, comme indiqué sur la figure 1.22. Ce mode de défaillance peut se produire pour deux raisons : les forces d'inertie dans la direction perpendiculaire au plan du mur, ou l'instabilité de flambage hors plan du remplissage associée à un remplissage relativement mince (Mosalam et Günay 2012 [53]). Dans la première circonstance, l'effet combiné des forces hors plan et dans le plan réduit la résistance du remplissage dans les deux sens, ce qui augmente la probabilité d'une défaillance à la fois hors plan et dans le plan. Une défaillance due à la deuxième raison est rarement observée : elle nécessite un rapport d'élanement élevé du remplissage, ce qui entraîne un flambage hors-plan du remplissage sous chargement dans le plan. Ce phénomène est cependant très rarement rencontré dans des panneaux très minces (les panneaux de remplissage sont conçus pour satisfaire aux exigences d'isolation acoustique et de protection contre l'incendie.) avec un rapport hauteur / épaisseur de valeur moyenne, une force latérale élevée étant nécessaire pour provoquer la désintégration de la maçonnerie. Il convient de noter que la défaillance hors-plan des murs de remplissage crée un risque de danger de mort en raison de la chute de débris.



Figure 1.22 : Rupture hors plan des murs de remplissage [54]

Parmi les tests expérimentaux, on peut citer ceux réalisés par Abrams (1994) [55] et Mander (1994) [56]. À la suite des tests effectués à l'Université du Tennessee [57], plusieurs facteurs ont été identifiés qui influencent la capacité à résister à une action perpendiculaire : la rigidité dans le plan (déterminée par la taille des éléments du cadre), les contraintes normales préexistantes, Les propriétés générales du mur et l'excentricité du mur par rapport au cadre. Un comportement fortement linéaire de l'ensemble mur-cadre a également été constaté dans

ce type de sollicitation, la structure ayant ainsi une capacité d'absorption d'énergie beaucoup plus faible que dans le cas des sollicitations dans la direction de la paroi.

L'Eurocode 8[58] définit des mesures pour éviter une défaillance par flexion de la paroi, en particulier pour les parois avec un coefficient d'élanement (le rapport entre la valeur maximale de la longueur et respectivement de la hauteur et l'épaisseur du panneau) de plus de 15. Ceux-ci incluent entre autre l'ancrage du mur dans le cadre qui le borde pour éviter l'effondrement.

1.5. Modes de rupture du cadre en béton armé environnant (FF : Failure Frame)

Différents mécanismes de défaillance peuvent se développer dans le cadre environnant en fonction des propriétés des composants structuraux, du cadre et des panneaux de remplissage, et de l'interaction entre eux. Crisafulli [1997] a résumé les différents mécanismes de défaillance dans la figure 1.23.

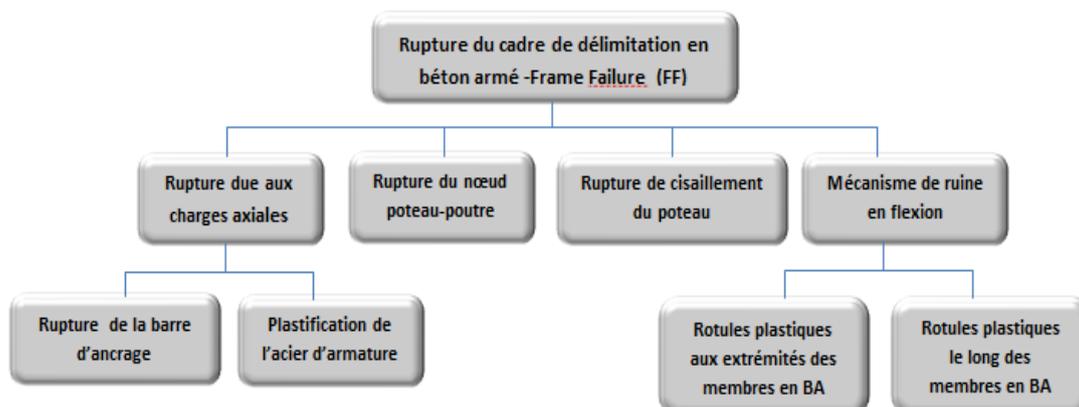


Figure 1.23 : Modes de rupture dans le cadre environnant [42]

1.5.1 Mécanisme d'effondrement par flexion

Pour le portique à plusieurs étages, des rotules plastiques de flexion se développent habituellement aux extrémités des deux poteaux (Figure 1.24), où le moment de flexion maximal se produit. Compte tenu des différentes caractéristiques structurales des deux composants, du cadre et du panneau de maçonnerie, le mécanisme de ruine se développe généralement après la défaillance du panneau. La formation des rotules plastiques est rarement observée, même dans les portiques à plusieurs étages avec remplissage.

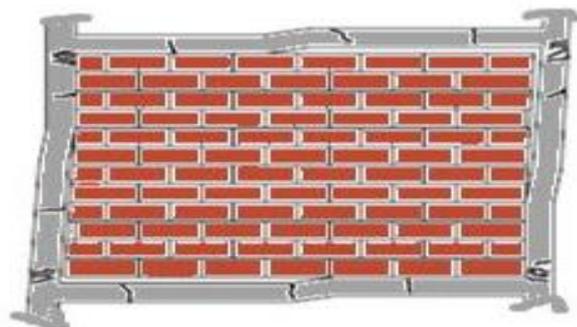


Figure 1.24 : Mécanisme de rupture par flexion avec des rotules plastiques dans les extrémités des membres [59]

Lorsque des cisaillements se produisent dans le panneau de maçonnerie, des rotules plastiques peuvent également se développer dans les deux poteaux, une à l'extrémité de l'élément et une autre approximativement au milieu de la hauteur (Figure 1.25) [59], Fiorato et al [45].

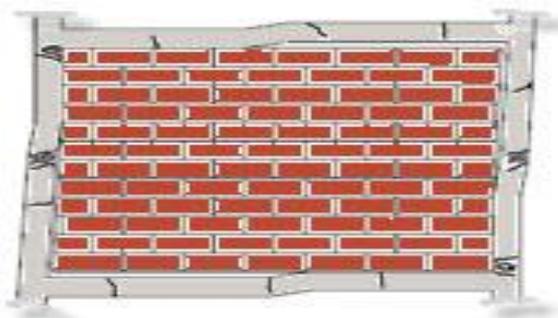


Figure 1.25 : Mécanisme de rupture par flexion avec des rotules plastiques le long des membres [59]

Il est à noter que la capacité de déformation du cadre dépend de la déformation des rotules plastiques après leur formation. Par conséquent, la capacité de déformation inélastique doit être garantie dans la région de la rotule.

1.5.2. Rupture due aux charges axiales

La rupture en compression des poteaux est très rare, cependant le flambage de l'armature longitudinale peut se produire sous une charge cyclique sévère entraînant une rupture en compression. Les forces axiales de traction provoquent la fissuration des éléments en béton armé et, lorsque les forces latérales augmentent, la plastification des éléments soumis à une tension peut se produire.

1.5.2.1. Rupture due à la plastification de l'armature longitudinale

La plastification de l'armature longitudinale des poteaux peut se produire dans des cadres remplis en maçonnerie en raison de contraintes de traction (voir la figure 1.26). Avec l'augmentation des charges latérales, des déformations plastiques peuvent se développer

dans l'armature longitudinale entraînant un allongement important du poteau. Ce type de défaillance est appelé rupture à la flexion (San Bartolome et al. 1992[60]).

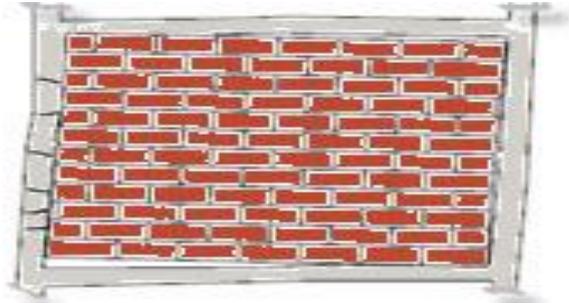


Figure 1.26 : Rupture par traction avec plastification des armatures longitudinales [59]

La plastification de l'armature longitudinale, qui produit un allongement important des poteaux, conduira à des conséquences défavorables du cadre rempli. La perte de compatibilité entre le cadre et les panneaux se produira à ce mode de défaillance en raison de la différence nette des propriétés structurelles.

1.5.2.2. Rupture de la barre d'ancrage

Ce type de rupture est causé par un glissement de l'armature longitudinale du poteau soumis à tension, et peut être évité en fournissant une longueur de développement adéquate pour les barres longitudinales, comme le montre la figure 1.27.

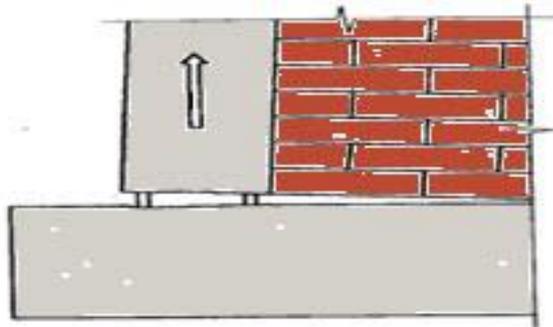
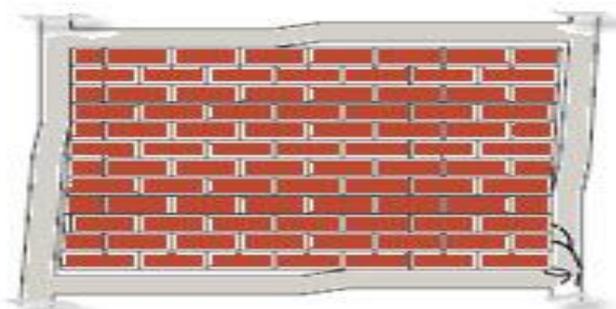


Figure 1.27 : Rupture de la barre d'ancrage [59]

1.5.3. Rupture de cisaillement des poteaux

Les poteaux peuvent se rompre en raison des forces de cisaillement résultant de l'interaction composite avec les panneaux de remplissage. Une ou plusieurs grandes fissures diagonales se forment en traversant la section du poteau (voir figure 1.28). Ce type de défaillance peut être évité en fournissant une quantité suffisante d'armature transversale et de longueur de cisaillement du béton.



a-[59]

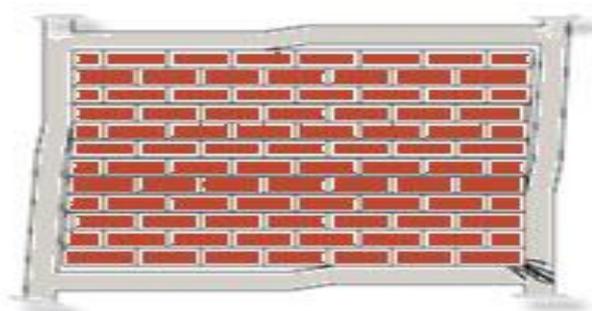


b-Cisaillement des poteaux d'une construction à Bordj el Bahri Séisme de 2003, Boumerdes, Algérie[7]

Figure 1.28 : Rupture par cisaillement des poteaux

1.5.4. Rupture du joint poutre-poteau

Des contraintes normales et tangentielles élevées se développent le long des longueurs de contact dans les zones proches des coins chargés, entraînant de grandes forces de cisaillement et des moments fléchissant dans les coins chargés. L'état de contrainte induit dans ces joints poutre-poteau peut provoquer la formation de larges fissures diagonales, rapportées par Leuchars 1973 [61]. La figure 1.29 illustre cette situation.



a-[59]



b-[62]

Figure 1.29 : Rupture du joint poutre-poteau et joint endommagé.

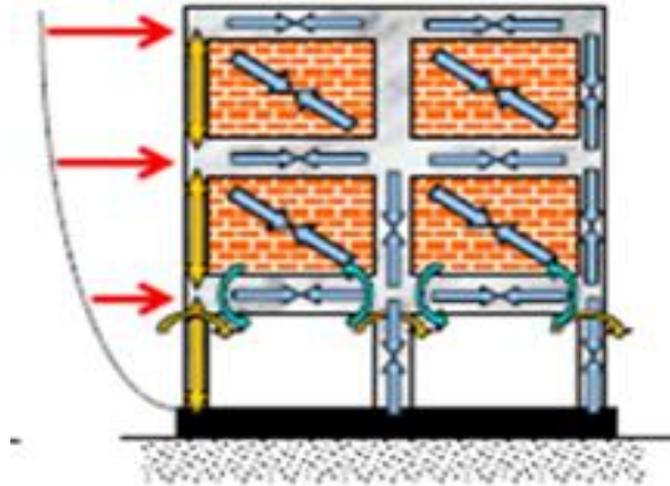
1.6. Rupture des structures avec étage souple - mécanisme d'étage

L'une des principales raisons de rupture des structures dues aux tremblements de terre est la discontinuité des éléments résistants à la force latérale des structures en portiques remplis en maçonnerie dans lesquelles un étage (généralement le rez-de-chaussée) est sans remplissage en raison des exigences architecturales. Les immeubles d'habitation avec un étage conçu pour les grandes ouvertures, les immeubles de bureaux avec places de stationnement ou les salles de réception au premier niveau ne sont que quelques exemples de structures fréquemment rencontrés dans les zones urbaines, où la présence de murs de maçonnerie doit être retirée[63]. L'étage dépourvu de mur de remplissage est appelé étage souple "Soft Story" et le type de bâtiments (figure 1.30)[64] ayant des murs remplissage dans tous les étages sauf au niveau du rez-de-chaussée, est connu sous le nom de bâtiments à rez-de-chaussée ouvert "Open Ground Story" (OGS). La majorité des bâtiments sont de ce type et les murs de remplissage utilisés sont principalement en maçonnerie de brique. Ce type de structure nécessite une attention particulière car le comportement à l'action sismique est sensiblement différent de celui des bâtiments n'ayant pas d'étage souple.



Figure.1.30. Exemple d'un bâtiment sans remplissage au rez-de-chaussée [65] [C.V.R.Murty]

Les différents facteurs contribuant aux dommages structuraux lors d'un tremblement de terre sont les irrégularités géométriques verticales, l'irrégularité de la résistance et de la rigidité, l'irrégularité de la masse, l'irrégularité de la torsion, etc. En raison de la faible rigidité de l'étage dépourvu de remplissage par rapport à la rigidité des étages adjacents, ces derniers subissent des déplacements inter-étages plus petits ce qui entraîne une amplification des déplacements, des forces de cisaillement et des moments de flexion des poteaux de l'étage ouvert Figure 1.31 [65].



Portique hybride-Action mixte

Figure 1.31 : Portique sans murs de remplissage au RDC [65]

Si des déplacements inter-étages importants se produisent entre les étages adjacents, les forces latérales ne peuvent pas bien se répartir le long de la hauteur de la structure. Cette situation fait que les forces latérales se concentrent sur l'étage ayant un grand déplacement. Dans le cas où les déplacements inter-étages ne sont pas limités, cela crée un mécanisme de défaillance locale ou, pire encore, un mécanisme de défaillance de l'étage, qui peut entraîner l'effondrement de la structure. Par conséquent, la demande de force et contrainte sur les poteaux de l'étage ouvert est très élevée. Dans ce cas les poteaux sont imposés à une grande déformation et des rotules plastiques sont formées en haut et en bas de l'élément (Figure 1.32) [64].



Figure 1.32 : Exemples de rotules plastiques au niveau de l'étage souple à Dujiangyan (Alireza Mohyeddin-Kermani, 2008) [64]

La majorité de ce type de bâtiments s'est effondrée dans les tremblements de terre qui se sont produits dans de nombreux pays et les poteaux de l'étage ouvert ont subi de graves dommages ou se sont complètement effondrés, comme le montre la figure 1.33 [64].



a- Deux Bâtiments en portiques en béton armé avec étage souple au RDC s'effondrent pendant le tremblement de terre de 2001 en Inde [C.V.R.Murty] [64]



b-Effondrement d'un étage souple intermédiaire-séisme de Bhuj,Inde 2001-[64]

Figure 1.33 : Exemples d'effondrement de bâtiments avec étage souple

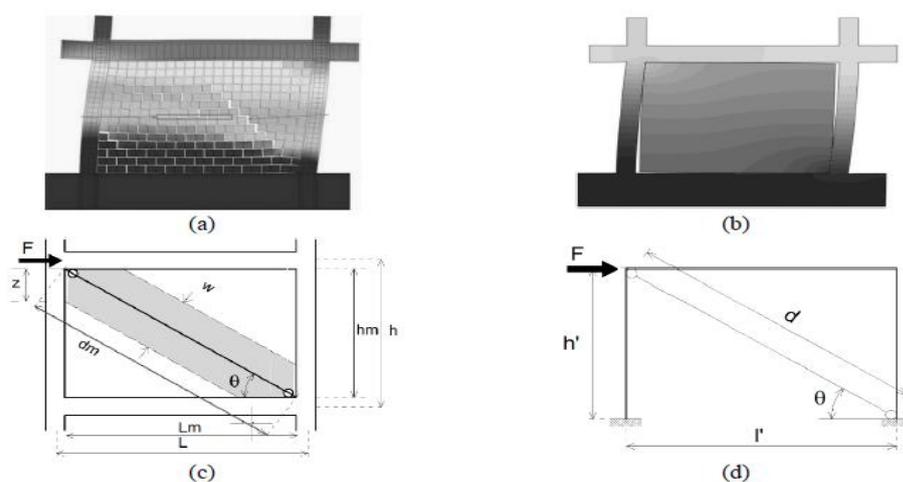
Selon la norme IS-1893 : 2002[65] :

- Un étage souple est celui dont la rigidité latérale est inférieure à 70% de celle de l'étage supérieur ou inférieure à 80% de la rigidité latérale moyenne des trois étages supérieurs.
- Étage souple extrême est celui dans lequel la rigidité latérale est inférieure à 60% de celle de l'étage supérieur ou inférieure à 70% de la rigidité moyenne des trois étages supérieurs.

La norme [66] définit un étage «souple» caractérisé par une rigidité d'au moins 30% inférieure aux niveaux adjacents et ne recommande pas de créer de telles réductions abruptes de résistance et de rigidité.

1.7. Techniques numériques de modélisation des remplissages

Le coût élevé des campagnes expérimentales et la nécessité de tenir compte de la contribution des remplissages à la réponse générale du portique ont conduit à l'élaboration de plusieurs procédures numériques, particulièrement importantes pour l'évaluation sismique et la réhabilitation des bâtiments en béton armé existants. Trois approches principales sont identifiées pour les modèles de remplissage et, en général, se plongent dans la méthode des éléments finis : micro-modélisation, méso-modélisation et macro-modélisation. La première inclut la micro-modélisation détaillée et la micro-modélisation simplifiée ; Entre la modélisation micro et macro, un autre niveau technique appelé modélisation méso pourrait être considéré. Toutes les approches ci-dessus se distinguent principalement par le degré de détail de la modélisation du panneau de remplissage (Lourenço 1996) [67].



(a) modèle micro simplifié (adapté de Sattar2013); (b) méso-modélisation; (c) et (d) les modèles macro

Figure 1.34 : modèles d'éléments finis pour panneaux de remplissage adaptés respectivement de Crisafulli et al. 2000 [24] et Amato et al. 2008[68]

Dans cette recherche, on met davantage l'accent sur la macro-modélisation, car c'est l'approche la plus commune utilisée.

1.7.1. Macro-modélisation

Depuis les premières tentatives de modélisation de la réponse des structures composites en portique avec remplissage en maçonnerie, des observations expérimentales et conceptuelles ont indiqué qu'une bielle diagonale avec des caractéristiques géométriques et mécaniques appropriées pourrait éventuellement apporter une solution au problème. Les premières recherches sur le comportement dans le plan des structures en portiques remplis à la station de recherche du bâtiment, Watford (par la suite renommé Building Research Establishment, maintenant simplement BRE) dans les années 1950 ont permis de mieux comprendre ce comportement et confirmé son caractère hautement indéterminé en termes de paramètres normaux de conception (Thomas 1953[37], Wood 1958[38], Mainstone 1962[39]).

Sur la base de ces quelques tests, une formule d'interaction purement empirique fut suggérée par la suite par Wood 1959[69] pour être utilisée dans la conception de bâtiments élancés. En exprimant la résistance composite d'un cadre rempli directement dans les résistances séparées du cadre et le remplissage, il a court-circuité une masse de détails confus et a reconnu l'opportunité d'un facteur de charge plus élevé dans lequel les résistances étaient les plus dépendantes des remplissages.

Sous l'action de la charge horizontale externe, la maçonnerie est chargée d'un effort alternatif de compression dirigé le long de la diagonale comprimée. Cet effort est occupé par une bande de maçonnerie, appelée diagonale équivalente, résultant du détachement du contour du panneau de remplissage, à l'exception de certaines zones de contact aux bords de la diagonale compressée. Ainsi, le panneau de remplissage est remplacé par une barre articulée aux deux extrémités, ce qui modifie sa position en fonction de la direction de la force d'actionnement.

La méthode consiste à supposer des hypothèses pour assimiler le panneau avec une diagonale articulée, qui peut être résumée comme suit :

- La diagonale ne subit que des déformations de compression, mais ne flambe pas ;
- L'effort de compression diagonal remplace tout l'état d'effort dans ce panneau ;
- La déformation globale se produit à proximité des extrémités de la diagonale du panneau.

1.7.1.1 Avantages et inconvénients de la Macro-modélisation

Les avantages et les limites de cette méthode sont exprimés brièvement ci-dessous

a) Avantages de la méthode de la bielle diagonale équivalente :

- L'utilisation de propriétés mécaniques obtenues à partir de tests de maçonnerie réels ou de micro-modélisation détaillée, étant donné que la maçonnerie est un matériau non homogène avec une répartition des propriétés difficiles à préciser.
- L'effort de calcul est réduit

b) Inconvénients de la méthode de la bielle diagonale équivalente :

- Les modifications des propriétés des matériaux résultant de la fissuration de maçonnerie ne peuvent être prises en compte ;
- L'applicabilité des formules de calcul peut être limitée si les caractéristiques du panneau changent.

1.7.1.2 Caractéristiques géométriques et mécaniques de la bielle diagonale équivalente

La détermination des caractéristiques géométriques et mécaniques de la diagonale comprimée, définie par la largeur de maçonnerie réelle, est l'élément clé pour déterminer le modèle de calcul. Ces caractéristiques reposent essentiellement sur des tentatives expérimentales, les formules étant habituellement empiriques, mais il existe également des formulations plus complexes, basées sur la rigidité du système.

1.7.1.2.1 Caractéristiques géométriques

Les données existantes dans la littérature pour déterminer la largeur de la diagonale équivalente varient dans des limites très larges. Cette variété résulte notamment du niveau de simplification adopté par les auteurs.

1.7.1.2.1.1 Le modèle à bielle concentrique unique

Polyakov (1960) [70], à partir de résultats expérimentaux et d'une étude basée sur la théorie de l'élasticité, est le premier chercheur qui a suggéré la possibilité de considérer l'effet du remplissage dans chaque panneau comme équivalent à un contreventement diagonal et assimiler le mur de remplissage avec une bielle diagonale comprimée équivalente (Figure 1.35) [71].

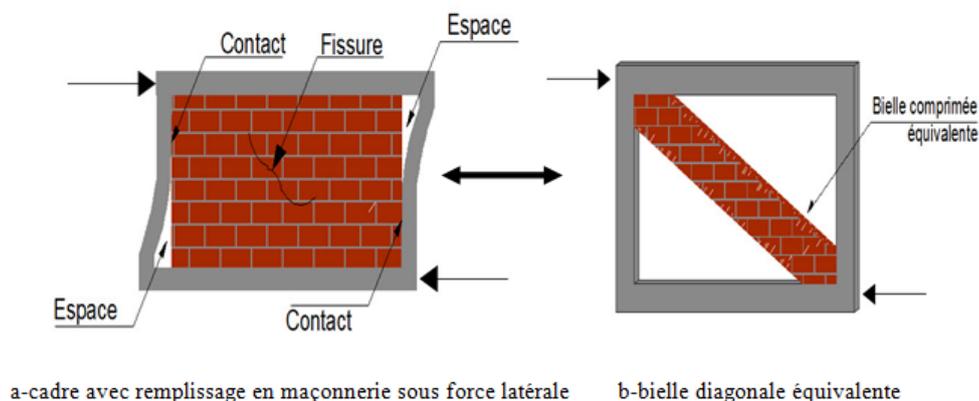


Figure 1.35 : Modélisation du mur de remplissage par une bielle diagonale comprimée

Cette suggestion a ensuite été adoptée par **Holmes** (1961) [72]. En effectuant des essais sur des cadres remplis de maçonnerie et de béton, il a remplacé le remplissage par une bielle diagonale équivalente articulée ayant le même matériau et la même épaisseur que le panneau de remplissage et une largeur w définie par un tiers de sa longueur r_{inf} (figure 1.36).

$$w = \frac{r_{inf}}{3} \quad (1.1)$$

Cependant, cette estimation a été jugée trop simpliste en raison de l'ignorance d'autres paramètres qui influencent le comportement de ce système structurel telle que la rigidité relative du cadre et du remplissage.

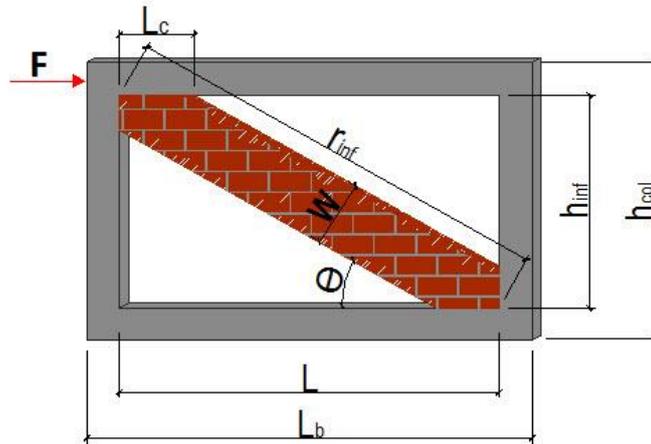


Figure 1.36 : Les caractéristiques géométriques de l'ensemble cadre –bielle

Un an plus tard, **Stafford Smith** 1962 [73], basé sur des données expérimentales provenant d'une grande série de tests utilisant des cadres en acier remplis de maçonnerie, a constaté que le rapport w/r_{inf} variait de 0,10 à 0,25. Dans la seconde moitié des années 1960, Smith et ses associés, en utilisant des données expérimentales supplémentaires (**Smith** 1966[8], 1967[74]), ont rapporté la largeur de la bielle diagonale équivalente aux longueurs de contact remplissage-cadre en utilisant une équation analytique qui a été adaptée de l'équation de la longueur de contact d'une poutre libre sur une base élastique soumise à une charge concentrée (Hetenyi 1946[75]). La longueur de la zone de contact l_c (figure 1.36) est déterminée par la relation:

$$l_c = \frac{\pi}{2\lambda_h} \quad (1.2)$$

En connaissant ces valeurs, il détermine encore la quantité de charge supportée par la maçonnerie. Ils ont proposé l'évaluation de la largeur équivalente, w , en fonction du paramètre adimensionnel relatif de rigidité de panneau- cadre, λ_h comme suit :

$$\lambda_h = \sqrt[4]{\frac{E_w t_w \sin 2\theta}{4 E_c I_c h_{inf}}} \quad (1.3)$$

Dans lequel :

E_w module d'élasticité de la maçonnerie ;

t_w l'épaisseur de la maçonnerie et de la bielle équivalente ;

E_c module d'élasticité du béton ;

I_c est le moment d'inertie du poteau ;

θ est l'angle dont la tangente est le rapport hauteur de remplissage/longueur du remplissage

Par la suite, **Smith et Carter** (1969) [9] proposent la relation :

$$w = 0.58 \left(\frac{1}{h_{inf}} \right)^{-0.445} (\lambda_h h_{col})^{0.335} d_z \left(\frac{1}{h_{inf}} \right)^{0.064} \quad (1.4)$$

Mainstone (1971) [76] a proposé une équation empirique pour le calcul de la largeur équivalente sur la base de données expérimentales et analytiques, donnée par

$$w = 0.16 r_{inf} (\lambda_h h_{col})^{-0.3} \quad (1.5)$$

En utilisant l'expression de λ_h ci-dessus, **Mainstone** (1974) [77] a proposé une équation pour le calcul de la largeur de la bielle équivalente en prenant en compte la flexibilité relative du panneau et du cadre:

$$w = 0.175 r_{inf} (\lambda_h h_{col})^{-0.4} \quad (1.6)$$

En raison de la proximité des estimations faites avec la formule de Mainstone aux résultats expérimentaux, elle a également été adoptée dans les documents FEMA-306 (Federal Emergency Management Agency, USA) [78] conçus pour la réhabilitation sismique des bâtiments. Cette équation a été acceptée par la majorité des chercheurs traitant de l'analyse des cadres remplis (Klingner et Bertero 1978[79], Sobaih et Abdin 1988[80], Fardis et Calvi 1994[81], Negro et Colombo 1997[82], Fardis et Panagiotakos 1997[83], Kodur et al, 1995[84] ; Balendra et Huang 2003[85]).

Kadir (1974) [86] a conclu que la dimension de la bielle est influencée non seulement par les poteaux adjacentes, mais aussi par la poutre supérieure et, outre le facteur λ_h , a proposé l'introduction du paramètre λ_b :

$$\lambda_b = \sqrt[4]{\frac{E_w t_w \sin 2\theta}{4 E_c I_b h_{inf}}} \quad (1.7)$$

Avec I_b : moment d'inertie de la poutre

La largeur de la bielle équivalente, en fonction des paramètres λ_h et λ_b , est donnée par :

$$w = \frac{\pi}{2} \left(\frac{1}{4 \lambda_h^2} + \frac{1}{4 \lambda_b^2} \right) \quad (1.8)$$

Bazan et Meli (1980) [87], sur la base d'études paramétriques d'éléments finis réalisées sur des cadres d'une seule travée et un seul étage avec remplissage, ont produit un diagramme prédisant la largeur de la bielle équivalente pour le cas de rupture (fissuration) sur la diagonale de Panneau de remplissage.

Tassios(1984) [88] a proposé une représentation simple des résultats de ce diagramme, donnée par :

$$\frac{w}{r_{inf}} \approx 0.20 \sin \theta \sqrt{\frac{E_c A_c}{G_w A_w}} \quad \text{si } 1 < \frac{E_c A_c}{G_w A_w} < 5 \quad (1.9)$$

Liaw et Kwan (1984) [50], en analysant les résultats expérimentaux obtenus sur des cadres en acier remplis, ont déduit une expression semi-empirique pour calculer la largeur de la bielle équivalente, donnée par la formule:

$$w = \frac{0.95 h_{inf} \cos \theta}{\sqrt{\lambda_h h_{col}}} \quad (1.10)$$

La formule semi-empirique précédente a également été adoptée par de nombreux chercheurs pour la modélisation du comportement des cadres remplis (par exemple, par Crowley et Pinho 2006[89]).

Decanini et Fantin (1986) [90] élaborent une série d'équations, en tenant compte de la diminution de la rigidité et de la diminution de la surface comprimée lorsque la charge augmente latéralement :

- **panneau non fissuré**

$$w = \left(\frac{0.748}{\lambda_h} + 0.085 \right) r_{inf} \quad \text{si } \lambda_h \leq 7.85 \quad (1.11)$$

$$w = \left(\frac{0.393}{\lambda_h} + 0.130 \right) r_{inf} \quad \text{si } \lambda_h > 7.85 \quad (1.12)$$

- **panneau fissuré**

$$w = \left(\frac{0.707}{\lambda_h} + 0.010 \right) r_{inf} \quad \text{si } \lambda_h \leq 7.85 \quad (1.13)$$

$$w = \left(\frac{0.470}{\lambda_h} + 0.040 \right) r_{inf} \quad \text{si } \lambda_h > 7.85 \quad (1.14)$$

Dawe et Seah (1989) [91] ont suggéré une formule basée sur les paramètres λ_h et λ_b :

$$w = \frac{2\pi}{3} \left(\frac{\cos \theta}{\lambda_h} + \frac{\sin \theta}{\lambda_b} \right) \quad (1.15)$$

Hendry (1990) [92] a recommandé que la largeur de La bielle comprimée dépende respectivement de la longueur du contact le long du poteau et de la poutre, α_h et α_L :

$$w = \frac{1}{2} \sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_L^2} \quad (1.16)$$

Paulay et Priestley (1992) [5] ont souligné qu'une grande valeur de la largeur de la bielle diagonale entraînerait une structure plus rigide et donc une réponse sismique potentiellement

plus élevée. Ils ont proposé une valeur conservatrice utile par une expression simplifiée, proche de celle de Holmes, où la largeur de la diagonale est :

$$w = \frac{r_{inf}}{4} \quad (1.17)$$

Pour calculer la longueur de contact entre le panneau et le cadre, les mêmes auteurs suggèrent la formule :

$$l_c = \frac{\pi}{2} \left(\frac{4 E_c I_{col} h_{inf}}{E_{inf} t \sin 2\theta} \right)^{1/4} \quad (1.18)$$

Selon l'étude de **Bertoldi** (1993) [93], basée sur des analyses non linéaires par la méthode des éléments finis et des tests expérimentaux, la valeur de w est déterminée par l'équation :

$$\frac{w}{r_{inf}} = \frac{k_1}{\lambda_h h_{col}} + k_2 \quad (1.19)$$

Les valeurs des paramètres k_1 et k_2 sont présentées dans le tableau 1.1.

| | $\lambda_h h_{col} < 3.14$ | $3.14 < \lambda_h h_{col} < 7.85$ | $\lambda_h h_{col} > 7.85$ |
|-----------|----------------------------|-----------------------------------|----------------------------|
| K1 | 1.3 | 0.707 | 0.47 |
| K2 | -0.178 | 0.01 | 0.04 |

Tableau 1.1 : paramètres k_1 et k_2

Durrani et Luo (1994) [94], sur la base d'un ajustement empirique des résultats des éléments finis et de la comparaison avec d'autres modèles, ont proposé la formule semi-empirique suivante pour calculer la largeur de la bielle équivalente, comme suit:

$$w = \gamma \sqrt{l_b^2 + h_{col}^2} \sin 2\theta \quad (1.20)$$

Avec L_b longueur entre-axe de la poutre

Où :

$$\gamma = 0.32 \sqrt{\sin 2\theta} \left[\frac{h_{col}^4 E_w t}{m E_c I_c h_{inf}} \right]^{-0.1} \quad (1.21)$$

$$m = 6 \left[1 + \frac{6 E_b I_b h_{col}}{\pi E_c I_c l_b} \right] \quad (1.22)$$

Où E_c et E_b = modules élastiques du matériau respectivement du poteau et de la poutre du cadre, et I_c et I_b = moments d'inertie de la de la section transversale respectivement du

poteau et de la poutre du cadre. Récemment, cette formule a été adoptée par Perera (2005)[95].

Flanagan et Bennet (1999)[96] ont proposé une bielle diagonale équivalente linéaire par morceaux pour modéliser les parois de remplissage en fonction des résultats d'un certain nombre de portique en acier remplis en argile testés à pleine échelle lors du chargement en plan. Le comportement des remplissages structuraux de panneaux d'argile a été corrélé avec le déplacement inter-étage absolu plutôt qu'avec le déplacement inter-étage non dimensionnelle. La largeur de la bielle, w , est donnée par

$$w = \frac{\pi t_w}{C \lambda_h \cos \theta} \quad (1.23)$$

Dans lequel C = constante empirique variant avec le déplacement inter-étage dans le plan, et sert d'indicateur de l'état limite du remplissage.

La figure 1.37 illustre la variation du rapport w/d (d =rinf) selon une sélection des expressions précédentes. La proposition de Holmes (Eq. 1.1) donne une valeur limite supérieure pour la largeur de la bielle, et la proposition de Mainstone (Eq.1.5) en donne une valeur la plus basse. D'autre part, la valeur constante suggérée par Paulay et Pristley(Eq. 1.17) donne une valeur qui est plus ou moins une valeur moyenne des deux extrêmes. L'équation proposée par Liauw et Kwan (Eq.1.10) couvre toute la gamme des rigidités relatives des cadres remplis et donne des valeurs pour la largeur de la bielle qui varient entre les limites supérieure et inférieure, telles que définies par les équations proposées par Holmes et Mainstone. La valeur constante proposée par Paulay et Pristley s'applique à des valeurs de λ_h inférieures à 4, alors que celle proposée par Holmes s'applique à des valeurs de λ_h inférieures à 2.

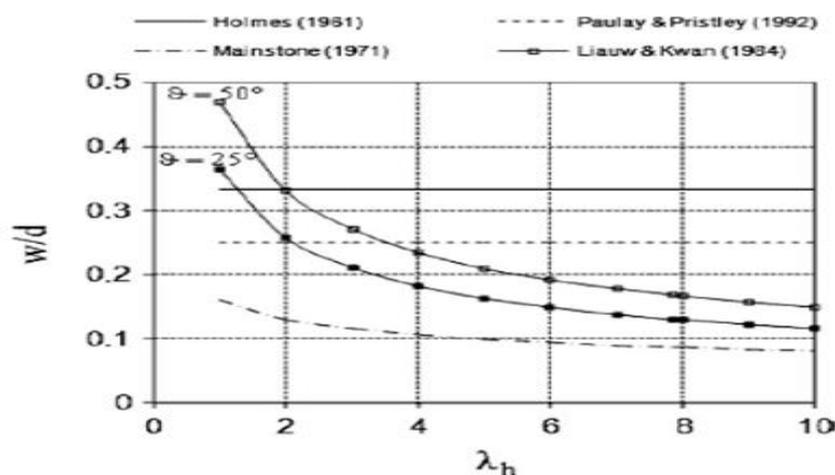


Figure 1.37 : Largeur effective en fonction du paramètre de rigidité relative panneau-cadre λ_h [5]

La méthode utilisée par **Cruz-Diaz**(2002) [97] met en évidence la corrélation entre la largeur équivalente de la diagonale, w , et la longueur des briques de maçonnerie.

$$w = l \left(\frac{l}{l_c} \right)^r \quad (1.24)$$

Avec l : longueur des briques
 r et l_c paramètres de calage :

$r=0.545$; $l_c=2.247$ pour des joints verticaux remplis

$r=0.876$; $l_c=0.384$ pour les joints verticaux secs :

Cavaleri et Papia (2003) [98] introduisent l'influence de la charge verticale F_v dans l'évaluation de la largeur diagonale et, en partant de l'observation qu'une structure plus fortement chargée dans la direction verticale a une rigidité plus élevée à l'action des forces l'horizontales. La longueur de contact entre la maçonnerie et les éléments de l'ossature est plus importante et, par conséquent, une plus grande largeur de la diagonale équivalente est obtenue (Figure 1.38).

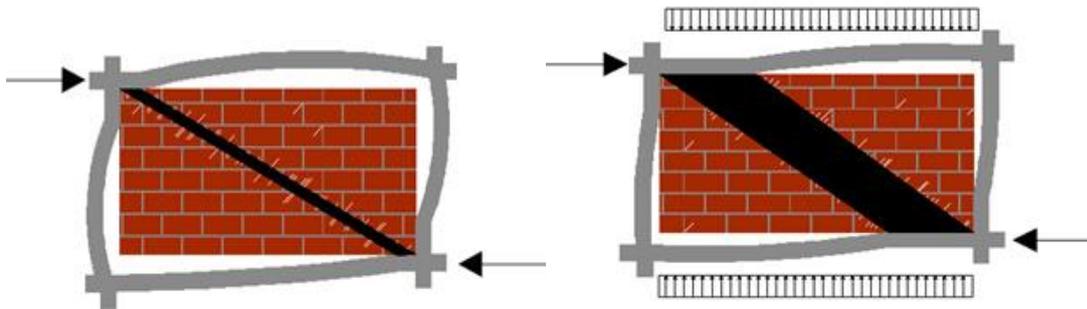


Figure 1.38 : L'influence de la charge verticale sur la largeur de la diagonale comprimée [98]

Sur la base des tests expérimentaux et de l'analyse par la des méthodes des éléments finis, les auteurs notent l'influence de l'expansion de la maçonnerie (introduite par le coefficient de Poisson) sur la détermination de la largeur de la diagonale comprimée. Les valeurs élevées de ce coefficient augmentent la longueur de contact entre le béton et la maçonnerie en raison de l'expansion transversale de la diagonale équivalente et, implicitement, de la largeur de cette diagonale.

$$w = \frac{d_z k c}{z} \frac{1}{(\lambda^*)^\beta} \quad (1.25)$$

Où λ^* est un paramètre qui exprime l'influence des caractéristiques mécaniques de la paroi et du cadre, similaire à λ_h déduite par Stafford Smith:

$$\lambda^* = \frac{E_w t h_{col}}{E_c A_c} d \left[\frac{h_{col}^2}{L_b^2} + \frac{1}{4} \frac{A_c}{A_b} \frac{L_b}{h_{col}} \right] \quad (1.26)$$

Où :

A_c surface de la section transversale du poteau ;

A_b surface de la section transversale de la poutre.

Les paramètres c et β sont une fonction du coefficient de Poisson (γ) de la paroi dans la direction diagonale :

$$\begin{cases} c = 0.249 - 0.0116\gamma + 0.567\gamma^2 \\ \beta = 0.146 + 0.0073\gamma + 0.126\gamma^2 \end{cases} \quad (1.27)$$

Le coefficient z exprimant le rapport d'aspect du panneau :

$$z = 1 + 0.25 \left(\frac{L_{inf}}{h_{inf}} - 1 \right), 1 \leq \frac{L_{inf}}{h_{inf}} \leq 1.5 \quad (1.28)$$

Le coefficient k introduit l'influence de la charge verticale :

$$k = 1 + (18 \lambda^* + 200) \varepsilon_v \quad (1.29)$$

Avec :

$$\varepsilon_v = \frac{F_v}{2A_c E_c} \quad (1.30)$$

Dans le règlement parasismique (**PS92**)[99], la largeur w de la bielle est prise égale à la plus petite des deux valeurs $d/6$ et $4e$, soit :

$w = \min \left(\frac{r_{inf}}{6}; 4e \right)$ (1.31) r_{inf} est la longueur de la bielle (diagonale du panneau), e est l'épaisseur brute de la maçonnerie

Dans le code roumain **P100 / 1-2006** [66], une valeur de :

$$w = \frac{r_{inf}}{10} \quad (1.32)$$

a été adoptée, étant donné que les valeurs données par les autres propositions conduisent à des grandes forces de compression irréalistes dans la diagonale équivalente.

1.7.1.2.1.2. Le modèle à bielle excentrique unique

En utilisant la formule de largeur de la bielle selon Mainstone (1974), Al-Chaar (2002) [100] a proposé de placer la seule bielle diagonale d'une manière excentrique avec ses nœuds situés sur les poteaux à la même distance que la longueur de contact, où une défaillance du poteau peut être attendue se produit en raison du cisaillement. Le modèle a également considéré un facteur de réduction en raison des dommages existants des remplissages ou de la présence d'ouvertures et de l'influence du comportement hors plan sur la capacité de résistance dans le plan.

La recherche sur les cadres remplis de maçonnerie est appliquée dans ASCE-41[101] pour l'évaluation des bâtiments existants. L'ASCE-41 suggère l'utilisation de la modélisation diagonale inélastique des bielles pour les cadres remplis à des fins d'analyse globale (ASCE, 2006). Cependant, pour tenir compte de l'effet du remplissage sur les poutres et les poteaux, ce document suggère les bielles excentriques comme le montre la figure 1.39.



Figure 1.39. Configuration de la bielle proposée dans l'ASCE-41 pour calculer (a) la force dans les poteaux (b) la force dans les poutres. [101]

1.7.1.2.1.3. Le modèle à diagonales multiples

Le modèle mono-diagonal qui agit de manière concentrique dans les nœuds de la structure, bien qu'il fournisse des informations sur le comportement global du panneau, ne peut pas représenter l'effet que la maçonnerie a sur les éléments de portique. Si le panneau se ruine par glissement (comme on l'a vu en détail au paragraphe 1.4.1.1.), il interagit avec ses poteaux associés non seulement dans les nœuds, mais aussi sur leur hauteur, ce qui entraîne une modification substantielle de l'état de contrainte du poteau. Ainsi, les moments de flexion et les forces de cisaillement dans les poteaux ne peuvent pas être modélisés de manière appropriée et des rotules plastiques peuvent apparaître dans des zones imprévisibles. Mosalam et al (1998) [102], par exemple, ont noté lors d'un test pseudo-dynamique sur une structure en acier avec remplissage de deux étages à double travée que la section du moment de flexion maximum a été déplacée loin des connexions poutre-poteau. Ils ont conclu que l'utilisation d'éléments de bielles hors-diagonaux pourrait représenter ces phénomènes. Crisafulli et al. (2000) a précisé qu'en utilisant un seul modèle diagonale de bielle concentrique, les effets locaux de l'interaction entre le panneau de remplissage et le cadre environnant ne peuvent pas être bien détectés (c.-à-d. emplacement des rotules plastiques potentielles).

Suite à ces considérations, l'idée des diagonales excentriques, qui ont les points de départ sur la hauteur des poteaux ou la longueur des poutres (figure 1.40) [103], s'est développée.

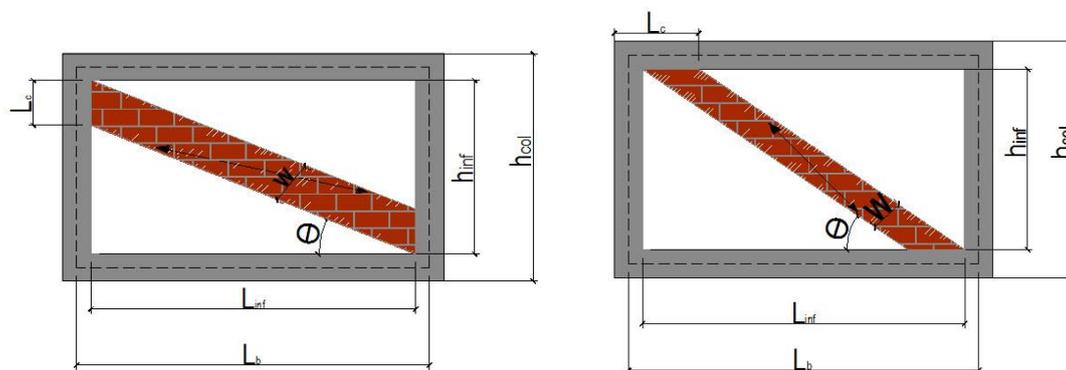


Figure 1.40 : Modèle de diagonale excentrique [103]

La longueur de contact l_c , exprimée en termes de largeur de la diagonale w , est :

$$l_c = \frac{w}{\cos \theta} \quad (1.33)$$

Au cours des dernières années, des modèles informatiques plus complexes ont été développés, résumés dans [31], qui reposent sur l'utilisation d'un système doté de plusieurs diagonales qui reflète plus précisément le comportement des panneaux de maçonnerie encadrés.

Leuchars et Scrivener (1976)[104] ont introduit un modèle dans lequel les diagonales ont leur point de départ à la moitié des poteaux, et un élément qui forme l'effet du frottement est ajouté (figure 1.41.).

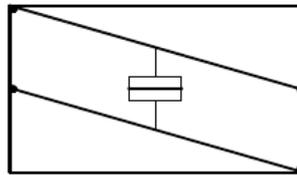


Figure 1.41 : Le modèle proposé par Leuchars et Scrivener

Thiruvengadam (1985) [105] a utilisé un modèle à bielle multiple composé de diagonales et treillis verticales articulées orientées dans les deux sens ; par conséquent, la rigidité verticale du panneau est comptabilisée. Il a divisé le remplissage en sous-panneaux ; Chaque sous-panneau était représenté par des bielles diagonales équivalentes dans les deux sens (figure 8 (a)). La zone de chaque bielle équivalente a été calculée en fonction des caractéristiques géométriques de chaque sous-panneau selon l'équation suivante

$$A_d = \frac{a^2 t}{4 b (1+\nu) \cos^3 \theta} \quad (1.34)$$

Où A_d est la zone de la section transversale, a est la longueur du sous-panneau, b est la hauteur du sous-panneau, t est l'épaisseur de la paroi, ν est le module de Poisson et θ est l'angle lié à a et b (voir la figure 1.42).

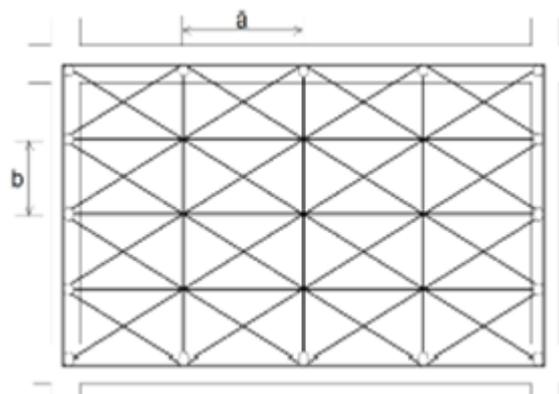


Figure. 1.42 : Le modèle diagonal multiple proposé par Thiruvengadam

Andreaus (1985) [106] étend le concept de la diagonale et suppose que le panneau de maçonnerie peut être représenté par un système de réseau de bielles pour générer un réseau similaire aux éléments finis (figure 1.43.).

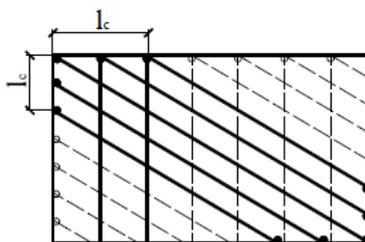


Figure. 1.43 : Modèle proposé par Andreaus

Syrmakezis et Vratsanou (1986) [107], qui se sont concentrés sur l'importance de la longueur de contact du panneau-cadre, ont utilisé un modèle à cinq bielles comprimées parallèles. La largeur de chaque bielle est proportionnelle à la largeur totale. Pour les remplissages avec un rapport h/l entre 0,50 et 2, une équation empirique a été proposée pour évaluer la largeur totale de la zone de compression

$$\frac{w}{h} = 0.64 \frac{l}{h} + 3 \left(\frac{d_c}{l} - 0.1 \right) \quad (1.35)$$

Où h et l sont respectivement, la hauteur et la longueur du poteau et de la poutre, mesurés à l'axe ; et d_c est la profondeur du poteau parallèle au remplissage. Ils ont conclu que le nombre de bielles n'est pas très important pour calculer les déplacements mais influence les distributions des moments de flexion dans le cadre (Figure 1.44).

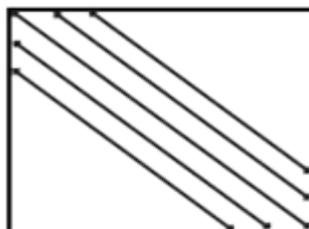


Figure 1.44 : Modèle proposé par Syrmakezis et Vratsanou

Mochizuki (1988) [108] a utilisé des éléments de bielles multiples pour représenter la rupture de glissement dans le remplissage ; Cependant, aucune information claire sur les calculs de la surface équivalente n'a été donnée.

Schmidt (1989) [109] propose un modèle avec deux diagonales excentriques se croisant (figure 1.45). **San Bartolome** (1990) [110] propose un modèle à neuf diagonaux

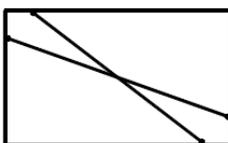


Figure 1.45 : modèle à deux diagonales proposé par Schmidt

Hamburger et Chakradeo (1993) [111] ont étudié des bâtiments en acier avec un remplissage de maçonnerie, et ont accordé une attention particulière à l'articulation poutre-poteau. Ils ont proposé l'utilisation de bielles diagonales équivalentes placées à côté des ouvertures (c'est-à-dire une paroi de remplissage avec une ouverture, donc deux bielles sont utilisées). Les bielles doivent être tangentes au coin de l'ouverture de la fenêtre. En regardant les résultats du modèle numérique, ils ont recommandé que la largeur de chaque bielle équivalente ne dépasse pas deux fois l'épaisseur du remplissage.

Crisafulli (1997) [42] propose un modèle avec deux diagonales parallèles dans chaque direction pour modéliser la compression et les déformations dans la direction diagonale, et avec deux ressorts introduisant l'effet de glissement dans la couche de mortier horizontale (figure 1.46).

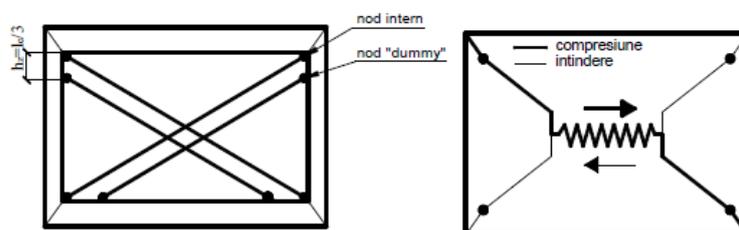


Figure 1.46 : Le modèle proposé par Crisafulli

Chrysostomou(1991) [112] et **Chrysostomou et al.** (2002) [113] visait à obtenir la réponse des cadres remplis en cas de tremblement de terre en tenant compte à la fois de la rigidité et de la dégradation de la résistance des remplissages.

Il a proposé de modéliser chaque panneau de remplissage par six bielles inclinées par compression (figure 1.47). Trois axes parallèles ont été utilisés dans chaque direction diagonale, et les bielles se situant en dehors de la diagonale ont été positionnées à des endroits critiques le long des éléments de cadre. Ces emplacements sont spécifiés par le paramètre α , qui représente une fraction de la longueur ou de la hauteur d'un panneau et est associé à la position de la formation d'une rotule plastique dans une poutre ou un poteau.

Les valeurs théoriques pour ce paramètre sont données par Liauw et Kwan (1983a, b, 1984). En tout point lors de l'analyse de la réponse non linéaire, seules trois des six bielles sont actives et les bielles sont commutées dans la direction opposée chaque fois que leur force de compression est réduite à zéro.

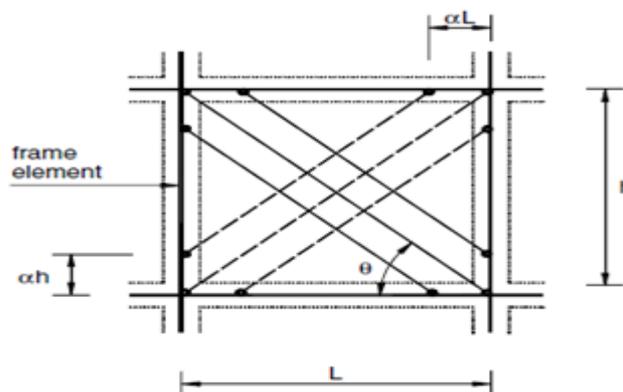


Figure 1.47 : Modélisation du panneau de remplissage par six bielles (Chrysostomou 1991)

El-Dakhakhni et al. (2003) [2] a proposé un modèle à trois bielles pour les cadres en acier remplis de maçonnerie, avec un élément diagonal concentrique et deux bielles parallèles hors diagonale qui coupent les éléments de cadre en acier (figure 1.48), où les valeurs de longueur de contact tiennent compte des capacités du moment plastique. La surface totale, A , des bielles équivalentes dépend de la longueur de contact de poteau (αc) et des paramètres géométriques du remplissage.

$$A = \frac{(1-\alpha_c) h t}{\cos \theta} \quad (1.36)$$

La surface de la bielle centrale est $A / 2$, et la surface des deux autres bielles hors-diagonale est $A / 4$. Le modèle peut prendre en compte le comportement ortho-tropique des panneaux de maçonnerie et peut prédire la rigidité et la capacité de charge maximale du remplissage (Chrysostomou et Asteris 2012[114]).

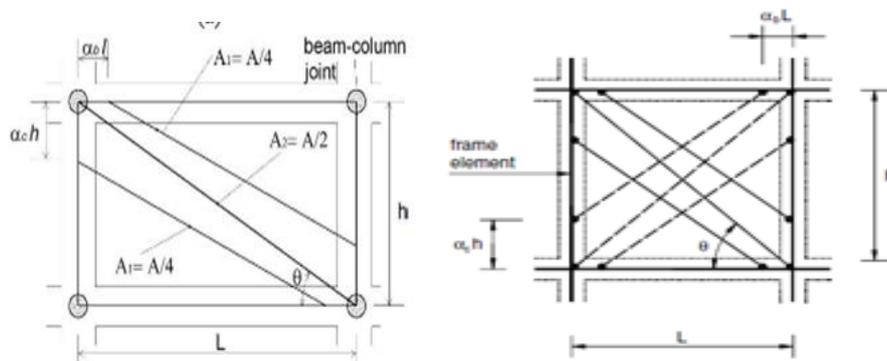


Figure 1.48 : Modélisation du panneau de remplissage par six bielles (El-Dakhakhni 2000, El-Dakhakhni et al, 2001).

Crisafulli et Carr (2007) [115] et **Smyrou et al.** (2011)[116] ont formulé un modèle de bielle basé sur un élément à quatre nœuds, qui représentait le panneau de remplissage à travers deux bielles parallèles hors-diagonales et un connecteur de cisaillement capable de tenir compte de la défaillance de tension diagonale et de la rupture de cisaillement le long des joints de mortier (figure 1.49). Dans leur modèle, la largeur de chaque bielle équivalente était égale à la moitié de celle du modèle à bielle unique. La largeur du modèle de la bielle unique était comprise entre 10% et 40% de la longueur de la diagonal du panneau et peut être calculée par les équations rapportées dans le tableau 1.2. La séparation verticale des bielles (h_z dans la figure 1.49) varie entre $z / 3$ et $z / 2$, z étant la longueur de contact calculée par Eq (2). En raison de la réduction de la longueur de contact entre le cadre et le remplissage, et à la fissuration du remplissage de maçonnerie, la zone des bielles diminue à mesure que le déplacement axial de la bielle augmente. Selon les résultats rapportés par Decanini et Fantin (1987) [90], la largeur de la bielle équivalente peut diminuer d'environ 20% à 50% en raison de la fissuration du panneau de maçonnerie.

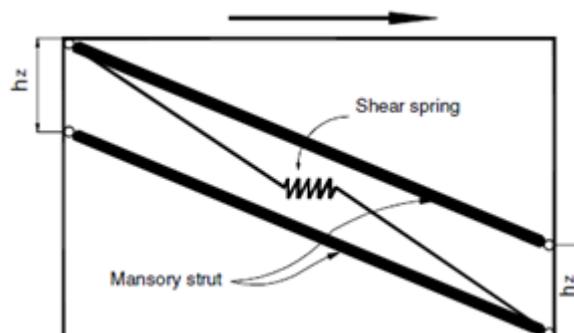


Figure 1.49 : Modèle à bielles multiples proposé par Crisafulli et Carr (2007) pour le panneau de remplissage en maçonnerie (seules les bielles et le ressort de cisaillement actif dans une direction sont représentés)

Le macro-modèle proposé par **Rodrigues H., Varum H., Costa A. (2008)[117]** est une amélioration du modèle à deux bielles équivalente couramment utilisé. Il prend en compte le comportement de l'interaction du panneau de maçonnerie dans les deux directions. Afin de représenter un panneau de maçonnerie, ils considéraient quatre éléments bielles avec un comportement linéaire rigide, et un élément central dans lequel le comportement hystérétique non linéaire est concentré (Figure 1.50).

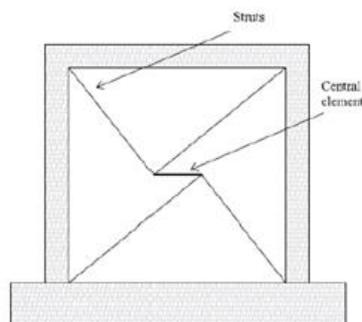


Figure 1.50 : interaction bidirectionnelle entre les bielles (Rodriguez et al, 2008)

Le comportement non linéaire est caractérisé par une courbe d'enveloppe multilinéaire (Figure 1.50), définie par neuf paramètres, représentant : la fissuration, la résistance maximale, la diminution de la rigidité après la résistance max et la résistance résiduelle, pour chaque direction, ce qui permet de prendre en considération Le comportement non symétrique.

Le Tableau 1.2 [118] résume les différentes approches de modélisation des bielles pour simuler le panneau de remplissage.

| Auteurs | Année | Nombre de bielles dans chaque direction | But du modèle |
|-----------------------------------|-------|---|---------------|
| Modèles à une seule bielle | | | |

| | | | |
|------------------------------------|------|---|--|
| Holmes | 1961 | 1 | Modélisation de la résistance, de la rigidité et de la déflexion à la rupture du remplissage |
| Stafford-Smith | 1962 | 1 | Modélisation de la largeur effective de la bielle équivalente (linéaire) |
| Stafford-Smith et Carter | 1969 | 1 | Modélisation de la rigidité, de la résistance ultime, de la charge de fissuration du remplissage |
| Mainstone&Weeks | 1970 | 1 | Modélisation de la rigidité et de la résistance du remplissage |
| Mainstone | 1971 | 1 | Modélisation de la rigidité et de la résistance du remplissage |
| Klingner&Bertero | 1976 | 1 | Modélisation de la réponse hystérétique du remplissage, ainsi que de la résistance et de la rigidité du remplissage |
| Liauw & Kwan | 1984 | 1 | Modélisation de la rigidité et de la résistance du remplissage |
| Zarnic&Tomazevic | 1988 | 1 | Modélisation de la résistance latérale et de la rigidité du remplissage |
| Saneinejad& Hobbs | 1995 | 1 | Modélisation de la réponse force-déplacement non linéaire du remplissage jusqu'à la charge ultime |
| Flanagan & Bennett | 1999 | 1 | Modélisation de la résistance à l'écrasement des coins et de la rigidité du remplissage |
| Dolsek&Fajfar | 2008 | 1 | Modélisation de la réponse force-déplacement du remplissage par une réponse tri-linéaire |
| Modèles à bielles multiples | | | |
| Syrmakezis&Vratsanou | 1986 | 5 | Considération de l'effet de la longueur de contact sur la répartition du moment du cadre ainsi que la résistance et la rigidité du remplissage |
| Shmidt | 1989 | 2 | Modélisation de l'interaction cadre-remplissage ainsi que de la résistance et de la rigidité du remplissage |
| Chrysostomou | 1991 | 3 | Modélisation de l'interaction cadre-remplissage ainsi que de la réponse hystérétique du panneau de remplissage sous une charge sismique, |

| | | | |
|------------|------|---|---|
| | | | compte tenu de la rigidité et de la dégradation de la résistance |
| Crisafulli | 1997 | 2 | Modélisation de l'interaction cadre-remplissage ainsi que de la résistance à la compression et au cisaillement du remplissage |

Tableau 1.2. Résumé de quelques modèles de bielles développés pour les panneaux de remplissage [SIAMAK SATTAR]. [118]

L'étude comparative effectuée par D. Samoila [119] se concentre sur la détermination de la largeur de la bielle comprimée au moyen de différentes équations disponibles dans la littérature. L'influence du remplissage sur les membres du portique est étudiée sur plusieurs modèles, tels que le modèle à simple bielle, le modèle à trois bielles et les modèles aux éléments finis. Elle recommande l'utilisation de la relation Paulay et Priestley dans l'analyse du comportement général des cadres remplis, car elle donne des résultats corrects et en raison de sa simplicité, alors que le modèle à trois bielles est l'approche appropriée pour déterminer le comportement local des effets de l'interaction de remplissage et du cadre.

1.7.1.2.2. Caractéristiques mécaniques du panneau de remplissage

La détermination de la résistance et la rigidité des panneaux de remplissage en maçonnerie encadrés et leur contribution à la résistance structurelle globale de la structure a été une préoccupation constante pour les chercheurs.

1.7.1.2.2.1. La résistance du panneau de remplissage

La résistance du panneau de remplissage (bielle) est calculée en fonction du mode de rupture du panneau de remplissage

1.7.1.2.2.1.1. Résistance de la bielle associée au mode de rupture parallèle au plan du panneau

Les premières propositions analytiques ont été faites dans les années 1950 par **S.B. Smith**[8], qui a déterminé des relations empiriques, déduites des tests expérimentaux. Grâce à cela, les forces diagonales peuvent être déterminées en fonction du paramètre adimensionnel λ_h , qui dépend du rapport entre la rigidité du panneau et celle du cadre.

a. Résistance de la bielle au cisaillement

Riddington et Stafford Smith (1977) [120] déterminent la valeur de la force de cisaillement qui provoque la rupture par glissement comme suit :

$$V_s = \frac{\tau_0 A_m}{1.43 - \mu(0.8 \frac{H}{L} - 0.2)} \quad (1.37)$$

Où :

Am la surface du panneau de maçonnerie dans un plan horizontal $A_m = t l_m$;

μ coefficient de frottement ;

τ_0 Cohésion de la couche de mortier.

Paulay et Priestley (1992) [5] considèrent que Les critères de rupture de Mohr-Coulomb peuvent être appliqués pour évaluer la résistance maximale au cisaillement pour ce type de mécanisme de défaillance :

$$\tau_f = \tau_0 + \mu \sigma_N \quad (1.38)$$

Où, τ_0 = la capacité cohésive des lits de mortier, μ = coefficient de frottement glissant le long du joint du lit, et σ_N est la contrainte de compression verticale dans les parois de remplissage. En Appliquant l'équation ci-dessus sur la surface du panneau de remplissage, la force de cisaillement horizontale maximale V_f qui s'oppose au glissement est évaluée comme suit :

$$V_f = \tau_0 t l_m + \mu N \quad (1.39)$$

Où t = épaisseur de la paroi de remplissage, l_m = longueur du panneau de remplissage et N charge verticale dans les murs de remplissage. Dans **FEMA 306** (1998) [78], N est déterminé comme étant la charge verticale appliquée par déformation de raccourcissement vertical dans le panneau due aux des déplacements latéraux.

$$N = l_m t E_m \Theta_d^2 \quad (1.40)$$

Où, E_m = module d'Young de la maçonnerie, et Θ_d est l'angle de glissement inter-étage. Dans cette étude, N est estimé directement comme une somme de la charge verticale externe appliquée sur le panneau et de la composante verticale de la force de compression diagonale RC, comme le montre la Figure 1.51 [121].

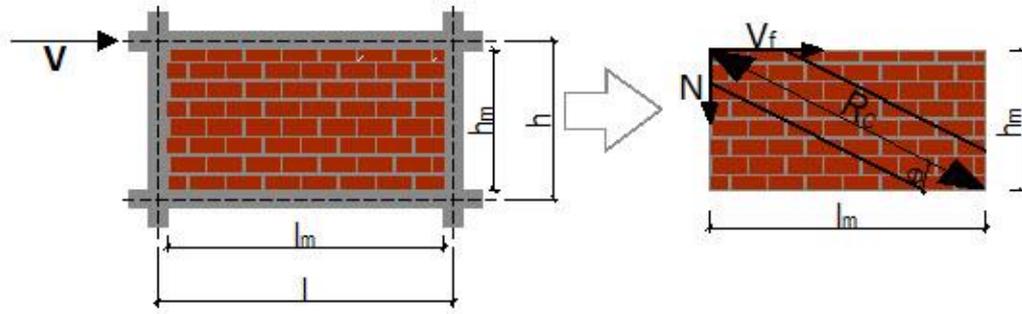


Figure 1.51 : paramètres d'action du remplissage en maçonnerie et la bielle diagonale équivalente [121]

La charge verticale externe est nulle pour les murs de remplissage du bâtiment et seule la composante verticale de la force de compression de la bielle est considérée ($N = R_c \sin \theta$). Par conséquent, la force de cisaillement maximale peut être calculée comme suit:

En substituant $V_f = R_c \cos \theta$, la composante horizontale de la force de cisaillement R_c de la figure 9, dans l'équation ci-dessus on obtient :

$$R_c \cos \theta = \tau_0 t l_m + \mu R_c \sin \theta \quad (1.41)$$

Au final, on a :

$$V_f = \frac{\tau_0 t l_m}{(1 - \mu \tan \theta)} = \frac{\tau_0 A_m}{(1 - \mu \tan \theta)} \quad (1.42)$$

Les plages typiques de τ_0 sont $1 \leq \tau_0 \leq 15 \text{ kg/cm}^2$. A des fins d'analyse, on peut supposer typiquement que $\tau_0 = 0.05 f'_m$ (Paulay et Priestley, 1992).

$$f'_m = \frac{f'_{cb}(f'_{tb} + \alpha f'_j)}{U_u(f'_{tb} + \alpha f'_{cb})}; \quad \alpha = \frac{j}{4.1 h_b} \quad (1.43)$$

f'_m est la résistance de la maçonnerie en compression ; j : épaisseur du joint du mortier ; h_b : hauteur d'un bloc de maçonnerie (brique) ; f'_{cb} : résistance en compression d'un bloc de maçonnerie ; f'_{tb} : résistance en traction d'un bloc de maçonnerie, prise égale à $0.1 f'_{cb}$; U_u : coefficient de non uniformité de contrainte, prise égal à 1.5 ; f'_j : résistance en compression du mortier, prise égal à 8MPa.

Quant à μ , Les auteurs recommandent un coefficient de frottement de 0,3 mais d'autres auteurs, à partir des résultats expérimentaux de Chen (2003)[122]proposent la formule suivante pour calculer celui-ci:

$$\mu = 0.654 + 0.000515 f'_j \quad (1.44)$$

La résistance du panneau a été déterminée par **Fardis** dans [123]:

$$F_{max} = 1.3 f_{tp} L t \quad (1.45)$$

Où :

f_{tp} résistance à la rupture de maçonnerie.

Afin de déterminer la force du mur de remplissage, **Žarnić** et **Gostič** (1997) [124] ont proposé l'expression :

$$F_{max} = 0.818 \frac{L t f_{tp}}{c_l} (1 + \sqrt{C_l^2 + 1}) \quad (1.46)$$

Où :

$$C_l = 1.925 \frac{L}{H} \quad (1.47)$$

Tomazevic et **Lutman** (1988) [32] évaluent la résistance du panneau à la force de cisaillement comme suit :

$$V_t = A_m \left(\frac{f_t}{b} \right) \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_t}} \quad (1.48)$$

Où :

f_t résistance à la traction de la maçonnerie ;

σ_0 L'effort de compression moyen due à la charge verticale ;

b facteur de répartition de la force cisaillement, calculée en fonction de l'épaisseur de la paroi.

Dans le «code roumain de conception pour les structures de maçonnerie **CR6-2006**», la résistance de conception correspondant au mécanisme de de rupture par cisaillement dans les joints horizontaux est déterminée avec la relation :

$$F_{Rd1}(zu) = \frac{1}{\cos \theta} f_{vd0} L t (1 + \alpha) \quad (1.49)$$

Où :

f_{vd0} est la résistance de conception sous un effort de compression nul.

$$\alpha = 0.07 \left(4 \frac{H}{L} - 1 \right) \quad (1.50)$$

b. Résistance à la traction de la diagonale

Pour évaluer la force à laquelle les premières fissures apparaissent en raison des efforts d'étirement, **Riddington** et **Stafford Smith** proposent la formule :

$$V_t = 1.72 A_m f'_{tm} \quad (1.51)$$

Où :

f'_{tm} effort d'étirement admissible, recommandé par les auteurs comme 0.07MPa.

Les normes en **Nouvelle-Zélande** [33] adoptent les mêmes modes de rupture du panneau que celles de FEMA 306, les relations pour calculer la ruine de la diagonale par traction sont modifiées respectivement par :

$$V_t = \frac{2\sqrt{2} t L \sigma_t}{\left(\frac{L}{H} + \frac{H}{L}\right)} \quad (1.52)$$

$$\text{Où } \sigma_t = 1.7 \sqrt{f'_{me}}$$

f'_{me} est la résistance de la maçonnerie à la compression

Concernant la rupture due à la tension diagonale, suite à la proposition faite par **Saneinejad et Hobbs** (1995)[19], la relation suivante a été adoptée:

$$V_t = \frac{2\sqrt{2} t \sigma_t}{\left(\frac{L}{H} + \frac{H}{L}\right)} \quad (1.53)$$

Où la capacité de rupture de la maçonnerie σ_t est égale à $20 \sqrt{f'_{me}}$.

c. Résistance à l'écrasement des coins comprimés

Selon le code CR6-2006, la résistance de conception correspondant à l'écrasement des coins de la diagonale comprimée est donnée par :

$$F_{Rd2}(zu) = 0.8 f_d (\cos\theta)^2 \sqrt{\frac{E_b}{E_z} I_{st} H t^3} \quad (1.54)$$

Où

$f_d = f'_{me}$ résistance de conception de la maçonnerie à la compression ;

E_b, E_z module d'élasticité respectivement du béton et de la maçonnerie ;

I_{st} est la valeur moyenne des moments d'inertie des poteaux limitant le panneau.

La résistance de conception associée à la fissuration le long de la diagonale comprimée est la suivante :

$$F_{Rd3}(zu) = \frac{f_{vd0} L t}{0.6 \cos\theta} \quad (1.55)$$

Pour le calcul de la résistance à l'écrasement des coins, une version modifiée de la formule proposée par **Stafford-Smith** et **Carter** (1969) a été utilisée. Ainsi, la composante horizontale de la capacité de résistance de la diagonale est donnée par :

$$V_c = w t f'_{m90} \cos\theta \quad (1.56)$$

Dans lequel :

W la largeur de la diagonale équivalente

f'_{m90} la résistance de la maçonnerie dans la direction horizontale, qui peut être prise égale à 50% ou à 100% de la résistance de la maçonnerie en compression f'_m . Dans notre étude $f'_{m90} = f'_m$

d. Résistance à la rupture d'ensemble

Dans le cas de la rupture de l'ensemble du panneau, l'article, basé sur les formules déduites par **Paulay** et **Priestley** (1992) intégrées par le FEMA 306, propose les expressions suivantes :

$$V_{mi} = A_m 2 \sqrt{f'_{me}} \quad (1.57)$$

$$V_{mf} = 0.3 V_{mi} \quad (1.58)$$

Où :

V_{mi} La capacité de cisaillement initiale consommée pendant le premier cycle de charge ;

V_{mf} Capacité de cisaillement finale suite à l'action cyclique des forces ;

A_m aire de cisaillement horizontale égale au produit de L (longueur du panneau) et t (épaisseur du panneau).

Les normes en **Nouvelle-Zélande** [33] adoptent les mêmes modes de rupture du panneau que celles de FEMA 306, les relations pour calculer la ruine de la diagonale par cisaillement dans son ensemble sont modifiées par :

$$V_{mi} = A_m 0.17 \sqrt{f'_{me}} \quad (1.59)$$

$$V_{mf} = 0.3 V_{mi} \quad (1.60)$$

1.7.1.2.2.1.2. Résistance de la bielle associée au mode de rupture perpendiculaire au plan

Le Code de la Nouvelle-Zélande spécifie également une relation de calcul pour évaluer les résistances du panneau aux sollicitations perpendiculaires au plan, basé sur la recherche faite par **Angel et Abrahams** (1994)[125]:

$$V_p = \frac{2 f'_m}{\left(\frac{H}{t}\right)} \lambda R_1 R_2 \quad (1.61)$$

Où :

f'_m la résistance de la maçonnerie ;

λ coefficient d'élanement calculé par le rapport H / t ;

R1, R2 coefficients de réduction introduisant l'effet des actions perpendiculaires au plan.

Le coefficient R_1 est égal à un (1) pour la situation où le mur n'est pas du tout endommagé et à des valeurs de sous-unités pour des dommages modérés et graves. Le facteur R_2 désigne la réduction de la rigidité des éléments courbés du cadre et est calculé avec :

$$R_2 = 0.35 + 71.4 (10)^{-9} E_b I_s \leq 1 \quad (1.62)$$

Les règles roumaines [CR6] fournissent également une relation de calcul de la résistance dans le cas de sollicitations perpendiculaires au plan ; Le calcul est réalisé pour une bande de paroi de 1000 mm de largeur :

$$\begin{cases} M_{Rxd1} = W_w f_{xd1} \\ M_{Rxd2} = W_w f_{xd2} \end{cases} \quad (1.63)$$

Dans lequel :

f_{xd1} , f_{xd2} résistance de conception à la traction par flexion perpendiculaire au plan de maçonnerie, selon le mode de rupture : parallèle aux joints horizontaux respectivement perpendiculaires aux joints horizontaux ;

W_w Module de résistance de la paroi.

$$W_w = \frac{1000 t^2}{6} \quad (1.64)$$

L'influence de la résistance du panneau sur la force globale de la structure a été étudiée par **Mehrabani** (1994) [126], qui a mené une série de 14 expériences sur des modèles à l'échelle 1/2. Il a observé que la présence de la paroi de maçonnerie entraîne une augmentation de la résistance structurelle de 175% par rapport au cadre simple. En outre, une augmentation de 54% de la résistance des panneaux fabriqués en brique pleine a été constatée par rapport à la maçonnerie avec briques creux.

1.7.1.2.2.1.3. Résistance de dimensionnement de la bielle

Decanini et Fantin[90] proposent une série d'équations empiriques pour estimer la plus petite résistance de la diagonale équivalente pour quatre différents modes de rupture: tension diagonale, cisaillement le long d'une fissure horizontale, écrasement des coins comprimés et écrasement de la diagonale comprimée. L'expression générale est de la forme :

$$R_c = f_m^* t w \quad (1.65)$$

Dans lequel :

f_m^* est la résistance à la compression fictive associée à chaque mode de rupture, en fonction du paramètre λh . Le «code de conception pour les structures de maçonnerie **CR6-2006**» [52] impose que la résistance à la conception des panneaux de maçonnerie soit égale à la plus petite des valeurs correspondant aux trois modes de rupture possibles suivants (cités ci-dessous): glissement horizontal, compression diagonale ou écrasement des coins comprimés.

Dans notre étude, la résistance de la bielle est déterminée en calculant la force nécessaire pour atteindre la résistance de la maçonnerie à l'écrasement et la force nécessaire pour atteindre sa résistance au cisaillement. Les composantes de ces forces, projetées dans la direction de la bielle, sont utilisées pour attribuer à la bielle une résistance en compression. Cette résistance en compression, R_{bielle} , contrôle la résistance de la rotule plastique dans la bielle comprimée équivalente en maçonnerie [71] et [127]:

$$R_{bielle} = \min \left\{ R_{\text{écrasement}}, \frac{R_{\text{cisaillement}}}{\cos \theta} \right\} \quad (1.66)$$

Où θ est l'angle formé par la bielle et l'horizontale

Avec

$$R_{\text{écrasement}} = \frac{V_c}{\cos \theta} = w t f'_m \quad (1.67)$$

$$R_{\text{cisaillement}} = V_s = \frac{\tau_0 A_m}{1 - \mu \tan \theta} \quad (1.68)$$

1.7.1.2.2.2. Rigidité des panneaux de remplissage

L'estimation de la rigidité des structures rigides dans les cadres munis de panneaux de remplissage est difficile à réaliser en raison de leur hétérogénéité, de la capacité de déformation différente du béton et de la maçonnerie.

La recherche expérimentale a révélé que la présence de murs de maçonnerie soumis à des actions dynamiques conduit à une réduction des déplacements latéraux et les forces inertielles, donc, implicitement, à l'augmentation de la rigidité de la structure.

À la suite des essais effectués sur des panneaux de maçonnerie, on a observé qu'ils avaient initialement une rigidité élevée et, par conséquent, le mécanisme de transfert du chargement latéral à partir d'un cadre prédominant (où la contrainte principale est le moment de flexion) aux poutres de type treillis (où la contrainte principale est la force axiale). En raison de ce mécanisme, les moments de flexion dans les éléments de portique sont plus petits et les forces axiales augmentent de manière significative (Figure 1.52) [128].

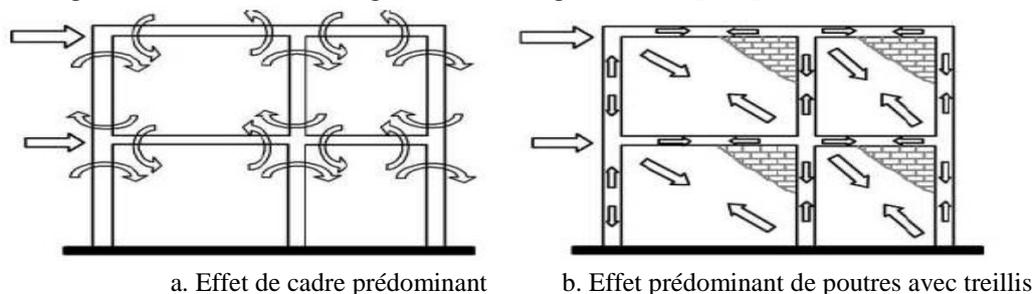


Figure 1.52. Mécanisme de transfert de charge latérale dans des cadres nus et cadres avec des panneaux de maçonnerie [128]

Hobbs et Samai [129] ont étudié l'effet de la rigidité de la paroi par rapport à la rigidité du cadre sur le comportement global de la structure. La conclusion des études était qu'un mur avec une faible rigidité entraîne un comportement ductile de la structure, alors qu'une paroi rigide ou semi-rigide peut provoquer une rupture fragile, par cisaillement des poteaux du cadre.

Fiorato [45] a noté que la présence de charges verticales augmente la rigidité et la résistance de la structure en raison de la capacité accrue de la paroi pour résister à l'action de la force de cisaillement.

Mehrabi [126] développe cette idée et, suite aux tests expérimentaux, note qu'une augmentation de 50% de la charge verticale entraîne une augmentation de la rigidité de 30% et une augmentation de résistance de 25%.

Knights and Papia, dans l'article [130], analyse le cas d'un cadre rempli, schématisé à la figure 1.53.b, où le panneau est assimilé à une barre placée dans la direction diagonale, articulée aux extrémités. Les auteurs proposent une méthode de calcul de la rigidité en additionnant la rigidité du cadre (figure 1.53.d) avec la rigidité d'une seule section de la maçonnerie (figure 1.53.c).

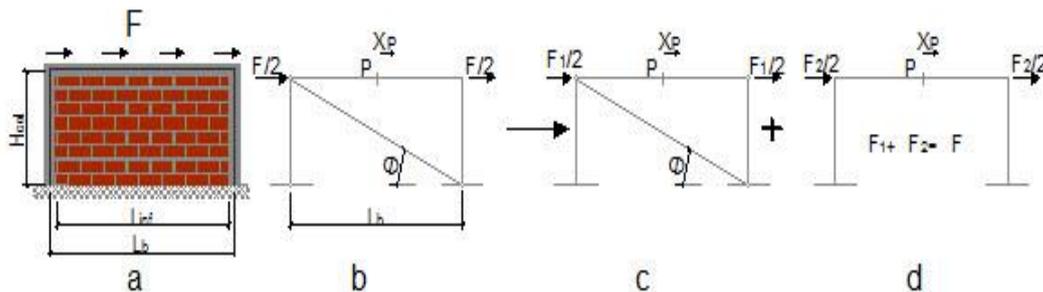


Figure 1.53 : Schémas équivalents pour le cadre muni de remplissage mural réel ; (b) la diagonale équivalente ; (c) et (d) la décomposition du modèle diagonal équivalente [130]

La rigidité diagonale K_d associée au schéma de la figure 1.53.c est:

$$K_d = \frac{k_d (\cos\theta)^2}{1 + \frac{k_d}{k_s} (\sin\theta)^2 + \frac{1}{4} \frac{k_d}{k_g} (\cos\theta)^2} \quad (1.69)$$

Où :

k_d , k_s , k_g rigidité axiale de la diagonale, du poteau et de la poutre ;

θ angle oblique à l'horizontale.

$$k_d = \frac{E_z t w}{d_z}; k_s = \frac{E_b A_s}{H_s}; k_g = \frac{E_b A_g}{L_g}$$

Où :

E_z module d'élasticité de la maçonnerie ;

E_b module d'élasticité du béton ;

t l'épaisseur de la maçonnerie ;
 W la largeur de la diagonale équivalente ;
 dz longueur de diagonale équivalente ;
 As section transversale du poteau ;
 Hs la hauteur du poteau ;
 Ag section transversale de la poutre ;
 Lg Longueur de la poutre.

La rigidité du schéma de la figure 1.53.d est calculée avec :

$$K_c = 24 \frac{E_b I_s}{H_s^3} \left[1 - 1.5 \left[3 \frac{I_g H_s}{I_s L_g} + 2 \right]^{-1} \right] \quad (1.70)$$

Où :

Is le moment d'inertie du poteau ;
 Ig le moment d'inertie de la poutre.

La rigidité de l'ensemble du système est donnée par la relation suivante :

$$K = K_d + K_c \quad (1.71)$$

Sattar[131] considère que la rigidité initiale de la paroi de remplissage est deux fois plus rigide que la largeur de la diagonale équivalente et les propriétés de maçonnerie:

$$K_z = 2 \frac{E_z w t}{d_z} (\cos\theta)^2 \quad (1.72)$$

Après la fissuration, la rigidité est réduite à $\alpha_h K_z$.

Dolšek et Fajfar[132] utilisent une relation simplifiée pour déterminer la rigidité:

$$K_z = \frac{G_z L t}{H} \quad (1.73)$$

Stafford Smith [8], à partir de la contrainte axiale dans la diagonale de compression Nd équivalente, détermine la rigidité de la diagonale équivalente comme rapport d'effort à déformation :

$$K_z = \frac{N_d}{\Delta \cos\theta} = \frac{E_z A_{equiv}}{d_z} \quad (1.74)$$

A_{equiv} aire de section transversale de la diagonale équivalente.

$$A_{equiv} = \frac{K_{z,0} d_z}{(\cos\theta)^2 E_z} \quad (1.75)$$

La rigidité de la maçonnerie au mouvement horizontal a l'expression :

$$K_{z,0} = K_z (\cos\Theta)^2 \quad (1.76)$$

Crisafulli [1], dans le modèle avec deux diagonales parallèles et le ressort qui forme l'influence du glissement (présenté au paragraphe 1.5.2.), suppose que la rigidité du ressort à l'action de la force K_s est égale à une fraction γ_s de la rigidité totale de la diagonale de maçonnerie.

$$K_s = \gamma_s \frac{A_z E_z}{d_z} (\cos\Theta)^2 \quad (1.77)$$

Le facteur γ_s est compris entre 0,50 et 0,75.

La rigidité axiale de la rigidité de chaque diagonale représente la fraction du total restant après déduction de la contribution à la rigidité de glissement. Cette rigidité est divisée de façon égale aux deux diagonales :

$$K_i = \frac{(1-\gamma_s) A_z E_t}{2d_z} \quad (1.78)$$

Où E_t est le module élastique tangent de la maçonnerie.

Il convient de noter que les règles roumaines ne spécifient pas les relations de calcul pour ce type de structure.

Cette revue de la littérature montre un grand nombre de méthodes pour calculer différents paramètres du modèle à bielle. Ces méthodes peuvent prédire des valeurs très différentes pour les caractéristiques du panneau de remplissage, telles que la résistance et la rigidité. La figure 1.54 compare différentes méthodes utilisées pour calculer la résistance et la rigidité du panneau de remplissage pour l'un des spécimens testés par Mehrabi (1994)[126], connu sous le nom de spécimen 8. Les lignes pleines et pointillées de cette figure montrent respectivement la résistance et la rigidité calculées en fonction de diverses méthodes. Cette figure montre une grande différence entre la rigidité et la résistance prédites par diverses méthodes, ce qui implique la nécessité d'avoir une prédiction précise des propriétés du panneau de remplissage dans l'approche du macro-modèle. .

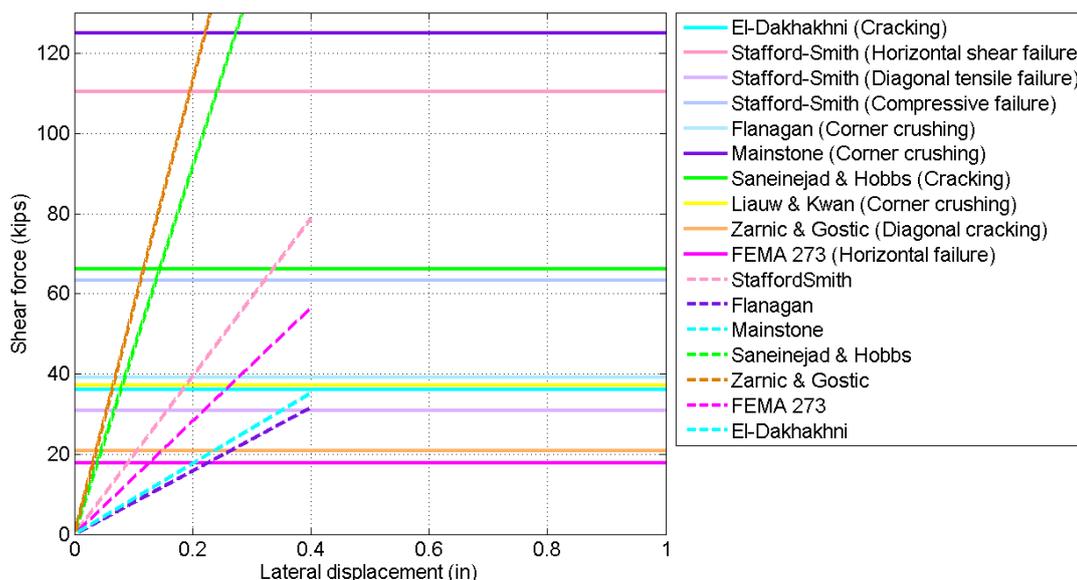


Figure 1.54 : Comparaison entre différentes méthodes pour calculer la rigidité et la résistance du panneau de remplissage dans le spécimen 8 testé par Mehrabi (1994). Les lignes pleines montrent la force et les lignes pointillées montrent la rigidité. Les lignes pointillées sont arrêtées à un déplacement latéral arbitraire. Pour chaque méthode, le mécanisme de défaillance correspondant est signalé dans la légende.[126]

1.7.1.2.2.3. Définition de la loi constitutive du panneau de remplissage

Lorsque des analyses non linéaires des structures en portiques en béton armé avec remplissage sont nécessaires, l'évaluation d'une loi constitutive complète à attribuer à la bielle équivalente est une étape fondamentale. Étant donné que la bielle équivalente représente une idéalisation d'un problème physique réel (la bielle n'existe pas réellement), sa capacité non linéaire ne peut pas être réalisée par une approche expérimentale directe mais dérivée en observant le comportement réel d'un système cadre- remplissage. Le comportement cyclique d'un cadre rempli n'est pas facile à cerner, donc les modèles proposés de temps à autre ont dû introduire des règles plus complexes pour tenir compte du comportement réel. En outre, afin d'étendre l'utilisation de macro-modèles pour effectuer des analyses non linéaires, plusieurs approches ont été proposées. Certaines d'entre elles fournissent d'abord la détermination d'une loi constitutive monotone à utiliser comme courbe de base pour les analyses cycliques. Parmi celles qui sont présentées ici, sont considérées dans l'opinion des auteurs comme les plus appropriés et flexibles pour des analyses plus complexes.

Panagiotakos et Fardis (1996)[133], au moyen de tests cycliques expérimentaux sur des échantillons à l'échelle effectués sur des cadres avec des panneaux de remplissage en briques, ont défini une relation tétra-linéaire simplifiée (Figure 1.55). Si aucune résistance résiduelle n'est supposée, les segments sont réduits à 3. Les branches décrivent le comportement de cisaillement initial du panneau, la formation de la bielle équivalente (après le détachement du cadre-remplissage), l'affaiblissement de la réponse après le déplacement S_m et une résistance résiduelle constante finale (généralement introduite pour améliorer la stabilité

numérique). Les paramètres nécessaires pour définir les différentes branches de la courbe sont décrits ci-dessous :

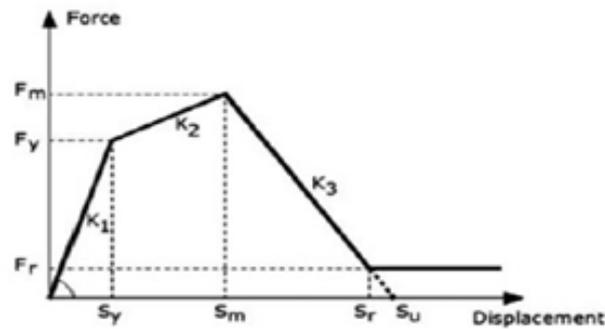


Figure 1.55 : Relation force-déplacement pour le modèle à bielle équivalente proposé dans Pangiatakos et Fardis (1996)

- **Rigidité initiale K1**

$$K_1 = \frac{G_m t l}{h} \quad (1.79)$$

Dans lequel G_m est le module d'élasticité tangentielle du remplissage de maçonnerie, l , h et t sont respectivement la longueur, la hauteur et l'épaisseur du panneau.

- **Force élastique Fy**

$$F_y = f_{tp} t l \quad (1.80)$$

Dans lequel f_{tp} est la résistance au cisaillement du panneau.

- **Rigidité post-élastique K2**

$$K_2 = \frac{E_m t w}{d} \quad (1.81)$$

E_m étant le module de Young moyen de la maçonnerie.

- **Force maximale Fm**

Elle est assumée comme

$$F_m = 1.25 F_y \quad (1.82)$$

- **Déplacement associé à la force maximale Sm**

$$S_m = S_y + \frac{F_m - F_y}{K_2} \quad (1.83)$$

- **Rigidité de la branche ramollissante K_3**

À supposer dans la gamme :

$$0.005 K_1 \leq K_3 \leq 0.1 K_1 \quad (1.84)$$

- **Force résiduelle F_r**

À supposer dans la gamme :

$$0 \leq F_r \leq 0.1 F_y \quad (1.85)$$

- **Déplacement correspondant à la force résiduelle S_r**

$$S_r = S_m + \frac{F_r - F_m}{K_3} \quad (1.86)$$

Cette relation représente un véritable instrument général et flexible pour décrire le comportement non linéaire de la bielle équivalente afin de reproduire l'un des systèmes cadre-remplissage, ce qui convient à différentes manières d'étalonnage. Certains auteurs ont adopté cette loi dans leurs études proposant différents critères pour déterminer certains paramètres pour mieux s'accorder avec leurs résultats expérimentaux.

La loi constitutive proposée par **Bertoldi et al.** (1993) [134] a été obtenue par une campagne expérimentale sur 10 portiques différents ayant deux travées à portée égale et un nombre variable d'étages (de 2 à 24). Des analyses Pushover ont été effectuées à la fois pour les portiques nus et les portiques remplis, en identifiant la bielle équivalente par l'équation

$$\frac{w}{d} = \frac{K_1}{\lambda_h} + K_2 \quad (1.87)$$

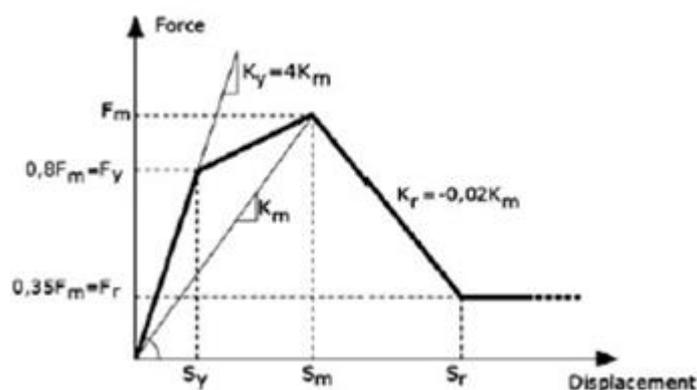


Figure 1.56 : Relation force-déplacement pour le modèle à bielle équivalente considéré dans Bertoldi et al. (1993)

Où les valeurs K_1 et K_2 sont données dans le tableau 1.3 et le paramètre λ_h est déterminé par l'expression de Mainstone.

| | $\lambda h < 3.14$ | $3.14 < \lambda h < 7.85$ | $\lambda h > 7.85$ |
|-------|--------------------|---------------------------|--------------------|
| K_1 | 1.3 | 0.707 | 0.47 |
| K_2 | -0.178 | 0.01 | 0.04 |

Tableau 1.3 : Détermination des paramètres K_1 et K_2 [15].

La relation force-déplacement de chaque bielle équivalente est rapportée à la figure 1.56. Les principaux paramètres à déterminer sont K_m et F_m , (résistance et rigidité maximale de la bielle équivalente). La rigidité K_m peut être calculée comme suit :

$$K_m = \frac{E_m w t}{d} (\cos\theta)^2 \quad (1.88)$$

L'évaluation de la force maximale F_m est effectuée en tenant compte de quatre mécanismes d'effondrement possibles du panneau représentatifs des modalités de dégâts les plus reconnaissables observés dans les expériences : écrasement au centre du panneau, écrasement des coins, glissement des éléments et défaillance de la diagonale par cisaillement. Chacun de ces mécanismes est associé à une contrainte finale spécifiée σ_w ayant une répartition uniforme sur la section transversale et sur la longueur de la bielle équivalente. Les expressions possibles pour σ_w sont indiquées ci-dessous :

- **Écrasement au centre du panneau**

$$\sigma_{w1} = \frac{1.16 \sigma_{m0} \tan\theta}{K_1 + K_2 \lambda_h} \quad (1.89)$$

- **Ecrasement des angles**

$$\sigma_{w2} = \frac{1.12 \sigma_{m0} \sin\theta \cos\theta}{K_1 (\lambda_h)^{-0.12} + K_2 (\lambda_h)^{0.88}} \quad (1.90)$$

- **Glissement des unités**

$$\sigma_{w3} = \frac{(1.2 \sin\theta + 0.45 \cos\theta) \mu + 0.3 \sigma_{m0}}{\frac{K_1}{\lambda_h} + K_2} \quad (1.91)$$

- **Rupture de la diagonale par cisaillement**

$$\sigma_{w4} = \frac{0.6 \tau_{m0} + 0.3 \sigma_0}{\frac{K_1}{\lambda_h} + K_2} \quad (1.92)$$

Dans les équations rapportées ci-dessus, σ_{m0} est la résistance à la compression normale de la maçonnerie constituant le remplissage ; τ_{m0} est la résistance au cisaillement de la maçonnerie ; μ est la résistance au glissement des joints du lit de mortier tandis que σ_0 est la contrainte normale moyenne agissant sur le panneau. La composante horizontale de la force critique correspondante est associée au minimum de ces forces et peut être évaluée comme suit :

$$F_m = (\sigma_w)_{\min} t w \cos\theta \quad (1.93)$$

Ce type d'approche est certainement plus que d'autres liés à la mécanique du système en tenant compte de toutes les principales modalités de défaillance possibles, mais une grande validation, basée sur plusieurs typologies de portiques remplis, devrait être effectuée pour évaluer l'applicabilité réelle de chaque système. Le modèle a été validé et vérifié en comparant la réponse calculée et mesurée de plusieurs spécimens (Decanini L. et al, 2004). En comparant les résultats obtenus expérimentalement avec ceux obtenus analytiquement, on a vérifié que le modèle proposé pourrait être raisonnablement utilisé pour l'estimation de la réponse sismique des structures de cadres remplis.

D'autres formulations ont été proposées pour définir la loi constitutive de la bielle équivalente. Les deux, ici proposées, représentent une bonne référence pour les applications. En particulier, la détermination de la force de la bielle équivalente constitue l'une des questions les plus importantes dans la définition de la loi constitutive puisqu'elle ne dépend pas simplement du volet de résistance aux forces de cisaillement mais plus réaliste sur l'interaction cadre-remplissage et également sur la partie de la charge verticale supportée par le remplissage. Pour cette raison, une relation supplémentaire pour l'évaluation de la force maximale F_{max} attribuée à la bielle équivalente due à Žarnic et Gostic (1997) [124] est donnée ici afin de fournir un aperçu plus large.

$$F_{max} = 0.818 \frac{L t_{tp}}{c_l} (1 + \sqrt{C_l^2 + 1}) \quad (1.94)$$

$$\text{Où : } C_l = 1.925 \frac{L}{H} \quad (1.95)$$

Et les autres symboles ont la même signification que ceux utilisés précédemment.

Selon le code **Fema 273**[135], le comportement de la maçonnerie est en général non-linéaire de type fragile [136]. La figure 1.57 montre une loi contrainte-déformation (f_m - ϵ), typique pour la maçonnerie. Le comportement est non-linéaire jusqu'à ce que la contrainte ultime de compression f'_m soit atteinte. Pour de plus grandes déformations, la contrainte chute presque linéairement jusqu'à une petite fraction de la contrainte ultime (de 10 à 20 % de f'_m selon les auteurs). Ensuite, la contrainte reste constante pour une augmentation de déformation [121]. La résistance en traction des remplissages en maçonnerie a été négligée dans nos analyses.

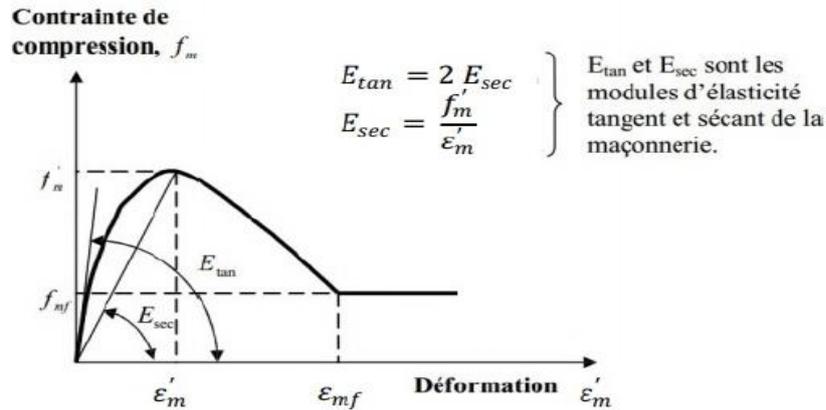


Figure 1.57 : Loi de comportement de la maçonnerie [76]

1.7.1.3. Influence des ouvertures dans les remplissages sur la macro-modélisation

La présence d'ouvertures de portes ou de fenêtres dans les murs de remplissage en maçonnerie exerce une influence sur la résistance et la rigidité latérales par rapport au cas des remplissages solides. D'un point de vue général, le mécanisme d'endommagement global, activé sous des charges latérales, subit une modification en fonction de l'amplitude de l'ouverture et de sa position dans le panneau de remplissage. Un nombre remarquable d'études concernant l'effet de l'ouverture sur les systèmes de cadres remplis est disponible dans la littérature, la plupart d'entre elles sont basées sur des recherches expérimentales ou des analyses en EF raffinées. Parmi les premières études, **Papia** (1988)[137], au moyen de l'approche par la méthode en éléments finis, a évalué la perte de rigidité due à la présence d'ouvertures homothétiques centrées par rapport au contour du panneau. Il a constaté que pour une large gamme de valeurs, la rigidité a une décroissance linéaire lors de l'augmentation de l'amplitude de l'ouverture. En se basant sur cette relation à peu près linéaire, d'autres auteurs ont développé l'idée de définir un facteur de réduction pour la largeur équivalente de la bielle afin de tenir compte de la présence des ouvertures, en maintenant le même concept de modélisation. Des études importantes dans ce sens sont dues à **Al-Chaar** (2002)[100], à partir de la largeur équivalente proposée par Mainstone (1974), suggère la formule suivante pour le facteur de réduction, compte tenu des zones de l'ouverture et du panneau de remplissage:

$$R_1 = 0.6 \left(\frac{A_{open}}{A_{panel}} \right)^2 - 1.6 \left(\frac{A_{open}}{A_{panel}} \right) + 1 \quad (1.96)$$

Donc

$$w_{red} = w R_1 R_2 \quad (1.97)$$

Ou R_2 est un coefficient, allant de 0 à 1, pour tenir compte des dommages au remplissage, s'il existe.

Asteris (2003) [20], qui a déterminé, au moyen d'une discrétisation EF raffinée, un facteur de réduction de la rigidité à utiliser en combinaison avec l'expression fournie par Mainstone pour l'identification de la largeur équivalente. Une approche similaire a été suivie par **Papia** et al. (2003)[138]. Les auteurs ont proposé l'expression analytique suivante pour le facteur de réduction r à la suite d'une étude numérique approfondie (figure 1.58)

$$r(\xi) = 1 - 2.17 \xi^4 + 6.35 \xi^3 - 5.176 \xi^2 \quad (1.98)$$

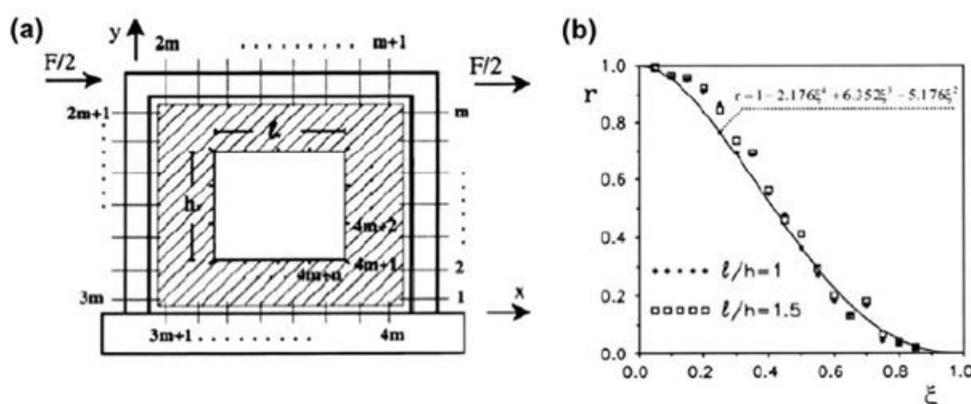


Figure 1.58 : Détermination du facteur de réduction due à la présence d'ouvertures (Papia et al., 2003): (a) Micro-modèle EF; (b) relation r (ξ).

Dans l'hypothèse d'ouvertures homothétiques, le paramètre ξ est évaluable comme le rapport entre la longueur (ou la hauteur) de l'ouverture par rapport à la longueur (ou la hauteur) du panneau.

Une autre expression pour le facteur de réduction a été proposée par **Mondal** et **Jain**[139] (2008). Cette fois, l'extension de l'ouverture par rapport au panneau a été considérée en termes de rapport de surface. L'expression fournie pour le facteur de réduction ρ_w est la suivante :

$$\rho_w = 1 - 2.6 \alpha_{c0} \quad (1.99)$$

α_{c0} étant le rapport entre la surface de l'ouverture et la surface du remplissage. Enfin, les auteurs concluent leur étude en affirmant que si la superficie de l'ouverture est inférieure à 5% de la superficie du remplissage, sa présence peut être négligée, alors que si la zone d'ouverture est supérieure à 40%, la présence du remplissage peut être négligée.

Une vaste enquête expérimentale sur le sujet a été réalisée par **Kakaletsis** et **Karayannis**(2009) [140], qui ont analysé le comportement cyclique de plusieurs cadres remplis de RC avec des ouvertures de tailles et de positions différentes. Au moyen des résultats expérimentaux obtenus, les auteurs ont proposé un modèle paramétrique de la courbe monotone à utiliser pour l'attribution de la loi non-linéaire de la bielle équivalente. **Tasnimi** et **Mohebkhab** (2011) [141] ont également formulé une autre relation à utiliser pour les cadres en acier.

Aussi **Asteris et al.** (2011) [36] a proposé la formule suivante pour le facteur de réduction :

$$\lambda = 1 - 2 \alpha_w^{0.54} + \alpha_w^{1.14} \quad (1.100)$$

Dans laquelle α_w est le pourcentage d'ouverture de paroi de remplissage (zone d'ouverture / la zone de paroi de remplissage).

Dans une étude récente de **Decanini, Liberatore et Mollaioli**(2014)[142], les auteurs ont examiné un grand nombre (environ 150) de tests littéraires expérimentaux et numériques afin d'obtenir des expressions numériques pour un facteur de réduction à appliquer à la fois à la résistance et rigidité de la bielle équivalente en présence d'ouvertures. Le facteur de réduction (ρ) proposé par les auteurs doit être utilisé comme multiplicateur pour la largeur (Figure 1.59).

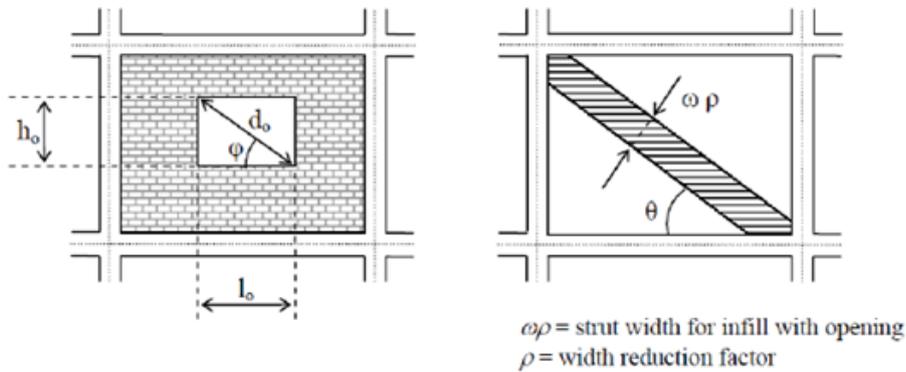


Figure 1.59 : modèle à bielle diagonale pour remplissage avec ouverture (Decanini et al.,2012)

La taille d'ouverture est prise en compte au moyen des ratios suivants :

$$\alpha_a = \frac{l_o h_o}{LH} 100 \quad \alpha_l = \frac{l_o}{L} 100 \quad \alpha_h = \frac{h_o}{H} 100 \quad (1.101)$$

Le facteur de réduction peut être exprimé de manière adéquate par les équations suivantes, données par la somme de deux fonctions exponentielles :

$$\rho = 0.55 e^{-0.035 \alpha_a} + 0.44 e^{-0.025 \alpha_a} \quad (1.102)$$

Sur la base de l'analyse de régression sur les résultats du modèle des éléments finis, une méthode analytique simple a été proposée par **Chen X. et al.** (2014) [143] pour définir la relation entre le facteur de réduction dans la rigidité et la force et la taille et l'emplacement d'ouverture (Figure 1.62) :

$$R_F = 1 + f \left(\frac{A_{open}}{A_{panel}} \right) g \left(\frac{e_c}{L} \right) \quad (1.103)$$

Où

$$f = 2.751 \left(\frac{A_{open}}{A_{panel}} \right)^2 + 3.17 \left(\frac{A_{open}}{A_{panel}} \right) \quad (1.104)$$

$$g = 1 - 0.533 \left(\frac{e_c}{L} \right) \quad (1.105)$$

En considérant e_c comme la distance entre le centre géométrique de l'ouverture et le point médian du panneau.

Une approche légèrement différente peut être trouvée dans la littérature, ceci repose sur l'utilisation de plusieurs bielles diagonales autour de l'ouverture. La configuration multi-bielle, est quelque peu compliquée en raison de l'évaluation des caractéristiques des bielles (position, largeur, etc.). Dans ce cadre, il convient de mentionner le travail effectué par **Mostafaei et Kabeyasawa (2004) [144]**.

La majorité des auteurs sont d'accord avec l'hypothèse que le comportement sismique du remplissage est vraiment sensible aux dimensions et à la forme d'ouverture. En particulier, si les ouvertures ne sont pas centrées, outre la résistance et la rigidité, les mécanismes d'effondrement changent également. D'autre part, bien que de nombreux auteurs suggèrent la possibilité d'utiliser un facteur de réduction pour la détermination de la largeur équivalente effective de la bielle afin de considérer la présence des ouvertures, d'autres pensent que cela n'est pas strictement correct, puisque les mécanismes d'endommagement activés sont sensiblement différents.

1.7.1.4 Conclusions

L'objectif principal de cet article est de présenter une revue générale des différents macro-modèles utilisés pour l'analyse des cadres remplis. Un bref résumé des principaux paramètres affectant le comportement des cadres remplis qui doivent être pris en compte dans les modèles mathématiques est présenté qui montre la complexité du problème en question. Cette complexité augmente car, dans la plupart des cas, les remplissages contiennent des ouvertures qui affectent considérablement le comportement des cadres remplis et donc leur modélisation.

En ce qui concerne les cinq modes possibles de rupture, il y a consensus que seuls les modes de l'écrasement des coins et de cisaillement par glissement sont d'une importance pratique, pourvu qu'il n'y ait pas d'ouvertures dans le remplissage. Le mode de rupture du cadre peut également être considéré, car il a été observé plusieurs fois sur le terrain. En ce qui concerne les deux autres, c'est-à-dire la compression diagonale et la fissuration diagonale, le premier se produit très rarement car il nécessite un taux d'élanement élevé du remplissage et le second ne doit pas être considéré comme un mode de rupture car le remplissage peut supporter une charge supplémentaire après la fissuration. La rupture hors plan est un mode supplémentaire qui devrait être pris en considération, en particulier pour les murs à double nappe.

Compte tenu de ces complexités, un certain nombre de chercheurs ont tenté de modéliser les cadres de remplissage au cours des 60 dernières années. Les macro-modèles qui peuvent être utilisés dans l'ingénierie quotidienne revêtent une importance pratique. Les plus simples sont les modèles à bielles équivalentes, qui représentent des remplissages avec un élément diagonal. Le paramètre de base de ces bielles est leur largeur équivalente, ce qui affecte leur rigidité et leur résistance. Plusieurs formules ont été proposées par les chercheurs pour calculer cette largeur équivalente. Dans tous les cas, il existe des différences considérables entre les valeurs obtenues. L'équation qui a été adoptée par la plupart des directives techniques est celle proposée par Mainstone (1974). Par rapport aux autres formules proposées, cette formule représente une limite inférieure de la largeur de la bielle équivalente calculée.

Notant que les modèles à bielle unique sont insuffisants pour représenter avec précision l'interaction entre le remplissage et le cadre délimitant et ne peuvent donc pas prédire avec précision la répartition de la force dans les membres du cadre environnant, les chercheurs ont tenté de représenter des murs de remplissage avec des bielles multiples. Des modèles avec deux, trois et plus de trois bielles ont été proposés. Le mérite et les lacunes de chacun de ces modèles ont été discutés dans cet article, montrant que les modèles à trois bielles peuvent prédire avec plus de précision l'interaction avec le panneau de remplissage que les bielles simples, mais avec une augmentation considérable de la complexité de la modélisation; Alors que les modèles à deux bielles, bien qu'ils ne puissent pas atteindre la précision des modèles à trois bielles, améliorent la prédiction par rapport aux bielles uniques, avec moins de complexité du modèle. Les modèles multi-bielles ont également l'avantage de pouvoir tenir compte de la présence d'ouvertures dans les remplissages, Un modèle à bielle unique et un modèle à deux bielles ont été utilisés pour étudier leur capacité à reproduire les résultats d'un programme de recherche ICONS dans lequel un portique en béton armé à grande échelle rempli de maçonnerie à quatre étages a été testé sous conditions d'essai pseudo - dynamique au laboratoire ELSA d'Ispra (Pinto et al. 2002)[145]. Les résultats ont indiqué que le modèle à deux bielles était capable de refléter le comportement du cadre rempli avec des ouvertures mieux que le modèle à bielle unique.

Malgré cet effort de 60 ans, il est évident que les macro-modèles disponibles pour les murs de remplissage ne possèdent pas la simplicité nécessaire et la précision requise pour être utilisées dans la pratique quotidienne de l'ingénierie. Le modèle à bielle unique, bien que très simple à mettre en œuvre dans un logiciel commercial à éléments finis à usage général, ne parvient pas à refléter l'interaction entre le cadre de délimitation et la paroi de remplissage et, à moins qu'il n'existe un modèle hystérique défini, il ne peut pas être utilisé pour de l'analyse temporelle de la réponse. D'autre part, les modèles multi-bielles, bien qu'ils puissent fournir une meilleure modélisation à la fois du remplissage et de leur interaction avec le cadre délimitant, ne peuvent pas être utilisés dans un logiciel à éléments finis à usage général en raison des complexités impliquées dans leur implémentation.

Par conséquent, on peut conclure que la question de la modélisation des murs de remplissage est encore ouverte, malgré l'attention longue et rigoureuse qu'elle a reçue du milieu de la recherche au fil des ans. La nature très variable du matériau, le grand nombre de paramètres impliqués, et en particulier la présence d'ouvertures dans les murs de remplissage rend la modélisation de cet élément structurel très difficile ; Dans la plupart des cas, il est donc

considéré comme non structurel. La contribution significative des murs de remplissage dans le comportement des cadres remplis rend impérative la poursuite de la recherche dans cette direction afin de fournir des modèles quotidiens qui pourront refléter avec précision le comportement des cadres remplis.

1.7.2. Micro-modélisation [42]

La méthode des éléments finis a été largement utilisée pour modéliser les structures en portiques avec remplissage en maçonnerie, depuis Mallick et Severn [146] qui ont appliqué cette approche en 1967. En raison des caractéristiques composites des cadres remplis, différents éléments sont requis dans le modèle : éléments de poutre ou de solide pour le cadre environnant, éléments solide pour le panneau de maçonnerie et éléments d'interface pour représenter l'interaction entre le cadre et le panneau. La méthode des éléments finis présente des avantages évidents pour décrire le comportement des cadres remplis et les effets locaux liés aux interactions de fissuration, d'écrasement et de contact. Cela implique un plus grand effort de calcul et plus de temps pour la préparation des données de paramétrage et l'analyse des résultats. Notons l'importance de définir les relations constitutives des éléments. Pour que le modèle soit réaliste, les phénomènes non linéaires qui se produisent dans le remplissage en maçonnerie et les interfaces cadre-panneau doivent être pris en compte de manière adéquate. Par ailleurs, la validité des résultats est compromise, malgré le grand effort de calcul impliqué dans l'analyse.

Même si des éléments solides tridimensionnels sont disponibles pour l'analyse, on considère généralement que l'utilisation d'éléments solide bidimensionnels conduit à des résultats acceptables. Dans ce cas, un état de contrainte plane est une hypothèse raisonnable pour la plupart des cas de chargement dans le plan [147].

La modélisation du cadre et du panneau de maçonnerie avec des éléments finis a été amplement étudiée. Seule une brève description de ces modèles est présentée ici. Une plus grande attention est accordée à la modélisation des interfaces panneau-cadre, qui représente une caractéristique particulière des structures en portiques remplies de maçonnerie.

1.7.2.1. Modélisation du panneau de remplissage

Le modèle analytique utilisé pour le panneau de maçonnerie doit refléter la nature non linéaire de ce matériau et l'influence des joints de mortier. Des approches différentes ont été mises en œuvre pour représenter le panneau de maçonnerie, principalement basées sur les techniques de modélisation développées pour la mécanique du béton et des roches. Néanmoins, le comportement de la maçonnerie est plus complexe en raison des plans de faiblesse introduits par les joints de mortier. Ces approches peuvent être regroupées en fonction du niveau de raffinement impliqué dans le modèle [148, 149] :

1.7.2.1.1. Première approche (Mésomodélisation)

La première approche est la moins raffinée, dans laquelle la maçonnerie est représentée comme un matériau homogène. Briques, du mortier et de l'interface brique-mortier est délimitée et la maçonnerie est traitée comme un continuum (voir figure 1.60.a) ; Ce qui signifie un nouveau matériau équivalent représentant tout le panneau de remplissage obtenu par un processus d'homogénéisation. Des éléments de contact, d'espace ou de ressort peuvent être pris en compte pour la modélisation de l'interface du cadre-remplissage et ces éléments permettront la séparation du remplissage du cadre nu. Cette approche convient à la modélisation de grandes structures de maçonnerie, où une analyse de contrainte détaillée n'est pas requise. Le modèle de matériau doit représenter le comportement mécanique de la maçonnerie en définissant adéquatement la relation contrainte-déformation et le critère de rupture. Plusieurs critères de rupture développés spécifiquement pour les structures en maçonnerie sont décrits dans la section 1.4. D'autres critères ont également été utilisés, par exemple le critère de Von Mises [149] ou le critère de Drucker-Prager [150].

1.7.2.1.2. Deuxième approche (Micro-modélisation détaillée)

Dans la seconde approche, la maçonnerie est représentée comme un matériau à deux phases. Les unités de maçonnerie et les joints de mortier sont modélisés avec des éléments solides [147, 151] (voir figure 1.60.c). Le modèle nécessite habituellement un grand nombre d'éléments et le comportement mécanique des unités de maçonnerie et du mortier est défini séparément. Les éléments d'interface doivent être utilisés pour représenter les interfaces de mortier-brique, où un décollement, un glissement ou une séparation peuvent se produire. Le modèle est capable de capturer les différents modes de rupture, s'il est correctement mis en œuvre et calibré. Les analyses avec un tel niveau de raffinement nécessitent un grand effort de calcul. Par conséquent, cette approche est principalement appliquée aux petites structures, généralement en tant qu'outil de recherche.

1.7.2.1.3. Troisième approche (Micro-modélisation simplifiée)

La troisième approche utilisée pour la modélisation des panneaux de maçonnerie représente une situation intermédiaire entre les deux approches précédentes. Dans ce cas, les éléments de maçonnerie sont représentés avec des éléments solides, tandis que les joints de mortier sont modélisés avec des éléments d'interface [148, 126, 152]. L'élément d'interface représente non seulement le comportement des interfaces mortier-brique mais les déformations élastiques et plastiques qui se produisent dans le mortier. Dans la mise en œuvre initiale de cette approche, menée par Page [152], on a supposé que les unités de maçonnerie se comportaient de façon élastique. Les derniers développements de la méthodologie permettent d'envisager un comportement plus réaliste pour les unités de maçonnerie, y compris les fissurations (voir figure 1.60.b).

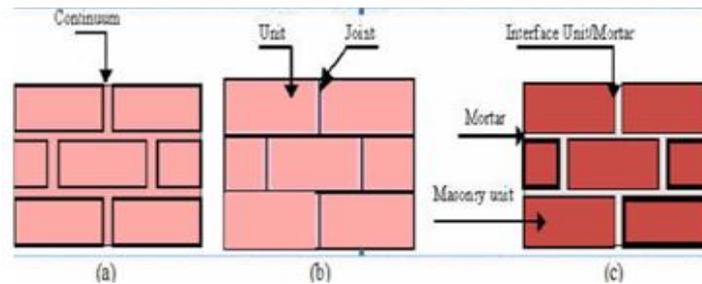


Figure 1.60 : Différentes stratégies de modélisation de la maçonnerie par EF proposées par Lourenco (1996) [67]

Pour les trois approches décrites ci-dessus, le cadre nu peut être modélisé en considérant le béton et l'armature en acier comme éléments différents ; tandis que dans l'approche macro, le cadre nu est modélisé avec des éléments de poutre en plaçant une plasticité concentrée à des endroits probables.

La fissuration est une caractéristique importante qui doit également être prise en compte dans l'analyse, indépendamment de l'approche utilisée pour la discrétisation du panneau (maçonnerie en tant que matériau homogène ou en tant que matériau biphasé). Le modèle de microfissure est couramment mis en œuvre pour considérer l'effet de fissuration [153, 150, 126]. Ce modèle ne suit pas chaque fissure individuelle. Au lieu de cela, la fissuration globale dans une zone est simulée en changeant la contrainte et la rigidité du matériau associées aux points d'intégration. Schnobrich [154] a souligné qu'il existe des doutes quant à l'indépendance de la solution par rapport à la taille de la maille utilisée dans l'analyse (sensibilité du maillage). En outre, l'utilisation d'éléments finis de faible poids (par exemple, des triangles à déformation constante) peut perturber la situation de fissuration, en raison des caractéristiques inadéquates de ces éléments pour répondre à de forts gradients de contrainte. Il est à noter que le modèle de microfissuration n'est un outil valable que pour les structures où plusieurs fissurations se produisent et la réponse n'est pas sensible à la géométrie précise de la fissuration. Ce modèle ne devrait pas être utilisé dans les problèmes où quelques fissurations isolées contrôlent le comportement. Furthermore, Shing et al [155] ont souligné que l'approche de la microfissure n'est pas capable de capturer la rupture de cisaillement fragile des panneaux de maçonnerie et de considérer l'influence des joints de mortier.

1.7.2.2. Modélisation du cadre environnant

La représentation analytique du cadre peut être faite soit avec des éléments de poutre [156, 157, 158, 159, 146, 160] ou avec une discrétisation plus fine utilisant des éléments solide (éléments à deux ou trois dimensions) [153, 150, 126, 120]. L'utilisation de ces différentes représentations implique des niveaux croissants de complexité dans l'analyse, résultant en une meilleure précision lorsque le modèle est correctement mis en œuvre.

Les éléments de poutres sont des éléments linéaires, dont la rigidité est associée à la déformation de l'axe de la poutre. Ces déformations sont le changement de courbure et la déformation axiale (la torsion est également considérée dans les éléments tridimensionnels).

L'avantage principal des éléments de poutre est qu'ils sont géométriquement simples et ont quelques degrés de liberté. L'effet des barres d'acier, dans les éléments en béton armé, est implicitement pris en compte dans la définition des relations axiales et de flexion supposées dans l'analyse. Lorsque l'analyse non linéaire est effectuée, l'effet de glissement des barres d'acier peut également être pris en compte en utilisant des ressorts de rotation situés aux extrémités de l'élément [161].

L'utilisation d'éléments solides pour modéliser le cadre permet une meilleure description de son comportement, bien que de nombreux autres éléments soient nécessaires à la discrétisation. Les éléments en béton armé nécessitent des éléments supplémentaires pour représenter l'effet des barres en acier. Cela peut être fait en utilisant une couche superposée ou des éléments discrets de barres, en supposant une hypothèse pour la compatibilité des contraintes entre l'acier et le béton [153, 150, 126].

1.7.2.3. Modélisation des interfaces

Les interfaces structurelles entre le cadre environnant et le panneau de remplissage ont été représentées dans les modèles analytiques en utilisant des éléments de liaison ou d'interface. La fonction de ces éléments est de représenter l'interaction entre les structures déformables, le long des surfaces, où la séparation et le glissement peuvent survenir. Ils permettent une discontinuité géométrique à se produire dans la structure. La description adéquate des effets de contact se développant aux interfaces cadre-panneau est très importante pour obtenir une réponse réaliste du modèle.

La première tentative de prise en compte du comportement des interfaces a été développée par Mallick et Severn [146]. Ils ont implémenté un schéma itératif utilisant un modèle d'éléments finis, dans lequel des forces de contact supplémentaires ont été introduites dans ces zones où les interfaces panneau-cadre étaient fermées. Plusieurs chercheurs [156, 162, 159] ont utilisé des éléments de liaison pour relier les nœuds de frontière du panneau au cadre environnant. Ces éléments permettent à deux nœuds adjacents d'être maintenus ensemble ou libérés selon des conditions spécifiées. Chaque nœud de l'élément a deux degrés de liberté de translation. L'élément est capable de transférer des forces de compression et de liaison, mais incapable de résister aux forces de traction. De grandes valeurs des rigidités normales et tangentielles sont adoptées lorsque le lien est actif. Inversement, le lien est libéré en mettant ces valeurs à zéro. La figure 1.61[42] illustre schématiquement les caractéristiques du modèle de lien.

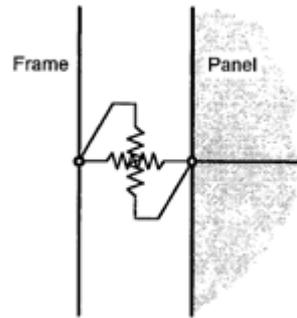


Figure 1.61 : Élément de lien de liaison utilisé pour représenter le comportement des interfaces de cadre de panneau

Une description plus précise de l'interaction entre le panneau et le cadre peut être obtenue en utilisant des éléments d'interface [163, 153, 157, 150]. Ces éléments ont été introduits par Ngo et Scoedelis dans le domaine de la mécanique du béton et par Goodman et al. Dans le domaine de la mécanique des roches (rapporté par Lotfi et Shing [148]) Chaque élément nécessite au moins quatre nœuds (avec des degrés de liberté de translation dans les directions normales et tangentielles à l'interface) pour représenter deux surfaces adjacentes, comme illustré schématiquement dans figure 1.65 (a). Les degrés de liberté sont respectivement liés aux contraintes normales et de tangentielles développées entre les surfaces, f_n et τ . La traction transmise entre les surfaces et le déplacement relatif peuvent être représentés en utilisant différentes relations constitutives. La théorie du frottement proposée par Coulomb est habituellement mise en œuvre.

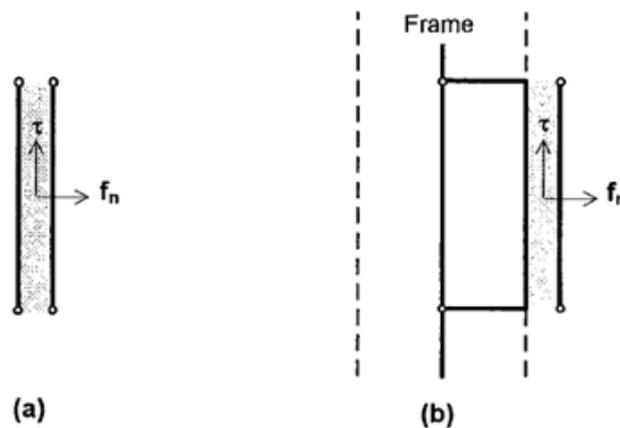


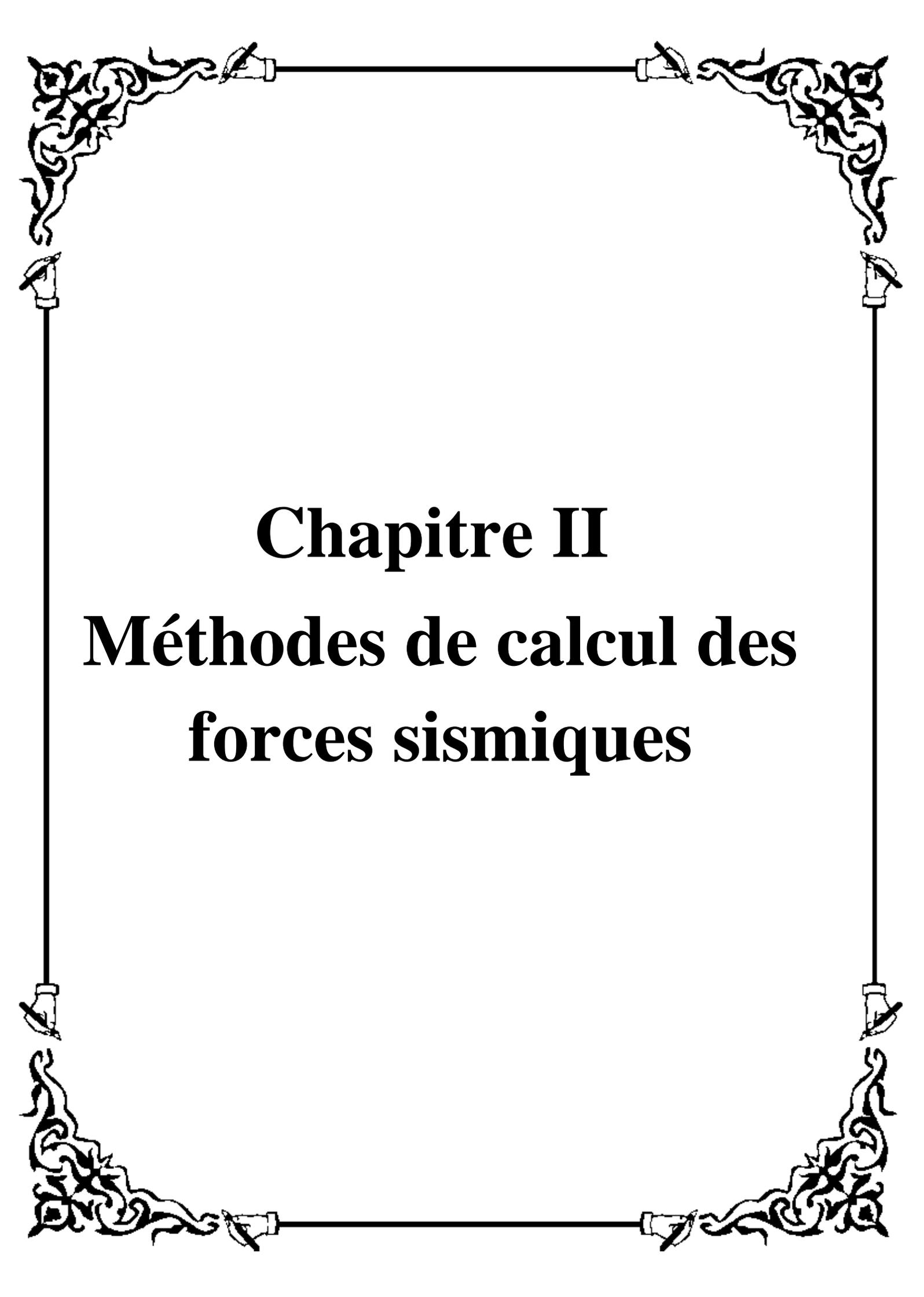
Figure 1.62 : Eléments d'interfaces : (a) Élément général, (b) Élément modifié développé par King et Pauley [157]

King et Pauley [157] ont développé un élément d'interface modifié dans lequel l'une des surfaces présente deux liens rigides perpendiculaires représentant la profondeur de l'élément de cadre (voir la figure 1.65 (b)). Les nœuds associés aux liens rigides ont également un degré de liberté de rotation. Cette modification est utile lorsque le cadre environnant est

modélisé avec des éléments de poutre. Une approche similaire a été implémentée par Liaum et Kwan [164].

Le principal avantage de la méthode des éléments finis est la possibilité de modéliser la structure tridimensionnelle réelle, et l'un des inconvénients pourrait être [35]:

- La complexité, le volume et le temps de calcul à utiliser sur une échelle large dans l'activité de conception actuelle ;
- Ne fournit pas de résultats proches de la réalité dans le cas d'un comportement de charge cyclique ;
- Les conditions de bord et les zones de contact entre le béton et la maçonnerie sont difficiles à modéliser ;
- Le frottement entre le cadre et le mur ne peut pas être modélisé avec précision ;
- les matériaux sont supposés isotropes, bien qu'ils soient en fait anisotropes.



Chapitre II
Méthodes de calcul des
forces sismiques

2.1. La méthode dynamique modale spectrale (MDMS)

2.1.1. Principe de la Méthode :

L'utilisation de la méthode statique équivalente peut conduire à des résultats déraisonnables dans certains cas spécifiques. Ces restrictions minimisent l'utilisation de cette méthode dans l'analyse des structures soumises à des charges sismiques. L'analyse du spectre de réponse élastique linéaire est valable pour tous les types de structures. Les spectres de réponse sont des courbes tracées entre la réponse maximale d'un système à un seul degré de liberté en termes de déplacement, de vitesse et d'accélération en fonction de sa fréquence naturelle due à un tremblement de terre spécifié ou à un ensemble de mouvements sismiques. Ainsi, lorsque la période de la structure est connue, la réponse maximale de la structure peut être déterminée, puis le cisaillement de base peut être calculé par la contribution de certains paramètres importants. Ces paramètres dépendent principalement du facteur de zone sismique, de l'état du sol, du facteur d'importance de la construction, du système structurel du bâtiment (système de voile ou de portiques ou combiné) et du facteur d'amortissement. Un autre paramètre important est l'analyse modale dans laquelle on calcule la réponse de la structure en considérant les modes de vibration. Ces modes dépendent principalement de la hauteur de la structure. Afin de calculer les valeurs de réponse maximales, plusieurs méthodes sont utilisées pour combiner ces modes majeurs. Une de ces méthodes familières est la racine carrée des sommes des carrés (SRSS) de la valeur maximale du modèle, la somme absolue des valeurs de réponse modale (ABS) et la combinaison quadratique complète (CQC) sont aussi des méthodes de calcul de la réponse maximale.

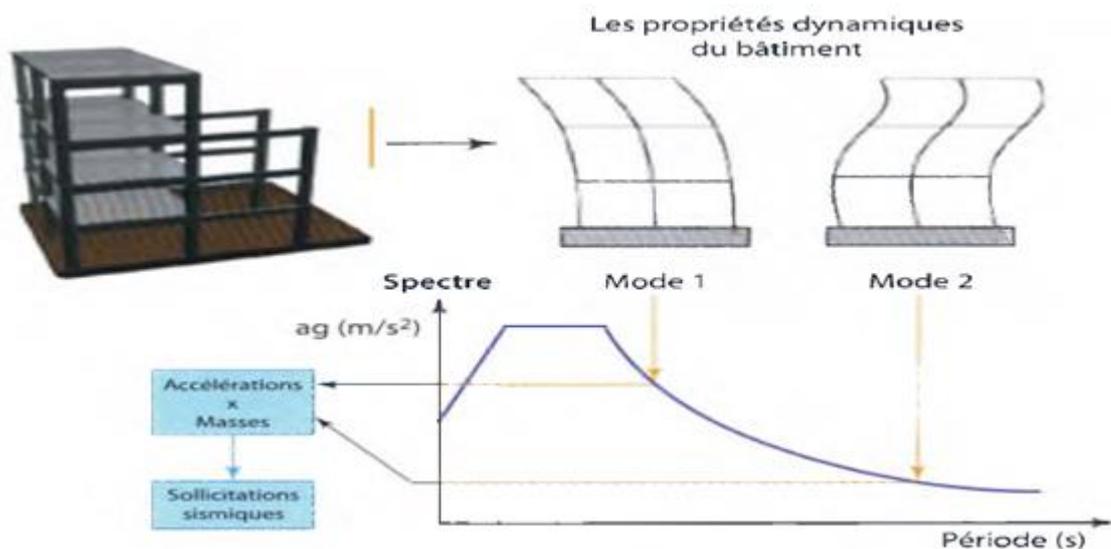


Figure 2.1 : Principe de l'analyse modale spectrale [165]

2.1.1.1. Introduction

Une structure peut être modélisée et sa réponse analysée en utilisant un modèle à un seul degré de liberté si la masse est essentiellement concentrée en un point pouvant se déplacer,

en translation ou rotation uniquement dans une seule direction ou, si le système en entier est contraint, (par le type d'appui et le chargement extérieur) de façon à ne permettre qu'un seul mode de déplacement. Certains types de structures tels que les châteaux d'eau surélevés ou les bâtiments de forme simple à un étage, se comportent approximativement comme des systèmes à un seul degré de liberté. Mais la plupart des structures (grands bâtiments, ponts, cheminées,...) se comportent différemment. En réalité, les structures sont des systèmes continus et possèdent un nombre infini de degré de liberté.

En général, la masse peut être considérée localisée en certains points pouvant se déplacer de plusieurs manières. Les coordonnées de déplacements constituent les degrés de liberté pour ce genre de structure ainsi modélisée. La méthode de concentration de masses, bien adaptée aux bâtiments à étages, est utilisée pour sa simplicité relative sous réserve de certaines hypothèses.

2.1.1.2. Hypothèses et modélisation

Considérons un bâtiment à n étages, avec les hypothèses simplificatrices suivantes :

1. La masse totale de la structure est supposée concentrée au niveau des étages, les masses des poteaux étant reportées à ces niveaux
2. Les étages sont infiniment rigides en rotation, si bien qu'ils ne peuvent se déplacer que dans le sens horizontal. Par conséquent, chaque étage possède un seul degré de liberté en déplacement et la structure ainsi modélisée possède au total n degré de liberté.
3. L'ensemble des poteaux de chaque étage i présente une rigidité k_i à l'effort tranchant.
4. L'amortissement de la structure est de type visqueux

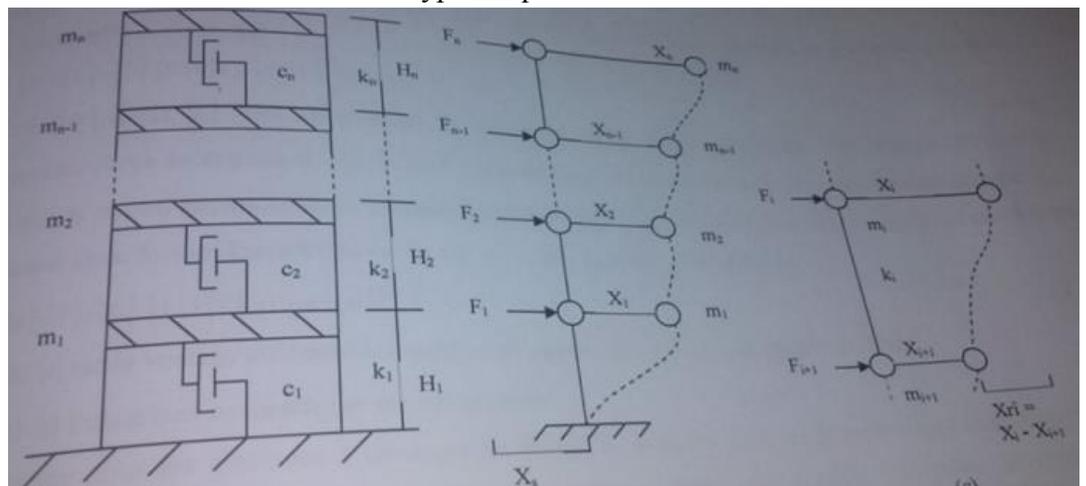


Figure 2.2 : Modélisation d'un bâtiment sous charges sismiques [166]

2.1.1.3. Equation du mouvement

Dans le cas où la structure est soumise à une excitation sismique $(X_s(t))$, l'équation du mouvement du système couplé est :

$$[M]\{\ddot{X}\} + [C]\{\dot{X}\} + [K]\{X\} = -[M]\{1\}\ddot{X}_s(t) \quad (2.1)$$

Dans le cas de chargement spectral, l'équation du mouvement s'écrit :

$$[M]\{\ddot{X}\} + [C]\{\dot{X}\} + [K]\{X\} = -[M]\{1\}R[T] \quad (2.2)$$

Où :

$\{X\}$: représente le vecteur des déplacements des étages et $[M]$, $[C]$ et $[K]$ sont les matrices de masse, amortissement et de rigidité.

$\{1\}$: vecteur colonne des unités correspondants au nombre de degré de liberté.

$R[T]$: est la matrice de l'accélération modale spectrale en m/s^2 déduite du spectre de réponse réglementaire en fonction des n périodes propres T_i .

2.1.1.4. Pulsations naturelles et modes propres :

Dans le cas de structure réelle, l'amortissement étant toujours faible, on négligera en général celui-ci pour la détermination des caractéristiques modales propres (Période et valeurs propres), et l'équation devient :

$$[M]\{\ddot{X}\} + [K]\{X\} = 0 \quad (2.3)$$

Le processus de résolution conduit au système d'équations suivant :

$$[[K] - w_i^2[M]]\Phi_i = 0 \quad (2.4)$$

Les racines w_i^2 de l'équation $[[K] - w_i^2[M]] = 0$, fournissent les n pulsations naturelles w_i du système. Pour chaque w_i est associé un mode de vibration Φ_i obtenu en résolvant l'équation (2.4).

2.1.1.5. Découplage des équations du système général :

Pour découpler le système (2.2), il est nécessaire dans un premier temps d'exprimer la solution de l'équation (2.2) en termes de modes normaux « Φ_i » multipliés par des facteurs « Y_i » déterminant la contribution de chaque mode.

$$\{X\} = [\Phi]\{Y\} = \{\Phi\}_1 Y_1 + \{\Phi\}_2 Y_2 + \dots + \{\Phi\}_n Y_n \quad (2.5)$$

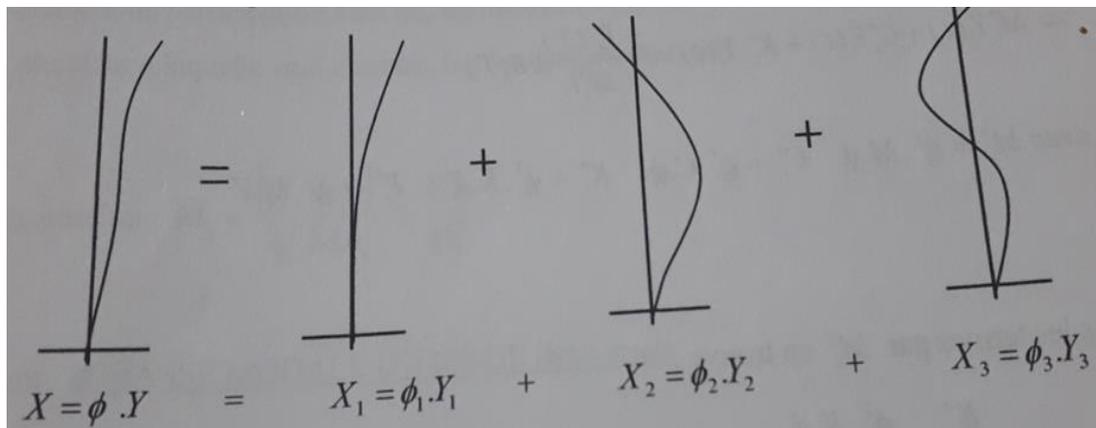


Figure 2.3 : Contribution des modes de vibrations dans la réponse sismique globale de la structure [167]

Pour chaque composante modale X_i , les déplacements sont donnés par le vecteur Φ_i multiplié par l'amplitude Y_i .

$$X_i = \Phi_i Y_i \quad (2.6)$$

En utilisant le changement de variable ci-dessus et en multipliant à gauche de l'équation (2.2) par la transposée du i ème vecteur modal, Φ_i^T , on obtient sous forme matricielle :

$$\Phi_i^T M \Phi \ddot{Y} + \Phi_i^T C \Phi \dot{Y} + \Phi_i^T K \Phi Y = -\Phi_i^T [M] \{1\} R [T] \quad (2.7)$$

En tenant compte des conditions d'orthogonalité des modes :

$$\left. \begin{aligned} \Phi_i^T M \Phi_j &= 0 \\ \Phi_i^T C \Phi_j &= 0 \\ \Phi_i^T K \Phi_j &= 0 \end{aligned} \right\} i \neq j, \text{ on obtient}$$

$$\Phi_i^T M \Phi_i \ddot{Y}_i + \Phi_i^T C \Phi_i \dot{Y}_i + \Phi_i^T K \Phi_i Y_i = -\Phi_i^T [M] \{1\} R [T_i] \quad (2.8)$$

On pose :

$$\Phi_i^T M \Phi_i = M_i^*, \Phi_i^T C \Phi_i = C_i^*, \Phi_i^T K \Phi_i = K_i^*, \Phi_i^T [M] \{1\} = L_i^*$$

L'équation (2.8) devient :

$$M_i^* \ddot{Y}_i + C_i^* \dot{Y}_i + K_i^* Y_i = -L_i^* R [T_i] \quad (2.9)$$

En divisant tous les termes de l'équation (2.9) par M_i^* , on trouve :

$$\frac{C_i^*}{M_i^*} = \frac{\Phi_i^T C \Phi_i}{\Phi_i^T M \Phi_i} = 2\xi w_i$$

$$\frac{K_i^*}{M_i^*} = \frac{\Phi_i^T K \Phi_i}{\Phi_i^T M \Phi_i} = w_i^2$$

$$\Gamma_i = \frac{L_i^*}{M_i^*} = \frac{\Phi_i^T M \{1\}}{\Phi_i^T M \Phi_i}$$

Γ_i : Facteur de participation qui permet d'évaluer la contribution du mode i .

Soit :

$$\ddot{Y}_i + 2\xi w_i \dot{Y}_i + w_i^2 Y_i = -\Gamma_i R [T_i] \quad (2.10)$$

L'importance de la propriété d'orthogonalité des modes par les matrices de masse, de rigidité et d'amortissement, réside essentiellement dans le fait qu'elle permette « le découplage » des équations du système général qui régit le mouvement de la structure « équation 2.1 ». Ce découplage consiste à transformer les équations d'origines couplées

(c'est-à-dire des variables dépendante l'une de l'autre) en un système d'équations découplés dans lequel chaque équation contient une seule inconnue fonction du temps.

2.1.1.6. Normalisation

N'étant que des valeurs relatives, les amplitudes de vibrations dans un mode peuvent être normalisées par rapport à une coordonnée de référence choisie. Le mode de normalisation le plus souvent utilisé dans les programmes de calcul de vibrations des structures consiste à ajuster chaque amplitude Φ_i à l'amplitude qui satisfait à la condition ($\Phi_i^T M \Phi_i = 1$). En d'autres termes, pour normaliser un mode i par rapport à la masse, on calcul la valeur initiale de Φ_i et on multiplie par un coefficient, a , de façon à avoir :

$$a \Phi_i^T M a \Phi_i = 1 \rightarrow a = \frac{1}{\sqrt{\Phi_i^T M \Phi_i}} \quad (2.11)$$

Une conséquence de ce type de normalisation avec les relations d'orthogonalité modale relatives à la matrice de masse est que :

$\Phi^T M \Phi = M^* = I$, Ce qui entraîne une simplification des coefficients :

-Facteur de participation $\Gamma_i = \frac{L_i^*}{M_i^*} = L_i^*$

-Facteur de masse modale $M_i^- = \frac{L_i^{*2}}{M_i^*} = \Gamma_i^2$

M_i^- : est la masse modale du mode i . Elle représente la fraction de la masse totale M qui vibre dans le mode i . Si tous les modes sont pris en compte, la somme des masses modales sera égale à la masse totale de la structure. Cette normalisation est appelée « normalisation par rapport à la masse ».

D'autres normalisations sont possibles telles que la normalisation à 1 du premier degré de liberté ou la normalisation à 1 du déplacement modal le plus grand. De toute manière, quel que soit le type de normalisation, la somme ($\Gamma_i \cdot \Phi_i$) doit toujours être de même valeur pour toutes les normalisations possibles.

2.1.1.7. Résolution du mouvement :

D'une façon générale, l'équation du mouvement sera exprimée sans amortissement, soit :

$$\ddot{Y}_i + w_i^2 Y_i = -\Gamma_i R[T_i] \quad (2.12)$$

Pour revenir à la coordonnée principale (X), on multiplie l'équation ci-dessus par Φ_i et on obtient

$$\ddot{X}_i + w_i^2 X_i = -\Gamma_i \Phi_i R[T_i] = -\gamma_i \quad (2.13)$$

Avec $\gamma_i = \Gamma_i \Phi_i R[T_i]$, la pseudo accélération maximale.

Le déplacement maximum en (valeur absolu) du mode i est égal à :

$$X_i = \frac{Y_i}{w_i^2} \quad (2.14)$$

Les forces statiques équivalentes :

$$F_i = MY_i \text{ ou } F_i = KX_i \quad (2.15)$$

2.1.1.8. Combinaison des réponses modales

L'application du principe de superposition modale aux n valeurs spectrales n'est pas possible dû au fait que ces valeurs maximales ne se produisent pas simultanément en général. En passant par l'intermédiaire des spectres de réponse, on dispose que de la valeur maximale absolue de chaque mode $R[T_i]$ ou $(Se_1, Se_2, \dots, Se_n)$, les temps auxquels ces maxima apparaissent n'étant pas fournis par ces spectres.

Pour contourner cette difficulté, il est nécessaire d'utiliser une méthode approchée. Trois méthodes sont plus ou moins utilisées de nos jours :

a-Méthode de la somme absolue (SA) :

$$X_{max} = \sum_{i=1}^n \{ |X_{i,max}| \} \quad (2.16)$$

Cette combinaison suppose que toutes les réponses maximales (pics) se produisent au même moment et avec le même signe, conduit toujours à une surestimation de la réponse maximale réelle de la structure, c'est pourquoi elle est la moins utilisée bien qu'elle place en sécurité.

b-Méthode de la moyenne quadratique (SRSS) :

$$X_{max} = \sqrt{\sum_{i=1}^n (X_{i,max})^2} \quad (2.17)$$

Basée sur un concept probabilistique, cette méthode est plus proche de la réalité physique et donne d'excellents résultats dans le cas où les modes sont indépendants (différents de moins de 10%).

c-Méthode de la combinaison quadratique complète (CQC):

$$|X_{max}| = \sqrt{\sum_{i=1}^N \sum_{n=1}^N \rho_{in} X_i X_n} \quad (2.18)$$

$$\text{Avec } \rho_{in} = \frac{8\xi_i^2(1+r).r^{3/2}}{(1-r^2)+4\xi_i^2 r.(1+r)^2} \quad ; \quad \xi_i = \xi_n = \xi_n \text{ et } r = \frac{w_i}{w_n} \leq 1$$

Cette méthode qui surmonte les limites de la précédente, est d'applications plus étendue.

2.1.2. Action sismique dans le RPA99/version 2003

Selon le règlement parasismique algérien (RPA99/version 2003) [168], l'action sismique doit être appliquée dans toutes les directions jugées déterminantes pour le calcul des forces sismiques ainsi que les directions qui leur sont perpendiculaires, compte tenu de la configuration en plan de la structure. Pour les structures ayant leurs éléments de contreventement distribués le long de deux directions orthogonales, ces deux directions sont à retenir comme directions d'excitation.

2.1.2.1. Spectre de réponse dans le RPA99/version 2003

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad (2.19)$$

Où

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

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site données par le tableau ci-dessous (Tableau 2.1)

| Site | S ₁ | S ₂ | S ₃ | S ₄ |
|---------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| T _{1(sec)} | 0,15 | 0,15 | 0,15 | 0,15 |
| T _{2(sec)} | 0,30 | 0,40 | 0,50 | 0,70 |

Tableau 2.1 : Valeurs de T₁ et T₂

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 2.2 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

| Group e | Zone sismique | | | |
|------------|---------------|------|------|------|
| | I | II-a | II-b | III |
| 1A | 0,15 | 0,25 | 0,30 | 0,40 |
| 1B | 0,12 | 0,20 | 0,25 | 0,30 |
| 2 | 0,10 | 0,15 | 0,20 | 0,25 |
| 3 | 0,07 | 0,10 | 0,14 | 0,18 |

Tableau 2.2 : Coefficient d'accélération de zone « A »

η : Facteur de correction d'amortissement pour un taux d'amortissement ξ différent de 5 %, il est donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \quad (2.20)$$

$\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages (Tableau 2.3)

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

Tableau 2.3: Valeurs de ξ (%)

Q : facteur de qualité, donné par la relation suivante

$$Q = \sum_1^6 P_q \quad (2.21)$$

Ou

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au tableau ci-dessous

| Critère q » | P_q | |
|--|---------|-----------|
| | Observé | N/observé |
| 1. Conditions minimales sur les files de contreventement | 0 | 0,05 |
| 2. Redondance en plan | 0 | 0,05 |
| 3. Régularité en plan | 0 | 0,05 |
| 4. Régularité en élévation | 0 | 0,05 |
| 5. Contrôle de la qualité des matériaux | 0 | 0,05 |
| 6. Contrôle de la qualité de l'exécution | 0 | 0,10 |

Tableau 2.4 : valeurs des pénalités P_q

R : coefficient de comportement global de la structure

Sa valeur unique est donnée par le tableau ci-dessous en fonction du système de contreventement. En cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient R la valeur la plus petite.

| Cat | Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4) | Valeur de R |
|-----------------|--|--------------------|
| <u>A</u> | <u>Béton armé</u> | |
| 1a | Portiques auto-stables sans remplissages en maçonnerie rigide | 5 |
| 1b | Portiques auto-stables avec remplissages en maçonnerie rigide | 3,5 |
| 2 | Voiles porteurs | 3,5 |
| 3 | Noyau | 3,5 |
| 4a | Mixte portiques/voiles avec interaction | 5 |
| 4b | Portiques contreventés par des voiles | 4 |
| 5 | Console verticale à masses réparties | 2 |
| 6 | Pendule inverse | 2 |
| <u>B</u> | <u>Acier</u> | |
| 7 | Portiques auto-stables ductiles | 6 |
| 8 | Portiques auto-stables ordinaires | 4 |
| 9a | Ossature contreventée par palées triangulées en X | 4 |
| 9b | Ossature contreventée par palées triangulées en V | 3 |
| 10a | Mixte portiques/palées triangulées en X | 5 |
| 10b | Mixte portiques/palées triangulées en V | 4 |
| 11 | Portiques en console verticale | 2 |
| <u>C</u> | <u>Maçonnerie</u> | |
| 12 | Maçonnerie porteuse chaînée | 2,5 |
| <u>D</u> | <u>Autres systèmes</u> | |
| 13 | Ossature métallique contreventée par diaphragme | 2 |
| 14 | Ossature métallique contreventée par noyau en béton armé | 3 |
| 15 | Ossature métallique contreventée par voiles en béton armé | 3,5 |
| 16 | Ossature métallique avec contreventement mixte comportant un noyau en béton armé et palées ou portiques métalliques en façades | 4 |
| 17 | Systèmes comportant des transparences (étages souples) | 2 |

Tableau 2.5 : valeurs du coefficient de comportement R

2.1.2.2. Nombre de modes à considérer

a) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0.20 \text{ sec} \quad (2.22)$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_K la période du mode K.

2.1.2.3. Combinaison des réponses modales

a) Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i , T_j et d'amortissement ξ_i , ξ_j sont considérées comme indépendantes si le rapport $r = \frac{T_i}{T_j}$ ($T_i < T_j$) vérifie :

$$r \leq \frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}} \quad (2.23)$$

b) Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2} \quad (2.24)$$

E : effet de l'action sismique considéré

E_i : valeur modale de E selon le mode « i »

K : nombre de modes retenus

c) Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes ; E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|) + \sqrt{\sum_{i=3}^K E_i^2}} \quad (2.25)$$

2.1.2.4. Poids sismique total de la structure

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (2.26)$$

W : poids total de la structure,

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

W_{Qi} : Charges d'exploitation

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 2.6.

| Cas | Type d'ouvrage | β |
|-----|--|------------------|
| 1 | Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés | 0,20 |
| 2 | Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises | 0,30 0,40 |
| 3 | Entrepôts, hangars | 0,50 |
| 4 | Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés | 1,00 |
| 5 | Autres locaux non visés ci-dessus | 0,60 |

Tableau 2.6 : valeurs du coefficient de pondération

2.1.2.5. Résultante des forces sismiques de calcul

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V , déterminée ci-dessous, pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0.80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V/V_t$.

2.2.. La méthode statique équivalente (Analyse par forces latérales)

2.2.1. Historique de la théorie « statique »

Les observations et l'analyse des conséquences du tremblements de terre catastrophique de 1891 (Mino-Ovari , Japan) [169] ont permis d'obtenir pour la première fois certaines valeurs quantitatives des accélérations maximales du sol. C'est aussi pour la première fois qu'a été posé par le professeur T. Omori [170] le problème fondamental du génie sismique : l'évaluation des forces d'origine sismiques qui agissent sur les constructions

pendant un tremblement de terre. T.Omori considère la structure comme absolument rigide. Dans cette hypothèse, il néglige la déformabilité propre de la structure, et détermine les forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique pour une structure plus ou moins fictive qui aurait le même mouvement que le sol. Dans ce cas, les valeurs maximales des forces sismiques peuvent être représentées par une fraction propre de la construction :

$$F = M\gamma_0 = W \frac{\gamma_0}{g} = kP \quad (2.27)$$

Où :

M, W: désignent la masse et le poids propre d'une partie de la construction.

F : désigne la force sismique agissant sur cette structure.

γ_0 : désigne l'accélération maximale à la base de la construction.

g : désigne l'accélération de la pesanteur.

L'hypothèse de la structure infiniment rigide, ignorant son comportement dynamique, peut être justifiée pour un assez petit nombre de constructions, dont les déformations sont négligeables par rapport aux déplacements de la base.

2.2.2. Principe de la méthode statique équivalente

En raison de sa simplicité et de sa facilité d'application, la méthode de la force statique équivalente (MSE) est encore largement utilisée. Cependant, l'application de la méthode nécessite des structures de formes régulières ainsi que des hauteurs limitées.

Le calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente est obtenu à partir de l'équation (2.13), appliquée au premier mode fondamental :

$$F_1 = M\gamma_1 = W \frac{\gamma_1}{g} \quad (2.28)$$

$\gamma_1 = R[T1]$ est la pseudo accélération maximale associée au premier mode, déduite du spectre de réponse. Ce type d'analyse peut être appliqué aux bâtiments dont la réponse n'est pas affectée de manière significative par les contributions de modes de vibration de rang plus élevé que le mode fondamental dans chaque direction principale.

Cette dernière exigence d'applicabilité est considérée comme satisfaite dans les bâtiments qui respectent les critères de régularité en plan et en élévation (voir § 3.3.5 selon le RPA 99/version 2003). Si la structure n'est pas régulière, les autres modes prennent de l'importance et la méthode peut sous-estimer les efforts maximaux notamment les efforts tranchants. Dans le cas des structures régulières, le même problème apparaît si la période est très élevée, les autres périodes se situant alors sur le plateau du spectre de réponse et devenant ainsi prépondérantes. Pour cette raison, les normes de construction limitent l'utilisation de la méthode statique équivalente à des structures dont la période fondamentale est inférieure à une période limite, en général 2s.

2.2.3. La méthode statique équivalente selon le RPA99/Version 2003

2.2.3.1 Calcul de la force sismique totale à la base

$$V = \frac{ADQ}{R} W \quad (2.29)$$

Où

A : coefficient d'accélération de zone : donné par le tableau ci-dessous suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

| Groupe | Zone sismique | | | |
|--------|---------------|------|------|------|
| | I | II-a | II-b | III |
| 1A | 0,15 | 0,25 | 0,30 | 0,40 |
| 1B | 0,12 | 0,20 | 0,25 | 0,30 |
| 2 | 0,10 | 0,15 | 0,20 | 0,25 |
| 3 | 0,07 | 0,10 | 0,14 | 0,18 |

Tableau 2.7 : Coefficient d'accélération de zone « A ».

D : facteur d'amplification dynamique moyen : fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T > 3.0 s \end{cases} \quad (2.30)$$

T_2 période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau ci-dessous

| Site | S ₁ | S ₂ | S ₃ | S ₄ |
|---------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| T _{1(sec)} | 0,15 | 0,15 | 0,15 | 0,15 |
| T _{2(sec)} | 0,30 | 0,40 | 0,50 | 0,70 |

Tableau 2.8 : Valeurs de T_1 et T_2

ET

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad (2.31)$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau ci-dessous

| Cas n° | Système de contreventement | CT |
|--------|---|-------|
| 1 | Portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie | 0,075 |
| 2 | Portiques auto-stables en acier sans remplissage en maçonnerie | 0,085 |
| 3 | | 0,050 |
| 4 | Portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie | 0,050 |
| | Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie | 0,050 |

Tableau 2.9: valeurs du coefficient CT

Dans les cas n° 3 et 4, on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D_{x,y}}} \quad (2.32)$$

où $D_{x,y}$ est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (2.27) et (2.28).

Q, R et W ont été détaillés dans la section précédente.

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i \quad (2.33)$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule :

$$\begin{cases} F_t = 0.07 TVSiT > 0.7s \\ F_t = 0 & SiT \leq 0.7s \\ F_t \leq 0.25 V \text{ dans tous les cas} \end{cases} \quad (2.34)$$

La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \quad (2.35)$$

2.2.3.2 Distribution horizontale des forces sismiques

L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule suivante :

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i \quad (2.36)$$

2.3. Prescriptions communes aux deux méthodes selon le RPA

2.3.1. Stabilité au renversement

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation. Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

2.3.2. Calcul des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

$$\delta_k = R\delta_{ek} \quad (2.37)$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (2.38)$$

2.3.3. Quelques justifications de la sécurité

2.3.3.1. Généralités

Les objectifs de sécurité de la structure soumise aux effets de l'action sismique sont réputés atteints si les critères relatifs à la résistance, la ductilité, l'équilibre d'ensemble, la stabilité des fondations, les joints sismiques, les déformations et la stabilité de forme (effet P- Δ) sont satisfaits simultanément. Dans cette section, seulement les critères ci-après sont pris en compte.

2.3.3.2. Combinaisons d'actions

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux Etats Limites. Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

$$G + Q + E \quad (2.39)$$

$$0.8 G \pm E \quad (2.40)$$

Pour Les poteaux dans les ossatures auto-stables, la combinaison (2.35) est remplacée par la combinaison suivante :

$$G + Q + 1.2 E \quad (2.41)$$

G : charges permanentes

Q : charges d'exploitation non pondérées

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales

Bien qu'aucune mention n'ait été faite des effets de l'accélération verticale due aux séismes, ces effets sont inclus comme suit :

La combinaison (2.35) comprend la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique. Du fait que cette charge d'exploitation est tout à fait improbable, une grande partie de celle-ci (environ 40 à 60%) peut effectivement représenter l'effet des accélérations verticales des séismes.

La combinaison (2.36) tient compte de la réduction de la charge verticale qui se produira à cause des effets de l'accélération verticale.

Dans les combinaisons précédentes, il y a lieu de tenir compte de la réversibilité des charges sismiques.

Pour les poteaux, la combinaison $G+Q+1.2 E$ en (2.37) a pour objet de leur fournir une meilleure résistance aux effets des moments de renversement dus aux mouvements sismiques majeurs.

2.3.3.3. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement dus aux sollicitations résultant des combinaisons d'actions décrites ci-dessus

2.3.3.4. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10 \quad (2.42)$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »,

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \quad (2.43)$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k" :

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i \quad (2.44)$$

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : hauteur de l'étage « k »

- Si $0,10 < \theta_k < 0,20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.
- Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

2.3.3.5. Justification vis-à-vis des déformations

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon l'équation 2.34, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

2.4. La méthode de la poussée progressive ou la méthode statique non-linéaire (Pushover)

2.4.1. Introduction

Le comportement d'une structure sous séisme est complexe à prédire et ce d'autant plus que le comportement ne peut plus être considéré comme linéaire.

Les non linéarités peuvent avoir pour origines le sol (déformations irréversibles), le matériau des éléments de structure (fissuration du béton, plastification de l'acier des armatures et de la charpente), les liaisons entre la structure et le sol ainsi que d'autres mécanismes susceptibles d'exister (appareils parasismique, éléments secondaires, entrechoquement...).

Considérant les limites de robustesse des modèles numériques (modèle de comportement cyclique, robustesse des algorithmes de résolution...) et le coût associé, les analyses temporelles non linéaires sont rarement mises en œuvre dans le domaine du génie civil, hormis des cas très spécifiques.

Les ingénieurs ont ainsi recours à des modèles plus simplifiés basés sur des approches statiques (forces latérales) ou à une méthode modale spectrale. L'avantage de ces méthodes est qu'elles sont relativement plus simples à mettre en œuvre et leurs coûts sont acceptables. En contrepartie, ces méthodes ont des limitations qu'il convient d'examiner avant de les mettre en œuvre.

Dans le règlement parasismique algérien actuel (RPA), les effets non linéaires sont pris en compte par l'utilisation d'un coefficient de comportement unique (R) qui réduit forfaitairement les efforts sismiques perçus par la structure, basée sur le concept de

ductilité qui s'exprime comme le ratio du déplacement maximal atteint sur le déplacement en limite d'élasticité.

La conversion entre la ductilité estimée et coefficient de comportement (R est souvent évalué arbitrairement) est généralement faite sur la base d'une hypothèse de comportement élastique parfaitement plastique du bâtiment. Enfin, les vérifications de l'admissibilité des contraintes sous chargement diminuée par le coefficient de comportement ne prennent pas souvent en considération le fait qu'il est important que la ductilité soit effectivement développée.

La méthode en poussée progressive (pushover) tente d'apporter une évaluation raisonnable de la ductilité effectivement développée dans la structure et de quantifier rationnellement la diminution des efforts sismiques perçus par la structure. La méthode permet également de vérifier l'homogénéité en résistance de la structure et de réaliser des optimisations. Cette méthode peut aussi guider l'ingénieur dans la mise au point des renforcements pour des projets de diagnostic et confortement parasismique.

2.4.2. Analyse Pushover

La procédure statique non linéaire est une des quatre méthodes d'analyse sismique recommandée par les nouveaux codes de conception parasismique, comme les Eurocodes8 (EC8 Partie 3) :

1. Méthode d'analyse par forces latérales ou équivalentes
2. Analyse modale spectrale
3. Analyse statique non linéaire
4. Analyse temporelle non linéaire (cette méthode n'est pas abordée dans la présente étude)

Selon Magliulo et al.[171] le niveau de fiabilité diminue de (4) à (1) et, par conséquent, la marge de sécurité par rapport à un état limite donné devrait augmenter dans le même ordre.

D'après Pinho et Antoniou.[172], l'analyse statique non linéaire est employée dans le but d'en tirer, avec une relative facilitée, une enveloppe des paramètres de réponse qui pourraient être obtenus par une procédure beaucoup plus complexe et longue comme l'analyse dynamique incrémentielle.

2.4.2.1. Définition de l'analyse pushover

L'analyse pushover ou analyse statique non linéaire (appelé aussi poussée progressive) est une technique par laquelle un bâtiment est soumis à des forces latérales dont l'intensité augmente de manière monotone, en suivant une distribution invariable prédéfinie (généralement identique à la déformée du mode fondamental), jusqu'à ce qu'un déplacement cible décrivant un niveau de performance établi soit atteint. C'est un procédé par lequel à chaque pas d'itération, l'équilibre statique est établi, afin d'obtenir la réponse de la structure soumise à un chargement latéral croissant. La résistance structurale est évaluée et la matrice de rigidité est mis à jour à chaque incrément de la force latérale,

jusqu'à la convergence. Le calcul continue jusqu'à (i) un état limite prédéfini, (ii) l'effondrement structural ou (iii) le manque de convergence. Chaque point de la courbe pushover (déterminé par le déplacement du nœud de contrôle de la structure et l'effort tranchant correspondant à la base) représente un état d'équilibre d'effort de la structure, lorsque les déformations et les forces externes appliquées sont en équilibres [PIN 06]. A chaque modification de l'intensité de la force, la sortie du domaine élastique, la formation des rotules plastiques et la ruine des éléments structuraux sont inventoriées. La représentation graphique de la courbe pushover (effort tranchant à la base versus le déplacement dans le nœud de contrôle de la structure) comme le montre la figure 2.4, permet d'avoir des indications concernant les éléments faibles et les modes de ruines de la structure.

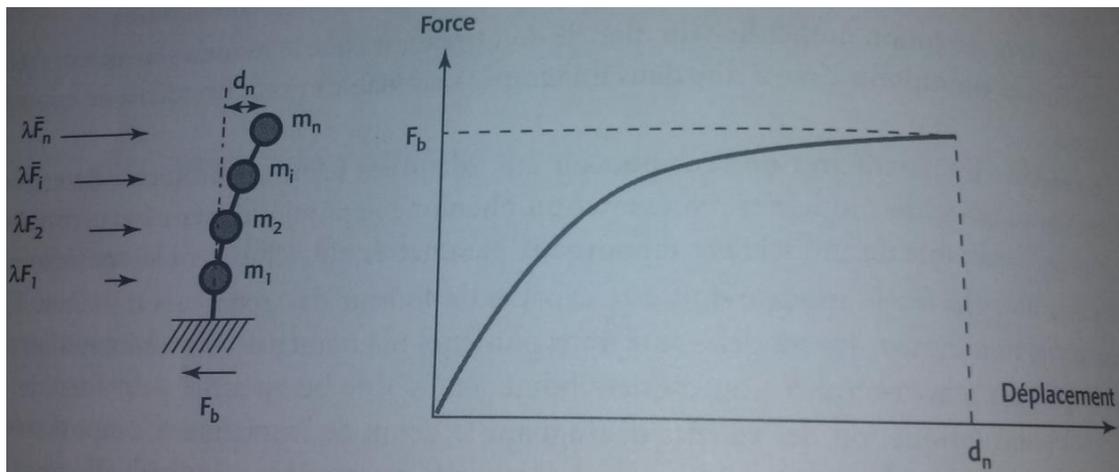


Figure 2.4 : Représentation de la courbe pushover [173]

L'analyse pushover est utilisée pour évaluer la performance d'une structure et de ses éléments vis-à-vis d'une action sismique donnée sans faire d'analyse dynamique non-linéaire.

A la différence d'un calcul linéaire élastique, où la réponse sismique se lit sur un spectre en accélération à partir de sa fréquence de vibration, pour un système non-linéaire, la réponse doit tenir compte de la variation de la fréquence apparente et de la dissipation d'énergie de la structure via le calcul d'un amortissement équivalent affectant le spectre sismique. Partant du spectre de chargement et de la courbe de capacité, le niveau de sollicitation atteint au cours d'un événement sismique s'obtient par la recherche de l'intersection entre ces deux courbes. Pour cela, on superpose la courbe de spectre de réponse et la courbe de comportement dans un même diagramme accélération/déplacement (A/D) comme le montre la figure 2.5 ci-dessous. La comparaison entre capacité et demande s'effectue par la recherche itérative d'un point de performance. Plus le point de performance conduit à solliciter la structure au-delà de sa limite de comportement linéaire, plus la structure dissipe de l'énergie. L'énergie dissipée peut être traduite par un amortissement équivalent employé pour la réactualisation du spectre de chargement sismique.

Lors du processus itératif, la première intersection entre les deux courbes permet d'évaluer une nouvelle estimation de l'amortissement. La prise en compte de cette ductilité permet d'établir un nouveau spectre de réponse. L'évolution de cet amortissement ralenti quand on converge vers le point de performance du système équivalent.

En résumé, on peut imaginer de manière simple que le problème pushover revient à résoudre le cas d'un problème élastique linéaire dont la fréquence et l'amortissement dépendent de l'amplitude des déplacements.

2.4.2.1.1. Formes de distribution verticale des charges sismique horizontales

Le choix de la distribution verticale des charges sismiques horizontales pour le chargement incrémental est un des aspects le plus critique de la méthode. En général, la distribution verticale des forces d'inertie sera dépendante de la sévérité du séisme (déplacements inélastiques induits) et sera aussi dépendante du temps (pendant le séisme). Si la réponse de la structure n'est pas trop influencée par les modes propres supérieurs (modes propres non fondamentaux) et si la structure présente un unique mode de défaillance (mode de ruine) qui peut être identifié avec une distribution verticale des charges horizontales constante, le choix d'une distribution unique est suffisant. Par contre, l'emploi d'une distribution unique des charges ne peut pas représenter les variations locales de demande de déplacements ni prévoir tout mécanisme de ruine locale. Les auteurs conseillent d'employer au moins deux distributions des charges. On emploie souvent une distribution uniforme proportionnelle au poids de chaque étage, laquelle augmente la demande sur les étages inférieurs par rapport aux étages supérieurs.

Les charges latérales d'un modèle mathématique sont appliquées proportionnellement à la distribution des forces d'inertie dans le plan, pour toutes les analyses, au moins deux distributions verticales des charges latérales seront appliquées. Donc, la distribution des charges latérales peut être choisie parmi les modèles adoptés par le FEMA356 [174]. Actuellement, plusieurs répartitions des charges latérales sont recommandées dans FEMA356 pour l'analyse statique non linéaire, on peut citer :

2.4.2.1.1.1. Distribution uniforme

Le modèle de charge uniforme est basé sur une distribution uniforme des forces latérales à chaque niveau proportionnelle à la masse totale de chaque niveau.

$$F_i = \frac{W_i}{\sum_{j=1}^n W_j} \quad (2.45)$$

Tels que :

F_i Force latérale au niveau i

W_j poids du niveau j

2.4.2.1.1.2. Distribution charge latérale équivalente ELF (Equivalent Lateral Force)

Cette distribution est utilisée seulement quand plus de 75% de toute la masse participe dans le mode fondamental dans la direction considérée. Ce modèle défini dans le FEMA356, est donné par :

$$F_i = C_{v,i}V; C_{v,i} = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} \quad (2.46)$$

où $C_{v,i}$ est le coefficient de distribution des charges, V est la charge latérale totale, W_i est le poids du niveau i , h_j est la hauteur du niveau j (mesurée à partir de la base) et F_i est la charge latérale du niveau i . La valeur de l'exposant k dépend de la réglementation, par exemple le code FEMA 450 [175] emploie :

$$k = \begin{cases} 2, si Te \geq 2.5 s \\ 1, si Te \geq 0.5 s \end{cases} \quad (2.47)$$

où T_e est la période fondamentale élastique de la structure. Des valeurs intermédiaires doivent être interpolées.

2.4.2.1.1.3. Distribution selon l'Eurocode 8 N2

La méthode N2 de l'Eurocode8, utilisée avec une distribution triangulaire,

$$F_i = C_{v,i}V; C_{v,i} = \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \quad (2.48)$$

2.4.2.1.1.4. Distribution selon la déformée du mode fondamental

Cette distribution verticale est proportionnelle à la forme de mode fondamental dans la direction considérée dans l'étude. L'utilisation de cette distribution est autorisée seulement quand plus de 75% de la masse totale participe à ce mode.

$$F_i = \frac{W_i \phi_i}{\sum_{j=1}^n W_j \phi_j} \quad (2.49)$$

W_i poids du niveau i

ϕ_j amplitude du niveau j au premier mode

2.4.2.1.1.5. Distribution SRSS (Square Root of the Sum of Squares)

La distribution verticale proportionnelle à la distribution des efforts des niveaux est calculée par la combinaison des réponses modales de l'analyse modale spectrale du bâtiment, en utilisant suffisamment de modes pour capturer au moins 90% de la masse totale du bâtiment.

Le modèle des charges latérales considère les effets des modes supérieurs élastiques de vibration pour une longue période et les structures irrégulières. La force latérale dans chaque niveau est calculée par la combinaison (SRSS) pour les distributions des charges obtenues à partir de l'analyse modale des structures comme suit :

1. Calculer la force latérale à tous les niveaux pour le nième mode par l'équation suivante:

$$F_{in} = \Gamma_n m_i \phi_{in} A_n \quad (2.50)$$

Tels que :

Γ_n : Coefficient de participation modal pour le mode n

m_i : masse du niveau i

Φ_{in} : Amplitude du niveau i au mode n

A_n : Pseudo – accélération pour le mode n du système élastique SDOF

2. Calculer l'effort tranchant des niveaux

$$V_{in} = \sum_{j \geq i}^N F_{jn} \quad (2.51)$$

N nombre total des niveaux

3. Combiner les charges modales des niveaux par l'utilisation du SRSS

$$V_i = \sqrt{\sum_{i=0}^n (V_{in})^2} \quad (2.52)$$

4. Calculer les forces latérales des niveaux, F_i pour tous les niveaux par la combinaison des efforts tranchants des niveaux.

5. Normaliser les charges latérales des niveaux par l'effort tranchant à la base pour la convenance.

Tels que :

$$F_i' = V \frac{F_i}{\sum_{j=1}^N F_j} \quad (2.53)$$

Malgré les recherches, il n'existe pas encore une distribution unique adaptable plus avantageuse pour tous les systèmes structuraux. En général, l'emploi des distributions adaptables est nécessaire pour des bâtiments de période fondamentale longue avec des mécanismes de plastification localisés. Dans des études récentes réalisées par Mwafy et Elnashai [176], il est montré que la distribution triangulaire inversée donne une très bonne estimation des déplacements inter- étages ainsi que du facteur de comportement R comparée aux distributions uniforme et multi- modales (figure 2.5). Dans notre cas, les structures étudiées ont une configuration structurale simple. Cette configuration est choisie de manière à éviter l'influence des différents modes de vibration, à savoir les modes supérieurs de translation ou les modes de torsion.

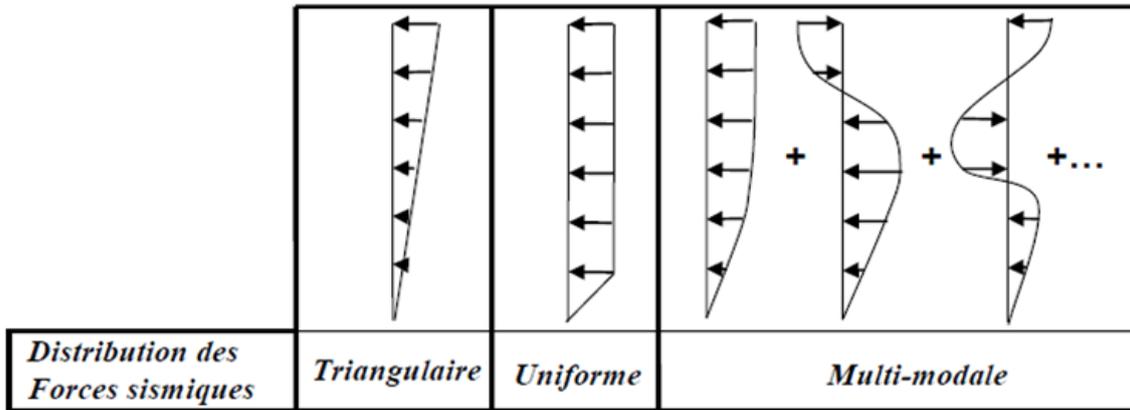


Figure 2.5 : Distributions verticales typiques des forces sismiques horizontales.[177]

2.4.2.1.2. Points critiques dans la construction de la courbe pushover

Il existe plusieurs points critiques pouvant influencer significativement la construction de la courbe pushover. Sans s'en préoccuper, les résultats peuvent ne pas représenter le comportement réel de la structure et donc donner des informations non utilisables ou peu fiables. Ces points critiques sont notamment :

1. Le choix de la forme de la force latérale appliquée à la structure ;
2. La définition des objectifs de performance avant la réalisation de l'analyse pushover ;
3. La conception du bâtiment : si le bâtiment n'a pas bien été conçu, il ne peut pas être poussé ;
4. La prise en compte du poids propre ;
5. L'identification des objectifs de performance à attendre ;
6. La prise en compte du mécanisme de ruine par cisaillement ;
7. La prise en compte des effets p-delta ;
8. La différenciation entre l'analyse pushover et l'analyse dynamique due au séisme réel ;
9. Le choix d'une poussée plus complexe (suivant plusieurs directions) pour un modèle 3D.

2.4.2.2. Construction de la courbe capacité

L'analyse pushover repose sur le fait que la réponse de la structure à n DDL peut être liée à la réponse d'un système à 1DDL équivalent [178]. Les propriétés du système équivalent à 1DDL sont calculés en réalisant une analyse pushover de la structure à n DDL. La courbe de capacité est obtenue en transformant la courbe pushover représentée par l'effort tranchant à la base de la structure et le déplacement du nœud de contrôle en une courbe d'accélération spectrale versus le déplacement spectral d'un système à 1DDL équivalent. Pour l'approche classique, les propriétés du système à 1DDL équivalent correspondent au

premier mode de vibration de la structure réelle. La procédure classique pour la réalisation d'une courbe de capacité peut être résumée par les étapes suivantes :

1. Etablir le modèle de la structure en tenant compte du poids propre et du comportement non-linéaire de ses éléments ;
2. Calculer les propriétés modales de la structures : périodes et modes de vibration, le facteur de participation modale, la masse modale effective ;
3. Définir la forme de la force latérale ;
4. Sélectionner le point de contrôle des déplacements (généralement en haut de la structure) ;
5. Sélectionner les critères de performances :(capacité à soutenir le poids propre, déformation excessives, etc.) ;
6. Calculer la courbe pushover correspondant au système réel à n DDL : développer sous forme graphique la relation entre le déplacement en haut du bâtiment u et l'effort tranchant à la base du bâtiment (nDDL) V (voir figure 2.4) ;
7. Transformer la courbe pushover en courbe de capacité comme suit :

2.4.2.2.1. Conversion dans le diagramme accélération/déplacement (A/D)

La transformation de la courbe pushover en courbe de capacité (figure 2.6) (accélération spectral en fonction du déplacement spectrale d'un système équivalent à 1DDL) est nécessaire pour pouvoir comparer la capacité de la structure avec la demande sismique. Cette dernière est représentée par un spectre de réponse en format ADRS (accélération spectrale/déplacement spectrale) .La comparaison entre les deux permet de trouver la demande de déplacement de la structure appelé aussi le déplacement cible ou déplacement du point de performance(PP).

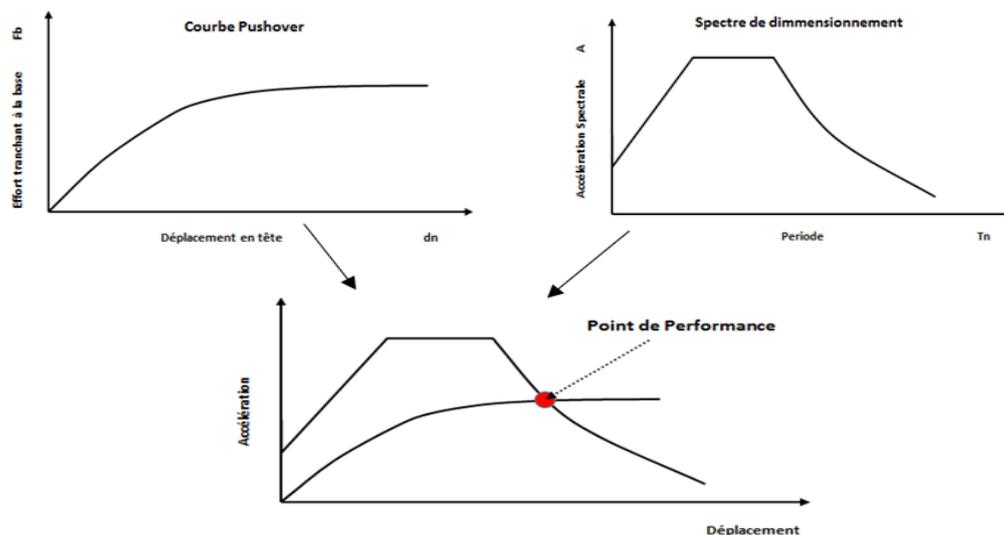


Figure 2.6 : Transformation de la courbe pushover en courbe de capacité et le spectre de dimensionnement en spectre de capacité [179]

2.4.2.2.1.1. Transformation de la courbe pushover en courbe de capacité

Pour réaliser cette transformation, on part de l'équation du mouvement pour un système à n DDL découplés ayant plusieurs modes de vibrations (Equation 2.10) :

$$\ddot{Y}_i + 2\xi w_i \dot{Y}_i + w_i^2 Y_i = -\Gamma_i R[T_i]$$

Posons $y_i = \Gamma_i z_i$, et divisant l'équation ci-dessus par Γ_i :

$$z_i'' + 2\xi_i w_i z_i' + w_i^2 z_i = -R[T_i] \quad (2.54)$$

On se ramène donc à l'étude d'un oscillateur simple, la masse étant soumise à une force proportionnelle à l'accélération du sol. La valeur du déplacement $x(t)$ est donnée par l'intégral de Duhamel :

$$z_i(t) = -\frac{1}{w_D} \int_0^t R[T_i] e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin[w_D(t-\tau)] d\tau \quad (2.55)$$

Avec la pulsation du système amorti $w_D = \sqrt{1 - \xi^2}$

Comme les structures sont constituées de matériaux (béton, acier, bois) qui ont des amortissements très faibles, on peut donc en déduire que $w_D \approx w$

La valeur du déplacement s'écrit alors :

$$z_i(t) = -\frac{1}{w} \int_0^t R[T_i] e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin[w(t-\tau)] d\tau \quad (2.56)$$

Le déplacement est calculé comme suit :

$$x_i = \{\Phi_i\} Y_i = \{\Phi_i\} \Gamma_i z_i \quad (2.57)$$

En ne considérant que le 1^{er} mode $\{\Phi_1\}$, et en assimilant le déplacement au sommet (Nième étage) $X_{N,1} = U_N$, alors le déplacement $D=z_1$ associé à ce 1^{er} mode est :

$$D = \frac{U_N}{\Gamma_1 \Phi_{N,1}} \quad (2.58)$$

Avec

$$\Gamma_1 = \frac{\sum_{j=1}^N m_j \Phi_{j1}}{\sum_{j=1}^N m_j \Phi_{j1}^2} \quad (2.59)$$

La relation (2.58) est utilisée pour relier les déplacements de la courbe pushover aux déplacements correspondant à un système à 1 DDL.

A partir de la valeur du déplacement on peut en déduire la force de rappel F à laquelle est soumise la masse :

$$F_i = K z_i \quad (2.60)$$

La pseudo-accélération $S_{a,i}$ est donnée par la relation :

$$S_{a,i} = w_i^2 z_i \rightarrow z_i = \frac{S_{a,i}}{w_i^2} \quad (2.61)$$

Le déplacement est calculé comme suit :

$$x_i = \{\Phi_i\} Y_i = \{\Phi_i\} \Gamma_i z_i = \Phi_i \Gamma_i \frac{S_{a,i}}{w_i^2} \quad (2.62)$$

En tenant compte des équations précédentes, on a :

$$\{F_i(t)\} = [k]\{x_i(t)\} = [k]\{\Phi_i\} \Gamma_i \frac{S_{a,i}}{w_i^2} \quad (2.63)$$

Pour $[k]\{\Phi_i\} = w_i^2 [M]\{\Phi_i\}$, l'équation devient :

$$\{F_i(t)\} = [k]\{x_i(t)\} = w_i^2 [M]\{\Phi_i\} \Gamma_i \frac{S_{a,i}}{w_i^2} = [M]\{\Phi_i\} \Gamma_i S_{a,i} \quad (2.64)$$

L'effort tranchant à la base s'exprime par la relation suivante :

$$V_b = \sum_{i=1}^n F_i(t) = \{1\}^T \{F_i(t)\} = \{1\}^T [M]\{\Phi_i\} \Gamma_i S_{a,i} = \{1\}^T [M]\{\Phi_i\} \frac{L_i^*}{m_i^*} S_{a,i} \quad (2.65)$$

Sachant que $\{1\}^T [M]\{\Phi_i\} = (L_i^*)^T = L_i^*$, l'équation peut être écrite comme suit :

$$V_b = L_i^* \frac{L_i^*}{m_i^*} S_{a,i} = \left(\frac{L_i^*}{m_i^*}\right)^2 m_i^* S_{a,i} = \Gamma_i^2 m_i^* S_a = \bar{m}_i S_{a,i} \quad (2.66)$$

Au final on a :

$$V_b = \bar{m}_i S_{a,i} \quad (2.67)$$

Ou $\bar{m}_i = \Gamma_i^2 m_i^*$ est la masse effective modale associée au mode i.

La masse modale peut être interprétée comme la partie de la masse totale qui répond au séisme dans chaque mode. Elle relie l'effort tranchant à la base de la structure aux pseudo-accélération du système équivalent à 1 DDL.

En considérant uniquement le premier mode et en posant $S_{a,1} = A$, l'équation (2.67) s'exprime comme suit :

$$A = \frac{V_b}{m_1^-} \quad (2.68)$$

$$m_1^- = \frac{\left(\sum_{j=1}^N m_j \Phi_{j1}\right)^2}{\sum_{j=1}^N m_j \Phi_{j1}^2} \quad (2.69)$$

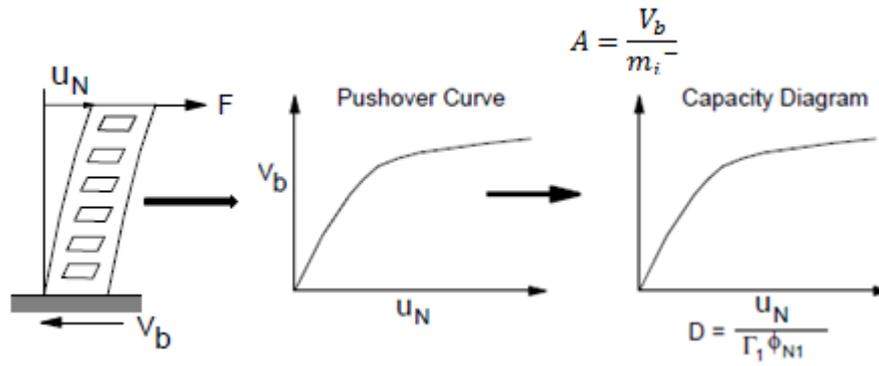


Figure 2.7 : Développement de la courbe pushover et conversion de la courbe pushover en diagramme de capacité:

2.4.2.2.1.2. Transformation du spectre de dimensionnement en spectre de capacité

On doit convertir le spectre de réponse fourni habituellement sous forme $S_e(T)$ dans le même diagramme (A/D) que la courbe pushover. Pour les spectres élastiques, la pseudo accélération est reliée au déplacement relatif de la masse par :

$$S_a = A = w^2 S_d = w^2 D \rightarrow D = \frac{A}{w^2} \tag{2.70}$$

D'où :

$$D = \frac{T^2 A}{4\pi^2} \tag{2.71}$$

Pour les spectres de demande inélastiques, la pseudo accélération est reliée au déplacement relatif de la masse par l'expression suivante :

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_u}, S_d = \frac{u}{R_u} S_{de} = \frac{u T^2}{R_u 4\pi^2} S_{ae} = u \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \tag{2.72}$$

Avec: R_u le facteur de réduction, μ le facteur de ductilité, S_a est l'accélération inélastique et S_d le déplacement inélastique. La figure 2.6ci-dessous schématise ces deux types de transformation.

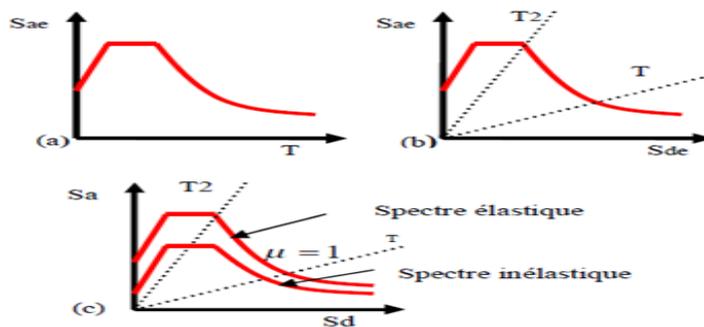


Figure 2.8 : (a)Spectre de demande élastique (Sae-T),(b) Spectre élastique (Sae-Sde) et (c) Spectre inélastique (Sa-Sd)[180]

2.4.2.3. Les avantages et inconvénients de l'analyse pushover

a). Les principaux avantages de cette méthode sont :

1. évaluation rationnelle de la ductilité du bâtiment ;
2. identification des éléments qui apportent de la ductilité ;
3. analyse précise des modes de dégradations des éléments et de leur localisation ;
4. observation des flux des contraintes dans la structure et de leurs évolutions avec l'apparition des non-linéarités ;
5. possibilité d'évaluer la capacité résiduelle d'une structure pour un séisme donné, par rapport à un état limite défini.

b). Les principales difficultés ou limitations de la méthode proviennent de plusieurs causes :

1. L'analyse pushover classique ne représente que la réponse selon le premier mode de vibration. La réponse de la structure à nDDL peut être liée à la réponse d'un système équivalent à 1DDL impliquant que la réponse est commandée par un seul mode et celui-ci demeure sans changement même après la fin du domaine élastique ;
2. Aucune des distributions de forces latérales invariables ne peut prendre en compte la contribution des modes supérieures de vibrations dans la réponse du bâtiment ou la redistribution des forces d'inertie en raison de la formation de rotules plastiques ;
3. En général, l'analyse pushover classique implique une séparation entre le calcul de la capacité de la structure et le calcul de la demande sismique, les deux étant calculés indépendamment l'une de l'autre ;
4. Le choix de la forme de la force latérale appliquée à la structure est généralement imposé régulière ;
5. Comme il s'agit d'une analyse statique non-linéaire, les effets dynamiques et les effets de la durée du séisme ne peuvent être pris en compte ;
6. La torsion due à des irrégularités de masse ou de rigidité ne peuvent pas être pris en compte ;
7. La demande est généralement associée à un spectre de réponse élastique à amortissement visqueux équivalent ;
8. Les phénomènes liés au comportement 3D de la structure (par exemple, les effets d'orthogonalité, de la direction du chargement, des diaphragmes semi-rigides, etc.) ne sont pas pris en compte.

2.4.2.4. Evaluation du déplacement cible et du point de performance

La courbe de capacité obtenue suite à une analyse pushover représente la capacité du bâtiment. Afin de pouvoir évaluer sa réponse à une sollicitation sismique donnée, elle doit être comparée avec le spectre de réponse de l'action sismique présenté au format ADRS (accélération spectrale / déplacement spectral).

La comparaison entre capacité et demande s'effectue par la recherche itérative d'un point de performance. Plus le point de performance conduit à solliciter la structure au-delà de sa limite de comportement linéaire, plus la structure dissipe de l'énergie. L'énergie dissipée peut être traduite par un amortissement équivalent employé pour la réactualisation du spectre de chargement sismique.

Lors du processus itératif, la première intersection entre les deux courbes permet d'évaluer une nouvelle estimation de l'amortissement. La prise en compte de cette ductilité permet d'établir un nouveau spectre de réponse. L'évolution de cet amortissement ralenti quand on converge vers le point de performance du système équivalent.

En résumé, on peut imaginer de manière simple que le problème pushover revient à résoudre le cas d'un problème élastique linéaire dont la fréquence et l'amortissement dépendent de l'amplitude des déplacements.

En ce qui concerne l'évaluation du déplacement cible, plusieurs méthodes ont été développées et certaines sont devenues conventionnelles au point d'être intégrées dans les codes parasismiques. Pour obtenir la demande de déplacement sur la structure induite par le séisme, correspondant au déplacement du point d'intersection du spectre de réponse et de la courbe de capacité, appelé point de performance (PP), plusieurs approches sont présentées figure 2.9. Il existe différentes classifications de ces approches tenant compte des années d'apparition, des codes qui les ont intégrés, de la méthode utilisée pour la réduction du spectre de demande élastique, etc.

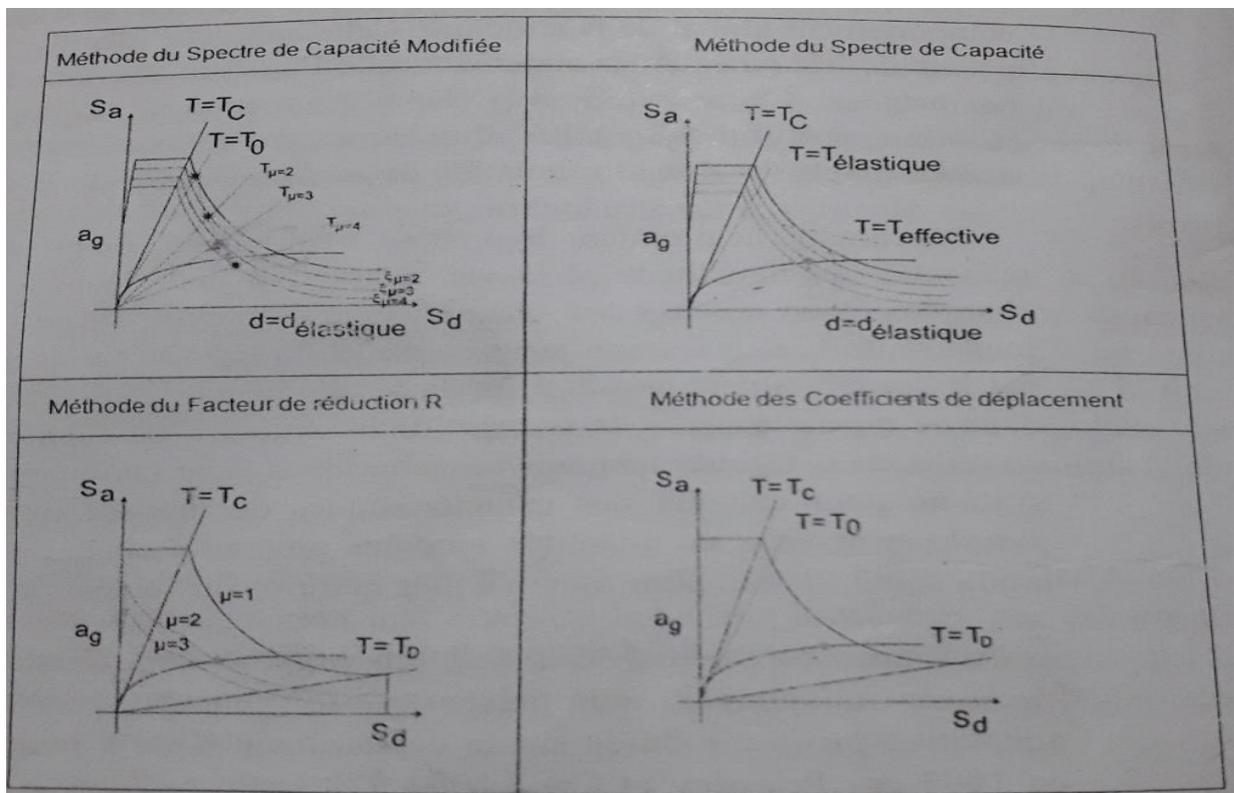


Figure 2.9 : Représentation schématique des quatre approches utilisées pour l'évaluation du déplacement cible [181]

2.4.2.4.1. La méthode du spectre de capacité CSM

L'intérêt de la méthode CSM consiste, entre autres, à superposer une courbe représentant la capacité de résistance d'une structure issue d'une analyse statique non linéaire (Pushover) avec une courbe représentative de la sollicitation apportée par le séisme. L'intersection représente le point de performance permettant d'évaluer le déplacement maximum que la structure subira et son degré de déformation dans le domaine plastique [182].

Cette méthode a été décrite dans le document ATC-40[183], elle utilise le procédé de linéarisation équivalente. Cette technique emploie des relations empirique pour la période et l'amortissement de la structure en fonction de la ductilité afin d'estimer la réponse linéaire équivalente d'un oscillateur à 1DDL, pour obtenir le point de performance, elle utilise la réduction du spectre de réponse élastique à amortissement constant;

L'hypothèse de base de la méthode CSM est la linéarisation équivalente par laquelle la déformation maximale du système non linéaire à n DDL (déplacement cible) a , comme approximation, la déformation maximale d'un système élastique équivalent à 1DDL. Dans cette méthode, le déplacement cible d_c dépend de la période initiale et peut être écrit ainsi :

$$d_c = C_0 S_d(T_{eq}, \xi_{eq}^*) \quad (2.73)$$

avec S_d le spectre de réponse en déplacement et C_0 est défini par le tableau 2.12 ci-dessous.

La période équivalente T_{eq} et le taux d'amortissement équivalent ξ_{eq}^* , associés au système linéaire équivalent sont discutés dans le paragraphe ci-dessous :

2.4.2.4.1.1. Système linéaire équivalent

La réponse sismique des systèmes inélastiques peut être estimée par des méthodes analytiques approximatives dans lesquelles le système non linéaire est remplacé par un système linéaire "équivalent". Ces méthodes ont attiré l'attention des chercheurs dans les années 1960 avant que les ordinateurs numériques de haute vitesse soient largement utilisés pour les analyses non linéaires, et une grande partie du travail fondamental a été accompli il y a plus de deux décennies (Hudson, 1965[184]; Jennings, 1968[185]; Iwan et Gates, 1979a [186]). En général, les méthodes approximatives pour déterminer les paramètres du système linéaire équivalent se répartissent en deux catégories: les méthodes basées sur la réponse harmonique et les méthodes basées sur la réponse aléatoire. Six méthodes sont disponibles dans la première catégorie et trois dans la deuxième catégorie. Des formules pour la période de vibration naturelle et le coefficient d'amortissement sont disponibles pour chaque méthode (Iwan et Gates, 1979a[182]). D'une manière générale, les méthodes basées sur la réponse harmonique surestiment considérablement le décalage de période, alors que les méthodes considérant la réponse aléatoire donnent des estimations beaucoup plus réalistes de la période (Iwan et Gates, 1979b)[187].

Il y a maintenant un regain d'intérêt pour les applications de systèmes linéaires équivalents à la conception de structures inélastiques. Pour de telles applications, la méthode de la rigidité sécante (Jennings, 1968[181]) est utilisée dans la méthode du spectre de capacité pour vérifier l'adéquation d'un modèle structurel (Freeman et al., 1975[188] ; Freeman, 1978[189] ; Deierlein et Hsieh, 1990[190] ; Reinhorn et al., 1995[191]) et a été adapté pour développer la «procédure statique non linéaire» dans le document ATC-40 (Applied Technology Council, 1996) et le document FEMA 274 (FEMA, 1997)[192]. Une variante de cette méthode, connue sous le nom de méthode de substitution (Shibata et Sozen, 1976[193]), est populaire pour la conception basée sur le déplacement (Gulkan et Sozen, 1974[194], Shibata et Sozen, 1976[195], Moehle, 1992[196], Kowalsky et al., 1995[197]). Wallace, 1995[198]). Sur la base de la réponse harmonique, on sait que ces deux méthodes ne sont pas aussi précises que les méthodes basées sur la réponse aléatoire (Iwan et Gates, 1979a, b [186.187]). Le système linéaire équivalent basé sur la rigidité sécante est ensuite examiné.

Considérons un système SDF inélastique avec une relation force-déformation bilinéaire lors du chargement initial (figure 2.9). La rigidité de la branche élastique est k et celle de la branche plastique est αk_e . La limite d'élasticité et le déplacement élastique sont respectivement désignés par f_y et x_y . Si la déformation maximale (maximum absolu) du système inélastique est u_m , le facteur de ductilité $\mu = x_m/x_y$.

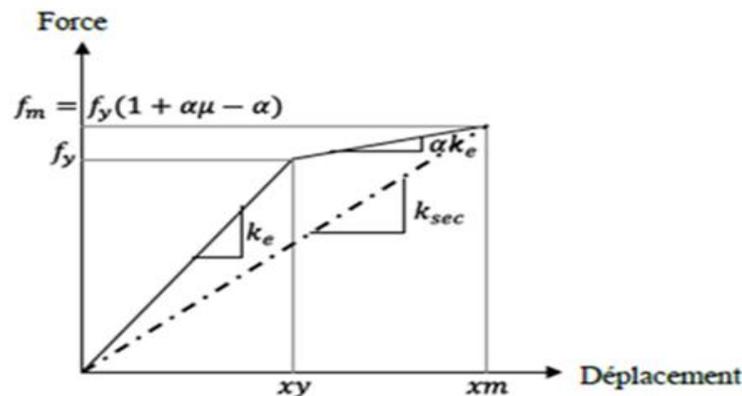


Figure 2.10: Relation bilinéaire force-déplacement pour un système à 1DDL[199]

x_y Déplacement élastique,

x_m Demande en déplacement,

et μ représente la demande en ductilité qui est le rapport entre la déformation maximale et la déformation à la limite élastique, et α représente la réduction de rigidité qui est le rapport entre la rigidité post-élastique et la rigidité élastique.

2.4.2.4.1.1. Période naturelle du système linéaire équivalent

Pour le système bilinéaire de la figure 2.9, la période de vibration naturelle du système linéaire équivalent avec une rigidité égale à k_{sec} , la rigidité sécante, est :

$$T_{eq} = T_n \sqrt{\frac{\mu}{1+\alpha\mu-\alpha}} \quad (2.74)$$

Où T_n est la période de vibration naturelle du système qui vibre dans sa plage d'élasticité linéaire ($x < x_y$).

2.4.2.4.1.1.2. Amortissement visqueux du système linéaire équivalent

Chopra propose de calculer un amortissement visqueux équivalent pour rendre compte de dissipation d'énergie due à l'incursion post-élastique du système non linéaire. La méthode la plus courante pour définir l'amortissement visqueux équivalent consiste à assimiler l'énergie dissipée ED dans un cycle de vibration (c'est-à-dire dans une boucle d'hystérésis) du système inélastique et l'énergie de déformation d'un système élastique linéaire équivalent E_s . Sur la base de ce concept, on peut montrer que l'expression du taux d'amortissement visqueux équivalent peut se mettre sous la forme (Chopra, 1995: section 3.9) :

$$\xi_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_S} \quad (2.75)$$

Où l'énergie dissipée dans le système inélastique est donnée par la surface ED délimitée par la boucle d'hystérésis (figure 2.11) et $E_s = k_{sec} x_m^2 / 2$ est l'énergie de déformation du système équivalent avec une rigidité k_{sec} (figure 2.10). La substitution de ED et ES dans Eq. (2.75) conduit à :

$$\xi_{eq} = \frac{2}{\pi} \frac{(\mu-1)(1-\alpha)}{\mu(1+\alpha\mu-\alpha)} \quad (2.76)$$

L'amortissement visqueux total du système linéaire équivalent est :

$$\xi_{eq}^* = \xi + \xi_{eq} \quad (2.77)$$

Où ξ est le coefficient d'amortissement visqueux du système bilinéaire qui vibre dans sa plage d'élasticité linéaire ($x \leq x_y$). Pour les systèmes élasto-plastiques, $\alpha = 0$ et les Eqs. (2.74) et (2.76) sont réduites à :

$$T_{eq} = T_n \sqrt{\mu}, \quad \xi_{eq} = \frac{2}{\pi} \frac{2\mu-1}{\mu}, \quad (2.78)$$

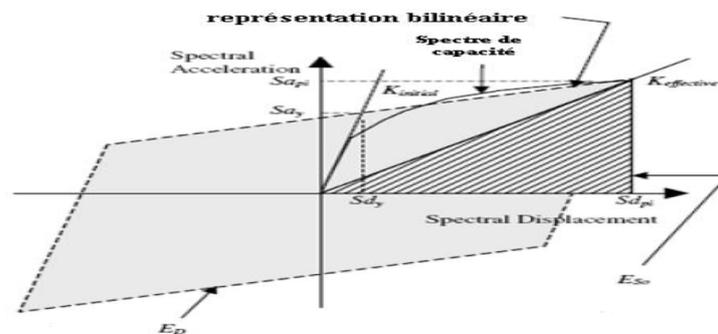


Figure 2.11: Amortissement visqueux équivalent dû à la dissipation d'énergie hystérétique pour le système SDF inélastique [182]

Les équations (2.72) et (2.76) sont représentées sur la figure 2.12 où la variation de T_{eq}/T_n et ξ_{eq} en fonction de μ est représentée pour quatre valeurs de α . Pour les systèmes post-élastiques ($\mu > 1$), T_{eq} est plus long que T_n et $\xi_{eq} > 0$. La période du système linéaire équivalent augmente de façon monotone avec μ pour tout α . Pour un μ fixé, T_{eq} est plus long pour les systèmes élasto-plastiques et plus court pour les systèmes avec $\alpha > 0$. Pour $\alpha = 0$, ξ_{eq} augmente de façon monotone avec μ mais pas pour $\alpha > 0$. Dans ce dernier cas, ξ_{eq} atteint sa valeur maximale à une valeur μ , qui dépend de α , puis diminue progressivement.

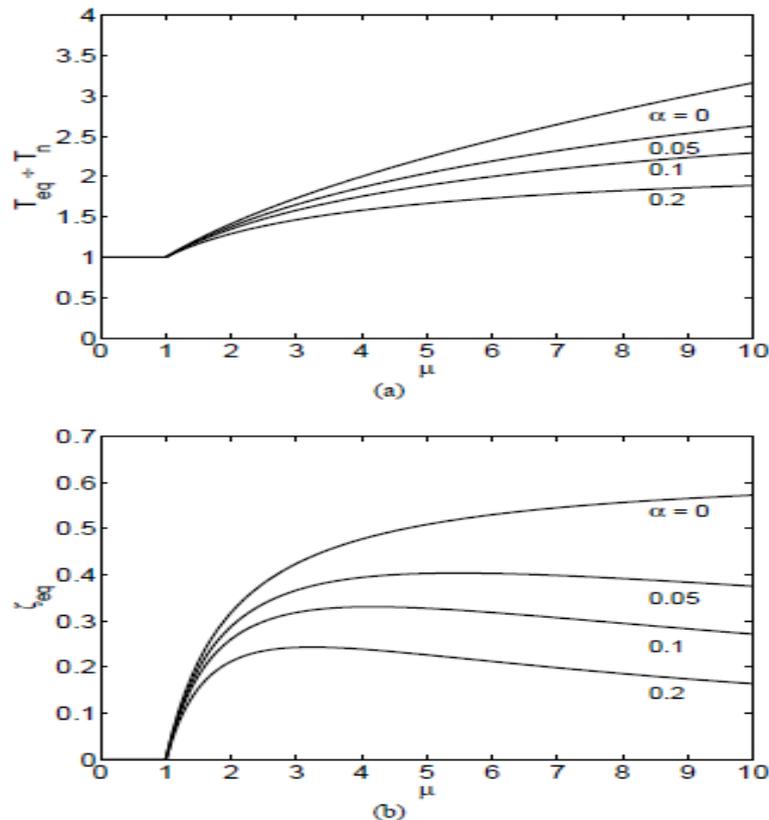


Figure 2.12: Variation de la période et l'amortissement visqueux du système linéaire équivalent en fonction de la ductilité [199].

Le document ATC-40 contient des procédures d'analyse approximatives pour estimer les déformations induites par un tremblement de terre d'un système inélastique. Ces procédures sont approximatives en ce sens qu'elles évitent l'analyse dynamique du système inélastique. Au lieu de cela, les analyses dynamiques d'une suite de systèmes linéaires équivalents avec des valeurs successivement mises à jour de T_{eq} et de ξ_{eq}^* fournissent une base pour estimer la déformation du système inélastique; T_{eq} est déterminé par l'équation (2.74) mais ξ_{eq}^* par une version modifiée de l'Eq. (2.77):

$$\xi_{eq}^* = \xi + k\xi_{eq} \quad (2.79)$$

ξ Correspond à l'amortissement du système linéaire élastique.

Avec ξ_{eq} limité à 0.45. Bien que la base de sélection de cette limite supérieure d'amortissement ne soit pas explicitement mentionnée, l'ATC-40 stipule que "le comité qui a développé ces coefficients d'amortissement a conclu que les spectres ne devraient pas être réduits à des valeurs plus élevées et ... $[0,05 + \xi_{eq}]$ d'environ 50 pour cent. "

k est un facteur de modification de l'amortissement qui dépend du comportement hystérétique réel du système caractérisé par l'un des trois types : le type A dénote le comportement hystérétique stable, le type C représente les boucles sévèrement pincées et/ou dégradées et le type B représente l'état intermédiaire entre les deux types A et C (Chopra et Goel, 1999). L'ATC-40 contient des équations pour k en fonction de ξ_{eq} calculé par Eq. (2.71) pour les trois types de comportement hystérétique. Ces équations, ont été conçues pour s'assurer que k ne dépasse pas une limite supérieure, une exigence en plus de la limite de 45% sur ξ_{eq} . D'autres codes, par exemple l'Eurocode 8, supposent un système linéaire équivalent élasto-plastique parfait ($\alpha=0$) dans les équations précédentes et une limite d'amortissement imposé à travers des facteurs de réduction qui correspondent approximativement à $\xi_{eq} < 12.25\%$. La figure 2.13 illustre la variation du coefficient k en fonction de l'amortissement équivalent.

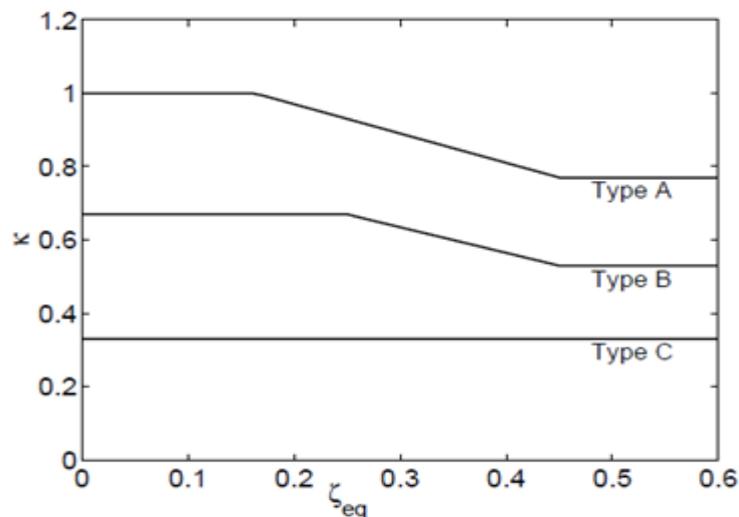


Figure 2.13 : variation du facteur de modification de l'amortissement en fonction de l'amortissement équivalent (Chopra et al.) [200]

Le tableau 2.10 présente les différents types des structures en fonction de leurs durées de vie, et le tableau 2.11 présente les valeurs du coefficient k .

| Durée de vie | bâtiment neuf | bâtiment existant moyen | bâtiment existant faible |
|--------------|---------------|-------------------------|--------------------------|
| court | Type A | Type B | Type C |
| long | Type B | Type C | Type C |

Tableau 2.10 : Types de structures

| Type de structure | ξ_{eq} | κ |
|-------------------|--------------|---|
| Type A | ≤ 16.25 | 1.0 |
| | > 16.25 | $1.13 - \frac{0.51(S_{ay}S_{dpl} - S_{dy}S_{apl})}{(S_{dpl}S_{apl})}$ |
| Type B | ≤ 25 | 0.67 |
| | > 25 | $\frac{0.446(S_{ay}S_{dpl} - S_{dy}S_{apl})}{(S_{dpl}S_{apl})}$ |
| Type C | ----- | 0.33 |

Tableau 2.11 : Valeurs du coefficient k

Dans notre étude, on utilisera le coefficient k spécifié pour les systèmes de type A.

2.4.2.4.1.2. Procédures de l'ATC 40

La CSM inclut trois procédures (A, B, et C) présentées en détail dans l'ATC-40. Elles permettent d'estimer la demande de déformation induite par un séisme, et donc de calculer le point de performance. Toutes ces procédures sont basées sur les mêmes principes, mais elles sont différentes dans l'exécution. Les procédures A et B sont analytiques et peuvent être implémentées directement sur ordinateur, tandis que la procédure C est plutôt graphique et plus adaptée à l'analyse manuelle. La procédure A est analysée dans notre étude car, elle donne des meilleurs résultats et son utilisation est à la fois simple et directe. Il est important de noter que la convergence d'aucune des méthodes n'est garantie.

PROCÉDURE A

La procédure proposée dans l'ATC 40 est itérative. Son principe général suit les étapes suivantes (Chopra et Goel, 1999)[201] :

1. Convertir la courbe pushover et la courbe du spectre de réponse élastique de conception avec un taux d'amortissement ξ de 5%, les deux dans le format A-D pour obtenir respectivement le diagramme de capacité et le spectre de capacité ;
2. sélection d'un point de performance test, obtenu par exemple avec la sélection d'un déplacement cible D_i sur le diagramme de capacité ou sur le spectre de réponse élastique $D_i = D(T_n, \xi = 5\%)$ et déterminer ensuite la pseudo-accélération A_i correspondante ;
3. idéalisation de la courbe de capacité par une approximation linéaire et calculer la ductilité $\mu = \frac{D_i}{x_y}$ et le coefficient de dégradation de rigidité α ;
4. Calculer le taux d'amortissement équivalent ξ_{*eq} à partir de l'équation (2.777) ;
5. Réduction du spectre de capacité calculé avec l'amortissement ξ_{*eq} déterminé à l'étape 4 et lire le déplacement D_j où ce diagramme croise le diagramme de capacité bilinéaire ;

6. Vérifiez la convergence : $S_i \frac{D_j - D_i}{D_j} \leq (\text{tolérance} = 0.05)$, alors le point de performance est D_j , sinon sélectionner $D_i = D_j$ (ou une autre valeur estimée) et répétez les étapes 3 à 6.

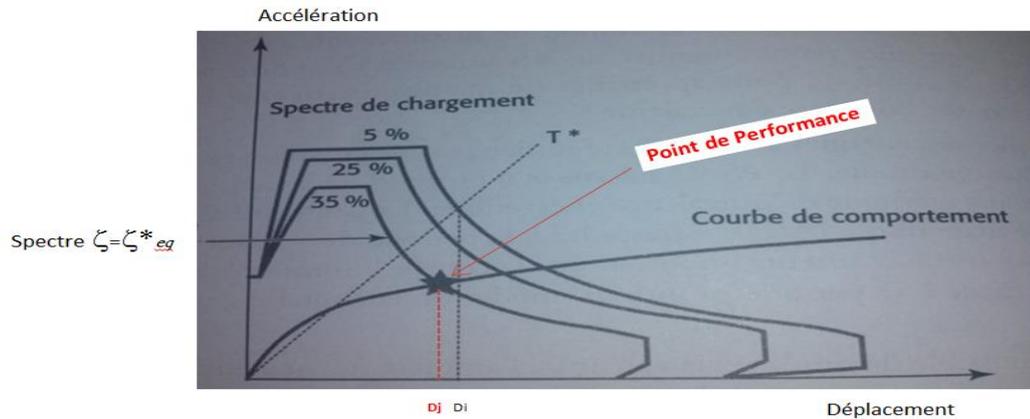


Figure 2.14 : Principe de la procédure A de l'ATC 40, adapté de [202]

PROCÉDURE B

La procédure B proposée dans le code (ATC-40, 1996) suit une démarche similaire :

1. Ajustement de la courbe bilinéaire sur le diagramme de capacité. On gardera la déformation limite d'élasticité D_y et la courbe bilinéaire pendant les itérations. ;
2. Construction du spectre de réponse élastique ou de conception dans le format (ADRS) pour un taux d'amortissement visqueux de 5%.
3. Estimation de la demande de déplacement D_i et de l'accélération correspondante A_i . Initialement prendre la valeur $D_i = D(T_{eq}, \xi = 5\%)$;
4. calculer la ductilité $\mu = \frac{D_i}{x_y}$ et le coefficient de dégradation de rigidité α ;
5. Calcul de l'amortissement ξ_{eq}^* et de la période équivalente T_{eq} ;
6. Calculer et tracer le point de coordonnées : $D(T_{eq}, \xi_{eq}^*)$ et la pseudo- accélération $A(T_{eq}, \xi_{eq}^*)$;
7. Vérification que la droite qui relie le point $(D(T_{eq}, \xi_{eq}^*), A(T_{eq}, \xi_{eq}^*))$ et le point déterminé précédemment (l'itération précédente) intercepte la courbe de capacité. Si cette intersection n'existe pas, répétition des pas 4-7 pour un nouveau point. si l'intersection existe, ce point correspond à la demande de déplacement induite par le séisme.

2.4.2.4.2. La méthode des coefficients (CM)

La méthode des coefficients (CM) a été officialisée par sa publication dans le document FEMA-356 .elle utilise un procédé de modification de la réponse linéaire par l'intermédiaire de plusieurs facteurs déterminés de façon empirique. La méthode n'est pas itérative.

2.4.2.4.2.1. Détermination du déplacement cible

Elle définit le point de performance en modifiant le déplacement élastique par une série de coefficients. Le déplacement cible est exprimé par la relation suivante [205]:

$$d_c = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4 \pi^2} g \quad (2.80)$$

Où, S_a représente l'accélération du spectre élastique correspondant à la période élastique de vibration et au taux d'amortissement pour la structure considéré, g l'accélération de la pesanteur, T_e la période effective de la structure déterminée par la relation :

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{k_e}{k_i}} \quad (2.81)$$

Où T_i est la période élastique fondamentale calculée par une analyse modale. k_i représente la rigidité élastique de la structure et k_e représente la rigidité effective de la structure, obtenue par bi-linéarisation de la courbe pushover. k_e est obtenue en traçant une droite qui passe par l'origine et par le point ayant la valeur égale à $0.6 V_y$ (figure 2.15).

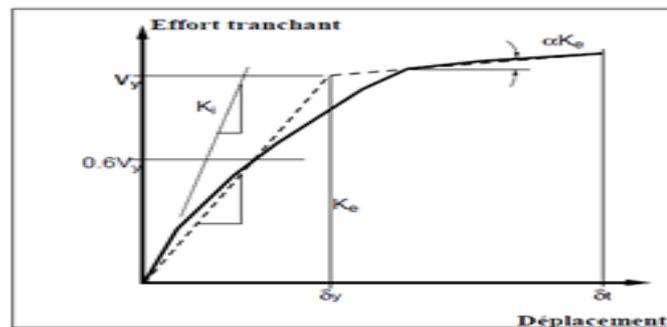


Figure 2.15 : Idéalisation bilinéaire de la courbe pushover[203]

Les coefficients de la relation (2.67) prennent en considération les modifications suivantes :

- C_0 relie la réponse élastique du système à 1DDL à la réponse élastique en déplacement du système à n DDL dans le nœud de contrôle en considérant le facteur de participation du premier mode de vibration ou en utilisant les valeurs fournies par les tableaux de FEMA-356 [FEM00].

| Nombre d'étages | Coefficient C0 |
|-----------------|----------------|
| 1 | 1.0 |
| 2 | 1.2 |
| 3 | 1.3 |
| 5 | 1.4 |
| +10 | 1.5 |

Tableau 2.12 : Les valeurs du coefficient C_0 en fonction du nombre d'étages

- C_1 relie la réponse du système non-linéaire à 1DDL au déplacement du système élastique à 1DDL.

$$\begin{cases} C_1 = 1 & \text{pour } T_e \geq T_0 \\ C_1 = \frac{1+(R-1)T_0}{R T_e} & \text{pour } T_e < T_0 \end{cases} \quad (2.82)$$

R : rapport exprimant la résistance en termes de demande élastique

$$R = \frac{S_a}{V_y/W} \frac{1}{C_0} \quad (2.83)$$

S_a : l'accélération spectrale correspond à la période fondamentale effective.

W : la masse active sous séisme.

V_y : l'effort tranchant à la limite élastique.

- C_2 représente les effets de la dégradation de la rigidité

Les valeurs de C_2 sont données dans le tableau 2.13 ci-dessous :

| | T=0.1 secondes | | T > T ₀ | |
|------------------------------|----------------|--------|--------------------|--------|
| | Type 1 | Type 2 | Type 1 | Type 2 |
| occupation immédiate IO | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 |
| sécurité des personnes LS | 1.3 | 1.0 | 1.1 | 1.0 |
| non-effondrement CP | 1.5 | 1.0 | 1.2 | 1.0 |

Tableau 2.13 : Les valeurs du coefficient C_2

Dans ce tableau, le type 1 se réfère aux structures pour lesquelles plus de 30% de l'effort tranchant à un niveau quelconque est repris par les éléments dont la résistance et la rigidité peuvent se détériorer lors d'un séisme. Le type 2 couvre les autres structures.

- C_3 représente l'augmentation des déplacements à cause des effets P- Δ

$c_3 = 1$ Pour les structures ayant une rigidité post-élastique positive.

$$c_3 = 1 + \frac{|\alpha|(R-1)^{\frac{3}{2}}}{T_e} \quad (2.84)$$

α = le rapport entre la rigidité post élastique et la rigidité élastique effective.

2.4.2.4.2.2. Méthodologie

La méthode en déplacement du FEMA 273/356 comporte les étapes suivantes :

1-Définir l'allure du chargement latéral appliqué à la structure. Selon le FEMA 273, deux cas sont possibles :

- a) Selon l'allure du mode fondamental qui doit avoir un facteur de contribution modale dépassant les 75%.
- b) Distribution des efforts tranchants dans chaque étage obtenu par la combinaison modale spectrale avec un taux de 90% de participation massique.

2- Effectué une analyse statique non linéaire de La structure soumise à un chargement latéral sur la hauteur.

3- Etablir à partir d'un chargement croissant la courbe de capacité comprenant en ordonnée l'effort tranchant à la base de la structure et en abscisse le déplacement correspondant du niveau supérieur calculé par un logiciel de calcul des structures (SAP, ETABS,...).

4- Déterminer la raideur initiale K_i et la raideur effective K_e .

5- Calculer la période effective fondamentale T_e à partir de l'équation 2.65.

6- Déterminer les facteurs C_0 , C_1 , C_2 , C_3 .

7-Evaluer la valeur de l'accélération spectrale S_a à la période T_e .

8- Calculer le déplacement cible (Target displacement) , d_c , par l'équation (2.67).

9-Localiser ce déplacement d_c sur la courbe de capacité pour le relier à la charge correspondante.

10-Calculer les déplacements relatifs à chaque étage (limités à 1% dans le RPA99/2003 et 0.75% dans le FEMA 273/356)

11-Comparer le plus grand des déplacements relatifs de chaque étage au déplacement relatif admissible du FEMA 273 et RPA99/2003.

2.4.2.4.2.3. Variantes de la méthode CSM

Chopra et al, 1999 ont proposé deux procédures A et B améliorées du FEMA 356, qui sont proches des procédures A et B de l'ATC-40. Ces procédures utilisent le spectre de calcul de ductilité constante pour la demande (spectre de demande), au lieu du spectre de calcul élastique pour les systèmes linéaires équivalents. Dans cette étude, les deux variantes de procédures améliorées ne seront pas abordées.

2.4.2.4.3. La méthode CSM modifiée

Diverses équipes de recherche ont constaté que les méthodes CM et CSM aboutissent à des évaluations de déplacement cible significativement différentes pour le même mouvement du sol et le même bâtiment. Elles ont proposés des procédures d'amélioration pour estimer le déplacement cible. Ces améliorations ont été introduites pour la méthode CSM modifiée dans le document FEMA-440[204]. Cette dernière utilise la réduction du spectre de réponse en tenant compte à la fois de l'amortissement et de la ductilité même si la méthode modifiée du spectre de capacité a comme base la méthode modifiée du spectre de capacité, nous avons choisi de la présenter comme une méthode différente car l'utilisation de la période sécante par rapport à la période initiale est une avancée importante pour le processus d'estimation du déplacement cible.

La modification de la CSM a été proposée par Iwan [Iwan 80][205], Iwan et Guyader [Iwa 02] [206] et Guyader et Iwan [GUY 06] [207], avant d'être intégrée au rapport FEMA-440 [206]. Cette modification implique l'utilisation de la période et de l'amortissement effectifs, à la place de la période et amortissement initiaux. Le déplacement cible d_c pour cette méthode peut être écrit ainsi :

$$d_c = C_0 S_d(T_{eff}, \xi_{eff}) \quad (2.85)$$

avec, pour :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu < 4 : T_{eff} = (0.11(\mu - 1)^2 - 0.0167(\mu - 1)^3 + 1)T_0 \text{ et } \xi_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \xi_0 \\ 4 < \mu < 6.5 : T_{eff} = (0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1)T_0 \text{ et } \xi_{eff} = 14 + 0.32(\mu - 1) + \xi_0 \\ \mu > 6.5 : T_{eff} = \left(0.89 \sqrt{\frac{\mu - 1}{1 + 0.05(\mu - 2)}} + 1 \right) T_0 \text{ et } \xi_{eff} = 19 \left(\frac{0.64(\mu - 1) - 1}{0.64(\mu - 2)^2} \right) \left(\frac{T_{eq}}{T_0} \right)^2 + \xi_0 \end{array} \right. \quad (2.86)$$

2.4.2.4.4. La méthode N2

La méthode N2 a été proposée à la fin des années 1990 par Fajfar, elle repose sur la représentation visuelle du CSM et sur le concept physique des spectres de réponse de ductilité constante, censés être plus précis que les spectres de réponse supra-amortis, partiellement dans la gamme de périodes courtes et dans le cas des facteurs de ductilité élevée. Elle a été introduite dans l'Eurocode EC8.

Le développement de la méthode N2 commence au milieu des années 1980 avec les premières propositions de Fajfar[208] et Fischinger[209]. Cette méthode a comme base le model Q présenté par Saidi et Sozen [210]. S'en suivent plusieurs développements [211] [212] qui aboutissent à la méthode N2 [213] [214] qui est présentée dans le format ADRS. Cette méthode utilise les spectres de demande inélastiques (à ductilité constante) pour réduire le spectre de réponse élastique afin de prendre en compte le comportement non linéaire de la structure. La différence principale entre la procédure proposée par Fajfar [211] et celle proposée par Reinhorn [215] est la simplicité, car plusieurs simplifications

sont intégrées. Même si les deux procédures ont été développées indépendamment, la méthode N2 peut être considérée comme un cas spécifique de l'approche la plus générale de Reinhorn [216]. Chopra et Goel [217] ont aussi utilisé les spectres de demande inélastique dans le même contexte.

L'Eurocode 8 permet la détermination d'un point de performance sur la base de la règle des déplacements égaux c. à d que le déplacement d'une structure équivalente élastique est trouvé par le prolongement de la partie élastique de la courbe de capacité jusqu'au croisement avec le spectre (point A). Le déplacement inélastique de la structure réelle est celui qui lui correspond sur la courbe de capacité au point B (voir figure 2.15). Le spectre ADRS du spectre de réponse est pris élastique c.à.d. pour un coefficient de comportement $R=1$. [218]

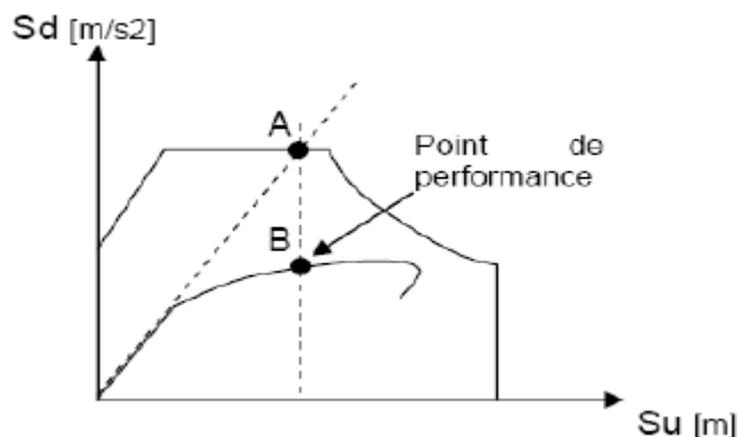


Figure 2.16 : Point de performance selon l'Eurocode 8

2.4.2.4.5. Comparaison des méthodes

En ce qui concerne la comparaison des méthodes pour l'évaluation du déplacement correspondant au point de performance, Goel et Chadwell [219], qui ont utilisé des enregistrements de séismes dans des bâtiments en béton armé à fin d'évaluer ces méthodes, concluent que les procédures statiques non linéaires surestiment ou sous-estiment le déplacement maximum réel en haut du bâtiment pour plusieurs des bâtiments considérés dans son étude.

La méthode du coefficient ASCE-41 [220], qui est basée sur les améliorations récentes du FEMA-356 [201] et proposé dans le document FEMA-440 [204], ne fournit pas nécessairement une meilleure évaluation de déplacement en haut du bâtiment.

La méthode de spectre de capacité (CSM) amélioré du FEMA-440 [204] fournit généralement de meilleures évaluations des déplacements maximaux au toit comparés à l'ATC-40 [181]. Toutefois, suite aux comparaisons avec les valeurs dérivées des mouvements enregistrés, ils notent qu'il n'y a aucune preuve concluante que les

procédures CM [205] ou CSM [181] [204] donnent systématiquement de meilleures évaluations du déplacement maximum au toit. Des conclusions similaires sont reportées par Goel [221].

En effet tout type d'analyse s'appuyant sur un chargement statique sera toujours en soi déficiente, étant donné l'absence de prise en compte des effets dépendant du temps. Cependant, comme le notent Goel et Chopra [222,223], l'analyse dynamique non linéaire n'est pas sans difficultés ou inconvénients, nécessitant en particulier un niveau d'expertise élevé que l'on ne retrouve pas forcément pour son application à des ouvrages courants.

2.4.3. L'analyse Pushover avec SAP2000

2.4.3.1. Présentation générale du logiciel SAP2000

SAP2000 est un programme d'analyse des structures utilisant la méthode des éléments finis. Il permet d'effectuer des analyses statique et dynamique non-linéaires sur des structures planes ou tridimensionnelles soumises à des actions statiques verticales et horizontales ainsi qu'à des actions de type sismique. Les actions sismiques peuvent être prises en compte par des efforts horizontaux équivalents ou par des accélérogrammes au niveau du sol. La méthode de résolution globale est de type pas-à-pas avec la prise en compte du comportement non-linéaire éventuel, tant matériel que géométrique. [177]

2.4.3.2. Définition et attribution des propriétés des rotules plastiques dans SAP 2000

Il y a trois types de propriété de rotule dans SAP 2000 : les propriétés de rotule par défaut, les propriétés de rotule définies par l'utilisateur et les propriétés de rotule engendrées. Seulement, les propriétés de rotule par défaut et les propriétés de rotule définies par l'utilisateur peuvent être assignées aux éléments de l'ossature.

Quand ces propriétés de rotules (par défaut et définies par l'utilisateur) sont assignées à un élément d'ossature, le programme crée automatiquement une nouvelle propriété de rotule engendrée pour chaque rotule. Les propriétés de rotule par défaut ne peuvent être modifiées et dépendent de la section. Quand les propriétés de rotule par défaut sont utilisées, le programme combine ses critères par défaut intégrés avec les propriétés de section définie pour chaque élément pour produire les propriétés de rotule finales. Les propriétés de rotule par défaut intégrées pour les membres en acier et en béton sont basées sur des critères de FEMA-273[192] et l'ATC-40[183]. Les propriétés de rotule définies par l'utilisateur peuvent être basées sur les propriétés par défaut ou ils peuvent être complètement définis par l'utilisateur.

Quand les propriétés définies par l'utilisateur ne sont pas basées sur les propriétés par défaut, alors les propriétés peuvent être affichées et modifiées, les propriétés de rotule engendrées sont utilisées dans l'analyse, ils peuvent être affichés, mais non modifiés.

Dans cette étude, seulement deux types de rotules basées sur les propriétés par défaut sont utilisés, pour simuler la formation de rotule plastique lors du comportement non-linéaire de la structure.

Le premier type est la rotule de moment (M3) est assignée aux poutres, et le deuxième type est la rotule (PM2M3) qui combine entre la rotule axiale et la rotule de moment assignée aux poteaux, les propriétés de rotule de ce type sont basées sur la surface d'interaction où se produit la première plastification pour les combinaisons différentes de la force axiale, le moment secondaire, le moment principal agissant sur la section.

La figure 2.17 illustre la courbe non-linéaire typique idéalisée utilisée pour définir les paramètres de modélisation des poutres et poteaux du portique ainsi que les critères d'acceptation liés aux niveaux de performance de la structure [192].

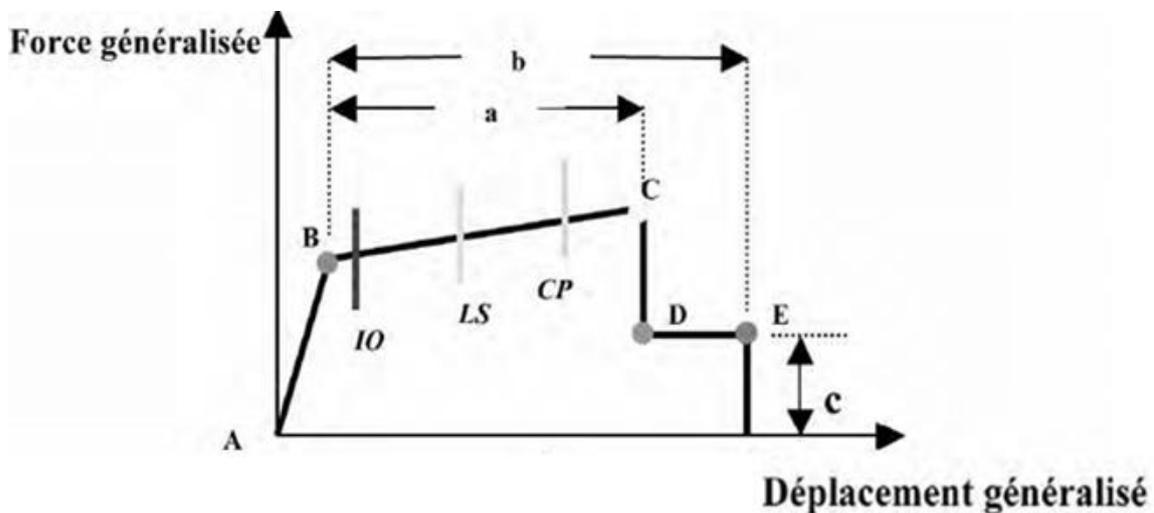


Figure 2.17 : Loi Force-déplacement idéalisée pour les poutres et poteaux en béton armé [71]

La courbe est composée d'un segment linéaire entre les points A et B. La pente entre les points B et C est, en général, prise comme étant un faible pourcentage de la pente élastique (pente du segment AB). Ce pourcentage prend une valeur variant entre 0 et 10 % [15] ; dans notre cas, il est pris égal à 5 %. Le point C a une ordonnée qui présente la résistance limite ultime de l'élément structural et une abscisse égale à la déformation à partir de laquelle la dégradation de la résistance de l'élément s'initie (ligne CD). Au-delà du point D, l'élément structural répond avec une résistance réduite jusqu'au point E où elle vaut c . Pour des déformations supérieures au point E, la résistance de l'élément est considérée nulle.

2.4.3.3. Critères d'acceptation et niveaux de performance de la structure

Pour différentes amplitudes de l'excitation sismique, il s'ensuit des niveaux de déformations dans une structure, de sorte que des éléments de cette dernière vont atteindre

et dépasser leur limite élastique. Par conséquent, la structure va subir des dommages sous forme de fissurations, d'instabilités, de ruptures de certains de ses éléments. Et lorsqu'un élément structural subit des dommages, sa raideur diminue, et s'ensuit souvent une perte de sa résistance. Lorsque la réponse d'une structure est dans le domaine post-élastique, cette dernière ne reviendra pas à sa condition initiale, et des déformations permanentes subsisteront [121].

La figure 2.17 montre également les déformations généralisées a et b en relation avec la courbe non-linéaire idéalisée, qui sont jugées acceptables pour les différents niveaux de dommages (appelés niveaux de performance) de la structure, les quels sont désignés par les paramètres IO, LS et CP qui sont définis ci-après [71].

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

Au niveau Immediate Occupancy, les dommages sont relativement limités. La structure garde une grande partie de sa raideur initiale et sa résistance.

Au niveau Life Safety, la structure a subi des dommages importants, et il peut y avoir une perte significative de sa raideur.

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



Chapitre III
Lois de comportement
et modélisations
numériques

3.1. Introduction

Ce chapitre s'inspire en majeure partie de [177], [224], [225] et [226], il est consacré à la modélisation des matériaux constituant l'ossature (béton et acier), éléments de l'ossature nue (poutres et poteaux) ainsi que les murs de remplissage en maçonnerie. Cette modélisation est effectuée en tenant compte du comportement non-linéaire des poutres et poteaux du portique en béton armé, des panneaux de remplissage en maçonnerie et du comportement cyclique des éléments en béton armé.

3.2. Modèles de lois de comportement des matériaux de l'ossature

3.2.1. Introduction

Le béton armé est un matériau composite constitué de deux éléments aux caractéristiques différentes. Dans la littérature scientifique, plusieurs modèles numériques sont proposés pour modéliser le comportement mécanique du béton et de l'acier. Ces modèles reflètent les lois constitutives de ces matériaux dès le début de la soumission au chargement jusqu'à la rupture. Les lois de comportement utilisées dans cette étude pour ces deux matériaux sont abordées ci-dessous.

3.2.2. Loi de comportement du béton en compression [177]

3.2.2.1. Introduction

Pour le béton, les effets tridimensionnels sont pris en considération, puisque le confinement par les armatures longitudinales et transversales, a un effet significatif sur la relation contrainte déformation. On distingue deux cas de figures :

- le premier nommé « non confiné » (matériau ne se trouvant pas à l'intérieur du volume, figure 3.1[ⓑ]), correspondant à un état de contrainte uni-axiale.
- le second, nommé « confiné » (matériau se trouvant dans le volume, figure 3.1[ⓒ]), correspondant à un état de contrainte triaxiale.

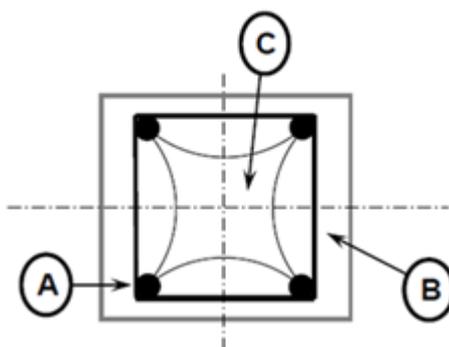


Figure 3.1 : Disposition des différents matériaux dans un élément de section carrée.[177]

Dans cette section, le modèle de Mander [226] pour le béton non confiné et confiné sera adopté dans cette recherche.

3.2.2.2. Loi de comportement de Mander pour le béton non confiné

Le modèle de Mander de béton non confiné est un modèle intégré dans le programme SAP 2000. Il décrit la relation contrainte-déformation. Cette courbe se compose aussi d' une partie courbée et d' une partie linéaire comme le montre la figure 4.3.

Le diagramme contrainte-déformation du béton non confiné utilisé dans notre étude est le diagramme de calcul proposé par Mander [226], il est constitué d'une partie et d'une partie linéaire (figure 3.2).

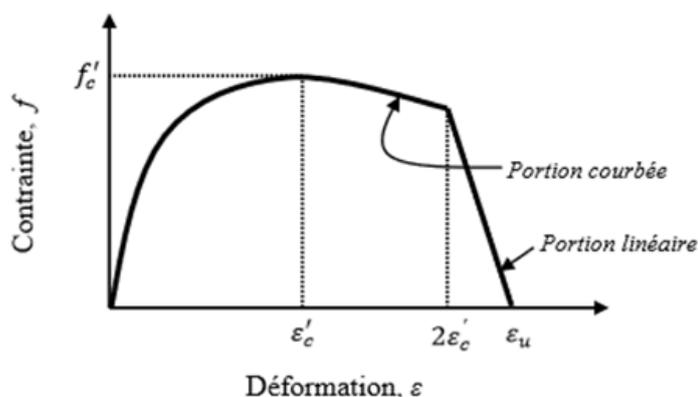


Figure 3.2 : Diagramme contrainte-déformation du béton non confiné [177]

La contrainte à la compression du béton, f , s'exprime comme suit :

- Partie Courbée ($\varepsilon_c < 2\varepsilon'_c$) :

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

Où :

ε_c : Déformation de compression du béton.

f'_c : Résistance à la compression du béton.

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

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

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_c} \quad (3.2)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - \frac{f'_c}{\varepsilon'_c}} \quad (3.3)$$

Où E_c : Module d'élasticité du béton initial.

- Partie Linéaire ($2\varepsilon'_c < \varepsilon_c \leq \varepsilon_u$)

$$f = \left(\frac{2 f_c' r}{r-1+2r} \right) \left(\frac{\varepsilon_u - \varepsilon_c}{\varepsilon_u - 2 \varepsilon_c'} \right) \quad (3.4)$$

Où :

: Capacité de déformation ultime de compression du béton.

3.2.2.3. Loi de comportement de Mander pour le béton confiné

En se basant sur l'équation suggérée par Popovics [227], le modèle contrainte-déformation proposé par Mander pour un béton confiné et non confiné sous un chargement monotone est illustré à la figure 3.3.

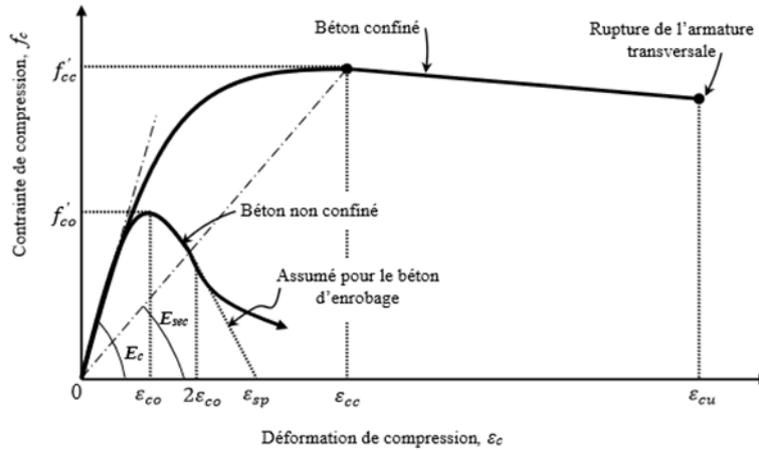


Figure 3.3 : Diagramme contrainte-déformation [226]

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

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

Où :

f'_{cc} est la résistance à la compression de confinement du béton, déterminée dans le cas général par l'utilisation de l'abaque représenté à la figure (3.4) ou par l'utilisation de la relation suivante :

$$f'_{cc} = f'_{c0} \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_1}{f'_{c0}}} - 2 \frac{f'_1}{f'_{c0}} - 1.254 \right) \quad (3.6)$$

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

La contrainte effective latérale de confinement f'_1 des cadres est déterminée comme suit:

$$f'_1 = \frac{1}{2} (f'_{lx} + f'_{ly}) = K_e \rho_s f_{yh} \quad (3.7)$$

Où f_{yh} : Contrainte limite élastique des armatures transversales.

Les contraintes latérales effectives de confinement dans les directions x et y sont données par les relations suivantes :

$$f'_{lx} = K_e \rho_x f_{yh} \tag{3.8}$$

$$f'_{ly} = K_e \rho_y f_{yh} \tag{3.9}$$

Avec :

$$\rho_x = \frac{A_{sx}}{s d_c}, \rho_y = \frac{A_{sy}}{s b_c} \tag{3.10}$$

Où A_{sx} et A_{sy} : Sections totales des armatures transversales dans les directions x et y, respectivement (figure 3.5).

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

$$K_e = \frac{A_e}{A_{cc}} \tag{3.11}$$

où A_e : Surface du béton confiné efficace.

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

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

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

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

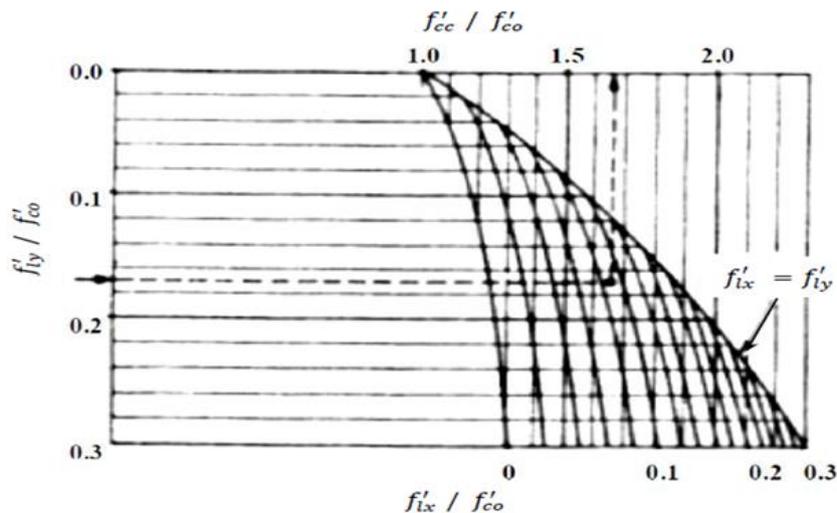


Figure 3.4 : Détermination de la résistance de confinement à partir des contraintes latérales de confinement pour des sections rectangulaires [226]

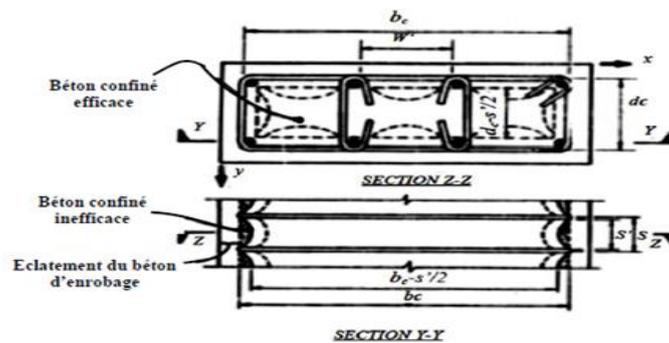


Figure 3.5 : Béton de confinement efficace pour un ferrailage transversal rectangulaire (Mander [226])

3.2.3. Loi de comportement de l'acier

L'acier, travaillant aussi bien en traction qu'en compression, est représenté sur la figure 3.1  ;

La loi contrainte-déformation de l'acier sous chargement monotone présente successivement des parties élastiques, plastiques et écrouissage. La courbe de la figure 3.6 montre l'allure du comportement de deux types d'acier soumis à un essai de traction ou en compression.

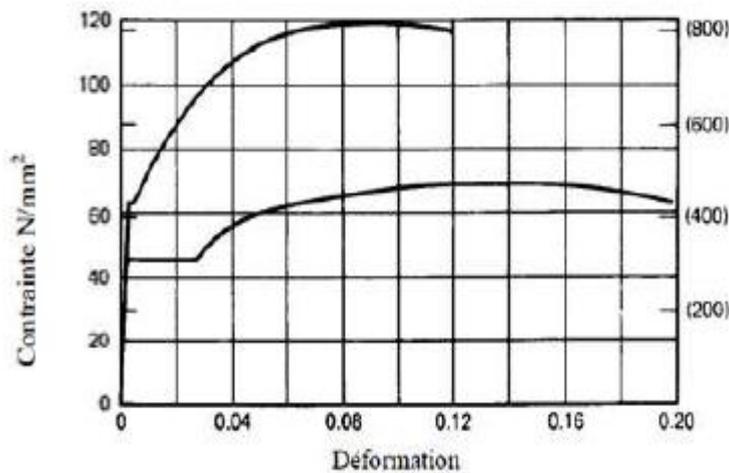


Figure 3.6 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier en traction ou compression [228]

Ce diagramme se scinde en deux ou trois parties distinctes : 1) la partie élastique linéaire, caractérisée par le module d'élasticité de Young (E) et par la limite d'écoulement aussi appelée limite d'élasticité (f_y) ; 2) la partie plastique quasiment horizontale, située à un niveau de contrainte équivalent à celui de la limite élastique. Tous les aciers n'ont pas cette particularité ; 3) la partie de raffermissement (d'écrouissage) caractérisée par une augmentation de la contrainte jusqu'au maximum. Au maximum de la contrainte, on observe l'apparition de la striction qui s'accompagne d'une diminution de la contrainte jusqu'à l'obtention de la rupture. Nous présentons ci-dessous le modèle de Park [228] pour l'acier utilisé dans cette étude.

3.2.3.1. Loi de comportement de Park pour l'acier

Le modèle de Park [228] pour l'acier est utilisé dans cette étude. Sa loi de comportement contrainte – déformation est illustrée à la figure 3.7.

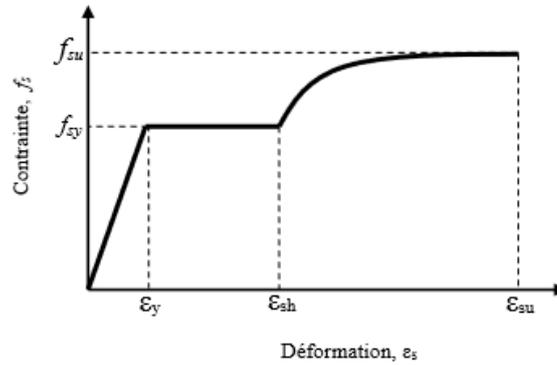


Figure 3.7 : Diagramme contrainte- déformation de l'acier pour la loi de Park [228].

Où

ϵ_y : Déformation limitée élastique de l'acier.

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

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

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

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

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

Les équations définissant les relations, contrainte-déformation, de la loi de comportement de l'acier, sont données comme suit (3.13):

$$\begin{cases} \epsilon_s \leq \epsilon_y & f_s = E_s \epsilon_s \\ \epsilon_y < \epsilon_s \leq \epsilon_{sh} & f_s = f_{sy} \\ \epsilon_{sh} < \epsilon_s \leq \epsilon_{su} & f_s = f_{sy} [(m(\epsilon_s - \epsilon_{sh}) + 2/60(\epsilon_s - \epsilon_{sh}) + 2) + ((\epsilon_s - \epsilon_{sh})(60 - m)/2(30r + 1)^2)] \end{cases}$$

Avec :

$$m = \frac{\left[\left(\frac{f_{su}}{f_{sy}} \right) (30r+1)^2 + 60r - 1 \right]}{15r^2} \quad (3.14)$$

$$r = \epsilon_{su} - \epsilon_{sh} \quad (3.15)$$

Cette loi de Park [228] est utilisée aussi bien pour l'acier tendu que pour l'acier comprimé.

3.3. Modélisation non linéaire des éléments de l'ossature nue

La modélisation non linéaire des portiques en béton armé est effectuée à l'aide du logiciel SAP2000/v.19 [229]. Les poutres et poteaux du portique en béton armé sont caractérisés par des lois de comportement non linéaires en flexion ; le comportement en cisaillement est supposé linéaire : pas de plastification par cisaillement [230].

Les Poteaux et les Poutres sont modélisés par des éléments de type poutre scindé en trois éléments finis (figure 3.8). Le premier élément est situé au milieu suit une loi élastique caractérisée par une rigidité de flexion EI constante, les deux autres situés aux extrémités se comportent comme des rotules plastiques en suivant une loi rigide plastique caractérisée par une rigidité de flexion αEI , α étant un coefficient qui tient compte de la diminution de la rigidité due à la fissuration [224]. Les valeurs de rigidité conseillées par l'ATC 40 [183] et le FEMA 356 [174] sont données dans le (Tableau 3.1) ci-dessous.

| Rigidité de flexion | Élément fini élastique ($kN.m^2$) | Élément fini plastique ($kN.m^2$) |
|---------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|
| Poutre | EIb | $0.5EIb$ |
| Poteau | EIc | $0.7EIc$ |

Tableau 3.1: Rigidité de flexion utilisée pour modéliser les éléments structuraux [183] et [231]

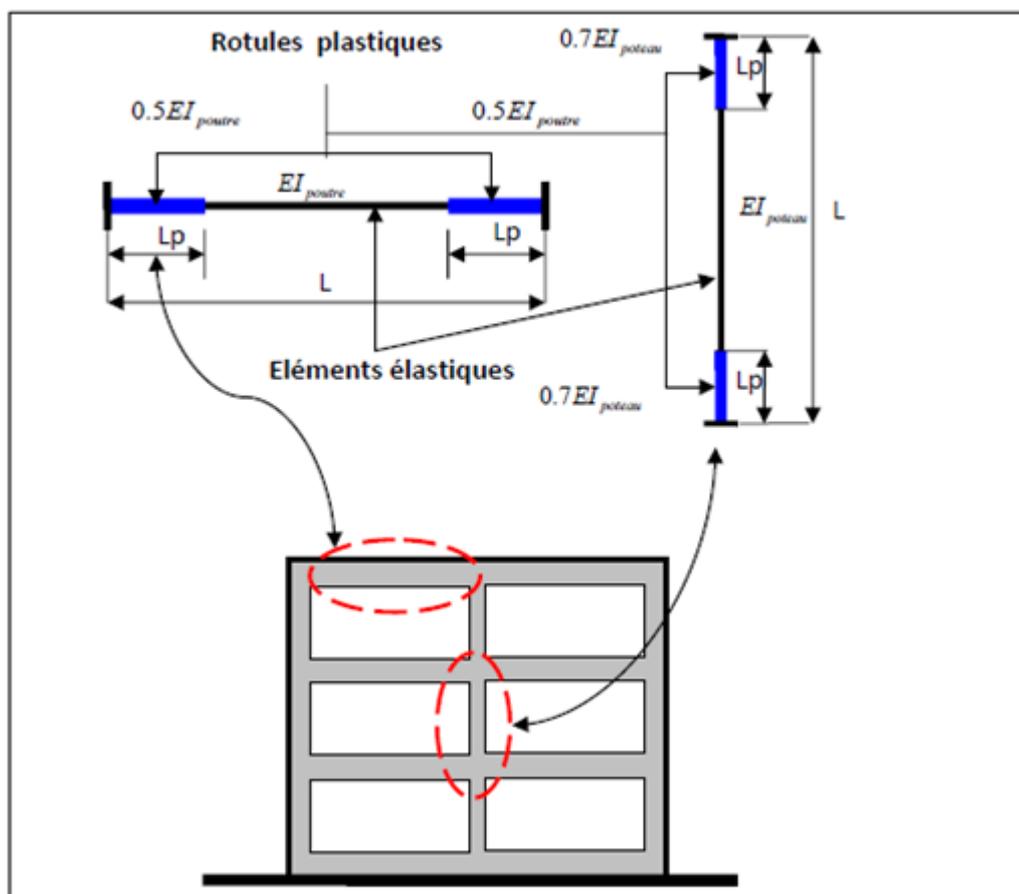


Figure 3.8 : Modélisation des éléments structuraux pour l'analyse pushover [224]

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

Le diagramme moment – Rotation associé à la plastification par flexion pour les poutres et poteaux est présenté à la figure 3.9.

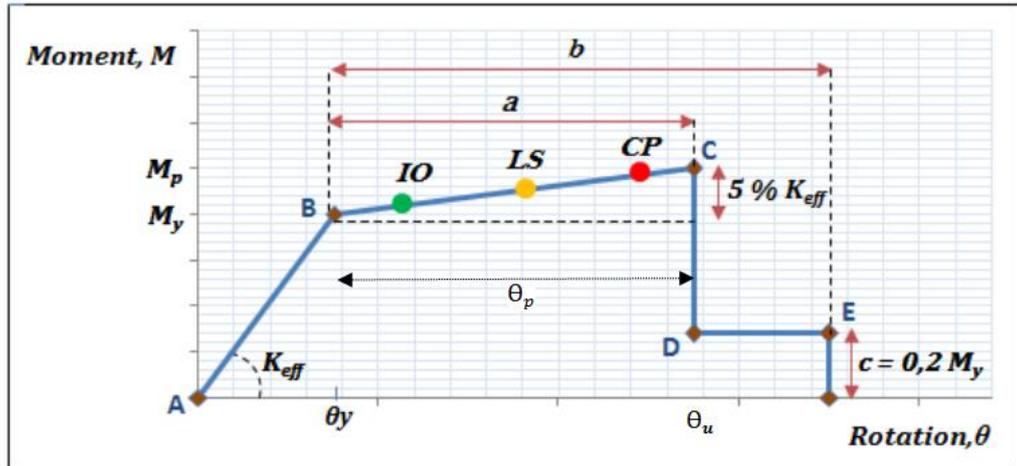


Figure 3.9 : Diagramme moment-rotation associé à la rotule plastique de flexion pour les poutres et les poteaux [192]

Les paramètres a et b représentent les valeurs de rotation plastique et c celui de la résistance résiduelle (en flexion) des éléments d'ossatures (poteau et de la poutre). Les paramètres a , b et c ainsi que les critères d'acceptation IO, LS et CP sont donnés par le code FEMA 273[192].

Les paramètres présentés sur la figure 3.9 θ_p sont définis comme suit :

M_y : moment élastique limite de la section de béton armé de la poutre, et est donné par la relation suivante [136](voir figure 3.10):

$$M_y = 0.5 f'_c B K d \left[\frac{k d}{3} - d' \right] + f_c B d (d - d') \rho \quad (3.16)$$

Où, dans notre cas : $f'_c = f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et $f_y = 400 \text{ MPa}$

et ρ 'sont respectivement les pourcentages des armatures longitudinales tendues et comprimées,

k est le facteur de la hauteur de l'axe neutre correspondant à l'état élastique limite, et est donné par la formule suivante [174]:

$$k = \sqrt{(\rho + \rho')^2 \eta_{sc}^2 + 2 \left(\rho + \rho' \frac{d'}{d} \right) \eta_{sc} + (\rho + \rho') \eta_{sc}} \quad (3.17)$$

Formule dans laquelle $\eta_{sc} = \frac{E_s}{E_c}$, ou E_s et E_c sont respectivement les modules d'élasticité du béton et de l'acier, avec $E_{acier} = E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$

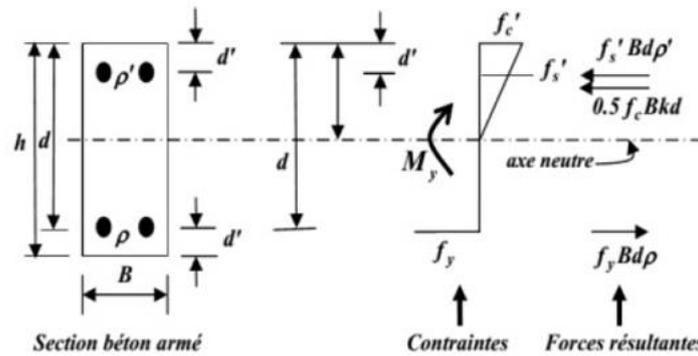


Figure 3.10 : Section doublement armé à son état élastique limite.[121]

Les valeurs des moments élastiques limites des poteaux, \mathbf{M}_y , sont calculés par le programme SAP200 [229] en tenant compte de l'interaction moment de flexion (M)– effort normal (N). Notons que pour chaque poteau, la loi Moment – Courbure est établie en considérant un effort normal de compression constant, lequel est pris égal à la somme des charges permanentes (G) plus 20% des charges d'exploitation (Q): $G+0.2Q$ selon le RPA 99/Version 2003 [168].

θ_y : rotation élastique limite de la section en béton armé de la poutre. Elle est calculée sur la base d'une hypothèse utilisée par Saidi et Sozen[210]. Dans cette hypothèse, le moment est supposé avoir une variation linéaire le long de la poutre avec un point d'inflexion à la mi-longueur de cette dernière. θ_y est donnée par la formule suivante :

$$\theta_y = \frac{M_y L}{E_c I_g} = \Phi_y \frac{L}{6} \quad (3.18)$$

Où L est la longueur de la poutre et $\Phi_y = \frac{M_y}{E_c I_g}$ est la courbure élastique limite correspondant au début de plastification des aciers.

\mathbf{M}_p : moment plastique (moment résistant) de la section de béton armé de la poutre ou du poteau. En prenant en compte la portion de la partie plastique avec écrouissage du diagramme moment rotation, il est calculé par la formule suivante, en référence à la figure 3.9 et en tenant compte de la diminution de la rigidité due à la fissuration.

$$M_p = M_y + 0.25 M_y = 1.25 M_y \quad (3.19)$$

Pour le poteau, le moment plastique de la section de béton armé est calculé par la formule suivante :

$$M_p = M_y + 0.35 M_y = 1.35 M_y \quad (3.20)$$

La rotation ultime θ_u de la section de béton armé est calculée en utilisant l'équation suivante (voir figure 3.9) :

$$\theta_u = \theta_y + \theta_p \quad (3.21)$$

θ_p : Rotation plastique de la section en béton armé, calculée en utilisant l'équation proposée par l'AtC40 [183] et comme illustre à la figure 3.11:

$$\theta_p = (\Phi_u - \Phi_y) L_p \quad (3.22)$$

Φ_u : Courbure ultime correspondant à la ruine de la section en béton armé, soit par traction des aciers tendus ou par écrasement du béton comprimé ;

L_p : Longueur de la rotule plastique. Dans notre étude on adopte celle proposée par l'AtC40 [183]

$$L_p = 0.5 h \quad (3.23)$$

Où h : Hauteur de la section de l'élément poutre ou poteau.

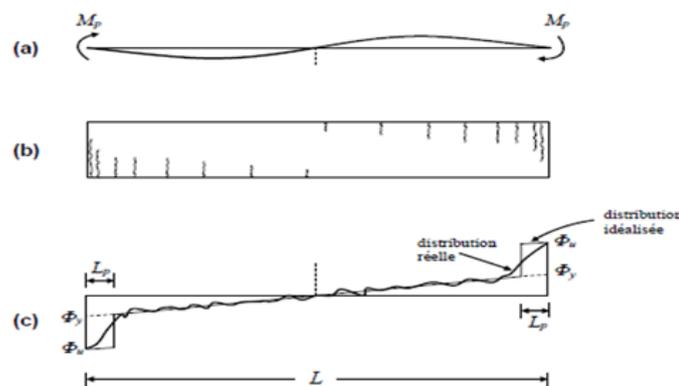


Figure 3.11 : Distribution réelle et idéalisée des courbures dans le domaine inélastique, pour une poutre soumise à l'action sismique [232]

M_c : moment plastique résiduel de la section de béton armé de la poutre. Il est calculé par la formule suivante, en référence à la figure 3.9.

$$M_D = M_E = 0.2 M_y \quad (3.24)$$

Notons que pour chaque poteau, la loi Moment – Courbure est établie en considérant un effort normal de compression constant, lequel est pris égal à la somme des charges permanentes (G) plus 20% des charges d'exploitation (Q): $G+0.2Q$ selon le RPA 99/Version 2003 [168].

3.3.1 Modélisation numérique des éléments de l'ossature nue

Pour effectuer l'analyse par poussée progressive avec SAP2000, les poutres et les colonnes ont été modélisées avec des rotules plastiques concentrées aux niveaux de leurs extrémités respectives. Les poutres possèdent des rotules de moment de flexion (M3) en supposant qu'il n'y a pas de plastification par cisaillement (V2), alors que les colonnes ont des rotules de force axiale et de moment bi-axial (PMM) en ignorant les rotules de cisaillement dans les deux directions (V2 et V3). La courbe d'interaction moment fléchissant-effort normal utilisée est établie à l'aide du logiciel SAP2000 [229]. La relation moment-rotation normalisée pour la rotule plastique contrôlée par flexion est donnée par ATC-40 et FEMA 356 et est présentée à la figure 3.9. D'après la littérature scientifique, il existe des variations d'environ 5% dans les résultats obtenus à partir des propriétés de la rotule par défaut et celles définies par l'utilisateur qui nécessite une analyse de moment-courbure des éléments de poutre et de colonne [233]. **C'est pourquoi des propriétés de rotule définies par défaut sont adoptées dans cette étude.**

3.3.2. Loi de comportement cyclique non linéaire des éléments de l'ossature

Afin de représenter le comportement cyclique non linéaire des éléments structuraux poutres et poteaux de la structure en portique sous sollicitations sismiques, nous utilisons un modèle hystérétique : le modèle de Takeda [234]. Ce modèle à un degré de liberté convient particulièrement à la modélisation du béton armé. Il a été proposé par Takeda et a depuis été adopté par de nombreux auteurs. La loi hystérétique de la relation moment-rotation du modèle de Takeda implémentée dans le logiciel SAP2000/version 19 est montrée à la figure 3.12.

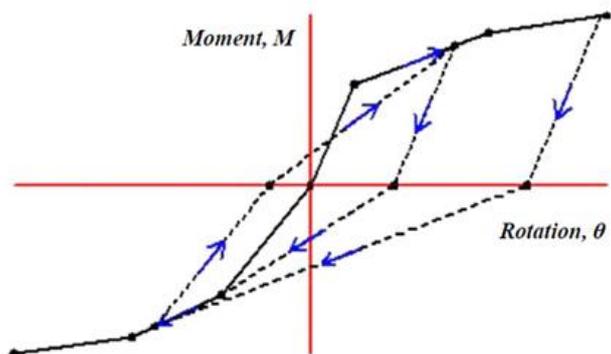


Figure 3.12 : Loi $M-\Theta$ hystérétique du modèle Takeda [234]

3.4. Modélisation du mur de remplissage en maçonnerie

3.4.1. Modes de ruines adoptés

Sur les cinq modes de rupture du remplissage en maçonnerie, seuls les modes CC, DK et SS seront pris en compte pour l'analyse de l'influence du mur de remplissage sur le comportement sismique des structures. Ces modes de rupture ne sont applicables que pour les parois de remplissage sans aucune ouverture..

3.4.2. Modèle de bielle comprimée équivalente adopté

Le modèle de bielle équivalente adoptée dans notre étude est celui de Mainstone (1974) [77] qui est également adoptée dans les documents FEMA-306 (Federal Emergency Management Agency, USA) [78] conçus pour la réhabilitation sismique des bâtiments. C'est un modèle à une seule bielle concentrique, comme s'est indiqué dans la figure 1.35.

3.4.3. Largeur de la bielle diagonale comprimée équivalente

La largeur de la bielle diagonale équivalente, selon le modèle de Mainstone est donnée par l'équation (1.6) du premier chapitre :

$$w = 0.175 r_{inf} (\lambda_h h_{col})^{-0.4}$$

3.4.4. La résistance ultime du mur de remplissage

La résistance ultime du mur de remplissage (R_{bielle}), qui correspond à la lettre B sur la figure 3.14 ci-dessous, est calculée selon l'équation (1.66).

3.4.5. Modélisation numérique des murs de remplissage en maçonnerie

Dans les analyses effectuées avec Sap2000.V19, le comportement non-linéaire de la maçonnerie est représenté par une relation force- déplacement définie par le code FEMA 273 [135] et est représentée à la figure 3.14. Le niveau Immediate Occupancy (IO) est atteint lorsque des fissurations visibles apparaissent dans les panneaux. Le niveau Life Safety (LS) est atteint lorsque la maçonnerie est fortement fissurée, et qu'il y a un risque pour le panneau, ou bien pour une portion de celui-ci, de tomber hors du cadre et le niveau Collapse Prevention (CP) correspond à l'effondrement total du mur de maçonnerie.

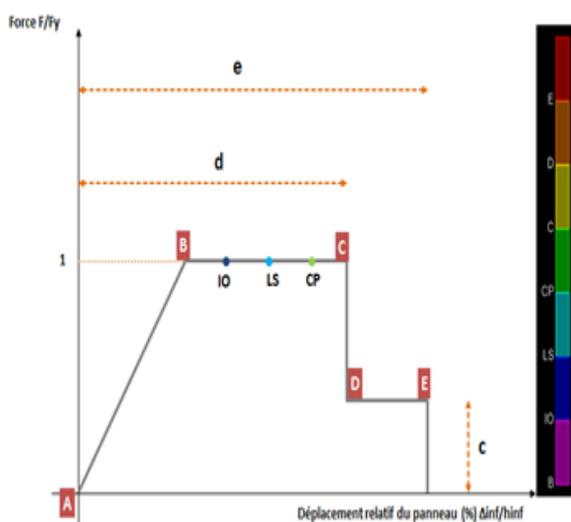


Figure 3.14: Loi Force-déplacement Pour la maçonnerie

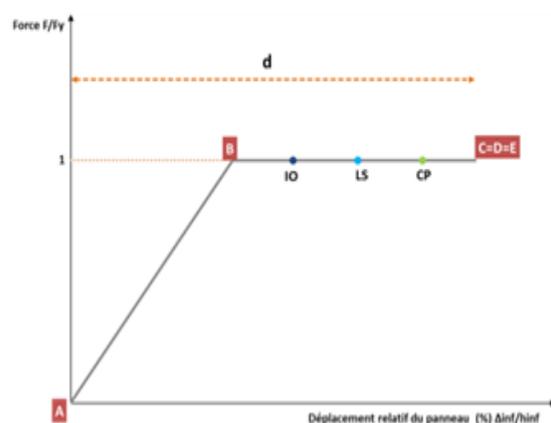


Figure 3.15: Rotule plastique de compression

Les paramètres c et e (figure 3.14) ne sont pas disponibles dans le tableau 7-7 du Fema 273 (tableau 3.2) ci-dessous. Le comportement sera bilinéaire. La figure 3.15 exprime le fait que lorsque la maçonnerie atteint un déplacement relatif égal à d (%), elle est considérée comme étant complètement ruinée, et n'offre plus de résistance. Notons que pour affiner le suivi et la compréhension du comportement plastique de la bielle, nous avons pris la liberté de définir les niveaux de performances IO et CP (situés arbitrairement de part et d'autre du niveau LS), bien qu'ils ne soient pas disponibles dans le tableau 7-7.

Table 7-7 Nonlinear Static Procedure—Simplified Force-Deflection Relations for Masonry Infill Panels

| $\beta = \frac{V_{fre}}{V_{ine}}$ | $\frac{L_{inf}}{h_{mf}}$ | c | d % | e % | Acceptance Criteria | |
|-----------------------------------|--------------------------|------|----------|----------|---------------------|---------|
| | | | | | LS % | CP % |
| $0.3 \leq \beta < 0.7$ | 0.5 | n.a. | 0.5 | n.a. | 0.4 | n.a. |
| | 1.0 | n.a. | 0.4 | n.a. | 0.3 | n.a. |
| | 2.0 | n.a. | 0.3 | n.a. | 0.2 | n.a. |
| $0.7 \leq \beta < 1.3$ | 0.5 | n.a. | 1.0 | n.a. | 0.8 | n.a. |
| | 1.0 | n.a. | 0.8 | n.a. | 0.6 | n.a. |
| | 2.0 | n.a. | 0.6 | n.a. | 0.4 | n.a. |
| $\beta \geq 1.3$ | 0.5 | n.a. | 1.5 | n.a. | 1.1 | n.a. |
| | 1.0 | n.a. | 1.2 | n.a. | 0.9 | n.a. |
| | 2.0 | n.a. | 0.9 | n.a. | 0.7 | n.a. |

Note: Interpolation is permitted between table values.

Tableau 3.2 : Relations Force-déformation simplifiées pour les panneaux de remplissage en maçonnerie-Procédure statique non linéaire (Tableau 7-7 du Fema 273)

Le paramètre, d , figurant dans le tableau 7-7 du code FEMA 273, est exprimé en %, et dépend du rapport L_{inf} / h_{mf} (figure 3.16), ainsi que le rapport $\beta = V_{fre} / V_{inf}$.

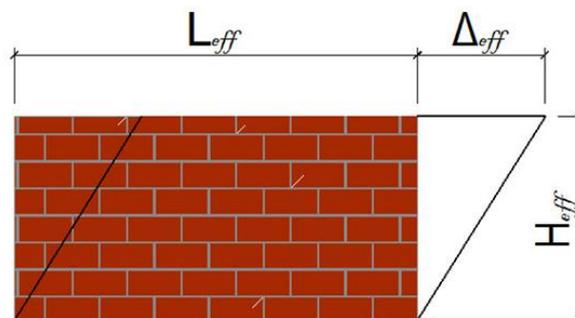


Figure 3.16 : Définition du déplacement relatif $\frac{\Delta_{eff}}{h_{eff}}$ [121]

Où :

V_{fre} : est la résistance au cisaillement du cadre nu qui représente la résistance à l'effort tranchant de la section béton armé des deux poteaux encadrant le mur. Soit 2 x la résistance au cisaillement de la section béton armé donnée par la formule suivante [136] :

$$V_{fre} = 2(V_S + V_C) \quad (3.25)$$

Avec V_S : Résistance à l'effort tranchant des armatures transversales, elle est donnée par la formule suivante :

$$V_S = \frac{A_t f_y d}{S_t} \quad (3.26)$$

A_t : Section des armatures transversales, S_t : Espacement des cadres, d : Distance de la fibre la plus comprimée du béton au centre de gravité des armatures tendues et V_C : Résistance à l'effort tranchant de la section de béton du poteau, elle est donnée par la relation suivante (ACI-318):

$$V_C = \left(1 + \frac{N}{14 A_g}\right) \frac{\sqrt{f_c'}}{6} b d \quad (3.27)$$

Avec : $f'_c = f'_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ et $f_y = 400 \text{ MPa}$

N : effort normal sous $G+0.2Q$ (G : charge permanente, Q : charge d'exploitation).

b = largeur de la section de béton. d =hauteur utile de la section de béton ;

V_{inf} ou $R_{cisaillement}$: est la résistance au cisaillement du panneau de remplissage calculée par l'équation 1.42.

La figure 3.17 ci-dessous résume les attributions des rotules plastiques aux différents éléments du cadre en béton armé, y compris le mur de remplissage en maçonnerie.

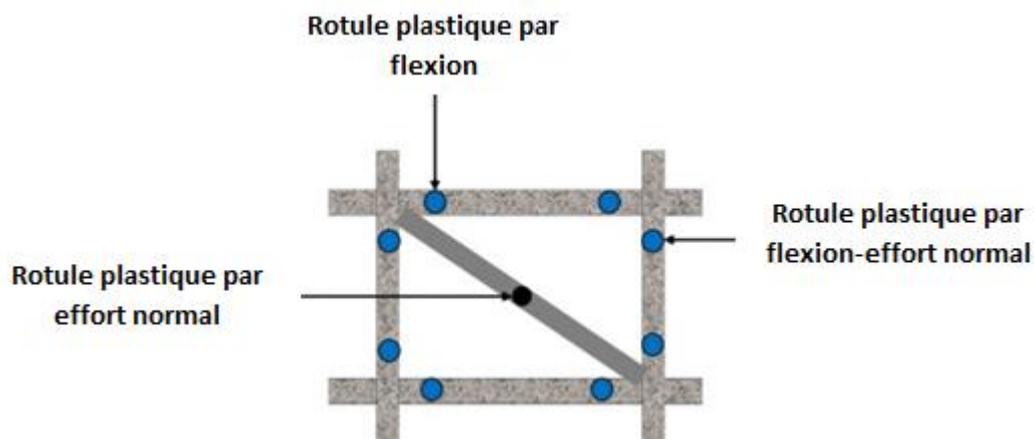
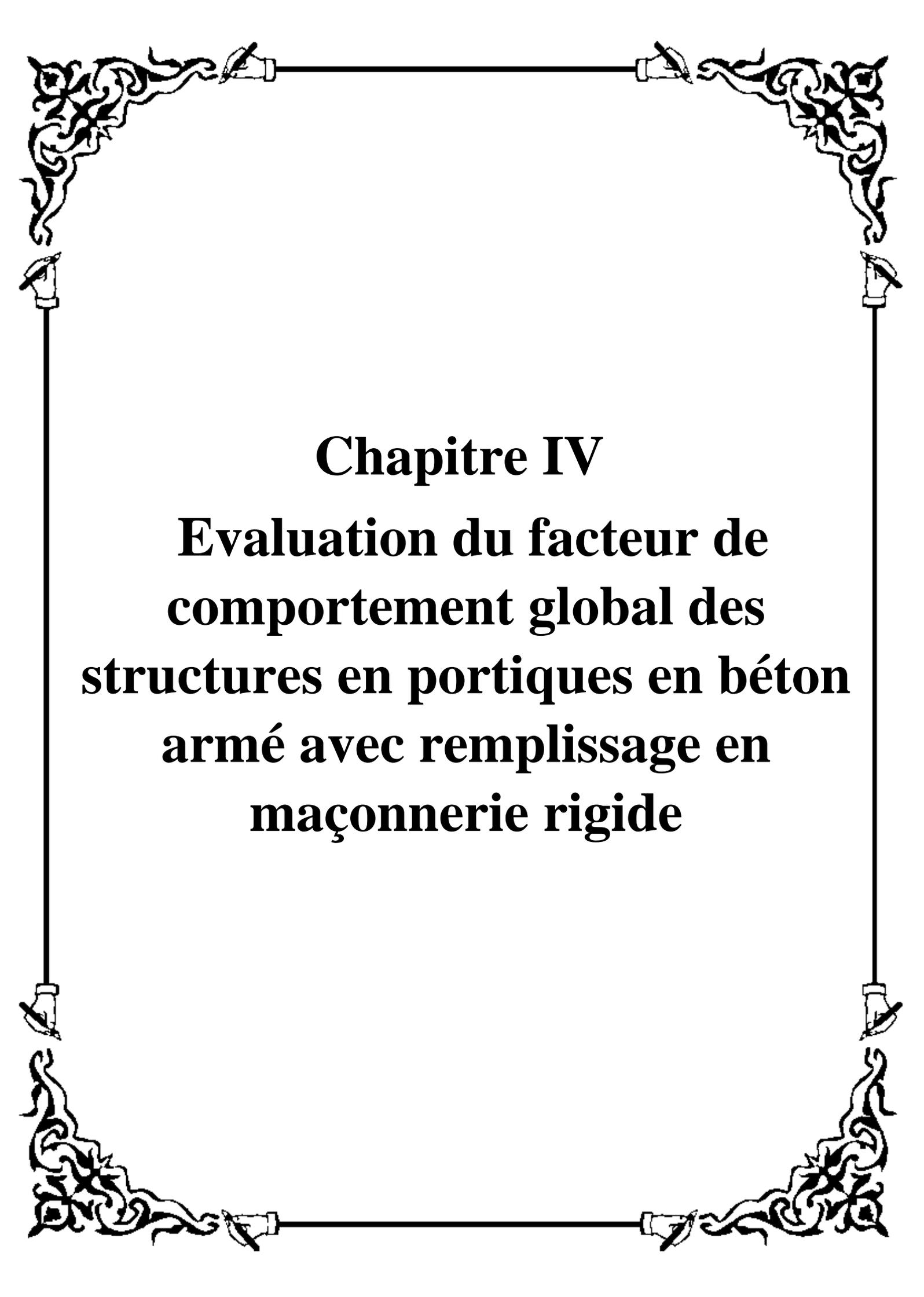


Figure 3.17 : Attribution des rotules plastiques aux différents éléments du cadre, adapté de [121]



Chapitre IV

Evaluation du facteur de comportement global des structures en portiques en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide

4.1. Introduction

Les exigences de conception pour les charges latérales, comme le vent ou les tremblements de terre, sont intrinsèquement différentes de celles pour les charges gravitaires. Les charges sismiques, appliquées horizontalement peuvent atteindre 30% à 40% du poids de la structure. Si les concepts de conception élastique normalement employés pour les charges gravitaires sont utilisés pour les charges sismiques, le résultat sera sous la forme de structures extrêmement lourdes et coûteuses. Par conséquent, la conception sismique utilise les concepts de dommages contrôlés et de prévention de l'effondrement. Dans le génie parasismique, l'objectif est d'avoir un contrôle sur le type, l'emplacement et l'étendue des dommages.

Pour permettre un dimensionnement économique, les recommandations dans les codes et règlement parasismiques pour le calcul sismique de structures prennent en compte le comportement ductile et hystérétique de ces dernières [177].

Les procédures de conception sismique classiques adoptent des critères de conception basés sur la force plutôt que sur le déplacement. Le concept de base de ce dernier est de concevoir la structure pour un déplacement cible plutôt qu'un niveau de force. Par conséquent, la déformation, qui est la principale cause des dommages et de l'effondrement des structures soumises aux tremblements de terre, peut être contrôlée pendant la conception. Néanmoins, le concept traditionnel de réduction des forces sismiques utilisant un seul facteur de réduction, pour arriver au niveau de la force de conception, est encore largement utilisé. Cela est dû à la performance satisfaisante des bâtiments conçus pour les codes modernes en tests grandeur nature et lors des séismes récents.

La philosophie de conception sismique actuelle pour les bâtiments, telle qu'énoncée dans différents codes et directives, comme ASCE7 [220], Eurocode 8 [58] et IS 1893 [235], suppose une réponse non linéaire des composants et éléments sélectionnés lorsqu'ils sont soumis à un tremblement de terre de niveau d'intensité de dimensionnement. Cependant, ces codes et directives n'intègrent pas explicitement la réponse inélastique d'une structure dans la méthodologie de conception. Ces conceptions sont généralement basées sur l'utilisation de procédures d'analyse basées sur la force élastique plutôt que sur des méthodes basées sur le déplacement [236].

Les codes parasismiques offrent la possibilité d'utiliser une analyse élastique linéaire approchée, c'est à dire une analyse simple, qui peut prendre différentes formes, analyse modale spectrale au départ d'un spectre de réponse élastique ou même une analyse statique équivalente en réduisant les forces sismiques obtenues afin de tenir compte de la dissipation hystérétique d'énergie de la structure réelle soumise à l'action sismique considérée [177]. La méthode de la force latérale statique équivalente, qui a été utilisée dès les premiers jours de la conception sismique d'ingénierie, est toujours la méthode la plus préférable pour un ingénieur de conception structurelle, car elle est conceptuellement simple et moins exigeante du point de vue informatique [236]. En effet, l'utilisation d'une méthode de calcul dynamique non linéaire exige d'effectuer l'intégration numérique, pas à

pas dans le temps, d'un système matriciel complexe par suite des non linéarités matérielles et géométriques, et ce type de calcul peut être difficile à effectuer en pratique de bureau d'étude, pour plusieurs raisons [230]: indisponibilité des accélérogrammes, indisponibilités des lois de comportement des matériaux constitutifs et des éléments structuraux, complexité de la structure, temps de calcul donc coût.

Dans cette approche, le cisaillement à la base de calcul (V_d) est obtenu en divisant la demande élastique de cisaillement de base (V_e), obtenue par une analyse élastique considérant le spectre de réponse de pseudo-accélération élastique (pour 5% d'amortissement, S_a), par un « facteur de comportement » R de la structure qui tient compte des capacités dissipatives de la structure.

$$V_d = \frac{V_e}{R} = \frac{S_a(T, \xi = 5\%)}{g R} M g = \frac{S_a(T)}{R} W \quad (4.1)$$

Où W est le poids de la structure soumis au séisme. R est appelé «facteur de réduction de la réponse» et/ou «coefficient de modification de la réponse» dans ASCE7. En Eurocode8 (EC8), le même facteur est appelé le «facteur de comportement».

Cette réduction est schématisée à la figure 4.1 où l'accélération spectrale de projet normalisée (par rapport à l'accélération de la pesanteur g) est désignée par $S_a(T)$, T étant la période propre fondamentale de vibration de la structure.

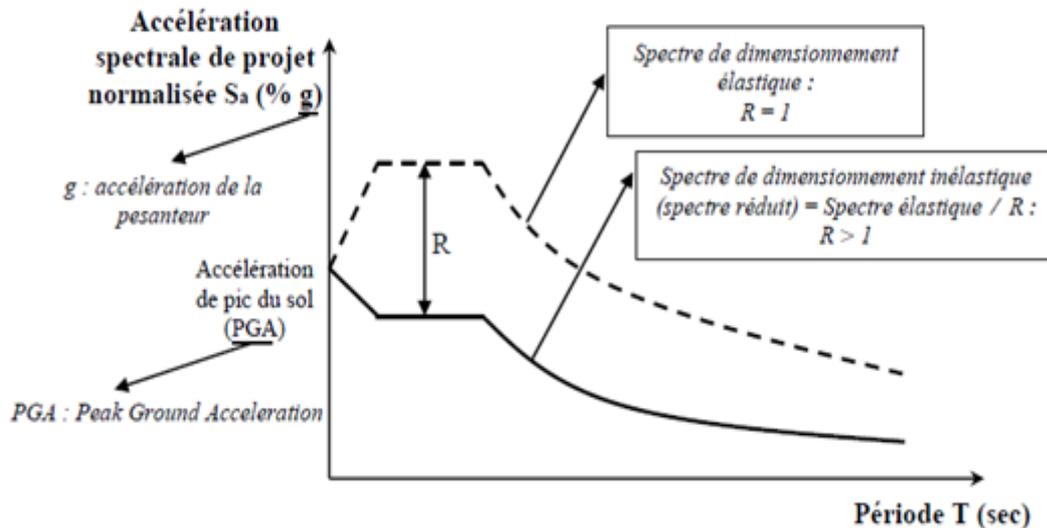


Figure 4.1 : Schématisation d'un spectre de dimensionnement selon les codes parasismiques existants [230]

Lors d'un calcul sismique d'une structure, la valeur à attribuer au facteur R , dépend de la capacité de celle-ci à dissiper de l'énergie sismique par déformations plastiques. $R=1$, veut dire que la structure est considérée non dissipative ; celle-ci est alors dimensionnée de manière à avoir un comportement purement élastique lors d'un tremblement de terre qui lui induirait des sollicitations similaires à celles de l'action sismique de projet, pour laquelle

elle a été dimensionnée. Dans le cas contraire, pour une structure dissipative, on prend une valeur de R supérieure à 1. Cette valeur est d'autant plus élevée que la structure est plus dissipative. Pour fixer les idées, les valeurs de R considérées dans les codes parasismiques sont comprises entre 1 et 8 [177].

Bien que l'actualisation du code parasismique algérien RPA99/Version2003 après le séisme de Boumerdès (2003) ait été consacrée essentiellement à la révision du zonage sismique ainsi qu'aux valeurs du coefficient d'accélération de zone, A , qui s'y rattachent ; le facteur de comportement, R , n'a pas bénéficié, cependant, de recommandations appropriées.

4.2. Méthodologie et Objectif

La littérature existante dans ce domaine ne fournit aucune base spécifique sur laquelle la valeur de 3.5 est attribuée pour les structures en portiques en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide, dans la norme algérienne. Le présent travail adopte une approche rationnelle pour déterminer ce facteur pour ce type de structures, en adaptant la méthode utilisée par **Louzaï Amar** [177] basée sur l'analyse statique non linéaire (proposée pour l'évaluation du coefficient de comportement des structures en portiques en béton armé sans prise en compte de la rigidité du remplissage) aux structures avec remplissage en maçonnerie rigide modélisé avec une seule bielle équivalente concentrique, et en considérant plusieurs formes de distributions verticales des charges sismiques, car ces dernières sont considérées comme un des aspects les plus critiquées de la méthode statique non linéaire (Pushover). L'influence du paramètre élancement de la structure sur l'évaluation de ce facteur de comportement a été considéré dans notre étude, en étudiant uniquement des modèles avec des élancements différents générés par une seule structure mère de point de point de vue dimensionnement (coffrage et ferrailage) pour éviter l'interférence d'autres paramètres parasites tels que les dimensions des éléments structuraux et la nuance des aciers utilisés.

L'objectif de la présente étude est d'obtenir le facteur de comportement de structures en portique en béton armé R pour les structures régulières en portiques en béton armé avec remplissage conçues et calculées selon les critères de dimensionnement définis dans le code RPA 99 / version 2003, en considérant des critères de ruine préalablement définis à l'aide d'une analyse statique non linéaire (analyse pushover). L'influence du paramètre élancement et la forme de distribution horizontale des charges verticales sur l'évaluation bidirectionnelle du coefficient R est également traitée pour cette catégorie de structures. Ensuite, une comparaison entre les valeurs de R évaluées dans cette étude et celles préconisées par le code RPA 99 / version 2003 est effectuée.

4.3. Composantes du facteur de comportement global, R

Le choix de la valeur du facteur de comportement R n'est pas évident, la plupart des codes réglementaires adoptent une valeur forfaitaire unique de ce facteur. En réalité, le facteur de comportement est une fonction complexe d'un grand nombre de paramètres et dont l'expression ne peut se résumer à une simple constante [237]. Divers chercheurs [238-243]

ont relevé le caractère empirique et le manque de rationalité des valeurs du facteur de comportement attribuées par les différents codes parasismiques [177].

La philosophie de la conception antisismique est qu'une structure doit résister au tremblement de terre sans s'effondrer, mais avec quelques dommages. Conformément à cette philosophie, la structure est conçue pour des forces de cisaillement beaucoup moins importantes que ce qui serait nécessaire si le bâtiment devait rester élastique lors d'une forte secousse sur un site. Afin de justifier cette réduction de forces sismiques, les codes sismiques se basent sur la réserve de résistance et la ductilité, ce qui améliore la capacité de la structure à absorber et dissiper l'énergie. Ainsi, le rôle du facteur de comportement global et les paramètres influençant son évaluation et son contrôle sont des éléments essentiels de la conception sismique selon les codes. Les valeurs attribuées au facteur de modification de la réponse (R) des codes américains (FEMA, 1997, UBC, 1997 [244]) sont censées tenir compte à la fois de la réserve de résistance et de la ductilité (ATC, 1995) [245]. Certains documents mentionnent également la redondance dans la structure en tant que paramètre distinct (ATC-19, 1995).

La méthode de Uang 1991 est adoptée dans cette recherche pour la détermination du facteur R. le facteur de réduction de la réponse (R) est exprimé en fonction de divers paramètres du système structural, tels que la sur-résistance, la ductilité, l'amortissement et la redondance [246-248], et qui sont définis sur la base des courbes de capacité obtenues à partir de l'analyse statique pushover, où les symboles sont illustrés à la figure 4.2 ci-dessous:

$$R = R_s R_\mu R_\xi R_R \quad (4.2)$$

Où R_s (noté aussi R_Ω) est le facteur de résistance de réserve de conception (sur-résistance), R_μ est le facteur de ductilité, R_ξ est le facteur d'amortissement et R_R est le facteur de redondance.

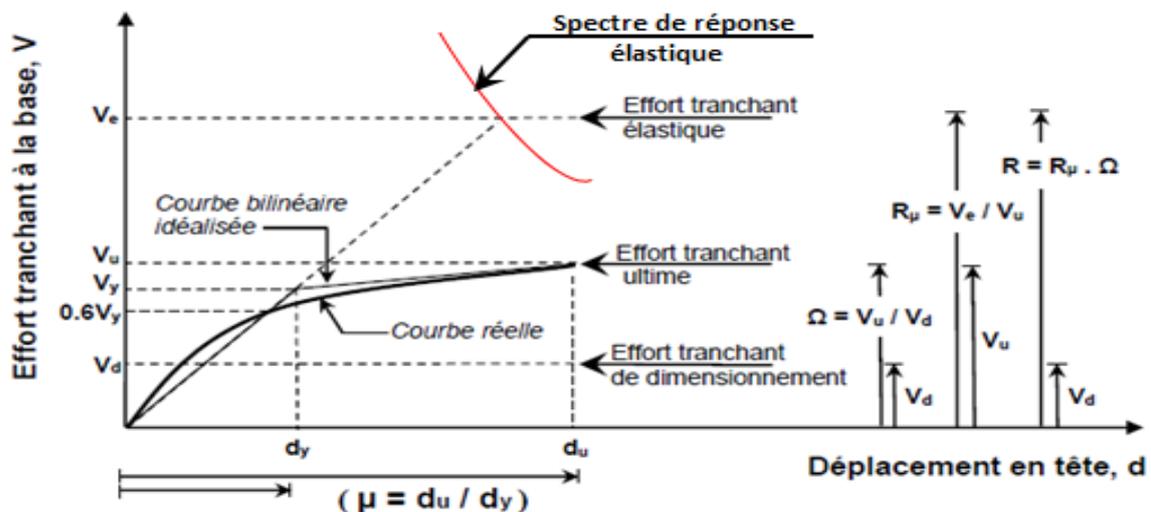


Figure 4.2 : Relations entre le facteur de comportement (R), le facteur de sur-résistance (R_Ω), le facteur de ductilité (R_μ) et la ductilité globale (μ) [177].

4.3.1. Facteur de réserve de résistance R_s

Il est démontré par divers chercheurs [242, 249-252] que les structures possèdent une capacité de résistance latérale, V_u , dépassant généralement l'effort sismique de dimensionnement V_d (figure 4.2). Cette réserve de résistance, appelée aussi sur-résistance, est l'une des caractéristiques clés qui influencent la réponse des structures soumises à l'action sismique. Le facteur de sur-résistance est obtenu en divisant l'effort tranchant à la base ultime (V_u) par l'effort tranchant à la base de dimensionnement (V_d).

$$R_s = \frac{V_u}{V_d} \quad (4.3)$$

La force d'inertie due au mouvement sismique, à laquelle commence la première plastification significative dans une structure en béton armé, peut être beaucoup plus élevée que la force de cisaillement à la base de dimensionnement prescrite en raison de nombreux facteurs tels que (1) le facteur de charge force sismique de conception; (2) la charge de gravité inférieure appliquée au moment de l'événement sismique par rapport aux charges de gravité pondérées utilisées dans la conception; (3) les facteurs de réduction de la résistance appliqués sur les propriétés des matériaux utilisés dans la conception; (4) une résistance réelle plus élevée des matériaux que la résistance spécifiée; (5) une plus grande taille des membres que nécessaire à partir de considérations de résistance; (6) plus de ferrailage que nécessaire pour la résistance; et (7) les exigences spéciales de ductilité, telles que la disposition colonne forte –poutre faible. Même après la première plastification significative dans la structure, après quoi la rigidité de la structure diminue, la structure peut prendre d'autres charges. C'est la sur-résistance structurelle qui résulte de la répartition des forces internes, de la plus grande résistance du matériau, de l'écroutissement, du surdimensionnement des éléments, des détails de ferrailage, de l'effet des éléments non structuraux et des effets de la vitesse de déformation.

4.3.2. Facteur de ductilité, R_μ

Le facteur de ductilité (R_μ) est une mesure de la réponse non linéaire globale d'un système structural en termes de capacité de déformation plastique. Il est mesuré comme le rapport du l'effort tranchant à la base ultime en considérant une réponse élastique (V_e) à l'effort tranchant à la base ultime en considérant une réponse inélastique (V_u). Les différents niveaux de cisaillement à la base utilisés pour définir ces deux composants (R_s et R_μ) sont illustrés à la figure 4.2.

$$R_\mu = \frac{V_e}{V_u} \quad (4.4)$$

Au cours des trois dernières décennies, des travaux importants ont été effectués pour établir le facteur de ductilité basé sur les systèmes SDOF soumis à différents types de mouvements du sol. Parmi ceux-ci, les travaux de Newmark et Hall [253], Riddell et Newmark [254], Vidic et al. [255], et Krawinkler et Nassar [256] sont significatifs et sont fréquemment mentionnés. Pour un examen détaillé des recherches menées dans ce domaine, le lecteur est prié de se référer à l'article de Miranda et Bertero [257].

Le facteur de réduction de ductilité (R_μ) tire parti de la capacité de dissipation d'énergie des structures adéquatement conçues et bien calculés et dépend donc essentiellement de la demande de ductilité globale, μ , de la structure (μ est le rapport entre le déplacement maximal du sommet et le déplacement élastique du sommet), son amortissement et sa période propre de vibration (T), et des caractéristiques du mouvement du sol entre autres [258].

Plusieurs approches pour le calcul du facteur R_μ existent dans la littérature. Dans cette étude, les formulations de Newmark et Hall [253], de Krawinkler et Nasser [256], de Fajfar [259] et de Priestley [260] sont utilisées pour le calcul du facteur de réduction R_μ .

4.3.2.1. Méthode de Newmark et Hall

Newmark et Hall (1973, 1982) ont fait la première tentative de relier R_μ avec μ pour un système à un seul degré de liberté (SDOF) avec une courbe de résistance élastique-parfaitement plastique (EPP). Ils ont conclu que les structures obéissaient à trois principes :

- **principe d'égalité des forces** : pour une structure ayant une période naturelle inférieure à 0,2 seconde (structures à période courte), la ductilité n'aide pas à réduire la réponse de la structure. Le *principe d'égalité des forces*, est valide pour les systèmes de période de vibration T appartenant à cette plage de périodes ; dans ce cas, le facteur de ductilité R_μ est égal à l'unité (figure 4.3) :

$$R_\mu = 1 \text{ pour } T < 0.2s \quad (4.5)$$

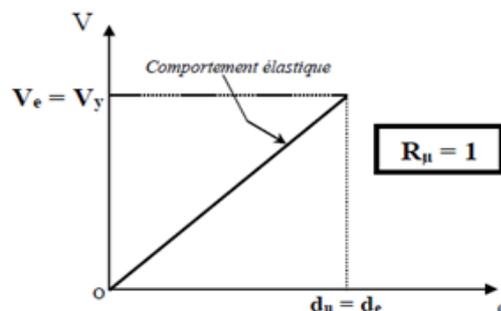


Figure 4.3: Schématisation du principe d'égalité des forces des oscillations simples [177]

- **principe d'égalité des énergies** : pour les structures de période modérée, correspondant à la région 'accélération du spectre de réponse élastique $T = 0,2$ à $0,5$ sec, l'énergie qui peut être emmagasinée par le système élastique au déplacement maximal est la même que celle stockée par un système inélastique. Dans cette gamme de période (oscillateurs assez rigides), le *principe d'égalité des énergies dissipées* est valide: aire (OCG) = aire (OBEF), (figure 4.4), dans ce cas, le facteur de ductilité R_μ est égal :

$$R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} \text{ pour } 0.2s < T < 0.5s \quad (4.6)$$

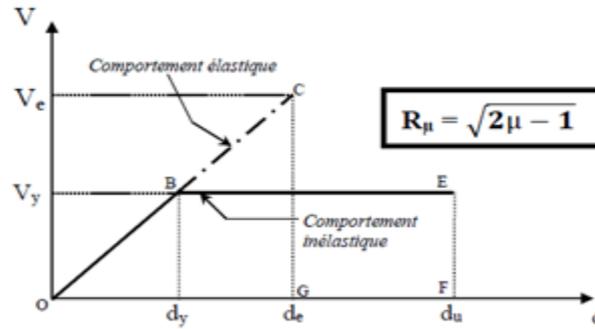


Figure 4.4 : Schématisation du principe d'égalité des énergies dissipées par des oscillateurs simples [177]

- principe d'égalité des déplacements maximums:** Pour les structures ayant des périodes relativement longues ($T > 0.5s$) du spectre de réponse élastique, Newmark et Hall (1973, 1982) ont conclu que la force d'inertie obtenue à partir d'un système élastique et la force d'inertie réduite obtenue à partir d'un système inélastique provoquent le même déplacement maximal. le *principe d'égalité des déplacements maximaux est valide*: $d_u = d_e$, dans ce cas (oscillateurs souples), le facteur de ductilité R_μ est égal à la ductilité μ (figure 4.5).

$$R_\mu = \mu \text{ pour } T > 0.5s \quad (4.7)$$

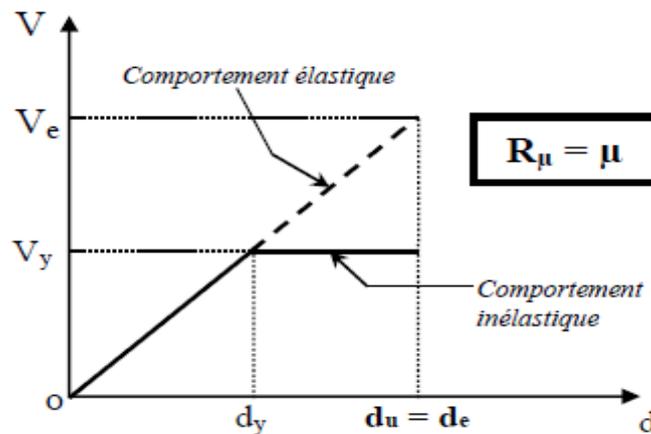


Figure 4.5 : Schématisation du principe d'égalité des déplacements des oscillateurs [177]

Les relations ci-dessus montre que R est une fonction de μ (en gardant la sur résistance comme unité ou constante) dans les trois zones de période suggérées par Newmark et Hall (1982). L'augmentation de la valeur du facteur R avec l'augmentation de la période est due à la tendance du système à présenter un comportement inélastique, ce qui signifie que le facteur R dépend de la période.

4.3.2.2. Méthode de Krawinkler et Nassar

Les relations $R-\mu-T$ développées par Krawinkler et Nassar [256] sont utilisées. Ces relations sont basées sur une étude statistique détaillée de la réponse des systèmes SDOF

inélastiques (avec un amortissement de 5%) sur des roches ou des sols rigides soumis à des accélérogrammes de forte intensité dans l'ouest des États-Unis. Selon Krawinkler et Nassar, le facteur de ductilité peut être exprimé par :

$$R\mu = [c (\mu - 1) + 1]^{1/c} \quad (4.8)$$

Où c , est une constante qui dépend de la période de vibration élastique (T) et α , qui est le paramètre de d'érouissage du système SDOF inélastique. Il est donné par :

$$c = \frac{T^a}{1+T^a} + \frac{b}{T} \quad (4.9)$$

a et b sont des paramètres de régression, basés sur α , donnés par le tableau 4.1 ci-dessous:

| Rigidité post-élastique, α en (%) | Paramètres de régression | |
|---|--------------------------|------|
| | a | b |
| 0 | 1 | 0.42 |
| 2 | 1 | 0.37 |
| 10 | 0.8 | 0.29 |

Tableau 4.1 : Valeurs des paramètres de régression a et b en fonction de la rigidité post-élastique [177]

Les valeurs $R\mu$ basées sur les Eqs. (4.8) et (4.9) sont représentées sur la figure 4.2, qui fournit directement le facteur de ductilité ($R\mu$) correspondant à une ductilité de déplacement spécifique (μ). La capacité de ductilité ($\mu = du / dy$) est obtenue à partir de la courbe pushover bilinéaire, pour les limites de déformation correspondant au niveau de performance de ruine sélectionné.

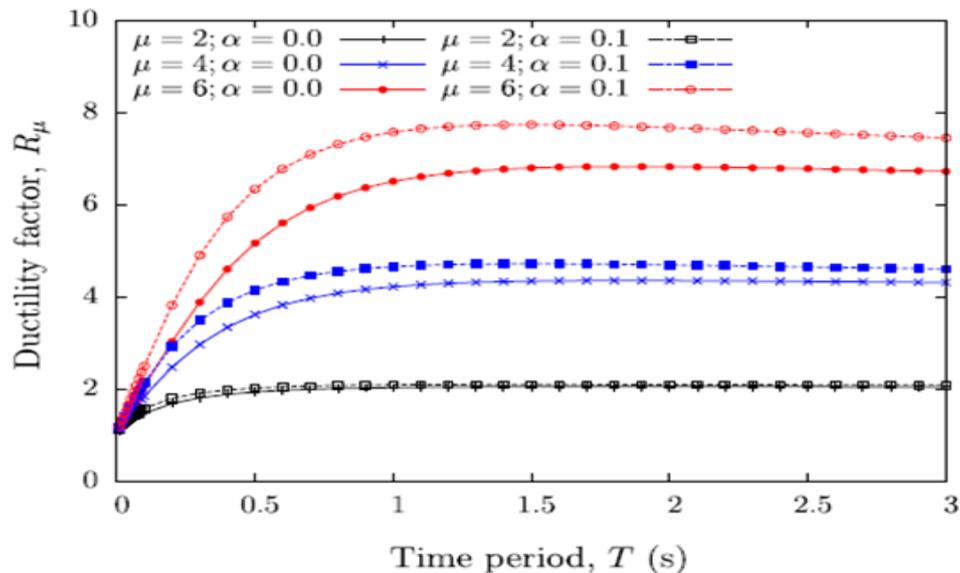


Figure 4.6 : Tracé $R-\mu-T$ pour un system SDOF inélastique [236]

4.3.2.3. Méthode de Fajfar

Le facteur de ductilité R_μ proposé par Fajfar [259] dans sa méthode N2 (N pour analyse non linéaire et 2 pour deux modèles mathématiques), prend en compte la période caractéristique spécifique au site et il est exprimé par la relation suivante:

$$\begin{cases} R_\mu = \frac{(\mu - 1)T}{T_C} + 1 & \text{pour } T < T_C \\ R_\mu = \mu & \text{pour } T \geq T_C \end{cases} \quad (4.10)$$

$$\begin{cases} R_\mu = \mu & \text{pour } T \geq T_C \end{cases} \quad (4.11)$$

avec :

T : Période propre fondamentale de vibration de la structure.

T_C : Période caractéristique du sol définie comme la période limite supérieure de la zone d'accélération constante du spectre de réponse (figure 4.7).

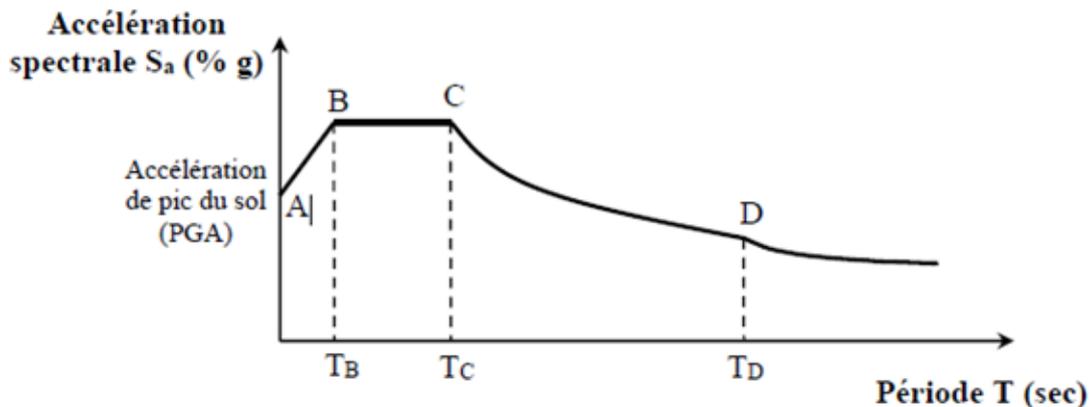


Figure 4.7 : Spectre de réponse et période limite supérieure de la zone d'accélération constante, T_C . [177]

4.3.2.4. Méthode de Priestley

Le facteur de ductilité R_μ proposé par Priestley [260] prend en compte la période caractéristique spécifique au site et il est exprimé par la relation suivante:

$$R_\mu = 1 + \frac{(\mu - 1)T}{1.5 T_C} \leq \mu \quad (4.12)$$

Avec :

T : Période propre fondamentale de vibration de la structure.

T_C : Période caractéristique du sol. Cette relation suppose l'égalité des déplacements (élastique et inélastique), $R_\mu = \mu$, quand $T > 1.5 T_C$ et l'égalité des accélérations (élastique et inélastique), $R_\mu = 1$, quand T tend vers 0.

4.3.3. Facteur d'amortissement ($R\xi$)

Le facteur d'amortissement ($R\xi$) tient compte de l'effet d'amortissement visqueux «ajouté» et s'applique principalement aux structures équipées de dispositifs de dissipation d'énergie supplémentaires. Sans de tels dispositifs, le facteur d'amortissement est généralement affecté d'une valeur égale à 1,0 et est exclu de la détermination du facteur de réduction de la réponse par des procédures de conception basées sur la force [246,248].

4.3.4. Facteur de redondance (RR)

Les systèmes structuraux BA avec plusieurs lignes de cadres résistant à la charge latérale sont généralement dans la catégorie des systèmes structuraux redondants, car chacun des cadres est conçu et calculé pour transférer les forces d'inertie induites par le séisme à la fondation. Pour ces systèmes, la charge latérale est partagée par différents cadres en fonction de la rigidité (latérale) et des caractéristiques de résistance de chaque cadre. Ensemble, les cadres alignés dans la même direction forment un système parallèle redondant, et la fiabilité du système, théoriquement, est supérieure ou égale à la fiabilité individuelle de chaque cadre. La fiabilité du système est plus élevée pour les structures avec plusieurs lignes de cadres avec des caractéristiques non corrélées, et la fiabilité du système est réduite à la fiabilité du cadre individuel lorsque les paramètres de résistance sont parfaitement corrélés. Suivant la suggestion conservatrice de ASCE7, un facteur de redondance $RR = 1.0$ est utilisé dans cette étude.

Le facteur de comportement peut être alors défini comme le produit du facteur de ductilité ($R\mu$) et le facteur de sur-résistance (Ω), et ce comme montré à la figure 4.2. Ainsi,

$$R = R_s \cdot R\mu \quad (4.13)$$

4.4. Facteur R dans les codes sismiques de divers pays

Les valeurs (R), contenues dans la plupart des codes sismiques, sont en grande partie basées sur le jugement d'ingénierie de la performance des divers matériaux et systèmes dans les séismes passés. En outre, il est difficile de comparer les valeurs (R) données dans différents codes, car elles utilisent des philosophies de conception et des facteurs de sécurité et de charge différents. La valeur (R) pour les portiques en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide est généralement inférieure à celle des portiques nus, donc la plupart des codes exigent que les portiques en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide soient conçus pour des niveaux de force supérieurs aux portiques nus correspondantes (environ 1,15 à 3,0 fois). La comparaison des facteurs de réduction de la réponse pour différents systèmes structuraux dans les codes sismiques dans de nombreuses parties du monde est présentée dans les paragraphes suivants.

4.4.1. Europe (Eurocode 8)

La procédure de conception sismique en Eurocode est une procédure de conception à un seul niveau qui réduit les demandes spectrales élastiques au niveau de résistance de conception en utilisant un facteur de réponse, appelé «facteur de comportement q» dépendant de la période, ductilité, résistance du bâtiment, système structurel et régularité de la rigidité. L'équation suivante est utilisée dans l'Eurocode pour déterminer le facteur q:

$$q = q_0 K_D K_R K_W \quad (4.14)$$

où q_0 est la valeur de base du facteur de réponse, K_D représente la classe de ductilité, K_R est un facteur reflétant l'irrégularité structurale en élévation et K_W reflète le mode de défaillance prévalant (pour les portiques, K_W est pris égale à 1). Les valeurs des facteurs ci-dessus sont indiquées dans les tableaux 4.2 à 4.4 [261].

| Type Structurel | q_0 |
|--------------------------------------|-------|
| Système en portique | 5.0 |
| Système double : Portique équivalent | 5.0 |

Tableau 4.2 : Valeur de base du facteur de réponse q_0 en eurocode8 pour les portiques en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide

| Classe de ductilité | K_D |
|---------------------|-------|
| DC"H" | 1.0 |
| DC"M" | 0.75 |
| DC"L" | 0.5 |

Tableau 4.3 : Valeurs de K_D représentant la classe de ductilité dans l'Eurocode8

| Régularité en élévation | K_R |
|---------------------------|-------|
| Structures régulières | 1.0 |
| Structures non régulières | 0.8 |

Tableau 4.4 : Valeurs de K_R reflétant l'irrégularité structurale en élévation dans EC8

Pour les portiques en béton armé avec remplissage en maçonnerie en contact avec le cadre, l'eurocode8 propose une valeur constante valant deux (2.0) [262]. Une formulation plus complexe de ce facteur q a également été conçue en incorporant la période de la structure. La présentation de cette formulation sort du cadre de cette thèse.

4.4.2. Japon

La loi japonaise sur les normes de construction (BSL) [263] comprend une procédure à deux phases ou à deux niveaux pour la conception sismique des bâtiments (ATC-19). La conception selon la première phase suit une approche dans laquelle la conception de la force de résistance est utilisée pour les structures en béton armé. Les actions sismiques sont calculées en utilisant des forces sismiques non réduites. La conception suivant la seconde phase est une évaluation directe de la résistance et de la ductilité des structures et peut être considérée comme une vérification de leur capacité à se secouer sous un tremblement de

terre sévère. BSL utilise R dans un format différent comme cela est fait dans les codes aux Etats-Unis. Un facteur de ductilité ($1 / D_s$) équivalent au facteur R est utilisé pour tous les systèmes de construction allant de 1,8 à 4. Le BSL exige que, outre le dimensionnement des éléments pour l'état limite de service, la résistance du bâtiment soit vérifiée pour l'état limite ultime. En BSL, le facteur de réduction dû à la ductilité ($1/D_s$), pour les portiques ductiles spéciaux est égal à 4 (Voir Tableau 4-5). La structure équivalente à haute ductilité telle que spécifiée dans UBC a un facteur R de 8 qui est significativement plus élevé par rapport à BSL.

4.4.3. Mexique

Le Code du bâtiment de Mexico utilise un facteur de réduction dépendant de la période (Q') pour réduire les demandes spectrales élastiques à un niveau de résistance de conception. Les valeurs de Q' se situent entre 2,5 et 4 (tableau 4-5).

| Comparaison du facteur de comportement global | | | | |
|---|---------|--------|-------|---------|
| Système Structurel | Période | Europe | Japon | Mexique |
| Portique Auto-stable en Béton Armé | T=0.1 s | 2.3 | 3.3 | 2.5 |
| | T=1.0 s | 5 | 4 | 4 |

Tableau 4-5. Comparaison du facteur R pour les codes sismiques EC-8, Japon et Mexique

On peut considérer que la période des structures avec remplissage correspond à $T=0.1$ s

4.4.4. Égypte

Dans le chapitre 8 du code égyptien, «Charges et forces sur les systèmes structuraux et non structuraux», le facteur R défini pour la structure en béton armé est 5 ou 7 pour les portiques en béton armé, basé sur le niveau de ductilité. Ce niveau de ductilité est soit suffisant soit insuffisant, qui à son tour est basée sur les détails, le nombre et l'emplacement des rotules plastiques et le mode de défaillance (Tableau 4.6).

| Le facteur R dans le code Egyptien | | |
|------------------------------------|--------------|---|
| Système Structurel | Ductilité | R |
| Portique Auto-stable en Béton Armé | Suffisante | 7 |
| | Insuffisante | 5 |

Tableau 4.6 : Facteur R dans le code sismique Egyptien

Les structures avec remplissage en maçonnerie sont considérées comme étant non ductiles.

4.4.5. Norme Indienne IS 1893

IS 1893 [235] donne une valeur de R égale à 3,0 et 5,0 respectivement pour les portiques en béton armé ordinaires et spéciaux (OMRF et SMRF). Le SMRF doit respecter les exigences de la norme IS 13920 en matière de détails ductiles. IS 1893 ne sépare pas explicitement les composants de R en termes de ductilité et de sur-résistance. En outre, il

ne spécifie aucune réduction du facteur de réduction de la réponse en raison d'une irrégularité (verticale ou plane) dans le système en portique.

| Structural system | R |
|--|-----|
| Ordinary moment resisting frame (OMRF) | 3.0 |
| Special moment resisting frame (SMRF) | 5.0 |

Tableau 4.7 : Valeurs de R pour les structures en portiques en béton armé, selon IS1893

Les structures en portiques avec remplissage en maçonnerie sont catégorisées comme des OMRF.

4.4.6. Norme Américaine ASCE7

ASCE7 [220] classe les cadres en béton armé en trois classes de ductilité (Tableau 4.8). Il convient de noter que, bien que ce coefficient soit appliqué pour obtenir le cisaillement à la base d'une structure ou d'un système d'ossature, la conception des éléments individuels exclut les composantes de résistance et de redondance de R. Les forces de conception des éléments sont donc obtenues en multipliant la force qui correspond à la force de cisaillement à la base de conception par la sur-résistance du système (Ω_0). Aucune spécification n'existe dans IS 1893 ou EC8.

| Structural system | Response modification coefficient, R | System overstrength factor, Ω_0 |
|---------------------------|--------------------------------------|--|
| Ordinary moment frame | 3.0 | 3.0 |
| Intermediate moment frame | 5.0 | 3.0 |
| Special moment frame | 8.0 | 3.0 |

Tableau 4.8 : Valeurs de R pour les structures en portiques en béton armé, selon ASCE 7 [220]

Les structures en portiques en béton armé avec remplissage en maçonnerie font partie de la classe des ORMF.

4.4.7. Le règlement parasismique marocain (RPS2000)

Dans ce règlement, les valeurs du coefficient de comportement global, K, des structures en portiques en béton armé avec et sans remplissage en maçonnerie sont données dans le tableau 4.9 ci-dessous :

| Système de contreventement à adopter | Coefficient de comportement K |
|--|-------------------------------|
| Portique déformable sans remplissage en maçonnerie | 5 |
| Portique avec remplissage en maçonnerie | 2 |

Tableau 4.9 : Valeurs de R pour les structures en portiques en béton armé avec et sans remplissage en maçonnerie rigide, selon RPS2000

4.4.8. Le règlement parasismique algérien RPA99/version2003

Dans ce code, les valeurs du coefficient de comportement global, R , (attribuées forfaitairement) des structures en portiques en béton armé avec et sans remplissage en maçonnerie rigide (la rigidité signifie que maçonnerie joue un rôle de contreventement conjointement avec les portiques) sont données dans le tableau 2.5 de la présente étude (Tableau 4.3 du RPA99/2003), et elles sont extraites et résumées dans le tableau suivant (Tableau 4.10) :

| Cat | Description du système de contreventement | Valeur de R |
|-----|---|---------------|
| 1a | Portiques auto-stable avec remplissage en maçonnerie rigide | 3.5 |
| D | Système comportant des transparences (étages souples) | 2 |

Tableau 4.10 : Valeurs de R pour les structures en portiques en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide, et comportant des transparences selon RPA99/V.2003

Dans cette nouvelle ère de conception et de dispositions sismiques, tous les pays qui sont affectés par les forces sismiques devraient envisager les pratiques modernes de conception sismique en faisant en sorte que la structure présente un comportement plus ductile. Le facteur R est unique pour chaque type de structure, mouvement du sol et état du site. Il est donc urgent que tous les pays en développement formulent leurs propres dispositions sismiques concernant la conception sismique et le facteur R en fonction de leurs conditions locales et des paramètres de construction.

Basé sur la vulnérabilité aux événements sismiques, l'Algérie, en tant que l'un des pays en développement les plus vulnérables aux séismes, doit avoir son propre code de conception sismique basé sur ces facteurs de réduction de réponse. Ces facteurs de réduction sont affectés par de nombreuses variables distinguées, telles que le type de zones sismiques, les types et configurations de bâtiments, les caractéristiques des matériaux de construction, etc. La plupart de ces variables qui sont uniques pour différentes régions devront être étudiées indépendamment pour être intégrés dans le code de conception sismique pour l'Algérie.

4.5. Limites de performance structurelle (critères de ruine)

La définition du facteur de réduction de la réponse, R , est intégrée à l'état limite de performance sélectionné de la structure. La norme algérienne RPA99/2003 ne spécifie pas l'état limite correspondant auquel les valeurs de R sont recommandées dans ce code. Cependant, en se basant sur la philosophie de conception décrite dans les sections précédentes de conception sismique (et en la comparant aux valeurs R dans d'autres codes), on peut supposer que ces valeurs sont basées sur l'état limite ultime de la structure. La sélection et la définition d'un état limite de performance pour obtenir R doit être examinée en détail, en particulier si l'on considère des spécifications similaires dans les nouvelles normes et directives de conception dans le monde entier.

Au cours des 10-15 dernières années, les concepts liés à la philosophie de conception sismique basée sur la performance (PBSD) sont progressivement entrés dans la pratique de l'ingénierie sismique. Une directive PBSD fournit généralement des définitions claires de

plusieurs états limites de performance de différents types. Dans la terminologie de PBSB, les états limites sont généralement connus comme des «niveaux de performance» structurels, qui, en combinaison avec les «niveaux de risque» sismiques, définissent «l'objectif de performance» pour une structure. Les niveaux de performance sont définis en fonction du type de structure et de ses fonctions prévues. Différentes directives PBSB, par exemple ATC-40 ou FEMA-356, ont fourni des définitions (et des noms) légèrement différents des états limites de performance. De manière générale, les limites de performance peuvent être regroupées en deux catégories: les limites globales (structurelles) et les limites locales (d'éléments ou composants).

Les limites globales comprennent généralement des exigences relatives à la capacité de charge verticale, à la résistance à la charge latérale et au déplacement inter-étage. Par exemple, les différents niveaux de performance de l'ATC 40 sont spécifiés en termes de déplacement inter-étage maximal (tableau 4.11). Parmi ces niveaux de performance, le niveau de stabilité structurelle correspond à l'état limite ultime de la structure, qui peut être utilisé pour obtenir R (plus spécifiquement, R_{μ}) pour une structure sélectionnée. Il convient de noter que la même limite de performance indiquant un effondrement imminent est appelée "Prévention d'effondrement" dans certains autres documents, tels que FEMA-356. Pour ce niveau, le déplacement inter-étage maximum dans le ième étage ne devrait pas dépasser $0.33V_i / P_i$, où V_i est la demande totale de force de cisaillement latérale dans le ième étage et P_i est la charge gravitationnelle totale agissant à cet étage.

| | Performance level | | | |
|---------------------------------|---------------------|----------------|-------------|----------------------|
| | Immediate occupancy | Damage control | Life safety | Structural stability |
| Maximum interstorey drift ratio | 0.01 | 0.01–0.02 | 0.02 | $0.33V_i/P_i$ |

Tableau 4.11: Limites de déformation pour différents niveaux de performance, selon ATC-40

Les niveaux de performance locaux sont généralement définis en fonction des réponses de déplacement, de rotation ou d'accélération de différents éléments (poutres, colonnes, murs de cisaillement, sols, etc.). Les limites de la réponse des éléments structurels, tels que les poutres et les colonnes, sont souvent régies par des dommages non structurels. Par exemple, le tableau 4.11 fournit les limites de déformation «locales» spécifiées par l'ATC-40 en termes de rotations de rotule plastique des éléments de poutre dans un cadre en portique en béton armé.

| $\frac{p-d}{P_{ax}}$ | Trans. reinf. | $\frac{v}{b_w d \sqrt{f_c}}$ | Immediate occupancy | Life safety | Structural stability |
|----------------------|---------------|------------------------------|------------------------|-------------|----------------------|
| | | | Plastic rotation limit | | |
| ≤ 0 | C | ≤ 3 | 0.005 | 0.020 | 0.025 |
| ≤ 0 | C | ≥ 6 | 0.005 | 0.010 | 0.020 |

C indique que l'armature transversale répond aux critères pour les détails ductiles.

Tableau 4.12 : Limites de rotation plastique pour les poutres en BA contrôlée par flexion, selon ATC-40

Le tableau 4.13 fournit des valeurs limites similaires pour la rotation des colonnes pour différents niveaux de performance. Ces limites sont pour les défaillances en flexion d'un élément. Par conséquent, pour utiliser ces limites, il faut s'assurer que la défaillance d'un élément / d'une structure est régie par des exigences de flexion, et que la rupture par cisaillement, par exemple, n'a pas lieu avant que ces limites de rotation soient atteintes. La philosophie de conception de capacité, qui est incorporée dans la plupart des codes de conception sismique aujourd'hui, assure une hiérarchie préférée de défaillance.

| $\frac{p}{A_c f_c}$ | Trans. reinf. | $\frac{v}{b_w d \sqrt{f_c}}$ | Immediate occupancy | Life safety | Structural stability |
|---------------------|---------------|------------------------------|------------------------|-------------|----------------------|
| | | | Plastic rotation limit | | |
| ≤ 0.1 | C | ≤ 3 | 0.005 | 0.010 | 0.020 |
| ≤ 0.1 | C | ≥ 6 | 0.005 | 0.010 | 0.015 |
| ≥ 0.4 | C | ≤ 3 | 0.000 | 0.005 | 0.015 |
| ≥ 0.4 | C | ≥ 6 | 0.000 | 0.005 | 0.010 |

C indique que l'armature transversale répond aux critères pour les détails ductiles.

Tableau 4.13: Limites de rotation plastique pour les poteaux en BA contrôlée par flexion, selon ATC-40

Sur la base de ces informations de base, il est décidé de considérer un état limite ultime basé sur la rupture par flexion aux niveaux local et global et en considérant également l'effet P- Δ et le mécanisme d'étage plastique dans cette étude. En se basant sur l'étude effectuée dans [177], les critères de ruine (globale et locale) adoptées dans notre étude, pour les structures en portiques en béton armé avec et sans remplissage rigides sont cités ci-après :

4.5.1. Critères de ruine locale :

Il est défini par la limitation de la valeur de la rotation elasto-plastique dans un élément structural, poutre ou poteau, à la rotation ultime, θ_u de l'élément (définie au §3, équation (3.21)).

Pour la maçonnerie, le critère de ruine locale adopté est celui défini dans le tableau 3.4 (tableau 7-7 du FEMA 273). Lorsque la maçonnerie atteint un déplacement relatif égal à d (%), elle est considérée comme étant complètement ruinée, et n'offre plus de résistance.

4.5.2. Critères de ruine globale :

La ruine globale de la structure est contrôlée par l'un ou plusieurs des critères de ruine suivants :

- limitation du déplacement inter-étages, Δ , à 2.5% de la hauteur d'étage (h_e) dans les analyses pushover effectuées. Cette limite est aussi spécifiée dans [176, 263], et est proche des limites préconisées par certains codes réglementaires [58,244], lesquelles varient entre 2% et 3% de la hauteur d'étage. La limite du déplacement inter-étage, d_r , fixée par l'Eurocode 8 - Partie 1 (Eurocode 8 Comité 2003) pour les bâtiments présentant des éléments non structurels de matériau fragile attachés à la structure est comme suit : $d_r v \leq 0.005 h$, v étant un facteur de réduction tenant compte de la période de retour inférieure de l'action sismique associée aux exigences de limitation des dommages = 0,4 pour les classes d'importance 3 et 4 ;
- Formation d'un mécanisme plastique à un étage de la structure ou englobant plusieurs étages, engendrant une instabilité structurale liée au portique nu (figure 4.8 [264]) et/ou avec remplissage en maçonnerie rigide (figure 4.9);
- instabilité par effet P- Δ , traduite par le dépassement de la valeur limite du coefficient de stabilité, $\theta_{p-\Delta}$, prise égale à 0.2, c'est-à-dire si $\theta_{p-\Delta}$ est supérieure à 0.2. Selon le RPA 99/version 2003, $\theta_{p-\Delta}$ est défini par l'équation (2.42).

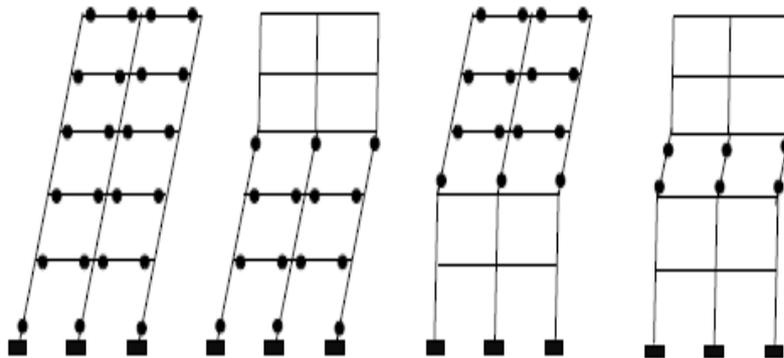


Figure 4.8 : Quatre cas d'instabilité structurale [264].

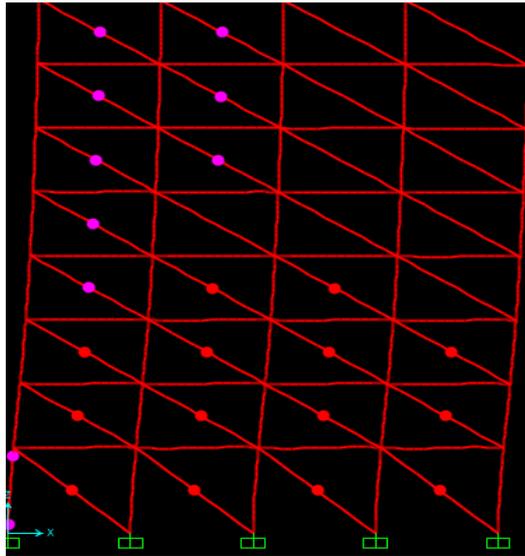


Figure 4.9 : Cas d'instabilité structurale dû à la maçonnerie.

Finalement, il convient de noter que Le code ASCE / SEI 41-06 (ASCE Comite for Standard ASCE / SEI 41 06 2007) recommande l'utilisation du facteur R le plus petit qui conduit à un cisaillement à la base plus grand et par conséquent à une conception plus sûre. L'Eurocode 8 - Partie 1 (Eurocode 8 Comité 2003) recommande une valeur pour q égale à 1,5 pour les structures classées comme non dissipatives. Ainsi, la valeur du facteur q fournie par l'Eurocode 8 - Part 1 (Eurocode 8 Comite 2003) est une valeur prudente.



Chapitre V

Simulations numériques

5.1. Description des structures étudiées

La structure du bâtiment considéré dans cette étude de recherche pour générer tous les modèles avec et sans bielles, est un bâtiment typique en portiques en béton armé (BA) composé d'un rez-de-chaussée plus 6 étages (R+6) conçu selon le code de calcul de béton armé aux états limites BAEL91 [266] et le règlement parasismique algérien RPA99 / version 2003. Les modèles étudiés sont décrits en détail dans la section 5.6.

5.1.1. Géométrie et configuration structurale

Les modèles de structures étudiées sont à usage de bureaux, à plancher en corps creux de type (16+4), et présentant une même vue en plan (figure 5.1). Le plan type des modèles de construction considérés comporte respectivement quatre travées de 5m chacune dans la direction X et 3 travées de 4 m chacune dans la direction Y. La hauteur de l'étage du RDC est de 4m, les autres étages ont tous une hauteur de 3m (voir figure 5.2).

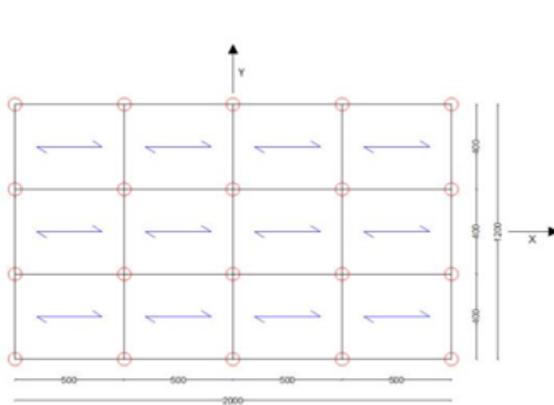


Figure 5.1 : Vue en plan des structures étudiées

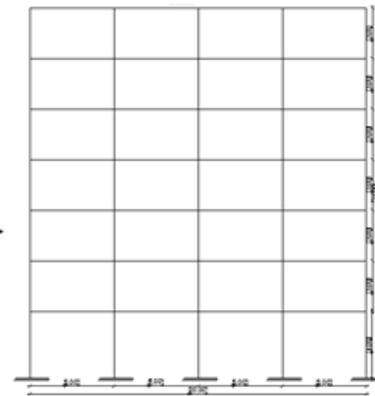


Figure 5.2 : Vue en élévation des structures étudiées

5.1.2. Données de calcul des structures étudiées

Dans le but de définir les charges latérales, on suppose que les 6 modèles de bâtiments considérés, sont localisés en zone de forte sismicité (zone III selon le RPA99/version 2003), et sont de groupe d'usage 2 et reposent sur un sol de type S3 (sol meuble). On considère un facteur de qualité $Q=1$. Les propriétés des matériaux de construction utilisés en termes de module d'élasticité, de poids unitaire et de coefficient de poisson pour le béton et la maçonnerie sont respectivement de 32164 MPa, 25,0 KN / m³, 0,20 et 3550 MPa, 15,0 KN / m³, 0,15. La limite élastique de l'acier utilisé pour les armatures longitudinales et transversales est égale à 400 MPa. L'épaisseur des murs de remplissage extérieurs est prise égale à 30 cm et la résistance en compression d'un bloc de maçonnerie est prise égale à 10Mpa. Les charges permanentes (G) du plancher terrasse sont évaluées à 6,2 KN/m² et celles du plancher courant à 5,6 KN/m². Les charges d'exploitation (Q) du plancher terrasse sont de 1 KN/m² et celles du plancher courant de 1,5 KN/m². Conformément au RPA99/version 2003, les valeurs du facteur de comportement global R de dimensionnement ainsi que celles du coefficient d'amortissement ξ pour les modèles étudiés sont résumés dans le tableau 5.1 ci-dessous.

| | Recommandations RPA | | Macro- modélisation(bielle) | |
|-----------------------|------------------------|-----------|--------------------------------|-----------|
| | R | ξ (%) | R | ξ (%) |
| Modèle 1 (SRR) | 5 | 6 | 5 | 6 |
| Modèle 2 (ARR) | 3.5 | 7 | 5 | 6 |
| Modèle 3 (S1) | 2 | 7 | 5 | 6 |
| Modèle 4 (S3) | 2 | 7 | 5 | 6 |
| Modèle 5 (S5) | 2 | 7 | 5 | 6 |
| Modèle 6 (S7) | 2 | 7 | 5 | 6 |

Tableau5.1 : Valeurs de R et ξ des modèles étudiés dans les deux configurations

Les modèles étudiés figurant dans le tableau 5.1 (SRR, ARR, S1, S3, S5, S7) sont détaillés dans la section 5.1.6. Notons, que la valeur de R=5 adoptée pour tous les modèles avec remplissage selon Mainstone modélisés avec des bielles diagonales, est justifiée par le fait que le choix des autres valeurs de R (valant 3.5 pour la maçonnerie rigide et 2 pour l'étage transparent) aurait amplifié la rigidité de ces modèles en plus de celle qui est apportée par la bielle équivalente modélisée comme élément barre travaillant uni-axialement dans la direction de la diagonale.

5.1.3. Coffrage et ferrillage des poutres et poteaux des structures étudiées

Le dimensionnement des poutres et des poteaux (section de béton et celle d'acier) est effectué en considérant la structure dans sa configuration nue : les murs de maçonnerie ne sont pris en compte que comme charge verticale agissant sur la structure, leur apport dans la raideur et la résistance du portique étant négligé. Le dimensionnement de la structure est effectué selon le code de calcul de béton armé aux états limites BAEL91 et le règlement parasismique algérien RPA99 / version 2003 (tableau 5.2).

| Niveau | Poutres | | | Poteaux | |
|--------|-------------------------------------|--|--|-----------------------------------|------------------|
| | Section béton b x h (cm x cm) | section acier | | Section béton axa (cm x cm) | section acier |
| | | Nappe supérieure | Nappe inférieure | | |
| 7 | 30x40 | 3 ϕ 16+3 ϕ 14 10.64 cm ² | 4 ϕ 12 4.52cm ² | 45x45 | 10 ϕ 16 |
| 6 | 30x40 | 3 ϕ 20+3 ϕ 12 12.81cm ² | 4 ϕ 14 6.16cm ² | 50x50 | 8 ϕ 20 |
| 5 | 30x40 | 3 ϕ 20+3 ϕ 12 12.81cm ² | 4 ϕ 14 6.16cm ² | 50x50 | 8 ϕ 20 |
| 4 | 30x40 | 3 ϕ 20+3 ϕ 12 12.81cm ² | 4 ϕ 14 6.16cm ² | 55x55 | 10 ϕ 20 |
| 3 | 30x40 | 3 ϕ 20+3 ϕ 14 14.04cm ² | 3 ϕ 14+3 ϕ 12 8.01cm ² | 55x55 | 10 ϕ 20 |
| 2 | 30x40 | 3 ϕ 20+3 ϕ 14 14.04cm ² | 3 ϕ 14+3 ϕ 12 8.01cm ² | 60x60 | 12 ϕ 20 |
| 1 | 30x40 | 3 ϕ 20+3 ϕ 14 14.04cm ² | 3 ϕ 14+3 ϕ 12 8.01cm ² | 60x60 | 12 ϕ 20 |

Tableau 5.2 : Coffrage et ferrillage aux extrémités des poteaux et des poutres de tous les modèles étudiées.

5.1.4. Macro-modélisation des murs de remplissage en maçonnerie

Dans notre étude, la maçonnerie est modélisée par une seule bielle diagonale équivalente concentrique. Dans cette recherche, les recommandations de la FEMA 356 [174] qui adoptent la formulation de Mainstone seront suivies pour modéliser les murs de remplissage en maçonnerie.

5.1.4.1. Largeur de la bielle équivalente

L'expression mathématique de la largeur de la bielle équivalente, W , selon Mainstone est donnée par l'équation (1.6) du chapitre 1. On adoptera la largeur la plus pénalisante comme largeur généralisée pour tous les panneaux de maçonnerie.

5.1.4.2. Résistance de la bielle

La résistance de la bielle est déterminée en calculant la force nécessaire pour atteindre la résistance de la maçonnerie à l'écrasement et la force nécessaire pour atteindre sa résistance au cisaillement. Les composantes de ces forces, projetées dans la direction de la bielle, sont utilisées pour attribuer à la bielle une résistance en compression, R_{bielle} . Cette dernière est déterminée par l'équation (1.66) du chapitre 1.

5.1.5. Modélisation non-linéaire des éléments de la structure

Le comportement non linéaire du bâtiment doit être modélisé pour pouvoir effectuer une analyse statique non linéaire. Ceci nécessite le développement de la courbe force - déformation pour les sections critiques des poutres, colonnes et murs de remplissage en maçonnerie.

5.1.5.1. Modélisation non-linéaire des poutres et des poteaux

Pour effectuer l'analyse par poussée progressive, les poutres et les colonnes ont été modélisées avec des rotules plastiques concentrées aux niveaux de leurs extrémités respectives. Les poutres possèdent des rotules de moment de flexion ($M3$) en supposant qu'il n'y a pas de plastification par cisaillement ($V2$), alors que les colonnes ont des rotules de force axiale et de moment bi-axial (PMM) en ignorant les rotules de cisaillement dans les deux directions ($V2$ et $V3$). La courbe d'interaction moment fléchissant-effort normal utilisée est établie à l'aide du logiciel SAP2000. La relation moment-rotation normalisée pour la rotule plastique contrôlée par flexion est donnée par ATC-40 [183] et FEMA 356 [174]. D'après la littérature scientifique, il existe des variations d'environ 5% dans les résultats obtenus à partir des propriétés de la rotule par défaut et celles définies par l'utilisateur qui nécessite une analyse de moment-courbure des éléments de poutre et de colonne. [25], C'est pourquoi des propriétés de rotule définies par défaut sont adoptées dans cette étude.

5.1.5.2. Modélisation non linéaire du panneau de remplissage

Dans les analyses effectuées, le comportement non-linéaire de la maçonnerie est représenté par une relation Force- déplacement définie par le code FEMA 273 [192]. Cette modélisation non linéaire est donnée en détail dans la section 3.4.5 du chapitre 3.

5.1.6. Modèles considérés pour l'analyse

Les modèles développés sont :(1) cadre sans remplissage rigide avec les masses incluses des murs de remplissage (SRR) ;(2) modèle de bâtiment avec remplissage rigide intégral en maçonnerie (ARR) ; (3) modèle de bâtiment avec remplissage rigide intégral en maçonnerie sauf l'étage du RDC (S1) ; (4) modèle de bâtiment intégralement remplis en maçonnerie rigide avec un étage ouvert au 3ème étage (S3) ; (5) modèle de bâtiment intégralement remplis en maçonnerie rigide avec un étage ouvert au 5ème étage (S5) et (6) modèle de bâtiment intégralement remplis en maçonnerie rigide avec un étage ouvert au 7ème étage (S7). Les modèles développés en utilisant la bielle diagonale équivalente sont représentés à la figure 5.3, ceux développés sans bielle selon le RPA 99/version2003 sont représentés à la figure 5.4. Notons que pour tous les modèles de bâtiments développés, bien que le RPA99/version 2003 limite en pratique La hauteur des bâtiments en portiques avec ou sans murs de remplissage en maçonnerie à 3 niveaux en zone de forte sismicité, on a délibérément ignoré cette limitation de la hauteur pour ces structures afin de pouvoir réaliser cette recherche.

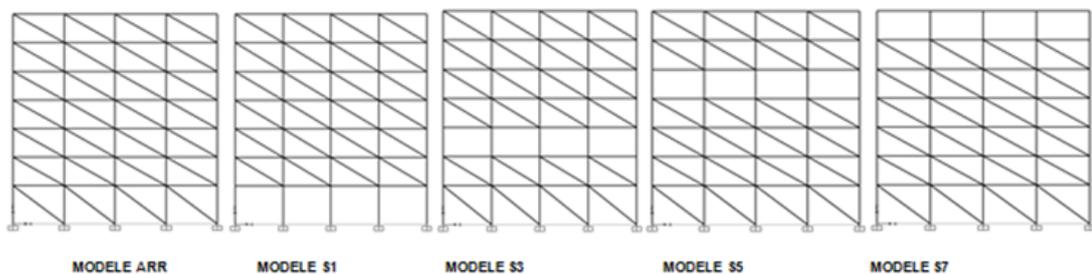


Figure 5.3. Différents modèles développés avec bielles (Mainstone)

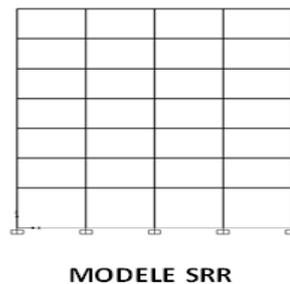


Figure 5.4 : Le modèle typique développé pour les 5 modèles de structures selon le règlement parasismique algérien RPA (sans bielles)

5.2. Est-ce-que l'interaction cadre-mur de remplissage en maçonnerie est correctement représentée par le RPA99/Version2003 ?

Dans cette section, on compare les réponses sismiques des structures en portiques en béton armé, issues de la modélisation des murs de remplissage en maçonnerie par une bielle diagonale équivalente unique et celles obtenues par l'application des recommandations du règlement parasismique algérien actuel (RPA99/version 2003) qui prend en compte la rigidité du remplissage uniquement à travers le coefficient de comportement global R sans aucune bielle. En utilisant le logiciel SAP2000, des analyses modales du spectre de réponse algérien ont été effectuées dans le sens longitudinal sur différents modèles de bâtiments tridimensionnels Rdc+6 étages tels que (1) cadre nu, (2) cadre avec des panneaux de remplissage sur toute la hauteur et (3) modèles de portiques avec panneaux de remplissage avec un étage souple situé à différents niveaux de la structure. Les grandeurs de réponse sélectionnées en termes de périodes naturelles fondamentales, de déplacements des étages, de déplacements-inter-étages, d'effet $P-\Delta$, de cisaillement et moments de renversement des étages sont obtenues pour toutes les configurations considérées et présentées de manière comparative.

5.2.1. Objectif de la comparaison

Le but de cette étude est de mettre en évidence par une analyse modale spectrale, la carence du règlement parasismique algérien actuel (RPA99/version2003) [168] à bien représenter l'influence des murs de remplissage en maçonnerie sur le comportement sismique d'une structure en portique en béton armé soumise à l'action sismique, en comparant les réponses sismiques issues de la modélisation de la présence du remplissage par une bielle diagonale équivalente unique selon la formulation de Mainstone largement utilisée en prenant un coefficient de comportement global $R=5$ pour tous les modèles développés, et celles obtenues par l'application des recommandations du règlement parasismique algérien en vigueur, à savoir la modélisation sans bielle du remplissage rigide en prenant un coefficient de comportement global $R=3.5$ lorsque celui-ci est disposé sur toute la hauteur de la structure, $R=2$ pour modéliser les structures ayant une transparence ou un étage souple et enfin $R=5$ pour les structures sans remplissage rigide (voir tableau 4.3 catégories 1a,1b et D17 du RPA99/version 2003.).

5.2.2. Résultats et discussions

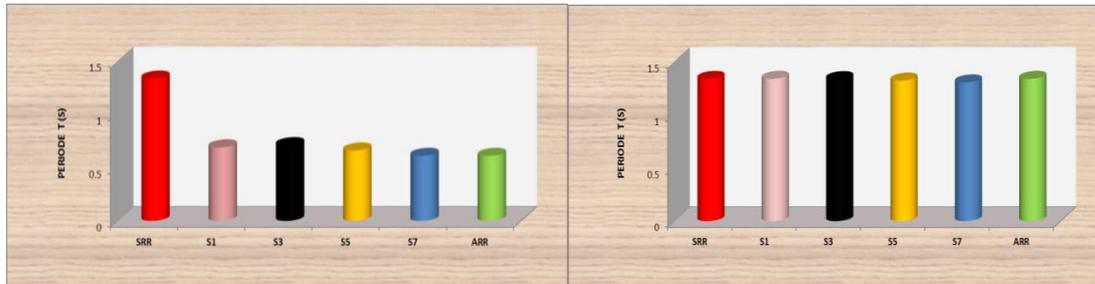
En considérant douze modes de vibration, on présente et on discute les résultats des analyses modales spectrales effectuées, dans la direction longitudinale X , sur les six modèles présentés précédemment, traités tantôt avec bielles tantôt sans bielles selon le RPA99/2003. L'évaluation de l'effet du remplissage et des étages souples et de leurs emplacements en hauteur sur les réponses dynamiques des bâtiments en portiques en béton armé est examinée et comparée dans cette section.

5.2.2.1. Réponse en termes de période naturelle fondamentale

Les valeurs des périodes et pulsations naturelles ainsi que le pourcentage de la masse modale excitée sous le premier mode dans la direction longitudinale sont présentées dans le tableau 5.3 ci-dessous :

| Modele | Mainston | | | Recommandations RPA | | |
|------------|----------|----------|-------|---------------------|----------|-------|
| | T (s) | W(rad/s) | α (%) | T (s) | W(rad/s) | α (%) |
| SRR | 1.34 | 4.70 | 77.82 | 1.34 | 4.70 | 77.82 |
| S1 | 0.69 | 9.10 | 88.32 | 1.34 | 4.70 | 77.82 |
| S3 | 0.71 | 8.82 | 81.36 | 1.33 | 4.71 | 78.12 |
| S5 | 0.66 | 9.50 | 76.75 | 1.32 | 4.76 | 77.16 |
| S7 | 0.61 | 10.35 | 76.75 | 1.30 | 4.82 | 77.59 |
| ARR | 0.61 | 10.28 | 83.08 | 1.34 | 4.70 | 77.82 |

Tableau 5.3: Propriétés modales des structures étudiées dans les deux configurations



a- structures macro-modélisées selon Mainstone b- structures modélisées selon le RPA

Figure 5.5 : Comparaison des périodes fondamentales longitudinales des modèles étudiés avec et sans remplissage rigide

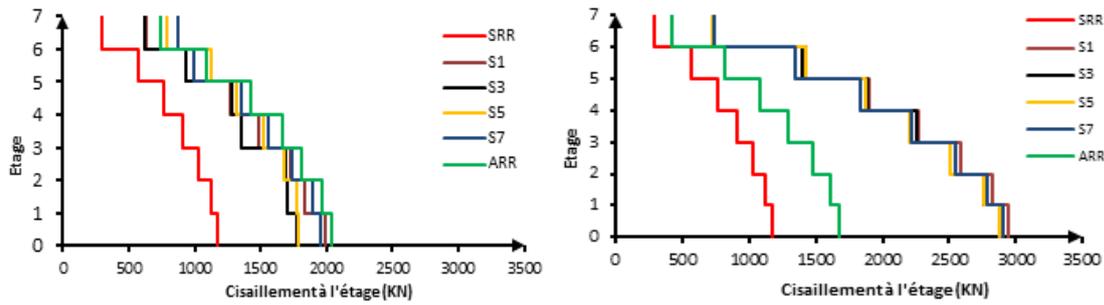
On peut observer à partir de la figure 5.5(a), que le modèle SRR qui représente le modèle sans remplissage rigide (sans bielle) donne une période plus longue par rapport aux autres modèles considérés dans l'analyse. Les résultats indiquent que l'introduction du remplissage réduit radicalement la période de vibration dans tous les modèles de construction d'environ 50% en moyenne par rapport au modèle SRR. Ceci est dû à l'ajout de la rigidité latérale apporté par la bielle à celle assurée par les poteaux.

On peut observer à partir de la figure 5.5(b), que le modèle sans remplissage rigide SRR, fournit pratiquement la même période de vibration naturelle que tous les autres modèles qui prennent la rigidité du remplissage en considération. Ceci est expliqué par le fait que la valeur de R n'a aucune influence sur l'estimation de la période propre qui dépend principalement de la rigidité et de la masse de la structure quand le pourcentage du

coefficient d'amortissement ξ est faible ($T \approx T_D = \frac{2\pi}{w_D}$ avec $w_D = w\sqrt{1 - \xi^2} \approx w = \sqrt{k/m}$). En effet, d'une part, tous les modèles ont la même rigidité assurée par les poteaux et approximativement la même masse, d'autre part (la très petite différence des masses des modèles ayant un étage souple (S1, S3, S5, S7) est de l'ordre de 20 tonnes soit moins de 0.1% de la masse totale du modèle ARR et SRR). Ceci indique que la présence des murs de remplissage n'a aucun effet sur la valeur de la période principale des structures conçues selon le règlement parasismique algérien actuel (RPA99/version2003).

En comparant les deux histogrammes tracées sur les figures 5.5(a) et 5.5(b), on remarque que la valeur de la période fondamentale pour le modèle ARR et pour les modèles contenant un étage souple analysés avec bielles équivalentes sont environ deux fois inférieures à celle obtenue pour les mêmes modèles analysés selon le règlement parasismique algérien actuel (sans bielles).

5.2.2.2. Réponse en termes de cisaillement d'étages



a- structures macro-modélisées selon Mainstone b- structures modélisées selon le RPA

Figure 5.6 : Comparaison des forces de cisaillement à l'étage le long de la hauteur des modèles étudiés avec et sans remplissage rigide

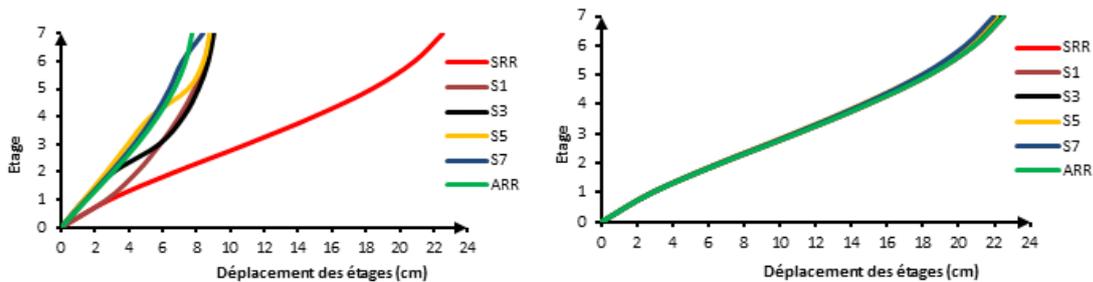
Comme le montre la figure 5.6(a), la réponse en termes de forces de cisaillement aux étages pour le modèle sans remplissage rigide SRR montre une transmission des forces de cisaillement, approximativement deux fois en moyenne, plus petite à la base et à la superstructure que celles transmises aux modèles de construction avec remplissage en maçonnerie rigide. La présence d'étages souples à la base ou à tout autre niveau diminue généralement, d'environ 8% en moyenne, les forces de cisaillement transmises aux étages des modèles de construction par rapport au modèle avec remplissage intégral ARR. Du point de vue de la conception parasismique, ignorer l'action de mur de remplissage de maçonnerie sous-estime considérablement la force de cisaillement à la base, qui est considéré comme l'un des principaux paramètres pendant les étapes de conception, et peut donc conduire à une conception excessivement sécuritaire mais très coûteuse. On constate aussi que les valeurs des forces de cisaillement des étages des modèles ayant un étage souple sont légèrement distantes aux niveaux des étages inférieurs et proches aux étages supérieurs.

On peut observer à partir de la figure 5.6(b), que la réponse en termes de forces de cisaillement aux étages pour le modèle sans remplissage rigide SRR montre une transmission de forces de cisaillement plus petites à la base et à la superstructure de 42% en moyenne que celles transmises aux modèles de construction avec remplissage en maçonnerie intégral ARR et de 150% pour les modèles ayant un étage souple (S1, S3, S5 et S7). La présence d'étages souples à la base ou à tout autre niveau, contrairement au cas des modèles avec bielles, augmente de 75% en moyenne les forces de cisaillement transmises aux étages des modèles de construction par rapport au modèle avec remplissage intégral ARR, ce qui prouve que ce comportement, qui défie le sens logique de raisonnement, ne traduit pas la réalité physique de l'effet de la présence intégrale des murs de remplissage sur la réponse en termes de forces de cisaillement des structures en portiques. On constate également que les valeurs des forces de cisaillement des étages des modèles ayant un étage souple sont très proches le long de toute la hauteur.

En comparant les deux courbes tracées sur les figures 5.6(a) et 5.6(b), on remarque que les valeurs des forces de cisaillements des étages pour le modèle ARR analysé avec bielles équivalentes sont supérieures de 60% en moyenne à celles obtenues pour le même modèle

analysé selon le règlement parasismique algérien actuel (sans bielles). En revanche, les forces de cisaillements des étages pour les modèles ayant un étage souple à différents niveaux analysés avec bielles équivalentes sont inférieures en moyenne de presque 46% à celles obtenues pour les mêmes modèles analysés selon le règlement parasismique algérien actuel.

5.2.2.3. Réponse en termes de déplacements



a- structures macro-modélisées selon Mainstone b- structures modélisées selon le RPA

Figure 5.7 : Comparaison des déplacements des étages le long de la hauteur des modèles étudiés avec et sans remplissage rigide

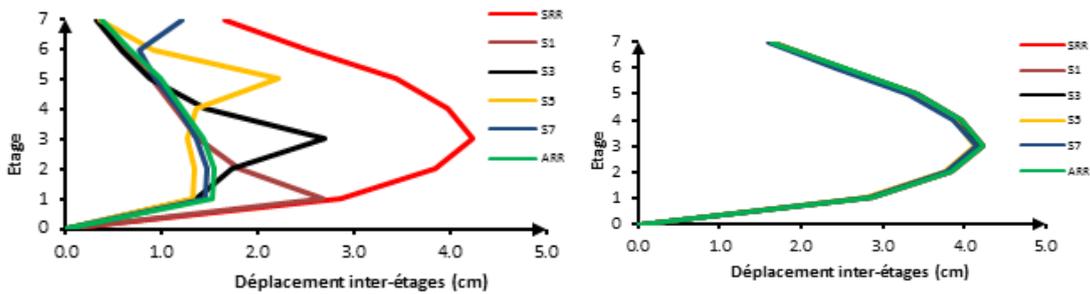
On peut observer à partir de la figure 5.7(a), que les déplacements obtenus à chaque niveau d'étage sont significativement supérieures pour le modèle sans remplissage rigide SRR par rapport aux autres modèles avec remplissage en maçonnerie rigide, notamment au niveau des étages supérieurs du bâtiment. Cela est peut être dû à l'augmentation de la rigidité du bâtiment avec la considération de l'action du mur de remplissage en maçonnerie. La comparaison de la courbe tracée pour le modèle avec remplissage rigide ARR avec les courbes tracées pour les modèles à étages souples à différents niveaux (S1, S3, S5 et S7) montre que ces dernières coïncident avec la courbe du modèle ARR et commencent à diverger en hauteur avec une augmentation légèrement significative des déplacements de ces étages. Cette augmentation soudaine des déplacements est due à l'absence d'action du remplissage en maçonnerie aux niveaux de l'étage souple. La tendance à l'augmentation des déplacements après avoir franchi l'étage souple s'est révélée semblable pour tous les endroits considérés comme des étages souples. Il est intéressant de noter que l'étage souple n'affecte pas les valeurs de déplacement obtenues des étages situées en dessous. Cependant, on a trouvé une tendance à l'augmentation des valeurs de déplacement des étages situés au-dessus.

On peut observer à partir de la figure 5.7(b), que la réponse en termes de déplacements des étages pour le modèle sans remplissage rigide SRR affiche des valeurs identiques à la base et à la superstructure que celles obtenues pour les modèles de construction avec remplissage en maçonnerie rigide, ce qui prouve que ce comportement, qui dépasse l'entendement, ne traduit pas la réalité physique de l'effet de la présence des murs de remplissage rigide sur la réponse en termes de déplacement des structures en portiques. La présence d'étages souples à la base ou à tout autre niveau n'affecte absolument pas les déplacements des étages des modèles de construction par rapport au modèle avec

remplissage intégral ARR. On constate également que les valeurs des déplacements des étages des modèles ayant un étage souple sont très proches le long de toute la hauteur de la structure.

En comparant les deux courbes tracées sur les figures 5.7(a) et 5.7(b), on remarque que les valeurs des déplacements des étages pour le modèle ARR et les modèles ayant un étage souple à différents niveaux analysés avec bielles équivalentes sont nettement inférieures en moyenne respectivement de 2.3 fois et 2 fois à celles obtenues pour les mêmes modèles analysés selon le règlement parasismique algérien actuel (sans bielles).

5.2.2.4. Réponse en termes de déplacements inter-étages



a- structures macro-modélisées selon Mainstone b- structures modélisées selon le RPA

Figure 5.8 : Comparaison des déplacements inter-étages le long de la hauteur des modèles étudiés avec et sans remplissage rigide

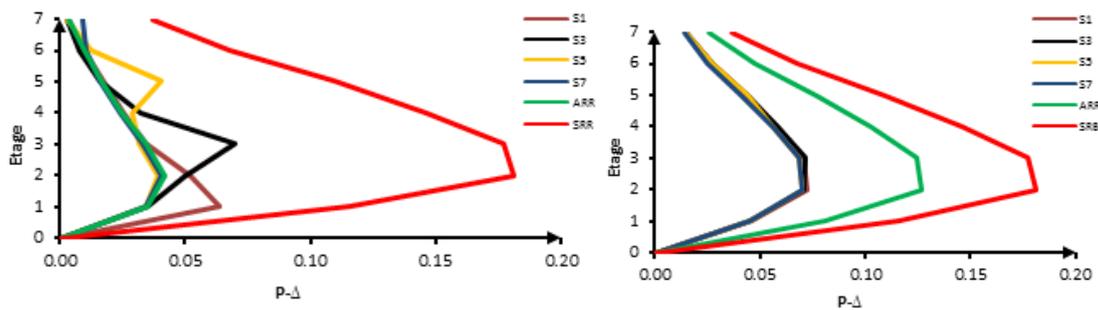
On peut observer à partir de la figure 5.8(a), que les déplacements inter-étages obtenus à chaque niveau d'étage pour le modèle sans remplissage rigide SRR sont importants et dépassent à certains niveaux, notamment au 3^{ème} étage du bâtiment, la limite permise suggérée par le RPA à savoir 1% de la hauteur d'étage. On remarque aussi, que les déplacements inter-étages obtenus à chaque niveau d'étage pour le modèle sans remplissage rigide SRR, sont considérablement élevée, par rapport aux autres modèles avec remplissage en maçonnerie rigide, particulièrement pour le modèle avec remplissage intégral ARR. Cela est probablement dû à l'augmentation de la rigidité du bâtiment avec la considération de l'action du mur de remplissage en maçonnerie. On remarque aussi d'après la figure, que les valeurs de déplacements inter-étages pour tous les modèles de bâtiment à étage souple affichent presque des valeurs semblables à ceux obtenus pour le modèle ARR qui considère l'action du remplissage intégral en maçonnerie, sauf à l'emplacement d'étage souple où une augmentation significative du déplacement inter-étages peut être observée. En considérant l'action de la paroi de remplissage en maçonnerie dans la modélisation des bâtiments, elle diminue les valeurs des déplacements inter-étages induits. Cependant, l'existence d'un étage souple à n'importe quel niveau augmente la valeur de déplacement inter-étages à cet étage et peut dépasser les limites permises suggérées par les codes de conception.

On peut remarquer à partir de la figure 5.8(b), que la réponse en termes de déplacements inter-étages des étages pour le modèle sans remplissage rigide SRR affiche des valeurs identiques à la base et à la superstructure que celles obtenues pour les modèles de construction avec remplissage en maçonnerie rigide, ce qui prouve que ce comportement

irréaliste ne traduit pas la réalité physique de l'effet de la présence des murs de remplissage rigide sur la réponse en termes de déplacements inter-étages des structures en portiques. La présence d'étages souples à la base ou à tout autre niveau n'affecte absolument pas les déplacements inter-étages des étages des modèles de construction par rapport au modèle avec remplissage intégral ARR. On constate également que les valeurs des déplacements inter-étages des modèles ayant un étage souple sont très proches le long de toute la hauteur de la structure.

En comparant les deux courbes tracées sur les figures 5.8(a) et 5.8(b), on remarque que les valeurs des déplacements inter-étages des étages pour le modèle ARR et les modèles ayant un étage souple à différents niveaux analysés avec bielles équivalentes sont nettement inférieures en moyenne (environ 3fois) à celles obtenues pour les mêmes modèles analysés selon le règlement parasismique algérien actuel (sans bielles). On constate également, que les valeurs des déplacements inter-étages des étages des modèles ayant un étage souple, analysés sans bielles sont très proches le long de toute la hauteur de la structure, alors que ceux modélisés sans bielles sont proches sauf à l'endroit de l'étage souple où on constate une divergence soudaine (un pic).

5.2.2.5. Réponse en termes d'effet P- Δ



a- structures macro-modélisées selon Mainstone b- structures modélisées selon le RPA

Figure 5.9 : Comparaison des effets P- Δ à l'étage le long de la hauteur des modèles étudiés avec et sans remplissage rigide

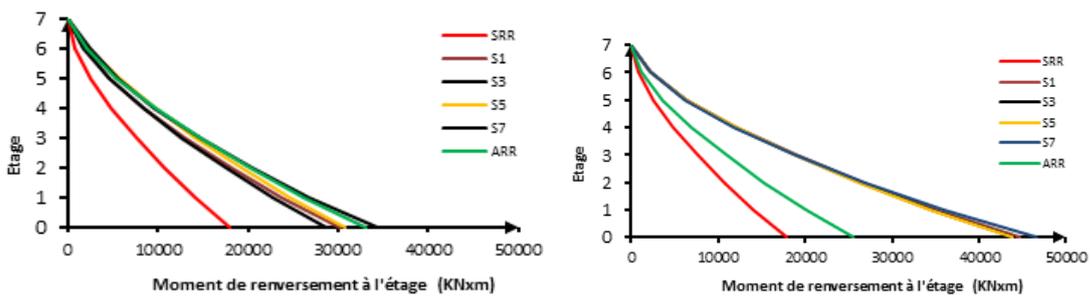
On peut observer à partir de la figure 5.9(a), que les effets p- Δ obtenus à chaque niveau d'étage pour le modèle sans remplissage rigide SRR sont importants et dépassent à certains niveaux, notamment au 2^{ème} étage du bâtiment, la limite permise suggérée par le RPA à savoir 0,1. On remarque aussi, que les effets p- Δ obtenus à chaque niveau d'étage pour le modèle sans remplissage rigide SRR, sont considérablement élevés, par rapport aux autres modèles avec remplissage en maçonnerie rigide, particulièrement pour le modèle avec remplissage intégral ARR. Cela est probablement dû à l'augmentation de la rigidité du bâtiment avec la considération de l'action du mur de remplissage en maçonnerie. On remarque aussi d'après la figure, que les valeurs des effets P- Δ pour tous les modèles de bâtiment à étage souple affichent presque des valeurs semblables à ceux obtenus pour le modèle ARR qui considère l'action du remplissage intégral en maçonnerie, sauf à l'emplacement d'étage souple où une augmentation significative de l'effet P- Δ u des étages peut être observée. En considérant l'action de la paroi de remplissage en maçonnerie dans la modélisation des bâtiments, elle diminue les valeurs des effets p- Δ induits. Cependant,

l'existence d'un étage souple à n'importe quel niveau augmente la valeur des effets P- Δ à cet étage et peut dépasser les limites permises suggérées par le RPA actuel.

On peut observer à partir de la figure 5.9(b), que les effets p- Δ obtenus à chaque niveau d'étage pour le modèle sans remplissage rigide SRR et le modèle ARR sont importants et dépassent à certains niveaux, notamment au 2^{ème} étage du bâtiment, la limite permise suggérée par le RPA à savoir 0,1. On peut constater aussi, que la réponse en termes d'effet P- Δ des étages pour le modèle sans remplissage rigide SRR affiche des valeurs supérieures à la base et à la superstructure que celles obtenues pour les modèles de construction avec remplissage en maçonnerie rigide, notamment pour les modèles à étage souple. On remarque aussi, que les valeurs de l'effet P- Δ des étages pour le modèle avec remplissage rigide ARR sont considérablement inférieures à celles pour les modèles à étage souple, ce qui prouve que ce comportement, qui défie le sens logique de raisonnement, ne traduit pas la réalité physique de l'effet de la présence des murs de remplissage rigide sur la réponse en termes d'effet P- Δ des étages des structures en portiques. On constate également que les valeurs des d'effet P- Δ des étages des modèles ayant un étage souple sont très proches le long de toute la hauteur de la structure.

En comparant les deux courbes tracées sur les figures 5.9(a) et 5.9(b), on remarque que les valeurs des effets P- Δ des étages pour le modèle ARR analysé selon le RPA (sans bielle) sont plus importantes (environ 3fois) que celles du même modèle analysé avec bielle. Les modèles ayant un étage souple à différents niveaux analysés avec bielles équivalentes, ont des valeurs des effets P- Δ des étages nettement inférieures en moyenne à celles obtenues pour les mêmes modèles analysés selon le règlement parasismique algérien actuel (sans bielles). On constate également, que les valeurs des effets P- Δ des modèles ayant un étage souple, analysés sans bielles sont très proches le long de toute la hauteur de la structure, alors que ceux modélisés sans bielles sont proches sauf à l'endroit de l'étage souple où on constate une divergence soudaine (un pic).

5.2.2.6. Réponse en termes de moment de renversement d'étages



a- structures macro-modélisées selon Mainstone b- structures modélisées selon le RPA

Figure 5.10 : Comparaison du moment de renversement à l'étage le long de la hauteur des modèles étudiés avec et sans remplissage rigide

Comme on peut le voir dans la figure 5.10(a), le modèle SRR qui ignore l'action de mur de remplissage de maçonnerie sous-estime considérablement les moments de renversement par rapport aux autres modèles qui prennent l'action du remplissage en considération. Les moments de renversement induits pour le modèle de bâtiment en portique avec des murs

entièrement remplis en maçonnerie ARR et ceux ayant des étages souples à différents endroits montrent des changements insignifiants dans les valeurs obtenues aux étages supérieurs. Cependant, le changement des moments est légèrement prononcé aux étages inférieurs.

Comme on peut le voir dans la figure 5.10(b), le modèle SRR sous-estime les moments de renversement par rapport aux autres modèles qui prennent l'action du remplissage en considération. Les moments de renversement des étages induits par le modèle de bâtiment en portique avec des murs entièrement remplis en maçonnerie ARR affichent des valeurs nettement inférieures à celles obtenues par ceux ayant des étages souples à différents endroits et ceci pour tous les étages, ce qui ne traduit pas le comportement physique réel attendu. On constate aussi, que les moments de renversement induits par les modèles de bâtiment en portique ayant des étages souples à différents endroits montrent des changements insignifiants dans les valeurs obtenues aux niveaux de tous les étages.

En comparant les deux courbes tracées sur les figures 5.10(a) et 5.10(b), on remarque que les valeurs des moments de renversement des étages pour le modèle ARR analysé avec bielles équivalentes sont environ 40% plus importants que celles du même modèle analysé sans bielles. Les modèles à étages souples modélisés sans bielles fournissent des valeurs des moments de renversements 30% plus importantes que celles des mêmes modèles analysés sans bielles. On constate également, que les valeurs des moments de renversement des étages des modèles ayant un étage souple, analysés sans bielles sont très proches le long de toute la hauteur de la structure, alors que ceux modélisés avec bielles sont proches aux étages supérieures et divergent aux niveaux des étages inférieures.

5.2.3. Conclusions

Dans ce travail, une étude comparative est effectuée sur l'impact des murs de remplissage en maçonnerie sur le comportement sismique d'un bâtiment en portiques en béton armé RDC+6 étages, en modélisant, d'une part, la présence des murs de remplissage en maçonnerie par une bielle diagonale équivalente unique et en appliquant les recommandations du règlement parasismique algérien actuel (RPA99/version 2003), d'autre part. A cet effet, une analyse dynamique modale spectrale de différents modèles de bâtiments tridimensionnels Rdc+6 étages tels que (1) cadre nu, (2) cadre avec des panneaux de remplissage sur toute la hauteur et (3) modèles de portiques avec panneaux de remplissage avec un étage souple situé à différents niveaux de la structure a été réalisée. Les résultats d'analyse obtenus dans ce travail indiquent que la réponse sismique des modèles de construction en béton armé analysés avec la modélisation de l'action des murs de remplissage en maçonnerie avec une bielle diagonale équivalente est nettement plus réaliste et plus représentative de l'interaction portique-remplissage que celle des constructions modélisées selon le règlement parasismique algérien actuel (RPA99/version 2003). En conclusion, on peut dire le règlement parasismique algérien actuel (RPA99/version2003) :

- ✓ surestime considérablement de plus de 200% en moyenne la valeur de la période fondamentale pour toutes les constructions avec remplissage rigide intégrale ou ayant

une transparence. Il fournit une valeur identique de la période pour tous les modèles, ce qui ne reflète pas l'action mécanique de la présence ou de l'absence du remplissage.

- ✓ sous-estime relativement les efforts de cisaillement des étages d'environ 60% pour les constructions avec remplissage rigide intégrale, conceptuellement inadmissible, et surestime considérablement les efforts de cisaillement des étages d'environ 42% pour les constructions avec remplissage rigide ayant une transparence ou un étage souple, économiquement intolérable.
- ✓ surévalue considérablement de plus de 200% en moyenne les valeurs des déplacements des étages aussi bien pour les constructions avec remplissage rigide intégrale ARR que pour les constructions ayant une transparence ou un étage souple. Il fournit des déplacements des étages identiques pour tous les modèles ce qui indique son insensibilité à la présence du remplissage intégral ou à l'existence d'un étage souple.
- ✓ surévalue considérablement d'environ 300% en moyenne les déplacements inter-étages aussi bien pour les structures avec remplissage intégral sur toute la hauteur que pour les structures ayant un étage souple à différents niveaux. Il ne met pas en évidence l'amplification des valeurs de déplacements inter-étages au niveau des emplacements géométrique des étages souples. Il fournit des valeurs identiques des déplacements inter-étages pour le modèle sans remplissage rigide et pour les modèles de construction avec remplissage en maçonnerie rigide, ce qui ne traduit pas la réalité physique de l'interaction portique-remplissage.
- ✓ surestime considérablement d'environ 300% les effets $P-\Delta$ des étages aussi bien pour les structures avec remplissage rigide intégral que pour les structures ayant un étage souple à différents niveaux. Il ne met pas en exergue l'amplification des valeurs des effets $P-\Delta$ au niveau des emplacements géométrique des étages souples. Ce règlement donne des valeurs des effets $P-\Delta$ des étages pour les structures avec remplissage rigide nettement plus important que celles fournies pour les structures ayant une transparence, chose qui reflète contradictoirement l'action attendue de la présence intégrale des murs de remplissage.
- ✓ Sous-estime d'environ 40% en moyenne les valeurs du moment de renversement pour les structures avec remplissage intégral sur toute la hauteur et de plus de 30% en moyenne pour les structures à étages souples. Ce règlement donne des valeurs des moments de renversements des étages pour les structures avec remplissage rigide nettement moins important de presque 200% que celles fournies pour les structures ayant une transparence, chose qui va à l'encontre de l'action attendue de la présence intégrale des murs de remplissage.

Le règlement parasismique algérien actuel RPA99/2003 donne des résultats ne reflétant pas correctement l'influence du remplissage sur le comportement global de la structure lorsqu'elle est soumise à des forces latérales. Ces constats confirment l'utilité et la nécessité d'incorporer la modélisation de l'action de la présence des murs de remplissage par une bielle diagonale équivalente dans le règlement parasismique algérien actuel.

5.3. Impact des murs de remplissage en maçonnerie sur le comportement sismique non linéaire des bâtiments en portiques en béton armé dimensionnés selon le règlement parasismique algérien (RPA99/VERSION2003)

5.3.1. Introduction

La recherche actuelle étudie et compare les réponses sismiques non linéaires d'une structure en portiques en béton armé avec et sans mur de remplissage en maçonnerie rigide. Le remplissage est modélisé par une seule bielle de compression équivalente. En utilisant le logiciel SAP2000, des analyses en poussée progressive (pushover) ont été effectuées sur différents modèles de bâtiments tridimensionnels Rdc+6 étages tels que (1) cadre nu, (2) cadre avec des panneaux de remplissage sur toute la hauteur et (3) modèles de portiques avec panneaux de remplissage avec un étage souple situé à différents niveaux de la structure. Les grandeurs de réponse sélectionnées en termes de courbes de capacités, de cisaillement d'étages, de moments de renversement des étages, de déplacements des étages, de déplacements inter-étages, d'effet P- Δ , de point de performance, de rigidité, de ductilité et de mécanisme de ruine sont obtenues pour toutes les configurations considérées et présentées de manière comparative. Les résultats obtenus indiquent clairement que les murs de remplissages en maçonnerie ont un effet bénéfique sur les réponses structurales et rendent les structures plus performantes. En effet, le remplissage augmente, d'une part, la résistance à l'effort tranchant à l'étage, le point de performance, la résistance au moment de renversement des étages, la rigidité initiale et ultime, et réduit, d'autre part, le niveau de risque des rotules plastiques, les déplacements latéraux des étages et les déplacements inter-étages ce qui a pour conséquence également la réduction des effets P-delta. Les résultats montrent également que la performance sismique des structures ayant un étage souple se détériore lorsque l'emplacement en hauteur de l'étage souple s'approche de la base. Il est donc techniquement utile et économiquement intéressant de considérer l'effet du remplissage en maçonnerie dans la nouvelle version en préparation du règlement parasismique algérien (RPA) pour une meilleure évaluation sismique des structures en portiques en béton armé.

5.3.2. Objectif de l'étude

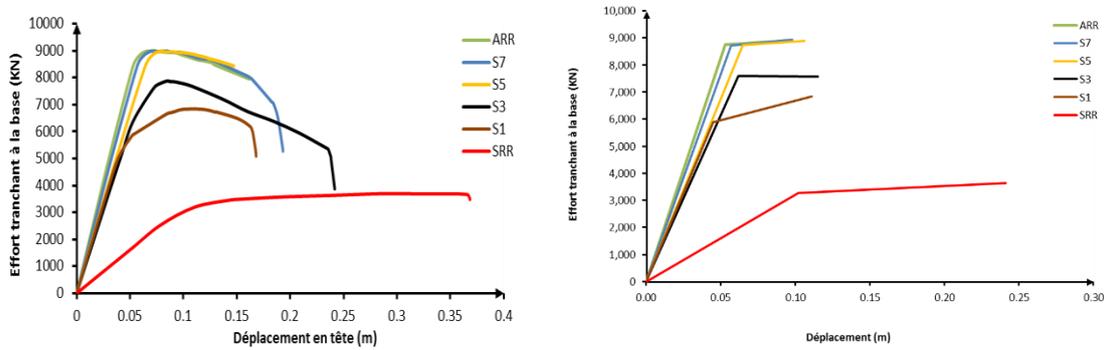
Le but de cette étude est de mettre en évidence par une analyse en statique non linéaire (pushover), l'intérêt technique et économique de prendre en considération l'influence des murs de remplissage en maçonnerie sur la vulnérabilité et le comportement sismique non linéaire des structures en portique en béton armé existantes ou en étude lorsqu'elles sont soumises à une action sismique sévère, en comparant les réponses sismiques non linéaires des structures sans murs de remplissage en maçonnerie et celles issues de la modélisation de la présence du remplissage par une bielle diagonale équivalente unique selon la formulation de Mainston largement utilisée dans les codes internationaux.

5.3.3. Résultats et discussions

Dans ce qui suit, on présente et on discute les résultats des analyses en poussée progressive pushover effectuées, dans la direction longitudinale X, sur les six modèles présentés

précédemment. L'évaluation de l'effet du remplissage et des étages souples et de leurs emplacements en hauteur sur les réponses non linéaires des bâtiments en portiques en béton armé est examinée et comparée ci-dessous

5.3.3.1. Courbes de capacités (Pushover)



a-Courbes de capacité b- Courbes de capacité b- linéarisées selon FEMA 356

Figure 5.11 : Courbes Pushover des modèles étudiés

On peut observer à partir des figures 5.11(a) et 5.11(b), que la résistance élastique et ultime en terme d'effort tranchant à la base du modèle sans remplissage en maçonnerie rigide SRR sont nettement inférieures à celles des modèles avec remplissage rigide intégral ou ayant un étage souple. L'augmentation de la résistance élastique générée par les modèles avec remplissage en maçonnerie est de l'ordre de 166% pour les trois modèles S5, S7 et ARR, 131% pour S3 et 80% pour S1. Par ailleurs, l'apport de la résistance ultime ajoutée par les modèles avec remplissage en maçonnerie est de l'ordre de 145% pour les trois modèles S5, S7 et ARR, 108% pour S3 et 88% pour S1.

5.3.3.2. Cisaillement d'étages

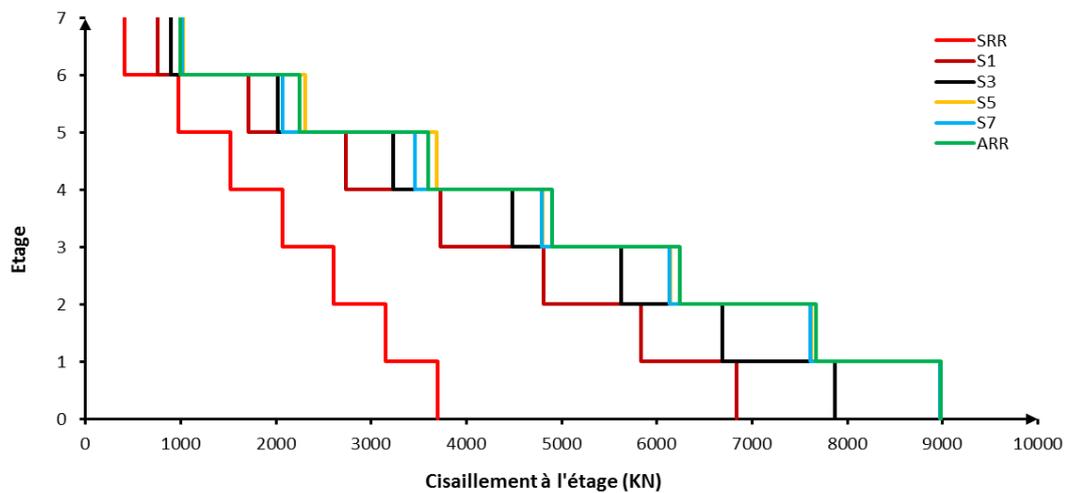


Figure 5.12 : Force de cisaillement à l'étage le long de la hauteur du bâtiment pour les modèles étudiés

Comme le montre la figure 5.12, la réponse en termes de forces de cisaillement aux étages pour le modèle sans remplissage rigide SRR montre une transmission des forces de cisaillement, approximativement deux fois en moyenne, plus petite à la base et à la superstructure que celles transmises aux modèles de construction avec remplissage intégral ou partiel en maçonnerie rigide. La présence d'étages souples à la base ou à tout autre niveau diminue généralement, d'environ 10% en moyenne, les forces de cisaillement transmises aux étages des modèles de construction par rapport au modèle avec remplissage intégral ARR. Du point de vue de la conception parasismique, ignorer l'action de mur de remplissage de maçonnerie sous-estime considérablement la force de cisaillement à la base, qui est considéré comme l'un des principaux paramètres pendant les étapes de conception, et peut donc conduire à une conception excessivement sécuritaire mais très coûteuse. On constate aussi que les valeurs des forces de cisaillement des étages des modèles ayant un étage souple sont proches aux étages supérieurs et distantes aux niveaux des étages inférieurs notamment à la base pour les modèles S1 et S3. Cependant ces valeurs coïncident approximativement pour les modèles S5 et S7.

5.3.3.3. Moment de renversement d'étages

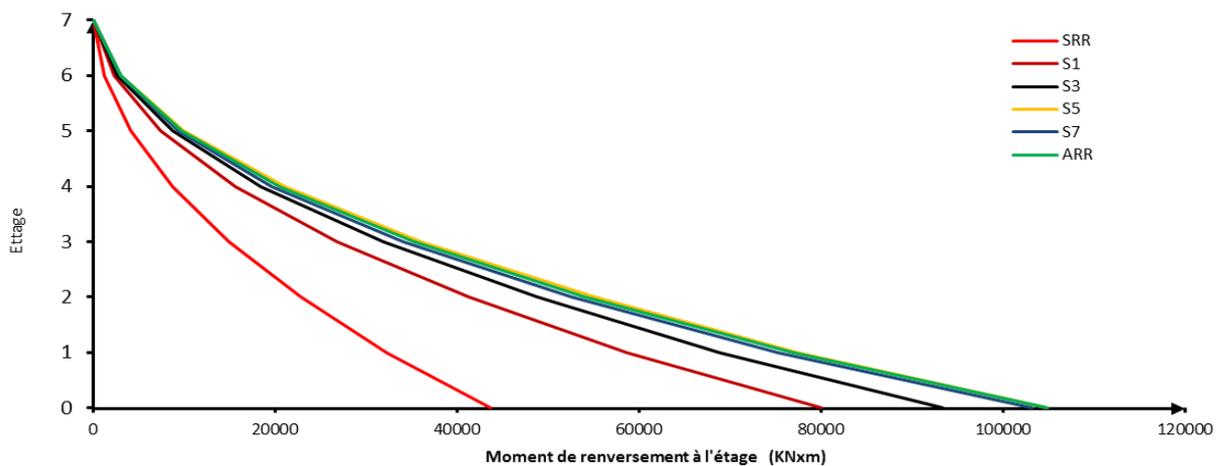


Figure 5.13 : Moment de renversement à l'étage le long de la hauteur du bâtiment pour les modèles étudiés

Comme on peut le voir dans la figure 5.13, le modèle SRR qui ignore l'action de mur de remplissage de maçonnerie sous-estime considérablement d'environ 200% les moments de renversement par rapport aux autres modèles qui prennent l'action du remplissage en considération. Les moments de renversement induits pour le modèle de bâtiment en portique avec des murs entièrement remplis en maçonnerie ARR et ceux ayant des étages souples à différents endroits montrent des changements insignifiants dans les valeurs obtenues aux étages supérieurs. Cependant, le changement des moments est notable aux étages inférieurs en particulier à la base pour les modèles S1 et S3 et approximativement identiques pour les modèles S5, S7 et ARR.

5.3.3.4. Déplacements

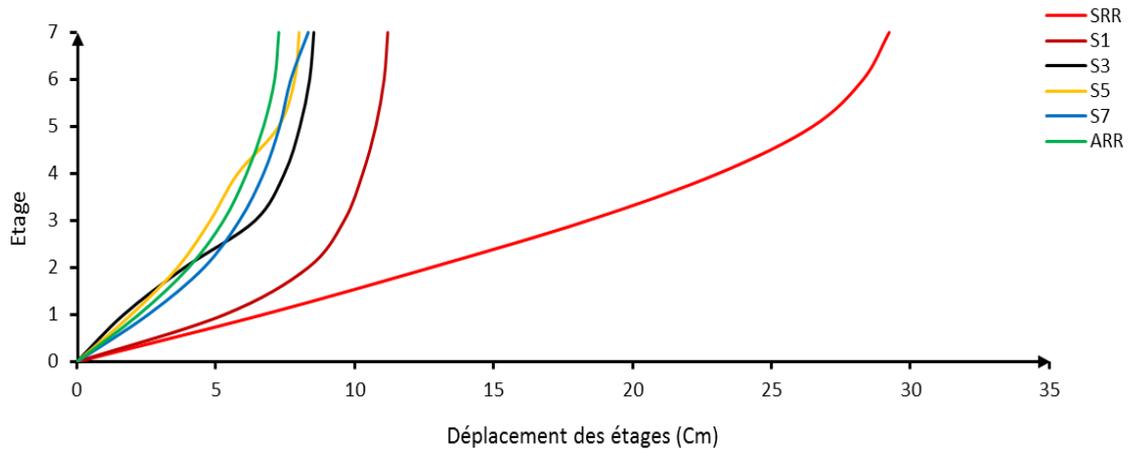


Figure 5.14 : Déplacements des étages le long de la hauteur du bâtiment pour les modèles étudiés

On peut observer à partir de la figure 5.14, que les déplacements obtenus à chaque niveau d'étage sont significativement supérieures d'environ 350 % en moyenne pour le modèle sans remplissage rigide SRR par rapport aux autres modèles avec remplissage en maçonnerie rigide, notamment au niveau des étages supérieurs du bâtiment. Cela est peut être dû à l'augmentation de la rigidité du bâtiment avec la considération de l'action du mur de remplissage en maçonnerie. On constate aussi que les déplacements pour le modèle S1 sont nettement supérieurs le long de tous les étages par rapport à ceux des autres modèles avec remplissage S3., S5, S7 et ARR. La comparaison de la courbe tracée pour le modèle avec remplissage rigide ARR avec les courbes tracées pour les modèles à étages souples à différents niveaux (S1,S3,S5 et S7) montre que ces dernières coïncident avec la courbe du modèle ARR et commencent à diverger en hauteur avec une augmentation légèrement significative des déplacements de ces étages. Cette augmentation soudaine des déplacements est due à l'absence d'action du remplissage en maçonnerie aux niveaux de l'étage souple. La tendance à l'augmentation des déplacements après avoir franchi l'étage souple s'est révélée semblable pour tous les endroits considérés comme des étages souples. Il est intéressant de noter que l'étage souple n'affecte pas les valeurs de déplacement obtenues des étages situées en dessous. Cependant, on a trouvé une tendance à l'augmentation des valeurs de déplacement des étages situés au-dessus.

5.3.3.5. Déplacements inter-étages

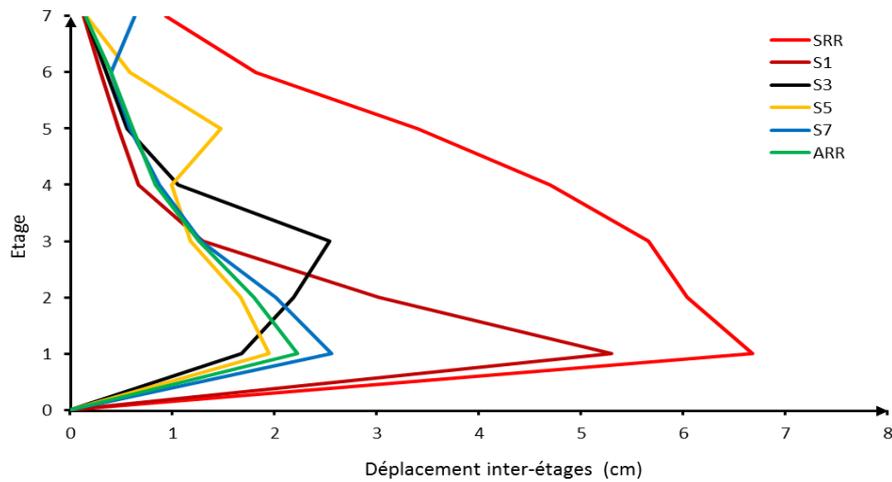


Figure 5.15 : Déplacements inter-étages le long de la hauteur du bâtiment pour les modèles étudiés

On peut observer à partir de la figure 5.15, que les déplacements inter-étages obtenus à chaque niveau d'étage pour le modèle sans remplissage rigide SRR, sont considérablement élevés, par rapport aux autres modèles avec remplissage intégral ou partiel en maçonnerie rigide. Cela est probablement dû à l'augmentation de la rigidité du bâtiment avec la considération de l'action du mur de remplissage en maçonnerie. On peut observer aussi, que les déplacements inter-étages obtenus pour le modèle sans remplissage rigide SRR sont importants et dépassent à certains niveaux, notamment au 1^{er} étage du bâtiment, la limite permise suggérée par le RPA à savoir 1% de la hauteur d'étage. Ce dernier constat est valable pour le modèle S1 au niveau du rez de chaussée. On remarque aussi d'après la figure, que les valeurs de déplacements inter-étages pour tous les modèles de bâtiment à étage souple affichent presque des valeurs semblables à ceux obtenus pour le modèle ARR qui considère l'action du remplissage intégral en maçonnerie, sauf à l'emplacement d'étage souple où une augmentation significative du déplacement inter-étages peut être observée. En considérant l'action de la paroi de remplissage en maçonnerie dans la modélisation des bâtiments, elle diminue les valeurs des déplacements inter-étages induits. Cependant, l'existence d'un étage souple à n'importe quel niveau augmente la valeur de déplacement inter-étages à cet étage et peut dépasser les limites permises suggérées par les codes de conception.

5.3.3.6. Effet P-Δ

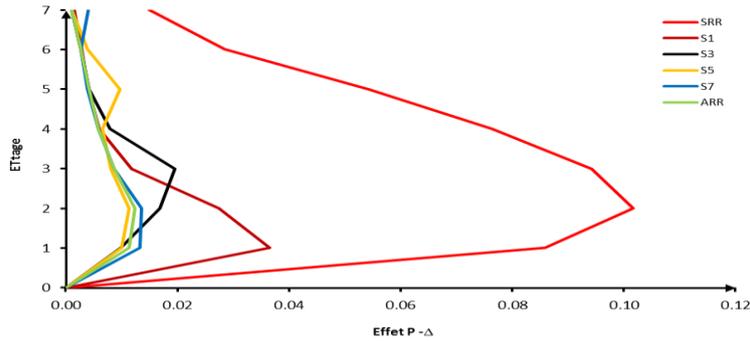


Figure 5.16 : Effet P-Δ à l'étage le long de la hauteur du bâtiment pour les modèles étudiés

On peut observer à partir de la figure 5.16, que les effets p-Δ obtenus à chaque niveau d'étage pour le modèle sans remplissage rigide SRR, sont considérablement élevés, par rapport aux autres modèles avec remplissage en maçonnerie rigide, particulièrement pour le modèle avec remplissage intégral ARR. Cela est probablement dû à l'augmentation de la rigidité du bâtiment avec la considération de l'action du mur de remplissage en maçonnerie. On remarque aussi, que l'effet p-Δ obtenus au 1^{er} étage pour le modèle sans remplissage rigide SRR est important et dépasse la limite permise suggérée par le RPA à savoir $\Theta=0,1$. On constate également d'après la figure, que les valeurs des effets P-Δ pour tous les modèles de bâtiment à étage souple affichent presque des valeurs semblables à ceux obtenus pour le modèle ARR qui considère l'action du remplissage intégral en maçonnerie, sauf à l'emplacement d'étage souple où une augmentation significative de l'effet P-Δ des étages peut être observée. En considérant l'action de la paroi de remplissage en maçonnerie dans la modélisation des bâtiments, elle diminue les valeurs des effets p-Δ induits. Cependant, l'existence d'un étage souple à n'importe quel niveau augmente la valeur des effets P-Δ à cet étage et peut dépasser les limites permises suggérées par le RPA actuel.

5.3.3.7. Point de performance

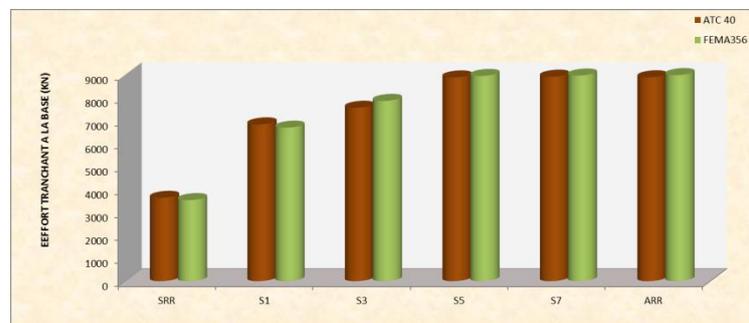


Figure 5.17 : Effort tranchant à la base au point de performance des modèles étudiés

On peut observer à partir de l'historgramme de la figure 5.17, que l'effort tranchant associé au point de performance issu des deux approches ATC 40 et FEMA 356 obtenu pour le modèle sans remplissage rigide SRR, est considérablement inférieur, par rapport aux autres

modèles avec remplissage intégral ou partiel en maçonnerie rigide, Cela est probablement dû à l'augmentation de la rigidité du bâtiment avec la considération de l'action du mur de remplissage en maçonnerie. L'effort tranchant associé au point de performance pour le modèle de bâtiment en portique avec des murs entièrement remplis en maçonnerie ARR et ceux ayant des étages souples au 5eme et 7eme étage S5 et S7 montre des changements insignifiants. Cependant, le changement du point de performance est notable pour les modèles S1 et S3. L'effort tranchant associé au point de performance pour les modèles ayant un étage souple augmente au fur et à mesure que l'emplacement en hauteur de l'étage souple s'éloigne de la base. Les deux approches ATC 40 et FEMA 356 fournissent pratiquement des résultats identiques.

5.3.3.8. Rigidité

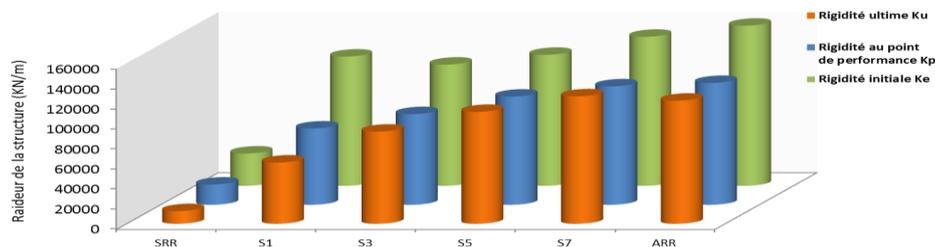


Figure 5.18 : Raideur des modèles étudiés

On peut observer à partir de la figure 5.18, que la rigidité associée respectivement à l'état élastique, au point de performance et à l'état ultime obtenue pour le modèle sans remplissage SRR, est considérablement faible par rapport aux autres modèles avec remplissage intégral ou partiel en maçonnerie rigide. Cela est probablement dû à l'augmentation de la rigidité du bâtiment avec la considération de l'action du mur de remplissage en maçonnerie. La rigidité associée au point de performance et celle associée au point ultime pour les modèles ayant un étage souple augmentent au fur et à mesure que l'emplacement en hauteur de l'étage souple s'éloigne de la base. La même remarque peut être faite sur la rigidité élastique sauf pour le modèle S1 où on constate une légère augmentation de cette rigidité par rapport à celle du modèle S3. On remarque aussi, que la rigidité au point de performance pour chaque modèle est inférieure à la rigidité élastique mais supérieure ou égale à la rigidité ultime. La rigidité associée au point de performance et celle associée au point ultime pour le modèle de bâtiment en portique avec des murs entièrement remplis en maçonnerie ARR et ceux ayant des étages souples au 5eme et 7eme étage S5 et S7 montre des changements faibles. Cependant, une différence des valeurs de ces deux types de rigidité est notable pour les modèles S1 et S3.

5.3.3.9. Ductilité

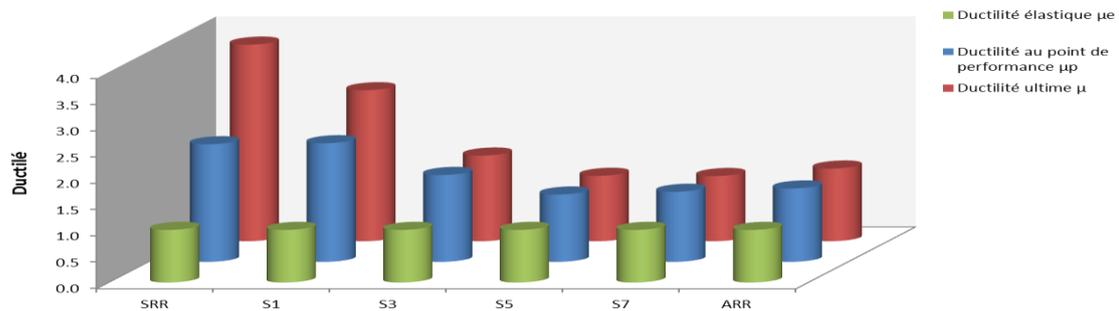


Figure 5.19: Ductilité des modèles étudiés

On peut observer à partir de la figure 5.19, que la ductilité ultime obtenue pour le modèle sans remplissage rigide SRR, est considérablement élevée, par rapport aux autres modèles avec remplissage intégral ou partiel en maçonnerie rigide. La même remarque peut être faite sur la ductilité au point de performance sauf pour le modèle S1 où on constate une ductilité identique à celle du modèle SRR. Cela est probablement dû à l'augmentation de la rigidité du bâtiment avec la considération de l'action du mur de remplissage en maçonnerie. La ductilité associée au point de performance et celle associée au point ultime pour les modèles ayant un étage souple diminuent au fur et à mesure que l'emplacement en hauteur de l'étage souple s'éloigne de la base. On remarque aussi, que la ductilité au point de performance pour chaque modèle est supérieure à la ductilité élastique valant l'unité mais inférieure ou égale à la ductilité ultime. La ductilité associée au point de performance et celle associée au point ultime pour le modèle de bâtiment en portique avec des murs entièrement remplis en maçonnerie ARR et ceux ayant des étages souples au 5ème et 7ème étage S5 et S7 montre des changements insignifiants. Cependant, une différence des deux types de ductilité est notable pour les modèles S1 et S3.

5.3.3.10. Formation de rotules plastiques et mécanisme de ruine

La propagation et la formation de rotules plastiques (RP) dans les différents éléments de la structure comme les poteaux, poutres et murs de remplissage des différents modèles traités dans cette étude, sont développées au point de performance qui correspond à l'évènement sismique et au point ultime correspondant à la résistance maximale supportée.

5.3.3.10.1. Au point de performance

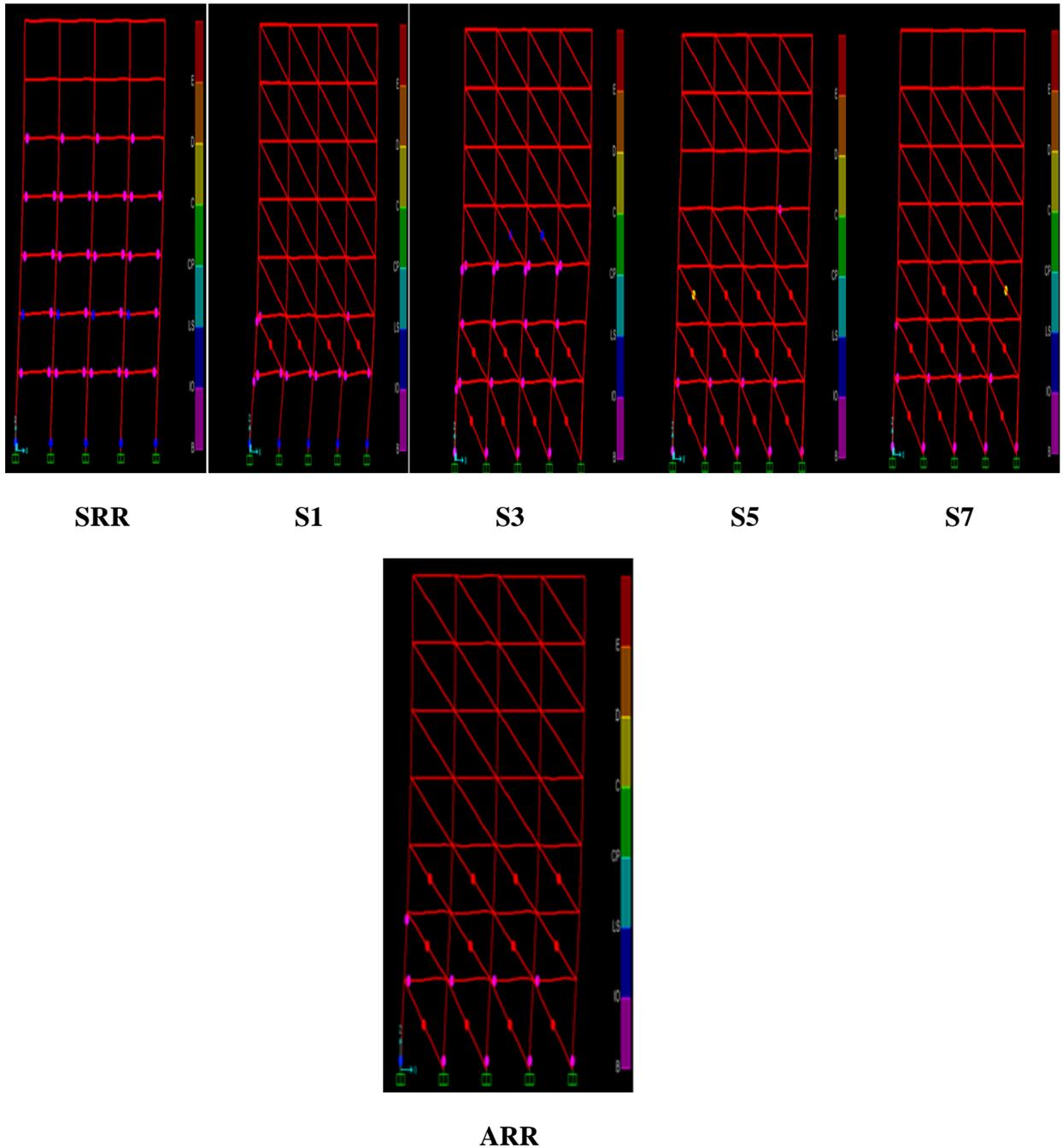


Figure 5.20: Mécanisme de ruine des rotules plastiques des modèles étudiés au point de performance

On remarque d'après la figure 5.20 que les modèles S3, S5, S7 et ARR abaissent le niveau de risque, de IO-LS à B-IO, des rotules plastiques localisées en pieds des poteaux du RDC et celles localisées dans l'une des extrémités des poutres du 2^{ème} étage du modèle sans remplissage SRR. Ils réduisent aussi le nombre des rotules plastiques de type B-IO. Cependant le modèle S1 réduit le niveau de risque des rotules plastiques de type IO-LS localisées uniquement dans les poutres et ils abaissent le nombre des rotules plastiques de type B-IO.

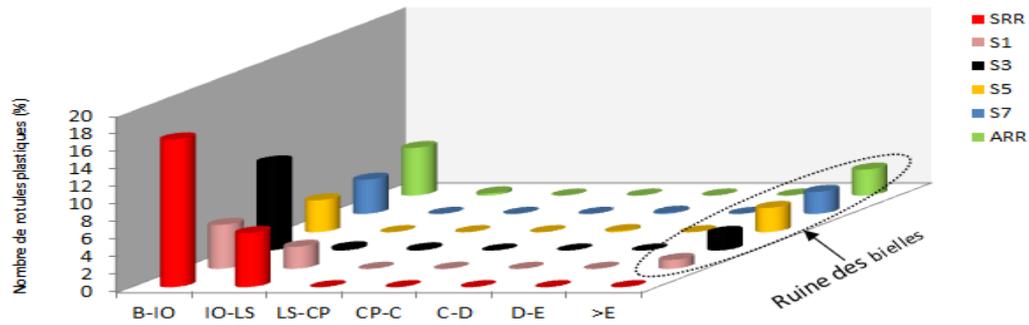


Figure 5.21 : Histogramme des fréquences de formation des rotules plastiques des modèles étudiés au point de performance.

On peut observer à partir de la figure 5.21, que la prise en compte des murs de remplissage en maçonnerie, modifie considérablement le mécanisme de formation de rotules plastiques au point de performance pour le bâtiment en portiques en béton armé sans remplissage rigide SRR correspondant. En effet, le nombre de rotules plastiques formées dans les limites B-IO par les modèles avec remplissage S1, S3, S5, S7 et ARR est réduit respectivement à presque 70 %, 40%, 78%, 77% et 68% par rapport au modèle sans remplissage rigide SRR. On constate aussi que le nombre de rotules plastiques formées dans les limites IO-LS par les modèles avec remplissage S3, S5, S7 et ARR est également réduit à presque 100 % par rapport au modèle sans remplissage rigide SRR, tandis que ce nombre est réduit à 60% par le modèle S1. La réduction du nombre et des limites de rotules plastiques se produit au détriment des murs de remplissage en maçonnerie qui sont complètement ruinés respectivement de 9.52%, 19%, 26%, 23% et 24% pour les modèles S1, S3, S5, S7 et ARR par rapport à l'ensemble des murs de remplissages.

5.3.3.10.2. Au point ultime

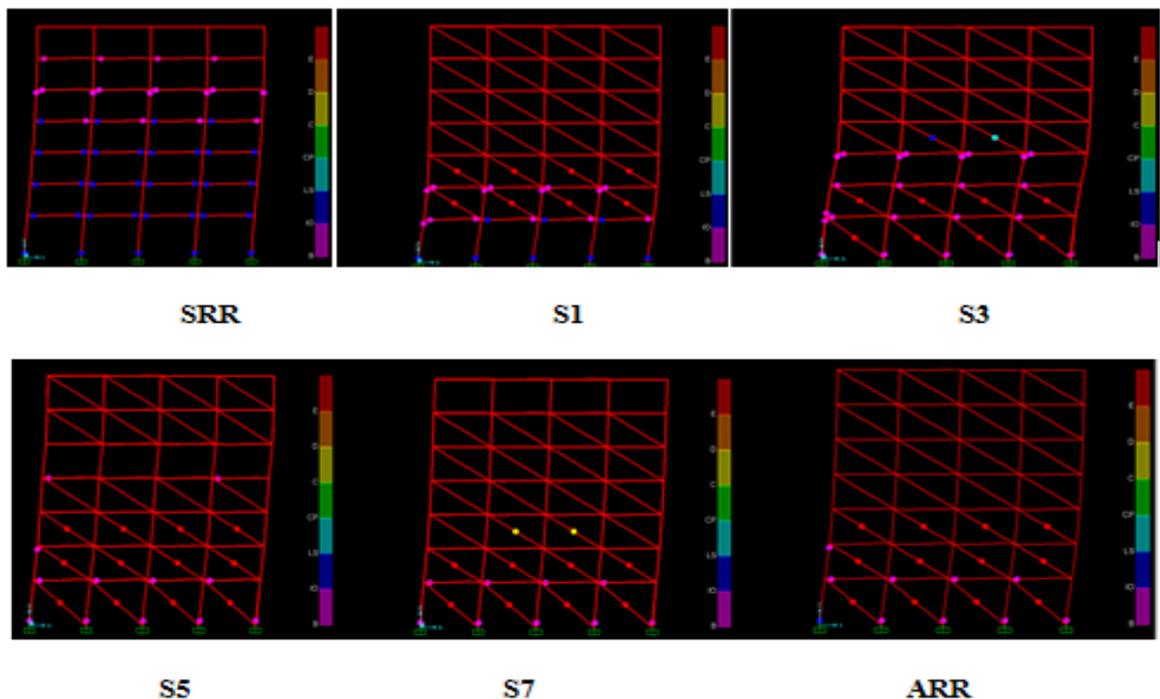


Figure 5.22 : Mécanisme de ruine des rotules plastiques des modèles étudiés au point ultime

On remarque d'après la figure 5.22 que les modèles S3, S5, S7 et ARR abaissent le niveau de risque, de IO-LS à B-IO, des rotules plastiques localisées en pieds des poteaux du RDC et celles localisées dans les extrémités des poutres des étages du modèle sans remplissage SRR. Ils réduisent aussi considérablement le nombre des rotules plastiques de type B-IO. Cependant le modèle S1 réduit le niveau de risque des rotules plastiques de type IO-LS localisées uniquement dans les poutres et ils abaissent le nombre des rotules plastiques de type B-IO.

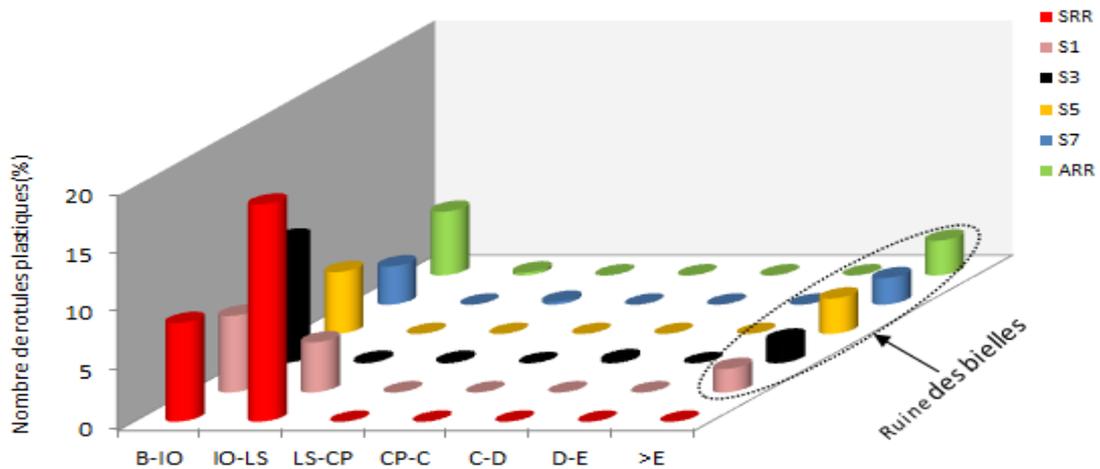


Figure 5.23 : Histogramme des fréquences de formation des rotules plastiques des modèles étudiés au point ultime

On peut observer à partir de la figure 5.23, que la prise en compte des murs de remplissage en maçonnerie, modifie considérablement le mécanisme de formation de rotules plastiques au point ultime pour le bâtiment en portiques en béton armé sans remplissage rigide SRR correspondant. En effet, le nombre de rotules plastiques formées dans les limites B-IO par les modèles avec remplissage S1, S5, S7 et ARR est réduit respectivement à presque 22 %, 37%, 61% et 36% par rapport au modèle sans remplissage rigide SRR. Par contre, le modèle S3 augmente les rotules plastiques de type B-IO d'environ 25%. On constate aussi que le nombre de rotules plastiques formées dans les limites IO-LS par les modèles avec remplissage S3, S5, S7 et ARR est également réduit à presque 100 % par rapport au modèle sans remplissage rigide SRR, tandis que ce nombre est réduit à 77 % par le modèle S1. La réduction du nombre et des limites de rotules plastiques se produit au détriment des murs de remplissage en maçonnerie qui sont complètement ruinés respectivement de 19%, 19%, 24%, 21% et 25% pour les modèles S1, S3, S5, S7 et ARR par rapport à l'ensemble des murs de remplissages.

5.3.4. CONCLUSIONS

Dans ce travail, une étude comparative est effectuée sur l'impact des murs de remplissage en maçonnerie sur le comportement sismique non linéaire d'un bâtiment en portiques en béton armé RDC+6 étages dimensionné selon le règlement parasismique algérien actuel

(RPA99/version 2003), en modélisant la présence des murs de remplissage en maçonnerie par une bielle diagonale équivalente unique. A cet effet, des analyses pushover ont été réalisées dans le sens longitudinal sur différents modèles de bâtiments tridimensionnels Rdc+6 étages tels que (1) cadre nu, (2) cadre avec des panneaux de remplissage sur toute la hauteur et (3) modèles de portiques avec panneaux de remplissage avec un étage souple situé à différents niveaux de la structure. Les résultats des analyses obtenus dans ce travail indiquent clairement que les réponses sismiques non linéaires des modèles de construction avec murs de remplissage en maçonnerie sur toute la hauteur ou ayant un étage souple (ARR, S1, S3, S5 et S7), sont nettement plus performantes et plus représentatives de l'interaction portique-remplissage que celles du modèle sans remplissage, SRR, modélisé sans bielles de compression. Les résultats montrent également que la performance sismique des structures ayant un étage souple se détériore lorsque l'emplacement en hauteur de l'étage souple s'approche de la base tout en restant supérieure à celle du modèle sans remplissage. En effet, le remplissage augmente considérablement, d'une part, la résistance à l'effort tranchant à l'étage, le point de performance, la résistance au moment de renversement des étages, la rigidité initiale et ultime, et réduisent fortement, d'autre part, le niveau de risque des rotules plastiques formées, les déplacements latéraux des étages et les déplacements inter-étages ce qui a pour conséquence également la réduction des effets P-delta. On constate aussi que la performance sismique des structures ayant un étage souple au rez-de chaussée S1, notamment en matière de formation de rotules plastiques à risque élevée au niveaux des pieds des colonnes, est la plus défavorable vis-à-vis des autres modèles contenant une transparence, ce qui constitue un danger potentiel considérable en cas d'intensification de l'agression sismique. En conclusion, On peut affirmer que les murs de remplissage en maçonnerie modélisés en tant que bielles de compression équivalentes doivent être incorporés dans le nouveau règlement parasismique algérien (RPA) en cour de finalisation, pour mieux appréhender le comportement sismique de l'interaction portique-remplissage qui peut être considérée dans une certaine mesure comme un moyen de contreventement efficace et rentable.

5.4. Influence de la hauteur sur l'évaluation du facteur de comportement global (R) des structures en portiques en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide en considérant diverses formes de distribution verticale des charges sismiques

5.4.1. Objectif de l'étude

La présente étude a pour objectif principal l'évaluation bidirectionnelle du facteur de comportement (R) des structures en portique en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide (uniquement sur toute la hauteur des murs extérieurs) sur la base de critères de ruine préalablement définis en utilisant l'analyse statique non linéaire en poussée progressive (analyse pushover) en considérant plusieurs formes de distribution verticale des charges horizontales. Ensuite, on procède à une comparaison entre les valeurs de R évaluées dans cette étude et celles préconisée par le code RPA 99 / version 2003 (à savoir 3.5 pour un remplissage intégral). Autrement dit, l'objectif du travail est l'étude de la validité du dimensionnement parasismique d'une structure en portique en béton armé

avec remplissage rigide effectué suivant le code RPA 99 / version 2003 à partir d'un spectre de réponse élastique et d'un coefficient de comportement associé à ladite structure.

5.4.2. Structures étudiées

Pour atteindre cet objectif, on considère des modèles de structures dont les caractéristiques sont comme suit :

5.4.2.1. Géométrie et configuration structurale

Sept structures tridimensionnelles de même nombre de travées dans le plan (figure 5.24), mais de nombre d'étages différent (figure 5.25 (a) et 5.25 (b)) sont considérées dans cette étude : structures de 2 à 8 niveaux. Partant de la structure la plus élancée (R+7), les structures (R+6 à R+1) sont déduites successivement, en ôtant de manière dégressive le dernier étage. Le ferrailage de ces structures est obtenu par le même procédé. Ces 7 structures sont supposées être encastées à leurs bases.

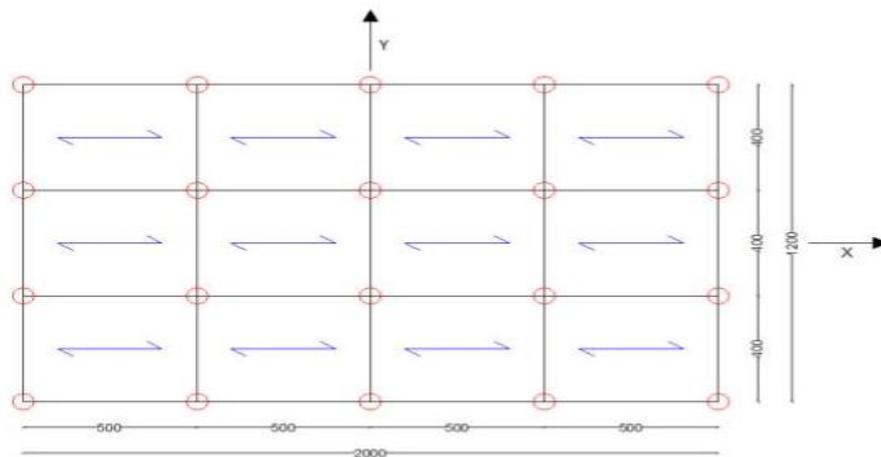
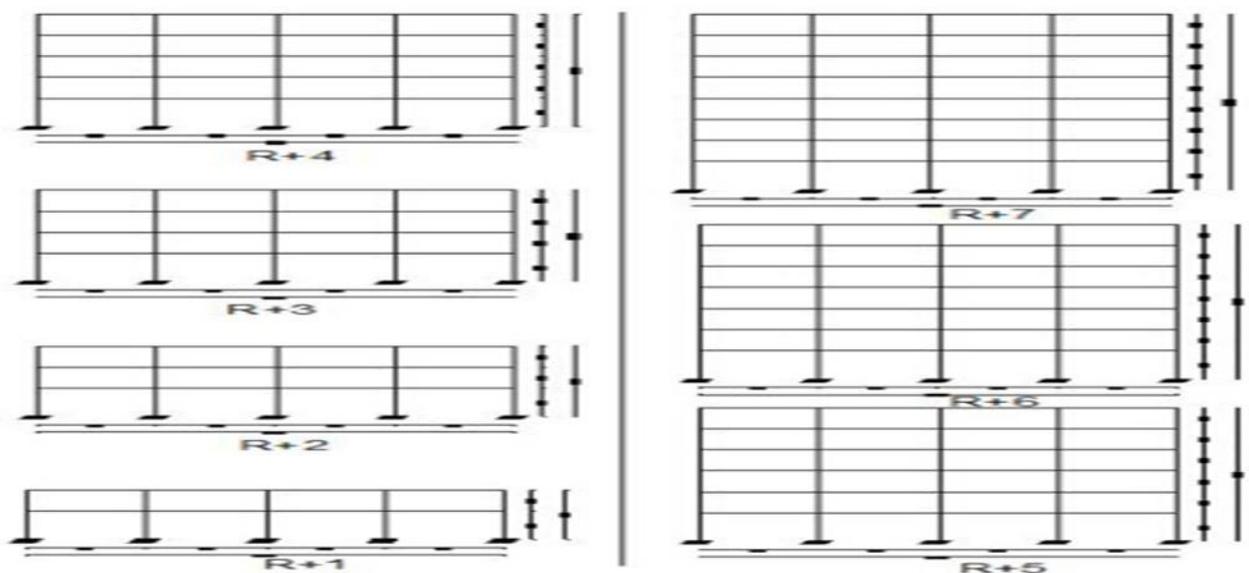
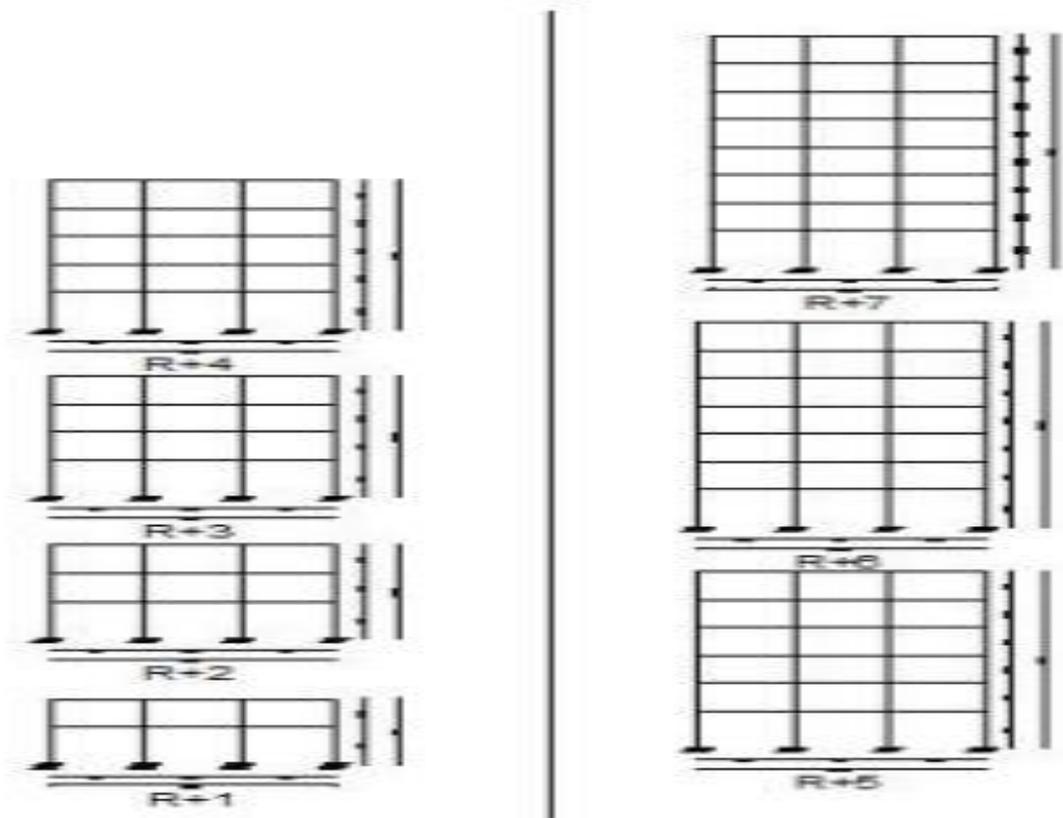


Figure 5.24 : Vue en plan des bâtiments étudiés



a-Sens XZ

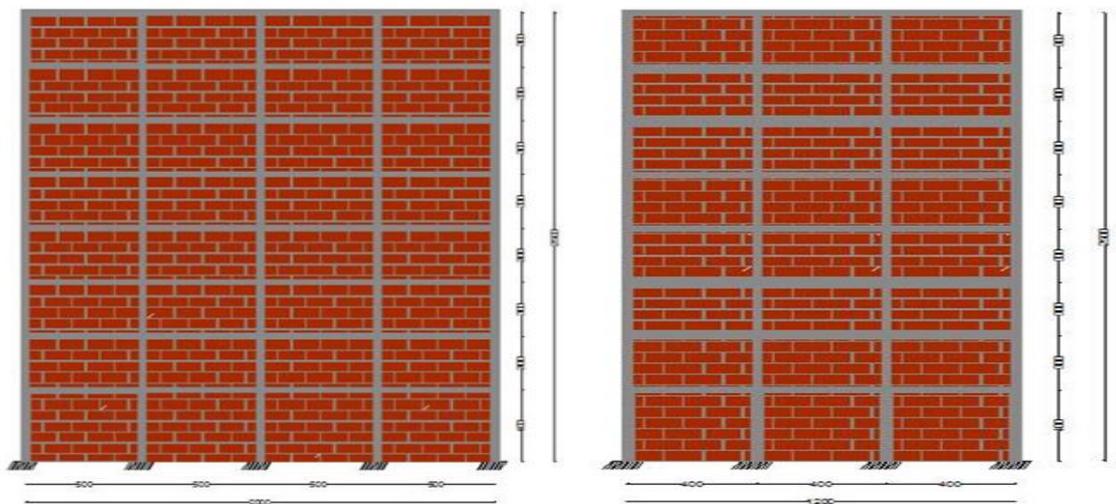


b-Sens YZ

Figure 5.25: Vue en élévation des bâtiments étudiés,

5.4.2.2. Données de calcul des structures étudiées

On considère une structure en portique en béton armé en rez-de-chaussée plus 7 étages (R+7), remplie en maçonnerie constituée de briques creuses de terre cuite sur toute sa hauteur (figure 5.26).



a-Sens XZ

b-Sens YZ

Figure 5.26 : Structure R+7 avec remplissage en maçonnerie sur toute la hauteur

Les caractéristiques principales du matériau de remplissage, brique creuse de terre cuite, sont données dans le tableau 5.4.

| | | |
|---|-------------------|-----------------------|
|  | Unités | Brique en terre cuite |
| Masse volumique | Kg/m ³ | 1000 à 1600 |
| Module d'élasticité | Mpa | 3550 |
| Résistance caractéristique à la compression | Mpa | 10 |

Tableau 5.4 : Caractéristiques principales du matériau brique creuse de terre cuite considéré [71]

Les sept structures étudiées (R+1 à R+7) sont à usage de bureaux, à plancher en corps creux de type (16+4), et présentant une même vue en plan. Les charges permanentes (G) du plancher terrasse sont évaluées à **6,2kN/m²** et celles du plancher courant a **5,6 kN/m²**. Les charges d'exploitation (Q) du plancher terrasse sont de 1 kN/m² et celles du plancher courant de 1,5 kN/m².

Les 7 bâtiments suscités étudiés, sont supposés être localisés en zone de forte sismicité (zone III selon le RPA99/version 2003), et sont de groupe d'usage 2. Le site d'implantation est supposé de type S3 (sol meuble). Le facteur de comportement R de dimensionnement pour les structures étudiées ici est pris égal à 3,5 et Le coefficient d'amortissement $\xi = 7\%$ (Remplissage dense), conformément au RPA99/version 2003. On considère un facteur de qualité $Q=1$.

Le dimensionnement des poutres et des poteaux (section de béton et celle d'acier) est effectué en considérant la structure dans sa configuration nue : les murs de maçonnerie ne sont pris en compte que comme charge verticale agissant sur le portique, leur apport dans la raideur et la résistance du portique étant négligé. L'épaisseur du remplissage du mur extérieur est prise égale à 30 cm.

Le dimensionnement des structures est effectué selon le code de calcul de béton armé aux états limites BAEL91 [266] et le règlement parasismique algérien RPA99 / version 2003 [168]. Les caractéristiques mécaniques des matériaux acier et béton utilisées sont :

Pour le béton, la contrainte caractéristique à la compression à 28 jours est égale à 25 MPa ; pour l'acier, les armatures longitudinales et transversales utilisées sont de nuance FeE400, c'est-à-dire de contrainte limite élastique égale à 400 MPa.

Notons que pour les cinq bâtiments (R+3 à R+7), bien que le RPA99/version 2003 limite en pratique La hauteur des bâtiments en portiques avec ou sans murs de remplissage en maçonnerie à 3 niveaux en zone de forte sismicité, pour les raisons de cette recherche ou l'on examine l'influence de l'élancement de la structure sur la valeur de son facteur de comportement, on a fait abstraction de cette limitation de hauteur des bâtiments pour ces structures. Le calcul des armatures longitudinales et transversales dans les poutres et poteaux est effectué en considérant les sollicitations dues aux charges gravitaires (charges permanentes et d'exploitation) et sismiques selon les combinaisons d'actions définies dans les deux codes de calcul utilisés à cet effet, à savoir le code de calcul en béton arme aux états limites BAEL91 et le règlement parasismique algérien RPA99/version 2003.

5.4.2.3. Coffrage et ferrailage des poutres et poteaux des structures étudiées

Les dimensions des sections des poutres et des poteaux ainsi que leurs sections d'acier longitudinales (figure 5.27 et 5.28) sont présentées au tableau 5.5. Précisons que les sections d'acier présentées dans ce tableau sont celles aux extrémités des poutres et des poteaux, zones les plus sollicitées sous séisme qui sont par conséquent le siège de formation de rotules plastiques.

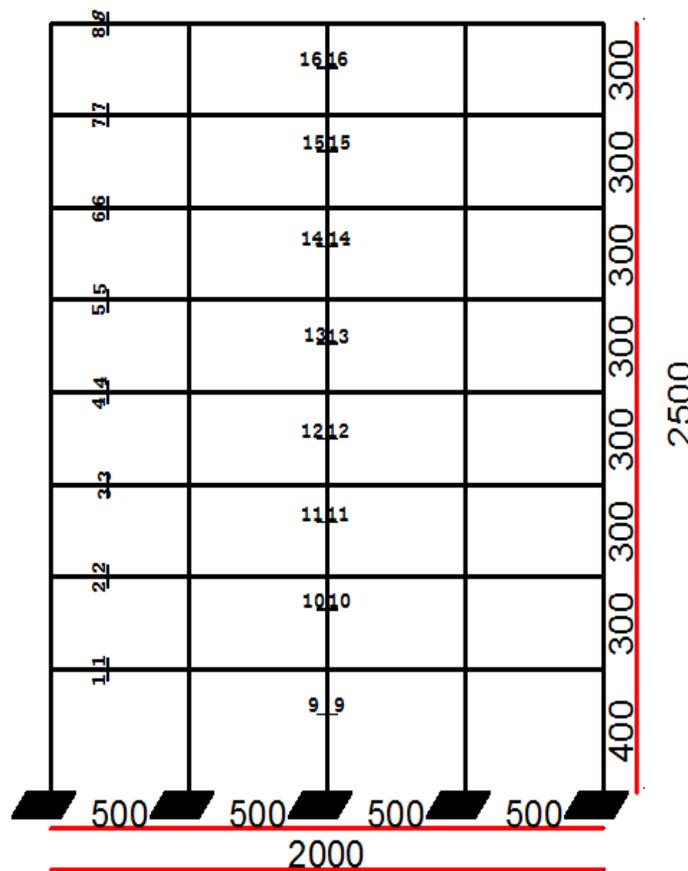


Figure 5.27 : sections des poteaux et poutres de la structure de base étudiée

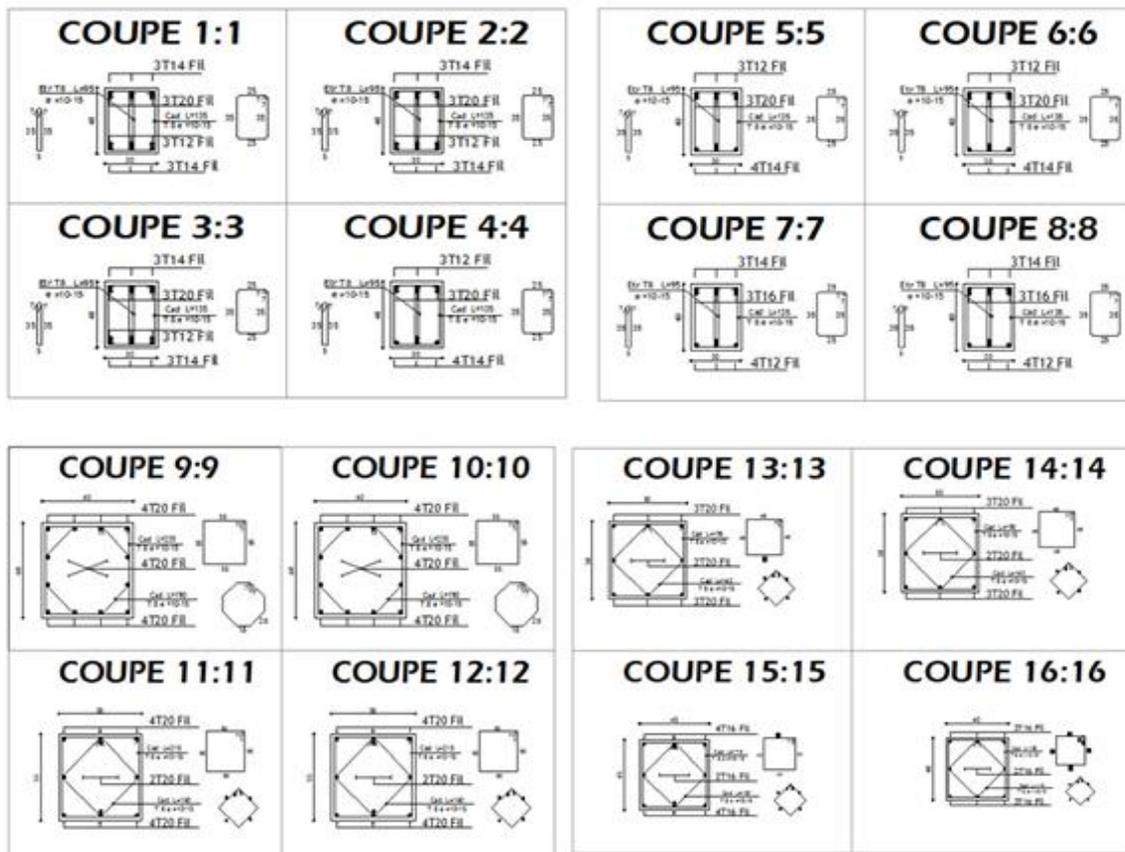


Figure 5.28: ferrailage aux extrémités poutres et des poteaux de la structure nue

| Niveau | Poutres | | | Poteaux | |
|--------|--|------------------------------------|----------------------------------|---------------------------|---------------|
| | Section béton b _x h (cmxcm) | section acier | | Section béton axa (cmxcm) | section acier |
| | | Nappe supérieure | Nappe inférieure | | |
| 8 | 30x40 | 3φ16+3φ14 10.64 cm ² | 4φ12 4.52cm ² | 40x40 | 8φ16 |
| 7 | 30x40 | 3φ16+3φ14 10.64 cm ² | 4φ12 4.52cm ² | 45x45 | 10φ16 |
| 6 | 30x40 | 3φ20+3φ12 12.81cm ² | 4φ14 6.16cm ² | 50x50 | 8φ20 |
| 5 | 30x40 | 3φ20+3φ12 12.81cm ² | 4φ14 6.16cm ² | 50x50 | 8φ20 |
| 4 | 30x40 | 3φ20+3φ12 12.81cm ² | 4φ14 6.16cm ² | 55x55 | 10φ20 |
| 3 | 30x40 | 3φ20+3φ14 14.04cm ² | 3φ14+3φ12 8.01cm ² | 55x55 | 10φ20 |
| 2 | 30x40 | 3φ20+3φ14 14.04cm ² | 3φ14+3φ12 8.01cm ² | 60x60 | 12φ20 |
| 1 | 30x40 | 3φ20+3φ14 14.04cm ² | 3φ14+3φ12 8.01cm ² | 60x60 | 12φ20 |

Tableau 5.5 : Ferrailage aux extrémités des poutres et des poteaux des structures étudiées.

L'étude est menée en effectuant pour chaque structure, à l'aide du logiciel SAP2000/v19, une analyse pushover bidirectionnelle. On obtient alors, pour chaque structure et pour une direction donnée, une courbe de capacité (appelée aussi courbe pushover), à partir de laquelle on extrait les paramètres permettant l'évaluation du facteur de comportement de la structure dans les deux sens du plan comme on le verra ci-après.

5.4.3. Paramètres du facteur de comportement, R

Le facteur de comportement R est donné par l'équation (4.13).

5.4.3.1. Facteur de ductilité, R_{μ}

Dans cette étude, les formulations de Newmark et Hall [16], de Krawinkler et Nassar [17], de Fajfar [18] et de Priestley [19] sont utilisées pour le calcul du facteur de réduction R_{μ} (voir section 4.3.2).

5.4.3.2. Facteur de sur-résistance, Ω

Cette sur-résistance est définie dans la section 4.3.1

5.4.4. Distribution verticale des charges sismiques horizontales

Les formes de distribution verticale des charges sismiques horizontales adoptées dans cette investigation sont celles définies dans la section 2.4.2.1.1

5.4.5. Définition du déplacement cible de la structure

Le point de contrôle du déplacement peut être pris au centre de gravité de la structure ou à son point le plus haut. Dans notre analyse, il sera pris comme étant situé au niveau le plus haut du portique.

5.4.6. Critères de ruine

L'évaluation du facteur de comportement R est faite ici sur la base des critères de ruine locale et globale définis respectivement dans les sections 4.5.1 et 4.5.2

5.4.7. Caractéristiques et lois de comportement des bielles

Les caractéristiques géométriques et mécaniques ainsi que les lois de comportements les plus défavorables des bielles équivalentes, adoptés pour chaque structure (tableau 5.6) sont causés par le panneau de remplissage (3mx5m) positionné aux 2ème niveaux dans le sens longitudinal inséré entre les 2 poteaux de dimension 60x60.

| Larguer de la bielle a (m) | masse volumique ρ (Kg/m ³) | Module d'élasticité E_m (Mpa) | f_m (Mpa) | Limites élastiques | | Niveaux de performances | | | Limite ultime |
|----------------------------|---|---------------------------------|-------------|--------------------|---------|-------------------------|---------|---------|---------------|
| | | | | Fe (KN) | De (m) | IO (m) | LS (m) | CP (m) | C (m) |
| 0.66 | 1,500.00 | 3,550.00 | 6.46 | 810.44 | 0.00589 | 0.00595 | 0.00600 | 0.00840 | 0.00860 |

Tableau 5.6 : Caractéristiques géométriques, mécaniques et lois de comportement de la bielle de compression généralisée

Notons que pour affiner la lecture, le suivi et la compréhension du comportement plastique de la bielle, nous avons pris la liberté de définir les niveaux de performances IO et CP (situés de part et d'autre du niveau LS), bien qu'ils ne soient pas disponibles dans la table 7-7 du Fema 273. La figure 5.29 ci-dessous illustre la macro-modélisation en 3D de la structure de base avec remplissage en maçonnerie rigide.

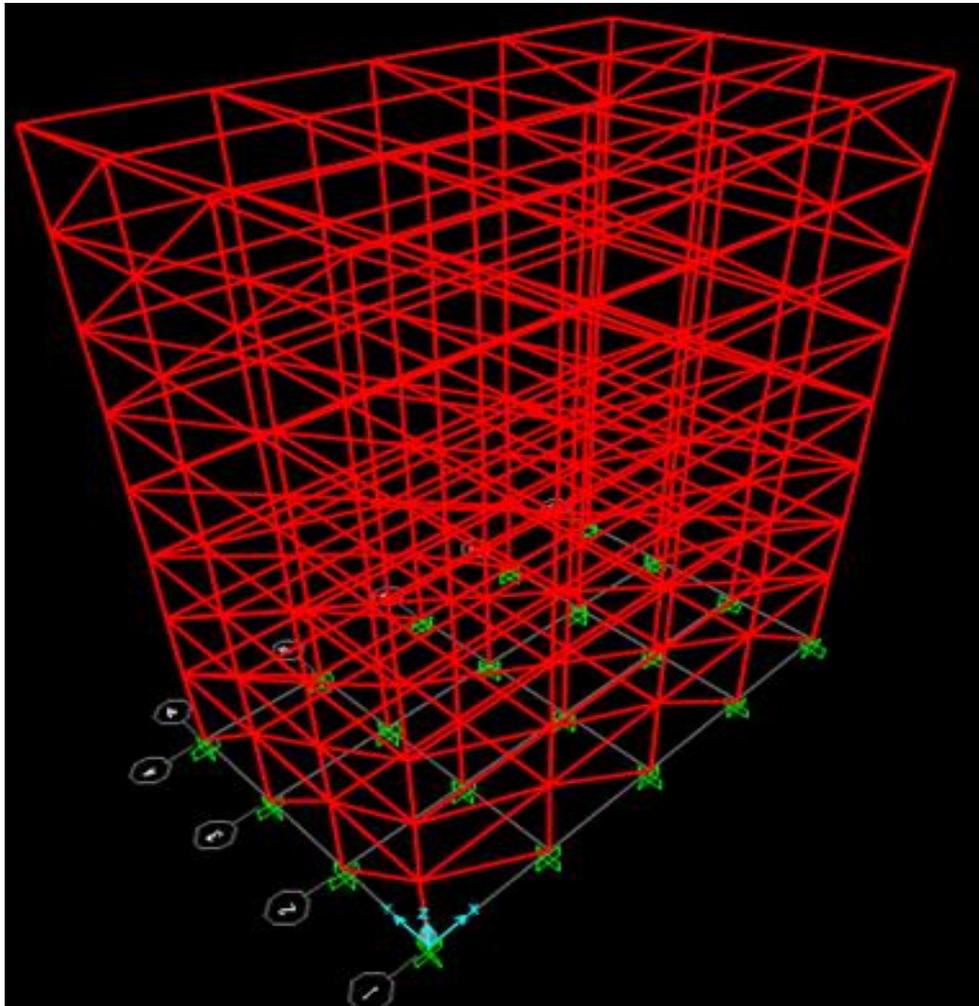


Figure 5.29 : Modélisation en 3D de la structure de base -R+7

5.4.8. Résultats des analyses

Dans ce qui suit, on présente et on discute les résultats des analyses pushover effectuées sur les sept structures étudiées dans les deux directions X et Y, structures de 2 à 8 niveaux, présentées et dimensionnées précédemment.

On procède, ensuite, à l'évaluation de R_{μ} et du facteur de sur-résistance Ω . Les paramètres incluant la ductilité globale et les deux facteurs de réduction, susmentionnés sont extraits des courbes de capacité obtenues à partir des analyses pushover.

On précise que les analyses pushover sont effectuées suivant les 2 sens X et Y en utilisant les différentes formes de distribution verticale des charges sismiques latérales sus indiquées.

5.4.8.1. Courbes de capacité des structures étudiées

La figure 5.30 montre les courbes de capacité idéalisées des 7 structures dans les deux sens X et Y en fonction de la forme de distribution verticale des charges latérales. Les indices de stabilité maximum $\theta_{p-\Delta, \max}$ de ces structures associés à la valeur limite du déplacement inter-étages $\Delta = 2.5\%$ de la hauteur d'étage ainsi que les valeurs maximales du déplacement inter-étages de chaque structure, considérés ici comme deux des critères de ruine à retenir en situation de ruine globale, sont résumés dans le tableau 5.7 ci-dessous.

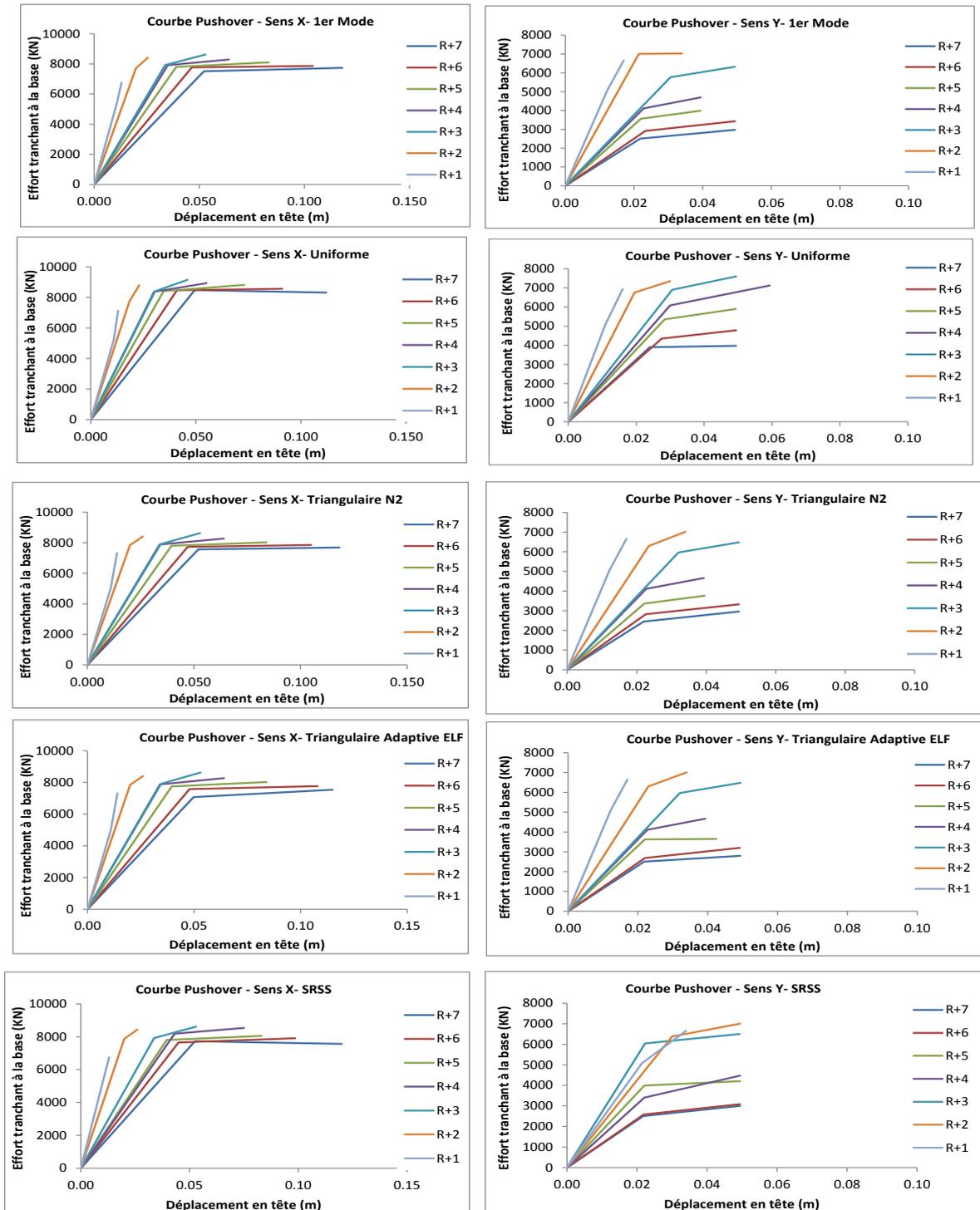


Figure 5.30: Courbes de capacité idéalisées des structures étudiées sens X et Y

| | EFFET P-Δ ET STABILITE STRUCTURALE- $\theta_{p-\Delta, \max}$ | | | Déplacement inter-étage Δ_{\max} (m) | |
|---------------------------|---|--------|--------|---|--------|
| | Structure | Sens X | Sens Y | Sens X | Sens Y |
| 1er Mode | R+7 | 0.070 | 0.090 | 0.044 | 0.008 |
| | R+6 | 0.060 | 0.070 | 0.030 | 0.020 |
| | R+5 | 0.050 | 0.070 | 0.029 | 0.015 |
| | R+4 | 0.040 | 0.060 | 0.024 | 0.010 |
| | R+3 | 0.030 | 0.040 | 0.046 | 0.014 |
| | R+2 | 0.030 | 0.030 | 0.082 | 0.036 |
| | R+1 | 0.020 | 0.020 | 0.044 | 0.031 |
| Uniforme | R+7 | 0.065 | 0.080 | 0.039 | 0.018 |
| | R+6 | 0.060 | 0.068 | 0.030 | 0.022 |
| | R+5 | 0.050 | 0.076 | 0.028 | 0.009 |
| | R+4 | 0.041 | 0.058 | 0.023 | 0.010 |
| | R+3 | 0.031 | 0.040 | 0.027 | 0.016 |
| | R+2 | 0.025 | 0.029 | 0.012 | 0.036 |
| Triangulaire N2 | R+7 | 0.070 | 0.087 | 0.048 | 0.019 |
| | R+6 | 0.060 | 0.070 | 0.030 | 0.020 |
| | R+5 | 0.050 | 0.080 | 0.012 | 0.009 |
| | R+4 | 0.040 | 0.060 | 0.023 | 0.010 |
| | R+3 | 0.030 | 0.040 | 0.027 | 0.016 |
| | R+2 | 0.020 | 0.030 | 0.012 | 0.019 |
| | R+1 | 0.02 | 0.02 | 0.032 | 0.031 |
| Triangulaire Adaptive ELF | R+7 | 0.070 | 0.080 | 0.044 | 0.018 |
| | R+6 | 0.060 | 0.070 | 0.030 | 0.021 |
| | R+5 | 0.050 | 0.100 | 0.012 | 0.008 |
| | R+4 | 0.040 | 0.060 | 0.023 | 0.010 |
| | R+3 | 0.030 | 0.040 | 0.027 | 0.016 |
| | R+2 | 0.020 | 0.030 | 0.012 | 0.019 |
| SRSS | R+7 | 0.076 | 0.086 | 0.059 | 0.019 |
| | R+6 | 0.060 | 0.073 | 0.028 | 0.021 |
| | R+5 | 0.050 | 0.080 | 0.028 | 0.010 |
| | R+4 | 0.040 | 0.060 | 0.027 | 0.012 |
| | R+3 | 0.032 | 0.040 | 0.046 | 0.017 |
| | R+2 | 0.020 | 0.030 | 0.012 | 0.038 |
| R+1 | 0.016 | 0.019 | 0.044 | 0.031 | |

Tableau 5.7 : Indices de stabilité maximum des structures étudiées associés à la valeur limite du déplacement inter-étages

On remarque que la valeur de l'indice de stabilité maximum $\theta_{p-\Delta, \max}$ est d'autant plus grande que l'élanement du portique est important. On remarque aussi que ces valeurs ne dépassent pas la valeur limite spécifiée pour ce paramètre, qui est de 0.2. La même observation est constatée pour le déplacement inter-étage avec une valeur limite valant 0.10m pour le RDC et 0.08m pour les autres étages. Ceci indique que le critère de ruine par instabilité sous l'effet P-Δ (effets du 2e ordre) et celui par dépassement du déplacement inter-étage ne contrôlent pas la ruine des sept portiques et ceci dans les deux sens du plan.

Pour mieux apprécier le type de ruine affectant ces 7 portiques, on donne au paragraphe ci-après le mécanisme de ruine et la distribution des rotules plastiques associés à la ruine de chaque portique.

5.4.8.2. Mécanismes de ruine et distribution des rotules plastiques à la ruine

Il convient de noter qu'on prend dans cette rubrique qu'une seule forme de distribution verticale des charges sismiques (déformée du 1^{er} mode) dans la direction X à titre illustratif, les autres formes seront annexées ultérieurement.

La figure 5.31 montre les mécanismes de ruine des 7 portiques ainsi que les rotules plastiques qui se forment à la ruine. Les modes de ruine observés pour les sept portiques étudiés ne sont pas identiques et ne se produisent pas nécessairement par l'atteinte d'un seul et unique critère de ruine.

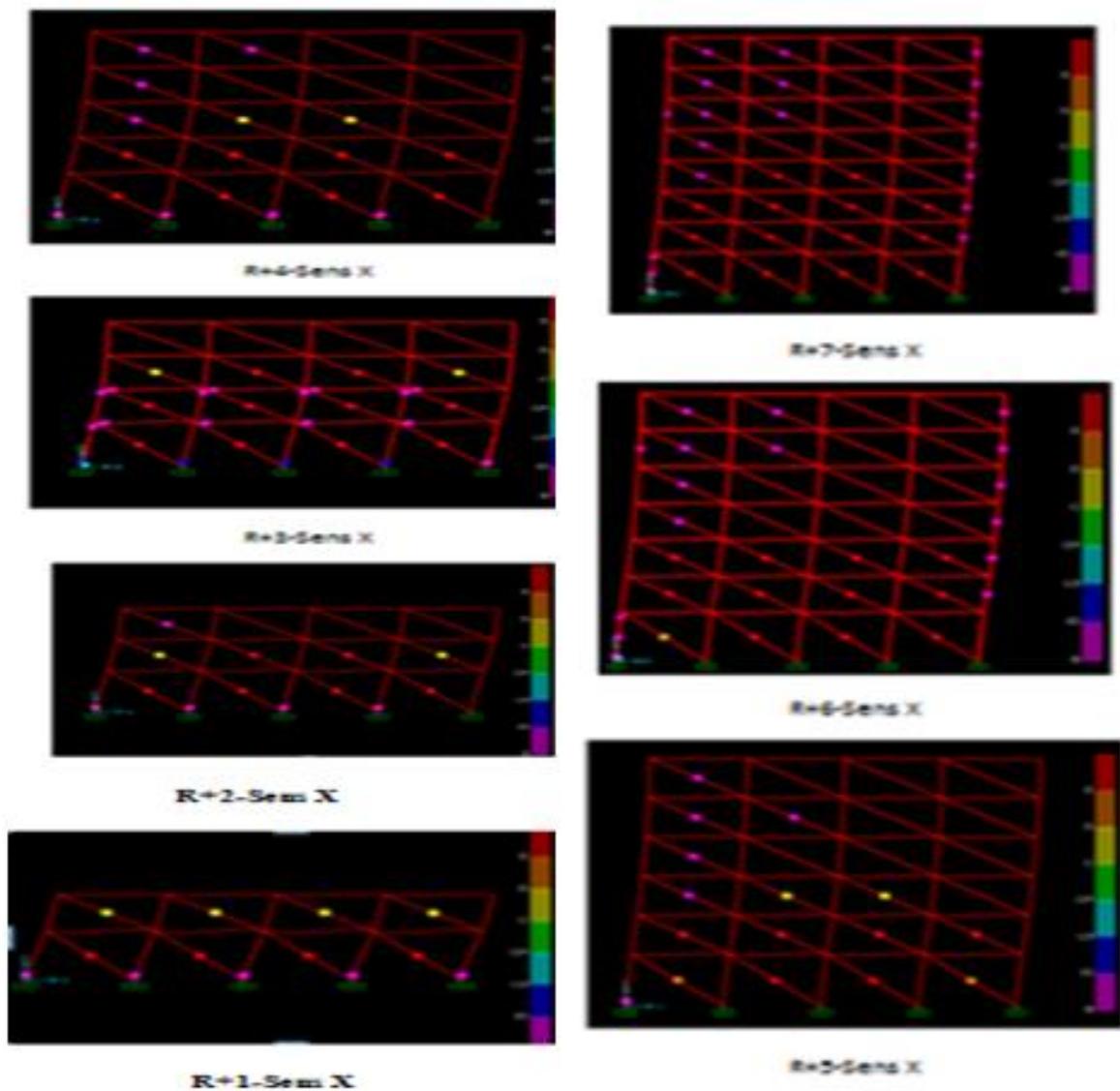


Figure 5.31: Mécanismes de ruine et distribution des rotules plastiques à la ruine des 7 portiques étudiés sens x

5.4.8.3. Analyse comparative des résultats obtenus des structures étudiées

Dans ce paragraphe, on effectue une comparaison des résultats des différents paramètres obtenus par les analyses pushover effectuées dans les 2 directions du plan pour les sept structures étudiées.

Outre les paramètres de ductilité globale et de sur-résistance, le facteur de comportement R constitue le paramètre essentiel de comparaison. On précise que ces différentes comparaisons s'effectueront en considérant les portiques dans leurs états limites ultimes correspondant à leurs états de ruine respectifs.

5.4.8.3.1. Ductilité globale μ des structures étudiées

La ductilité globale en fonction de la hauteur des 7 portiques étudiés dans les 2 directions du plan, en considérant plusieurs formes de distribution verticale des charges horizontales est présentée à la figure 5.32. La ductilité globale μ est exprimée comme le rapport entre le déplacement maximum en tête du portique et son déplacement élastique limite d_y correspondant à la fin de la phase élastique de la courbe pushover idéalisée.

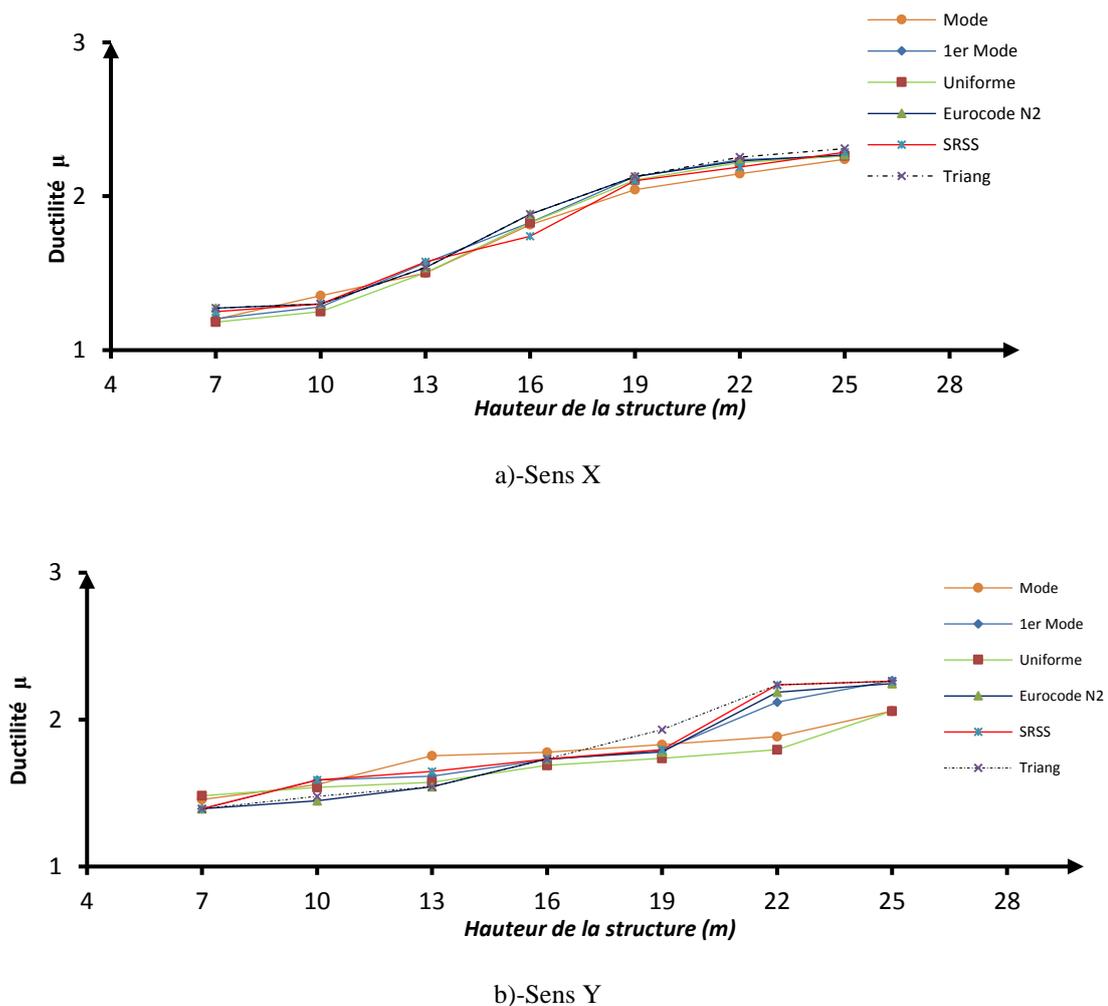


Figure 5.32: Ductilité globale des 7 structures étudiées en fonction de la hauteur selon différentes formes de distribution verticale des charges latérales

La figure 5.32 montre que quelle que soit la forme de distribution verticale des charges latérales, la ductilité globale μ augmente substantiellement en passant du portique à 2 niveaux au portique à 8 niveaux et ceci dans les 2 sens du plan. Donc la ductilité globale du portique augmente avec l'augmentation du nombre de niveaux (Tableau 5.8). On remarque aussi que les valeurs de la ductilité globale μ selon le sens longitudinal, issues des différentes formes de distribution verticale des charges latérales, sont très peu dispersées, contrairement à l'axe transversal Y, où on observe une certaine divergence dans ces valeurs notamment à partir du 7^{ème} niveau. Notons également que moyennement, la ductilité dans la direction transversale Y est relativement proche que celle dans le sens X.

| | Ductilité μ | | | | | | |
|-------------------------|-----------------|------|------|------|------|------|------|
| | R+1 | R+2 | R+3 | R+4 | R+5 | R+6 | R+7 |
| Hauteur de la structure | 7 | 10 | 13 | 16 | 19 | 22 | 25 |
| Modes | 1.20 | 1.35 | 1.50 | 1.82 | 2.04 | 2.15 | 2.24 |
| 1ER Mode | 1.20 | 1.28 | 1.57 | 1.83 | 2.13 | 2.24 | 2.26 |
| Repartie | 1.18 | 1.25 | 1.50 | 1.83 | 2.10 | 2.22 | 2.26 |
| Triangulaire N2 | 1.27 | 1.30 | 1.54 | 1.88 | 2.13 | 2.23 | 2.27 |
| Triangulaire | 1.27 | 1.30 | 1.54 | 1.88 | 2.13 | 2.25 | 2.31 |
| SRSS | 1.25 | 1.30 | 1.57 | 1.74 | 2.10 | 2.19 | 2.29 |
| Moyenne | 1.23 | 1.30 | 1.54 | 1.83 | 2.10 | 2.21 | 2.27 |

a)-Ductilité calculée selon X.

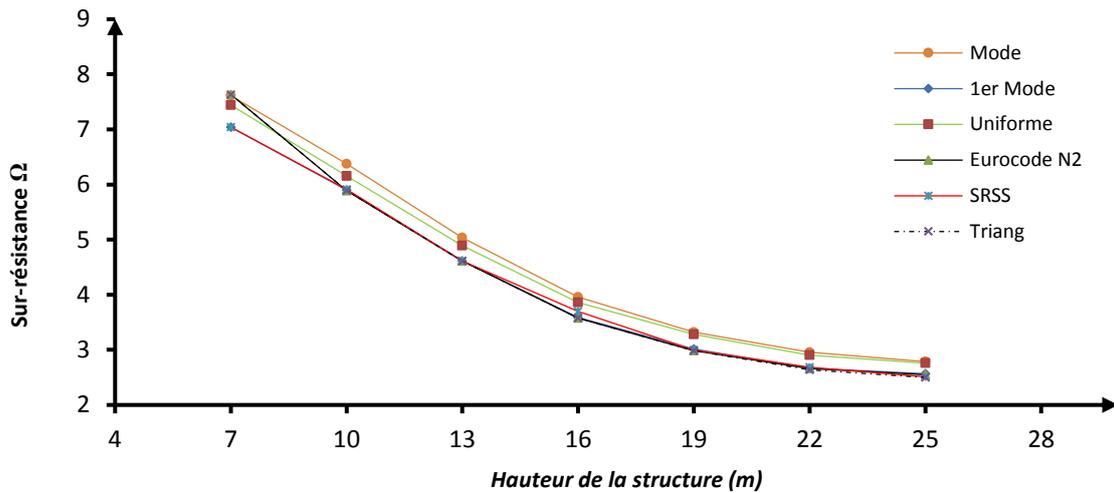
| | Ductilité μ | | | | | | |
|-------------------------|-----------------|------|------|------|------|------|------|
| | R+1 | R+2 | R+3 | R+4 | R+5 | R+6 | R+7 |
| Hauteur de la structure | 7 | 10 | 13 | 16 | 19 | 22 | 25 |
| Modes | 1.46 | 1.56 | 1.75 | 1.78 | 1.83 | 1.89 | 2.06 |
| 1ER Mode | 1.39 | 1.59 | 1.61 | 1.73 | 1.79 | 2.12 | 2.27 |
| Uniforme-Repartie | 1.48 | 1.54 | 1.57 | 1.69 | 1.74 | 1.80 | 2.06 |
| Triangulaire N2 | 1.39 | 1.45 | 1.54 | 1.73 | 1.78 | 2.19 | 2.25 |
| Triangulaire -adaptive | 1.39 | 1.48 | 1.54 | 1.73 | 1.93 | 2.24 | 2.26 |
| SRSS | 1.39 | 1.59 | 1.65 | 1.73 | 1.80 | 2.24 | 2.26 |
| Moyenne | 1.42 | 1.53 | 1.61 | 1.73 | 1.81 | 2.08 | 2.19 |

b)-Ductilité calculée selon Y

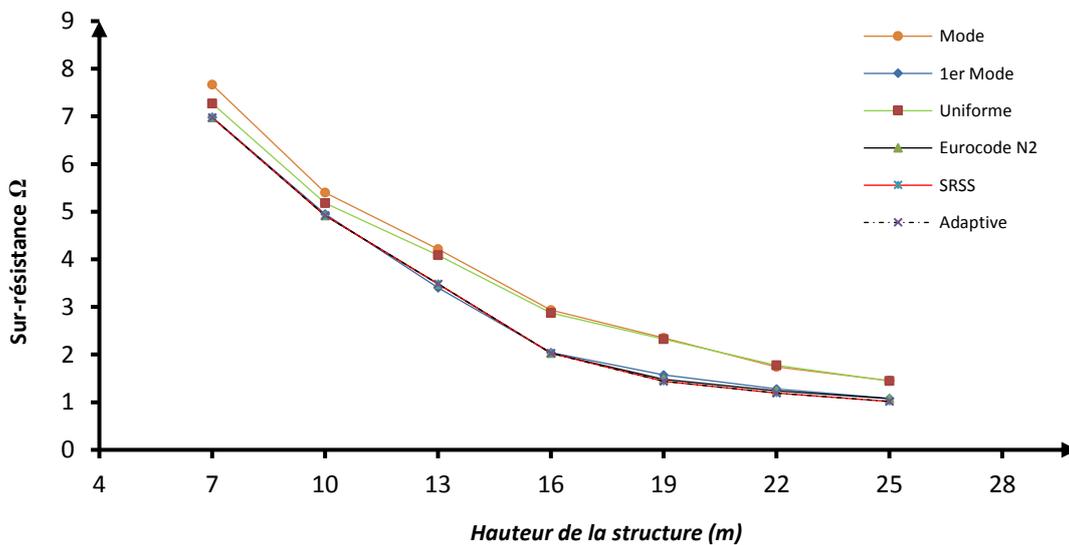
Tableau 5.8 : Ductilité des structures étudiées

5.4.8.3.2. Facteurs de sur-résistance, Ω , des structures étudiées

Les facteurs de sur-résistance des 7 portiques étudiés dans les 2 sens du plan sont donnés à la figure 5.33. Cette figure montre que quelle que soit la forme de distribution verticale des charges latérales, la sur-résistance Ω diminue substantiellement en passant du portique à 2 niveaux au portique à 8 niveaux et ceci dans les 2 sens du plan.



a)-Sens X



a)-Sens Y

Figure 5.33 : Facteurs de sur-résistance des structures étudiées

5.4.8.3.3. Facteur de comportement, R, des structures étudiées

Selon la forme de distribution verticale des forces sismiques horizontales, Le facteur de comportement R des sept portiques étudiés dans chaque direction du plan est estimé en considérant ces derniers dans leurs états limites ultimes correspondant à leurs états de ruine respectifs.

Le tableau 5.9 donne à titre indicatif, en considérant la forme de distribution verticale des charges latérales qui correspond à la déformée du 1^{er} mode dans le sens x, les valeurs du facteur R des 7 structures, en tenant compte du facteur de ductilité, R_{μ} , calculé selon les quatre formulations, ainsi que du facteur de sur-résistance, Ω .

| | | | | | | Valeur du facteur de ductilité R_{μ} | | | | Valeur du facteur de sur-résistance Ω | | | Facteur de comportement $R = R_{\mu} \cdot \Omega$ | | Valeur moyenne de R | Valeur de R donnée par le code RPA2003 | Différence en (%) |
|------------|--------|--------|-------|-------|--------|--|--------|-----------|------------|--|----------|----------|--|------|---------------------|--|-------------------|
| | de (m) | du (m) | μ | T (s) | TC (s) | Newmark et Hal | Fajfar | Preistley | Krawinkler | Vd (KN) | Vu (KN) | Ω | | | | | |
| R+7 sens X | 0.0522 | 0.118 | 2.26 | 0.63 | 0.50 | 2.26 | 2.26 | 2.06 | 2.23 | 3016 | 7,742.00 | 2.57 | Newmark et Hal | 5.80 | 5.65 | 3.50 | 61.54 |
| | | | | | | | | | | | | | Fajfar | 5.80 | | | |
| | | | | | | | | | | | | | Preistley | 5.29 | | | |
| | | | | | | | | | | | | | Krawinkler | 5.73 | | | |
| R+6 sens X | 0.0465 | 0.104 | 2.24 | 0.55 | 0.50 | 2.24 | 2.24 | 1.91 | 2.17 | 2947 | 7,857.00 | 2.67 | Newmark et Hal | 5.96 | 5.70 | 3.50 | 62.89 |
| | | | | | | | | | | | | | Fajfar | 5.96 | | | |
| | | | | | | | | | | | | | Preistley | 5.08 | | | |
| | | | | | | | | | | | | | Krawinkler | 5.80 | | | |
| R+5 sens X | 0.039 | 0.083 | 2.13 | 0.48 | 0.50 | 1.80 | 2.08 | 1.72 | 2.04 | 2687 | 8,100.00 | 3.01 | Newmark et Hal | 5.44 | 5.77 | 3.50 | 64.74 |
| | | | | | | | | | | | | | Fajfar | 6.28 | | | |
| | | | | | | | | | | | | | Preistley | 5.19 | | | |
| | | | | | | | | | | | | | Krawinkler | 6.15 | | | |
| R+4 sens X | 0.035 | 0.064 | 1.83 | 0.398 | 0.50 | 1.63 | 1.66 | 1.44 | 1.75 | 2312 | 8,290.00 | 3.59 | Newmark et Hal | 5.84 | 5.80 | 3.50 | 65.84 |
| | | | | | | | | | | | | | Fajfar | 5.95 | | | |
| | | | | | | | | | | | | | Preistley | 5.16 | | | |
| | | | | | | | | | | | | | Krawinkler | 6.26 | | | |
| R+3 sens X | 0.0338 | 0.053 | 1.57 | 0.357 | 0.50 | 1.46 | 1.41 | 1.27 | 1.51 | 1869 | 8,622.00 | 4.61 | Newmark et Hal | 6.74 | 6.52 | 3.50 | 86.24 |
| | | | | | | | | | | | | | Fajfar | 6.48 | | | |
| | | | | | | | | | | | | | Preistley | 5.86 | | | |
| | | | | | | | | | | | | | Krawinkler | 6.99 | | | |
| R+2 sens X | 0.0199 | 0.0255 | 1.28 | 0.247 | 0.50 | 1.25 | 1.14 | 1.09 | 1.25 | 1426 | 8,415.00 | 5.90 | Newmark et Hal | 7.38 | 6.99 | 3.50 | 99.57 |
| | | | | | | | | | | | | | Fajfar | 6.72 | | | |
| | | | | | | | | | | | | | Preistley | 6.45 | | | |
| | | | | | | | | | | | | | Krawinkler | 7.39 | | | |
| R+1 sens X | 0.0108 | 0.013 | 1.20 | 0.173 | 0.50 | 1.00 | 1.07 | 1.05 | 1.18 | 958 | 6,745.00 | 7.04 | Newmark et Hal | 7.04 | 7.56 | 3.50 | 116.02 |
| | | | | | | | | | | | | | Fajfar | 7.54 | | | |
| | | | | | | | | | | | | | Preistley | 7.37 | | | |
| | | | | | | | | | | | | | Krawinkler | 8.29 | | | |

Tableau 5.9 : Valeurs des facteurs de réduction R_{μ} , Ω et du facteur de comportement R.

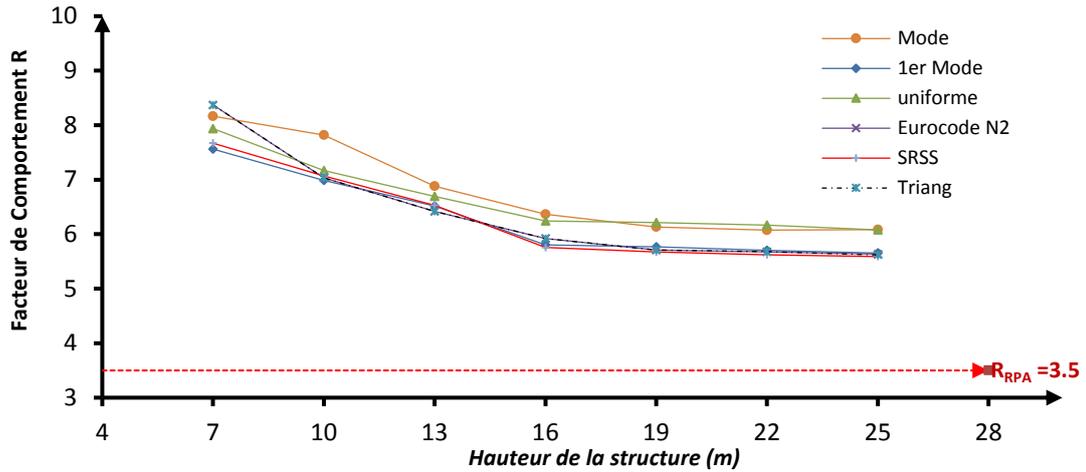
Pour chaque forme de distribution verticale des charges sismiques, la variation du facteur de comportement R, en considérant ses valeurs moyennes données aux tableaux 5.10 et 5.11 en fonction du nombre de niveaux de la structure, est présentée à la figure 5.34.

| | Coef R | | | | | | |
|-------------------------|--------|------|------|------|------|------|------|
| | R+1 | R+2 | R+3 | R+4 | R+5 | R+6 | R+7 |
| Hauteur de la structure | 7 | 10 | 13 | 16 | 19 | 22 | 25 |
| Mode | 8.17 | 7.82 | 6.88 | 6.37 | 6.13 | 6.07 | 6.08 |
| 1ER Mode | 7.56 | 6.99 | 6.52 | 5.80 | 5.77 | 5.70 | 5.65 |
| Repartie | 7.94 | 7.17 | 6.69 | 6.24 | 6.21 | 6.16 | 6.08 |
| Triangulaire N2 | 8.37 | 7.04 | 6.42 | 5.92 | 5.71 | 5.68 | 5.63 |
| Triangulaire | 8.37 | 7.04 | 6.42 | 5.92 | 5.71 | 5.68 | 5.62 |
| SRSS | 7.67 | 7.07 | 6.53 | 5.75 | 5.67 | 5.62 | 5.59 |
| Moyenne | 8.01 | 7.18 | 6.58 | 6.00 | 5.87 | 5.82 | 5.78 |

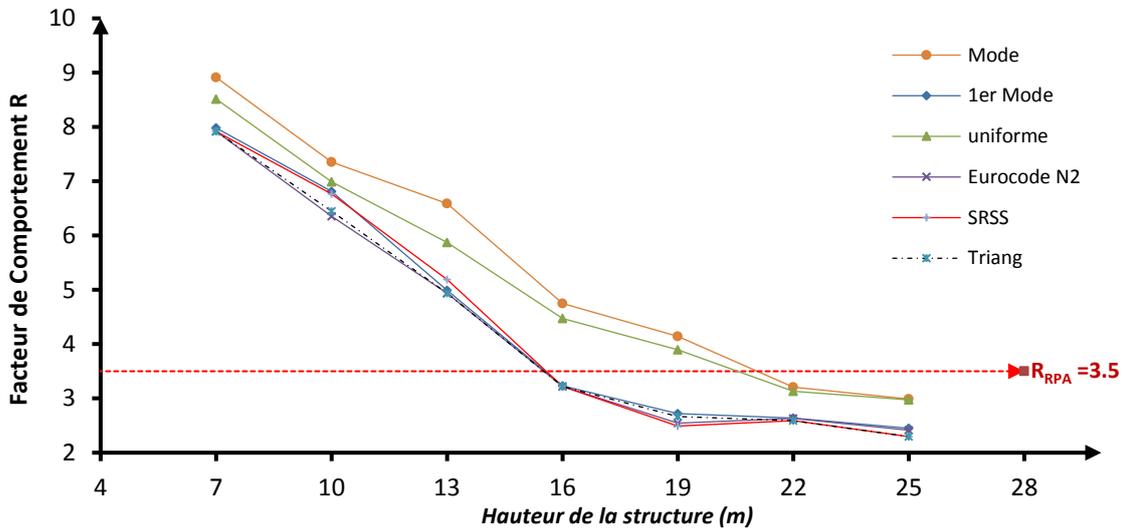
Tableau 5.10 : Valeurs de R-Sens X

| | Coef R | | | | | | |
|-------------------------|--------|------|------|------|------|------|------|
| | R+1 | R+2 | R+3 | R+4 | R+5 | R+6 | R+7 |
| Hauteur de la structure | 7 | 10 | 13 | 16 | 19 | 22 | 25 |
| Mode | 8.91 | 7.36 | 6.59 | 4.75 | 4.15 | 3.21 | 2.99 |
| 1ER Mode | 7.98 | 6.81 | 4.99 | 3.23 | 2.72 | 2.64 | 2.45 |
| Uniforme-Repartie | 8.51 | 6.99 | 5.87 | 4.47 | 3.90 | 3.13 | 2.97 |
| Triangulaire N2 | 7.92 | 6.35 | 4.94 | 3.22 | 2.55 | 2.63 | 2.41 |
| Triangulaire | 7.92 | 6.44 | 4.94 | 3.22 | 2.67 | 2.59 | 2.30 |
| SRSS | 7.92 | 6.76 | 5.19 | 3.22 | 2.49 | 2.59 | 2.30 |
| Moyenne | 8.19 | 6.79 | 5.42 | 3.69 | 3.08 | 2.80 | 2.57 |

Tableau 5.11 : Valeurs de R-Sens Y



a)-Sens X



b)- Sens Y

Figure 5.34 : Influence de la hauteur sur la valeur du facteur de comportement R

On observe que quelle que soit la forme de distribution verticale des charges sismique, la valeur du facteur de comportement R diminue avec l'augmentation du nombre de niveaux et ceci dans les 2 sens du plan, mais avec des valeurs supérieures dans le sens X que dans le sens Y.

Ceci montre que la valeur du facteur de comportement dépend entre autres de l'élancement de la structure et la direction de calcul, paramètres non pris en compte dans les codes parasismiques. Il est très utile d'effectuer une comparaison entre les valeurs de R évaluées dans cet article et celle préconisée par le code RPA 99 / version 2003.

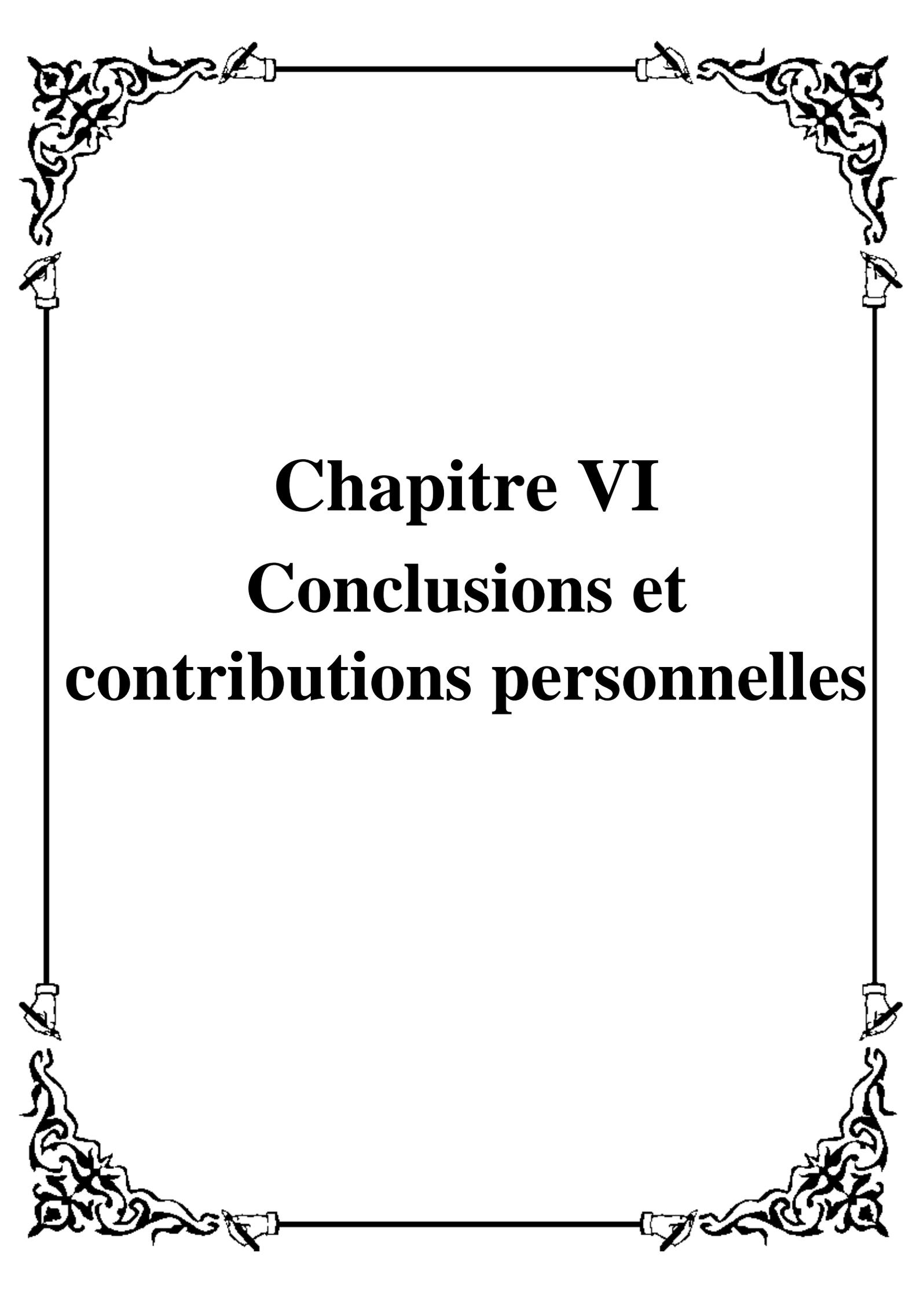
Ce code préconise une valeur de R égale à 3.5 dans les deux sens, valeur considérée ici pour le dimensionnement des structures étudiées. Comme le montre le tableau 5.10, les

valeurs de R calculés dans la direction longitudinale X sont nettement supérieures à celle préconisée par le code avec une augmentation dépassant en moyenne le double. En revanche, Comme le montre le tableau 5.11 pour les portiques dans la direction transversale, les portiques dont le nombre de niveaux est supérieur à cinq, leurs valeurs de R sont nettement inférieures à la valeur du code.

5.4.9. Conclusions

L'évaluation du facteur de comportement R de structures en portique en béton armé avec remplissage en maçonnerie est présentée dans cette étude. Plusieurs critères de ruine sont pris en considération dans le but d'évaluer la ruine de la structure en portique. Des analyses pushover dans les deux directions du plan sont effectuées, sous différentes formes de distribution verticale des charges sismiques, sur 7 structures, de même plan mais de nombre de niveaux différents, à savoir des structures allant de 2 à 8 niveaux . Les conclusions tirées après analyse se résument comme suit :

- La ductilité globale du portique augmente avec l'augmentation du nombre de niveaux.
- La sur-résistance du portique diminue avec l'augmentation du nombre de niveaux.
- La valeur du facteur de comportement, R, diminue avec l'augmentation du nombre de niveaux.
- La valeur du facteur de comportement, R, diminue avec l'augmentation de la ductilité globale.
- La valeur du facteur de comportement, R, augmente avec l'augmentation de la sur-résistance.
- Les valeurs R, μ et Ω sont fonction de la direction de calcul (x et Y)
- La valeur du facteur de comportement dépend entre autres de l'élancement de la structure et la direction de calcul, paramètres non pris en compte dans le code parasismique algérien.
- En considérant la plus petite valeur de R dans les deux directions du plan, on constate que les structures ayant une hauteur inférieure à 5 étages (15m approximativement) ont un facteur de comportement global supérieur à 3,5 et ont donc une force de cisaillement à la base inférieure à celle de dimensionnement préconisée par le RPA99/V2003. Ceci justifie la possibilité de rehausser le plafond en termes de hauteur pour les structures en portique en béton armé avec remplissage de 3 étages à 5 étages, ce qui constitue un gain économique non négligeable.



Chapitre VI
Conclusions et
contributions personnelles

6.1. Conclusions générales

Les murs de maçonnerie comme éléments de fermeture et séparation dans les structures en portiques en béton armé sont largement utilisés dans de nombreux pays, y compris l'Algérie. La réponse sismique de ces derniers est un problème qui nécessite beaucoup d'attention, car, suite aux tremblements de terre, on a observé un comportement imprévisible différent de celui des structures sans maçonnerie. Les effets positifs de la sauvegarde de l'ossature résistante en dissipant l'énergie lors de la fissuration de la paroi s'accompagnent de situations dans lesquelles des conditions défavorables pour la structure ont été créées et ont entraîné de graves dégâts. Il est donc nécessaire de conclure que la pratique actuelle de la conception, qui considère la maçonnerie de remplissage comme un élément non structurel, sans aucun rôle dans le comportement global, nécessite des révisions.

Les difficultés dans l'introduction des murs de remplissage dans les calculs des concepteurs sont également dues au fait qu'aucune recommandation claire n'est faite concernant leurs caractéristiques et leurs possibilités de modélisation. La présente thèse vient apporter une contribution à cet égard en mettant entre les mains du concepteur une panoplie de macro-modèle à bielle unique ou à bielle multiple issue de la littérature spécialisée, en précisant les caractéristiques géométriques et mécaniques associées à ces modèles. La thèse traite la question et fait une différence entre l'analyse du comportement global pour lequel le modèle à une seule bielle diagonale est le plus approprié et l'analyse détaillée (plus proche du modèle réel) pour lequel des effets de la maçonnerie sur les éléments du cadre sont considérés. Dans ce dernier cas, il est conseillé de modéliser le remplissage avec plusieurs bielles avec des points d'application sur la hauteur du poteau, respectivement sur la longueur de la poutre.

La contribution du remplissage en maçonnerie à la résistance et à la rigidité structurelle est un aspect qui nécessite une attention particulière. Ignorer les murs dans la phase de conception peut conduire à une évaluation erronée de ces paramètres et, implicitement, à sur-dimensionner la structure, ce qui se traduit par des coûts élevés. Dans ce contexte, la thèse vient souligner la contribution de la maçonnerie à la résistance et à la rigidité du bâtiment, les résultats obtenus à partir des analyses non linéaires montrant une augmentation considérable de ces paramètres. Cela crée les prémisses d'une conception efficace et basée sur la performance.

En plus de la contribution favorable de la maçonnerie de remplissage, un certain nombre de problèmes peuvent affecter sérieusement la réponse sismique des structures. L'effet d'un poteau court ou d'une poutre courte causé par un remplissage partiel en maçonnerie du cadre, de grandes concentrations d'effort dans certaines zones, ou la répartition irrégulière de la maçonnerie dans le plan ou verticalement ne sont que quelques-uns d'entre eux.

Dans la thèse, nous avons étudié le cas particulier des constructions avec un étage ouvert à différents niveaux, où il existe une différence majeure de rigidité entre cet étage et les étages adjacents. L'analyse a mis en évidence la vulnérabilité de ces structures, en raison

du déplacement relatif beaucoup plus élevé que celui des étages adjacents et de l'augmentation de la force de cisaillement dans les piliers de l'étage souple. De plus, l'effet sur la résistance globale dû au manque de maçonnerie a également été souligné.

La possibilité des structures pour dissiper l'énergie par des déformations plastiques a été introduite dans les règles de conception en réduisant la force sismique agissant sur les bâtiments. Le facteur de comportement, caractéristique du système structurel, est une expression de la ductilité de la structure, et est spécifiée par la réglementation pour un certain nombre de types de construction. La Thèse tente de contribuer à la détermination de ce paramètre, en calculant un premier facteur qui introduit une sur-résistance structurelle, en tant que rapport entre la résistance à la rupture et la limite élastique et un deuxième facteur de réduction, celui qui reflète la ductilité.

6.2. Les principales contributions de la thèse

Les contributions originales de la thèse peuvent être résumées dans les points suivants:

1. Synthèse des considérations théoriques concernant les structures en portiques en béton armé avec des panneaux de remplissage, identifiant les modes de rupture, les variantes de modélisation numérique, les caractéristiques de résistance et de rigidité (chapitre 1).
2. Etude de la manière pour déterminer la rigidité des structures dans les ossatures à remplissage en maçonnerie, pour lesquelles le règlement RPA99/V.2003 n'a pas de dispositions.
3. Comparaison entre les différentes façons de calculer la résistance et d'établir une valeur de la force de rupture pour le remplissage de maçonnerie.
4. Identifier l'effet positif de la maçonnerie sur le comportement structural global en calculant l'augmentation de la résistance et de la rigidité due à la présence de remplissage.
5. Analyser l'influence de l'étage souple sur le comportement structurel; L'étude du déplacement du niveau relatif, l'évaluation de l'action de cisaillement des piliers du sol, la détermination des courbes de capacité et l'accent mis sur la réduction de la résistance aux cadres complètement remplis de maçonnerie.
6. La contribution apportée à la connaissance de la sur-résistance des structures en béton armé avec remplissage de maçonnerie, qui vise à enrichir la norme en proposant une évaluation du facteur de comportement spécifique à ce type de structure.
7. Un rehaussement de 6m (2 étages) de la limite de la hauteur des structures en portique en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide recommandée par le RPA99/V2003 plafonnée à 3 étages.

6.3. Orientations de recherche futures

En ce qui concerne la poursuite de la recherche, nous pouvons identifier un certain nombre de problèmes qui peuvent être développés à l'avenir:

1. Faire un calcul de complexité accrue par la méthode des éléments finis, afin d'obtenir une largeur de la diagonale compressée comme valeur de comparaison pour les formules empiriques existantes.
2. Continuer la recherche sur la rigidité et la résistance des panneaux de remplissage, en vue d'ajouts et de corrections aux normes existantes.
3. Traiter des situations où les murs de remplissage ne sont pas uniformément répartis dans la structure, mais leur répartition présente des irrégularités à la fois verticalement et en plan.
4. Étude de la sur-résistance des cadres de maçonnerie et d'autres variantes structurelles spécifiées dans la norme, telles que les bâtiments à un niveau, ou les bâtiments à plusieurs niveaux et d'ouverture unique.
5. Approchez les panneaux de remplissage avec des ouvertures. Étudier les effets négatifs possibles causés par la présence d'ouvertures.
6. Evaluation du facteur de comportement global R de ce type de structures en considérant : différentes propriétés géométriques et mécanique du remplissage en maçonnerie, la variation de la résistance à la compression du béton confiné ou pas, les autres modèles à bielle multiples et en utilisant la méthode des éléments finis

6.4. Publications issues de cette thèse

* Publications dans des journaux nationaux

A. Boubaya, R. Chebili, "Impact des murs de remplissage en maçonnerie sur le comportement sismique des bâtiments en portiques en béton". Courrier du savoir-N° 24, Septembre 2017, pp101-114.

* Communications nationales

A. Boubaya, R. Chebili, "Etude comparative des réponses sismiques des structures en portiques en béton armé avec mur de remplissage en maçonnerie modélisés selon le règlement parasismique algérien (RPA/version 2003) et suivant la méthode de la bielle diagonale équivalente" 4eme workshop "caractérisation et modélisation des géomatériaux", Biskra, le 10 mai 2017.

Références bibliographiques

1. Crisafulli, F. (2010): "Analysis of infilled frame structures", Seminar on Masonry Structures, Université de Minho
2. El-Dakhakhni, W. W., Elgaaly, M., and Hamid, A. A. (2003). "Three-strut model for concrete masonry-infilled frames." *J. Struct. Eng.*, 129(2), 177–185.
3. El-Dakhakhni, W. W., Hamid, A. A., Hakam, Z. H. R., and Elgaaly, M.(2006). "Hazard mitigation and strengthening of unreinforced masonry walls using composites." *Compos. Struct.*, 73(4), 458–477.
4. Vintzeleou, E., and Tassios, T. P. (1989). "Seismic behaviour and design of infilled RC frames." *Euro. Earthquake Eng.*, 2, 22–28.
5. Paulay, T., Priestley, M.J.N. (1992): "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings", John Wiley & Sons, New York
6. Al-Chaar, G.K., Lamb, G.E. (2002): "Design of Fiber-Reinforced Polymer Materials for Seismic Rehabilitation of Infilled Concrete Structures", US Army Corps of Engineers, Engineer Research and Development Center
7. Kassoul Amar, "Pathologie des batiments endommagés par les seismes", Université Hassiba Benbouali de Chlef.
8. Stafford Smith, B. (1966): "Behaviour of Square Infilled Frames", Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Journal of Structural Division, 92, no ST1,381-403
9. Stafford Smith, B., Carter, C. (1969): "A method of analysis for infill frames", Proc. Inst. Civil Engrs
10. Page, A. W., Kleeman, P. W., and Dhanasekar, M. (1985). "An in-plane finite element model for brick masonry." Proc., Structures Congress, ASCE, Reston, VA, 1–18.
11. Mehrabi, A. B., Shing, P. B., Schuller, M., and Noland, J. (1996). "Experimental evaluation of masonry-infilled RC frames." *J. Struct. Eng.*, 122(3), 228–237.
12. Buonopane, S. G., and White, R. N. (1999). "Pseudodynamic Testing of Masonry Infilled Reinforced Concrete Frame." *J. Struct. Eng.*, 125(6),578–589.
13. Santhi, M. H., Knight, G. M. S., and Muthumani, K. (2005a). "Evaluation of seismic performance of gravity load designed reinforced concrete frames." *J. Perform. Constr. Facil.*, 19(4), 277–282.
14. Santhi, M. H., Knight, G. M. S., and Muthumani, K. (2005b). "Evaluation of seismic response of soft-storey infilled frames." *Comput. Concr.*,2(6), 423–437.

Références bibliographiques

15. Liauw, T. C., and Kwan, K. H. (1983b). "Plastic theory of non-integral infilled frames." ICE Proc., 75(3), 379–396.
16. M. Dhanasekar & Waheed Haider, "Behavior of wide spaced reinforced masonry walls under inplane cyclic loading" 13th International Brick and Block Masonry Conference Amsterdam, July 4-7, 2004
17. Moghaddam, H. A. (2004). "Lateral load behavior of masonry infilled steel frames with repair and retrofit." J. Struct. Eng., 130(1), 56–63.
18. Dhanasekar, M., and Page, A.W. (1986). "Influence of brick masonry infill properties on the behaviour of infilled frames." ICE Proc., 81(4), 593–605.
19. Saneinejad, A., and Hobbs, B. (1995). "Inelastic design of infilled frames." J. Struct. Eng., 121(4), 634–650.
20. Asteris, P. G. (2003). "Lateral stiffness of brick masonry infilled plane frames." J. Struct. Eng., 129(8), 1071–1079.
21. Asteris, P. G. (2005). "Closure to 'Lateral stiffness of brick masonry infilled plane frames' by P. G. Asteris." J. Struct. Eng., 131(3), 523–524.
22. Asteris, P. G. (2008). "Finite element micro-modeling of infilled frames." Electron. J. Struct. Eng., 8, 1–11.
23. IIT KBMTPC Earthquaketips
24. Crisafulli, F. J., Carr, A. J., and Park, R. (2000). "Analytical modelling of infilled frame structures—A general review." Bull. New Zealand Soc. Earthquake Eng., 33(1), 30–47.
25. P.B. Lourenco, J.C. Leite and M.F. Paulo-Pereira, "MASONRY INFILLS AND EARTHQUAKES", 11th Canadian Masonry Symposium, Toronto, Ontario, May 31-June 3, 2009
26. Fabio Di Trapani Masonry infilled RC frames: Experimental results and development of predictive techniques for the assessment of seismic response, thèse de doctorat, Université de Palerme (Italie)
27. Mohammad Reza Tabeshpour, Amir Azad (2012), Seismic Behaviour and Retrofit of Infilled Frames, Earthquake-Resistant Structures – Design, Assessment and Rehabilitation, Prof. Abbas Moustafa (Ed.), ISBN:978-953-51-0123-9, InTech.
28. Tarque Nicolai, Candido Leandro, Camata Guido and Spacone Enrico, "Masonry infilled frame structures: state-of-the-art review of numerical modelling", Earthquakes and Structures, Vol. 8, No. 1 (2015)
29. ElRazik, A., A. Asran et A. Abdel Hafiz. 2006. « Effect of infill walls on the performance of multi-storey building during earthquakes ». In 1e Conférence

Références bibliographiques

- internationale spécialisée sur le génie des structures. (Calgary, 23-26 mai 2006), article ST-067. Montréal : Société canadienne de génie civil - Mamdouh El-Badry.
30. Crainic, L. (2003).: Reinforced Concrete Structures, Cluj-Napoca
 31. Zybaczynski, A. (2011): "Recherche sur le comportement post-élastique et le calcul des structures en béton armé aux actions sismiques ", thèse de doctorat, Université technique de génie civil, Bucarest
 32. Samanta, A.K. (2009): "On Utilization of Seismic Resistance of Masonry Infills in Design of Low-Rise Mixed R.C. Buildings- A Case Study", ARPN Journal of Engineering and Applied Sciences, Vol. 4, No. 4
 33. NZSEE (2006) "Assessment and Improvement of the Structural Performance of Buildings in Earthquakes", Recommendation of a NZSEE Study Group on Earthquake Risk Buildings, New Zealand
 34. A.Boubaya, R.Chebili,"Impact des murs de remplissage en maçonnerie sur le comportement sismique des bâtiments en portiques en béton armé", Courrier du Savoir – N°24, Septembre 2017, pp.101-114
 35. Diana SAMOILĂ , "The behavior of reinforced concrete frames with masonry infills", PhD Thesis 2012, Faculty of civil engineering, Cluj-Napoca University
 36. P.G. Asteris, D.J. Kakaletsis, C.Z. Chrysostomou, E.E. Smyrou. (2011). "Failure Modes of In-filled Frames." Electronic Journal of Structural Engineering 11(1).
 37. Thomas, F. G. (1953). "The strength of brickwork." Struct. Eng., 31(2), 44–46.
 38. Wood, R. H. (1958). "The stability of tall buildings." ICE Proc., 11, 69–102.
 39. Mainstone, R. J. (1962). "Discussion on steel frames with brickwork and concrete infilling." ICE Proc., 23, 94–99.
 40. Liauw, T. C., and Kwan, K. H. (1983a). "Plastic theory of infilled frames with finite interface shear strength." ICE Proc., 75(4), 707–723.
 41. Mehrabi, A. B., and Shing, P. B. (1997). "Finite element modeling of masonry-infilled RC frames." J. Struct. Eng., 123(5), 604–613.
 42. Crisafulli, F. G. (1997). "Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills." Ph.D. thesis, Univ. of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
 43. El-Dakhkhni, W. W. (2002). "Experimental and analytical seismic evaluation of concrete masonry-infilled steel frames retrofitted using GFRP laminates." Ph.D. thesis, DrexelUniv., Philadelphia.

Références bibliographiques

44. Badoux, Marc, ErsanGöksu, PierinoLestuzzi et Jost Studer. 2000. « Le séisme de Kocaeli en Turquie - Mission de reconnaissance ». IAS Bulletin technique de la Suisse romande, vol. année 2000, n° 1-2, p. 8-13.
45. Fiorato, A. E., Sozen, M. A. and Gamble, W. L., “ An Investigation of the Interaction of Reinforced Concrete Frames with Masonry Filler Walls”, Report No. UILU-ENG 70-100, University of Illinois at Urbana-Champaign, IL, 1970.
46. Brokken, S., and Bertero, V.V., (1981). "Studies on the Effects of Infills in Seismic Resistant R/C Construction", UBC/EERC-81/12 Report, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley.
47. Bertero, V.V. and S. Brokken, 1983. ‘Infills in seismic resistant building’. J. Struct. Eng., 109: 30-34.
48. Arlekar, J.N., Jain, S.K., Murty, C.V.R. (1997): “Seismic Response of RC Frame Buildings with Soft First Storeys”, Proceedings of the CBRI Golden Jubilee Conference on Natural Hazards in Urban Habitat, New Delhi
49. J. Gustavo Tumialan, "In-Plane and Out-of-Plane Behavior of Masonry Walls Strengthened with FRP Systems", Department of Civil Engineering University of Missouri - Rolla, May 2001
50. Liaw, T.C., Kwan, K.H. (1984): “Nonlinear behavior of non-integral infilled frames”, Comput. Struct. 18, 551-560
51. Ghosh, A. K., and Amde, A. M. (2002). “Finite element analysis of infilled frames.” J. Struct. Eng., 128(7), 881–889.
52. CR6-2006 "Code de conception pour les structures en maçonnerie", Roumanie
53. Mosalam, K.M. and M.S. Günay, (2012) “Chapter 23: Seismic Analysis and Design of Masonry-Infilled Frames,” in Structural and Geotechnical Engineering, S.K. Kunnath, Editor, Encyclopedia of Life support Systems (EOLSS) Publishers, Oxford, UK.
54. R. Vicente, H. Rodrigues, H. Varum, A. Costa, and R. Mendes da Silva, "Performance of masonry enclosure walls: lessons learned from recent earthquakes," Earthquake Engineering and Engineering Vibration, vol. 11, pp. 23-34, 2012.
55. Abrams, D.P. (Ed.) (1994): Proceedings of the NCEER Workshop on Seismic Response of Masonry Infills, National Center for Earthquake Engineering
56. Mander, J.B., Aycardi, L.E., Kim, D.-K. (1994): “Physical and Analytical Modeling of Brick Infilled Steel Frames”, Proceedings of the NCEER Workshop on Seismic Response of Masonry Infills

Références bibliographiques

57. Henderson, R.C., Fricke, K.E., Jones, W.D., Beavers, J.E., Bennett, R.M. (2002): "Summary of a Large - and Small- scale Unreinforced Masonry Test Program", Y-12 National Security Complex, Contract DE-AC05-00OR22800, USA
58. EN 1998-1 (Eurocode8): Design of structures for earthquake resistance -Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
59. Bin Zhang, "Parametric study on the influence of infills on the displacement capacity of rc frames for an earthquake loss estimation", A Dissertation Submitted in Partial Fulfilment of the Requirements for the Master Degree in Earthquake Engineering, European School For Advanced Studies in reduction of seismic risk
60. San Bartolomé A., D. Quiun, D. Torrealva 1992: "Seismic Behavior of a Three Story scale Confined Masonry Structure" , Proceedings, Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 6, pp. 3527-3531, Madrid, Spain.
61. Leuchars, J. M. [1973] Masonry Infill Panels, M. E. Report, University of Canterbury.
62. M.H. Arslan, H.H. Korkmaz, "What is to be learned from damage and failure of reinforced concrete structures during recent earthquakes in Turkey?", Engineering Failure Analysis Volume 14, Issue 1, January 2007, Pages 1-22
63. C. V. R. Murty, Rupen Goswami, A.R.Vijayanarayanan, Vipul V. Mehta, "Some concepts in earthquake behaviour of buildings", 2012, Gujarat State Disaster Management Authority
64. A. Mohyeddin-Kermani, H. M. Goldsworthy, and E. Gad, "A Review of the Seismic Behaviour of RC Frames with Masonry Infill," in Proceedings of the Australian Earthquake Engineering Society Conference (AEES), 2008
65. Indian Standard Criteria For Earthquake Resistant Design Of Structures Part 1 General Provisions and Buildings (Fifth Revision)
66. P 100-1 / 2006 "Code de conception sismique - Dispositions de conception pour les bâtiments", Roumanie
67. Lourenço, P.B. (1996), "Computational strategies for masonry structures", Doctoral dissertation, Delft University, Delft, The Netherlands.
68. Amato G, Cavaleri L, Fossetti M, Papia M (2008) Infilled frames: influence of vertical loads on the 285 equivalent diagonal strut model. Proc. of 14th WCEE, Beijing, China, CD-ROM, Paper 05-01-0479.
69. Wood, R. H. (1959). "Discussion on the stability of tall buildings." ICE Proc., 12, 502.

Références bibliographiques

70. Polyakov, S.V. (1960): “On the interaction between masonry filler walls and enclosing frame when loading in the plane of the wall”, Translation in earthquake engineering, Earthquake Engineering Research Institute, San Francisco
71. A. Abed and A. Louzai, “Comportement sismique de structures en portiques en béton armé avec remplissage en maçonnerie “. *Annales du bâtiment et des travaux publics*, pp. 34-42,2014
72. Holmes, M. (1961): “Steel frames with brickwork and concrete infilling”, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers* 19
73. Stafford Smith, B., “Lateral Stiffness of Infilled Frames.” *Journal of Structural Division*, ASCE, 1962, Vol. 88, No.ST6, pp. 183-199.
74. Stafford Smith, B. (1967). *The Composite Behavior of Infilled Frames*. In *Symposium on Tall Buildings*, pp 481-495. Pergamon Press Limited
75. Hetenyi, M. (1946). *Beams on elastic foundations*, University of Michigan Press, Ann Arbor, MI.
76. Mainstone, R. J. (1971). “On the stiffnesses and strengths of infilled frames.” *Proc., ICE Suppl.*, Vol. 4, Building Research Station, Garston, UK, 57–90.
77. Mainstone, R.J. (1974): “On the Stiffness and strength of infilled frames”, *Proc.Supplement, Trans. of Instn. Of Civil Engrs, State Univ. of New York*
78. FEMA 306 (1998) “Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings”, Federal Emergency Management Agency, USA
79. Klingner, R. E., and Bertero, V. V. (1978). “Earthquake resistance of infilled frames.” *J. Struct. Div.*, 104(ST6), 973–989.
80. Sobaih, M., and Abdin, M. M. (1988). “Seismic analysis of infilled reinforced concrete frames.” *Comput. Struct.*, 30(3), 457–464.
81. Fardis, M. N., and Calvi, O. M. (1994). “Effects of infills on the global response of reinforced concrete frames.” *Proc.*, 10th European Conf. on Earthquake Engineering, European Association for Earthquake Engineering (EAEE), Istanbul, Turkey, 2331–2336.
82. Negro, P., and Colombo, A. (1997). “Irregularities induced by nonstructural masonry panels in framed buildings.” *Eng. Struct.*, 19(7),576–585.
83. Fardis, M. N., and Panagiotakos, T. B. (1997). “Seismic design and response of bare and masonry-infilled reinforced concrete buildings. Part II: Infilled structures.” *J. Earthquake Eng.*, 1(3), 475–503.

Références bibliographiques

84. Kodur, V. K. R., Erki, M. A., and Quenneville, J. H. P. (1995). "Seismic design and analysis of masonry-infilled frames." *Can. J. Civ. Eng.*, 22(3), 576–587.
85. Balendra, T., and Huang, X. (2003). "Overstrength and ductility factors for steel frames designed according to BS 5950." *J. Struct. Eng.*, 129(8), 1019–1035.
86. M.R.A. Kadir, The structural behaviour of masonry infill panels in framed Structures, PhD Thesis, University of Edinburgh, 1974.
87. Bazan, E. and Meli, R. (1980), "Seismic analysis of structures with masonry walls", *Proceedings of 7th WCEE*, 5, 633-640. Istanbul, Turkey.
88. Tassios, T.P., 1984, *Masonry Infill and R/C Walls Under Cyclic Actions*, CIB Symposium on Wall Structure, Invited State-of-the Art Report, Warsaw.
89. Crowley, H., and Pinho, R. (2006). "Simplified equations for estimating the period of vibration of existing buildings." *Proc., 1st European Conf. On Earthquake Engineering and Seismology*, European Association for Earthquake Engineering (EAE), Istanbul, Turkey.
90. Decanini, L.D., Fantin, G.E. (1986): "Modelos simplificados de la mampostería incluida en porticos. Características de rigidez y resistencia lateral en estado límite", *Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural*, Buenos Aires, Argentina, 1986, Vol.2, pp.817-836
91. Dawe J. L., & Seah C. K. (1989). Analysis of concrete masonry infilled steel frames subjected to in-plane loads. *Proceedings of the 5th Canadian Masonry Symposium* (pp. 329–340). Vancouver, BC.
92. A.W. Hendry, *Structural masonry*, London: MacMillan Education Ltd., 1990.
93. S.H. Bertoldi, L.D. Decanini, C. Gavarini, *Telai tamponati soggetti ad azioni sismiche un modello semplificato: confronto sperimentale e numeric*, *Atti del 6 Convegno Nazionale ANIDIS*, vol. 2, Perugia, 13–15 Ottobre 1993 [in Italian], p. 815–24.
94. A.J. Durrani, Y.H. Luo, *Seismic Retrofit of Flat-slab Buildings with Masonry Infills*, NCEER workshop on seismic response in Masonry Infills, 1994.
95. Perera, R. (2005). "Performance evaluation of masonry-infilled RC frames under cyclic loading based on damage mechanics." *Eng. Struct.*, 27(8), 1278–1288.
96. Flanagan, R. D., and Bennett, R. M. (1999). "In-plane behaviour of structural clay tile infilled frames." *J. Struct. Eng.*, 125(6), 590–599.
97. J.I.Cruz Diaz, *Etude des murs de contreventement en maçonnerie d'éléments de terre cuite* Thèse l'Université de Marne-la-Vallée (2002)

Références bibliographiques

98. Amato, Giuseppina, Fossetti, Marinella, Cavaleri, L., Papia, M. (2009): “An Updated Model of Equivalent Diagonal Strut for Infill Panels”, Eurocode 8 Perspectives from the Italian Standpoint Workshop, 119-128, Napoli, Italy
99. DTU NF P 06-013. Règles de construction parasismique - Règles PS applicables aux bâtiments, dites règles PS 92
100. Al-Chaar, G., Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures, U.S. Army Corps of Engineers, Construction Engineering Research Laboratories, ERDC/CERL TR-02-01, January 2002.
101. ASCE/SEI 41, (2006) "Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia
102. Mosalam, K.M., White, R.N. and Ayala, G. (1998), “Response of infilled frames using pseudo-dynamic experimentation”, Earthquake Eng. Struct. Dyn., 27(6), 589-608.
103. Diana Samoilă, Andrei Faur, The Influence of the Seismic Action on the RC Infilled Frames, IOSR Journal of Engineering (IOSRJEN), Vol. 04, Issue 12 (December 2014), ||V4|| PP 25-29
104. Leuchars J, Scrivener J (1976) Masonry infill panels subjected to cyclic in-plane loading. Bull NZ Soc Earthq Eng 9(2):122–131
105. Thiruvengadam, V., 1985. On the natural frequencies of infilled frames, Earthquake Eng. Struct. Dyn. 13, 401–419.
106. Andreaus, U., Cerone, M., D’Asdia, P., Iannozzi, F. (1985): “A Finite Element model for the Analysis of Masonry Structures under Cyclic Actions”, Proceedings of the Seventh International Brick and Masonry Conference, Melbourne, Australia, Vol 1, pp 479-488
107. Sirmakezis CA, Vratsanou VY (1986) Influence of infill walls to R.C. frames response. In: Proceedings of the eighth European conference on earthquake engineering, Lisbon, vol 3, pp 47–53
108. Mochizuki, S. (1988), “Inelastic behavior of framed shear wall governed by slip failure of wall panel”, IX WCEE, Tokyo-Kyoto, Japan, IV, 505-510.
109. Schmidt, T. (1989), “An approach of modelling masonry infilled frames by the F.E. method and a modified equivalent strut method”, Annual Journal on Concrete and Concrete Structures, 4, 171-180.
110. San Bartolomé, A. (1990). Colección del Ingeniero Civil, (in Spanish), Libro No. 4, Colegio de Ingenieros del Perú. E

Références bibliographiques

111. Hamburger, R.O. and Chakradeo, A.S. (1993), "Methodology for seismic-Capacity Evaluation of Steel-Frame Buildings with Infill Unreinforced Masonry", Proceedings of the National Earthquake Engineering Conference, II, 173-191. Memphis, Tennessee.
112. Chrysostomou, C.Z. (1991). Effect of Degrading Infill Walls on the Nonlinear Seismic Response of Two-Dimensional Steel Frames, PhD dissertation, Cornell University, Ithaca, N.Y
113. Chrysostomou CZ, Gergely P, Abel JF (2002) A six-strut model for nonlinear dynamic analysis of steel infilled frames. *Int J StructStab Dyn* 2(3):335–353
114. Chrysostomou, C.Z. and Asteris, P.G. (2012), "On the in-plane properties and capacities of infilled frames", *ASCE J. Eng. Struct.*, 41, 385–402.
115. Crisafulli, F.J., and Carr, A.J. (2007), "Proposed macro-model for the analysis of infilled frame structures", *Bull. New Zealand Soc. Earthquake Eng.*, 40(2), 69-77.
116. Smyrou, E., Blandon, C., Antoniu, S., Pinho, R., Crisafulli, F. (2011): "Implementation and verification of a masonry panel model for nonlinear dynamic analysis of infilled RC frames", *Bull Earthquake Eng.*
117. H Rodrigues, A Arêde, H Varum, AG Costa. Determination of mechanical properties of traditional masonry walls in dwellings of Faial Island, Azores, *Earthquake IEEE Sensors Journal* 8 (7), 1236-1242, 2008. 66, 2008..
118. Sattar, S. - Influence of masonry infill walls and other building characteristics on seismic collapse of concrete frame buildings. Ph.D. Thesis, University of Colorado, 2013
119. Diana M. Samoilă, "Analytical Modelling of Masonry Infills", *Acta Technica Napocensis: Civil Engineering & Architecture* Vol. 55 No. 2 (2012) Journal homepage:
120. Riddington, J.R., Stafford Smith, B. (1977): "Analysis of infilled frames subject to racking with design recommendation", *Structural Engineer*, Vol 55(6), pp 263-268
121. Ait Ramdane Idir, "Comportement sismique d'ossatures en portiques en béton armé en tenant compte de l'interaction murs de remplissage en maçonnerie-cadres des portiques", *Mémoire de Magister, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou*, Faculté du génie de la construction (2014)
122. Chen, Yi-Hsin, "Seismic Evaluation of RC Buildings Infilled with Brick Walls", PhD thesis, National Cheng-Kung Univ., Tainan, Taiwan, in Chinese.

Références bibliographiques

123. Fardis, M.N., editor (1996): “Experimental and numerical investigations on the seismic response of RC infilled frames and recommendations for code provisions”, ECOEST/PREC8, Rep. No. 6, Lisbon
124. Žarnić R., Gostič S. (1997): “Masonry infilled frames as an effective structural subassembly”. In: Fajfar, Krawinkler, editors. Seismic design methodologies for the next generation of codes. Rotterdam: Balkema
125. Angel R., Abrams D., Shapiro D., Uzarski J. and Webster M. (1994), “Behavior of Reinforced Concrete Frames with Masonry Infills.” Civil Engg. Studies, Structural Research Series No. 589, UILU-ENG-94-2005, Dept. of Civil Engineering, University of Illinois at Urbana Champaign.
126. Mehrabi, A.B., Benson Shing, P., Schuller, M.P., Noland, J.L. (1994): “Performance of Masonry Infilled RC Frames under In-Plane Lateral Loads”, Structural Engineering and Structural Mechanics Research Series, University of Colorado at Boulder
127. Lefebvre, Karine (2012). Étude du comportement sous charges latérales des ossatures de béton armé avec murs de remplissage de maçonnerie, construites avant les années 1960. Thèse de doctorat électronique, Montréal, École de technologie supérieure.
128. Kaushik, H.B., Rai, D.C., Jain, S.K. "Code Approaches to Seismic Design of Masonry-Infilled Reinforced Concrete Frames: A State-of-the-Art Review" Journal of Earthquake Spectra 22(2006): 961-983, 2006.
129. Hobbs, B., Samai, M.L. (1985): “A comparison of analytical methods for infilled frames”, International Symposium on Earthquake and Design Structures in Seismic Area, University of Constantine, Algeria
130. Cavaleri, L., Papia, M. (2003): “A new dynamic identification technique: application to the evaluation of the equivalent strut for infilled frames”, Engineering Structures 25, 889-901
131. Sattar, S., Liel, A.B. (2010): “Seismic Performance of Reinforced Concrete Frame Structures with and without Masonry Infill Walls”, 9th U.S. National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering, Toronto, Canada
132. 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 doi:10.1016/j.engstruct.2008.01.001
133. Panagiotakos, T.B. and Fardis, M.N., (1996), “Seismic response of infilled rc frames structures”, 11th World Conference on Earthquake Engineering, paper 225.

Références bibliographiques

134. Bertoldi, S.H., Decanini, L.D. and Gavarini, C. (1993). Telai tamponati soggetti ad azioni sismiche, un modello semplificato, confronto sperimentale e numerico. Atti del 6° Convegno Nazionale L'ingegneria Sismica in Italia, Perugia, Italy, 815-824. (in Italian)
135. Federal Emergency Management Agency (FEMA), 1997, NEHRP the Seismic Rehabilitation, of Buildings, FEMA273.
136. ACI, 1995, Building code requirements for reinforced Concrete (ACI 318- 95), Mand Design, Third Edition American Concrete Institute, Detroit, Michigan, U.S.A.
137. Papia, M. (1988). Analysis of infilled frames using a coupled finite element and boundary element solution scheme. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 26, 731–742.
138. Papia, M., Cavaleri, L., & Fossetti, M. (2003). Infilled frames: Developments in the evaluation of the stiffening effect of infills. *Structural Engineering and Mechanics*, 16, 675–693.
139. Mondal, G., & Jain, S. K. (2008). Lateral stiffness of masonry infilled reinforced concrete (RC) frames with central opening. *Earthquake Spectra*, 24, 701–723.
140. Kakaletsis, D. J., & Karayannis, C. G. (2009). Experimental investigation of infilled reinforced concrete frames with openings. *ACI Structural Journal*, 102, 132–141.
141. Tasnimi, A. A., & Mohebkhab, A. (2011). Investigation on the behavior of brick-infilled steel frames with openings, experimental and analytical approaches. *Engineering Structures*, 33, 968–980.
142. Decanini, L. D., Liberatore, L., & Mollaioli, F. (2014). Strength and stiffness reduction factors for infilled frames with openings. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 13, 437–454.
143. Chen, L., Fang, Q., Fan, J., Zhang, Y., Hao, H., & Liu, J. (2014). Responses of masonry infill walls retrofitted with CFRP, steel wire mesh and laminated bars to blast loadings. *Advances in structural engineering*, 17(6), 817-836. DOI: 10.1260/1369-4332.17.6.817
144. Mostafaei, H., Kabeyasawa, T., (2004) , Effect of Infill Masonry Walls on the Seismic Response of Reinforced Concrete Buildings Subjected to the 2003 Bam Earthquake Strong Motion : A Case Study of Bam Telephone Center. *Bulletin of the Earthquake Research Institute* , Vol.79 , 133-156.

Références bibliographiques

145. Pinto, A., Verzeletti, G., Molina, J., Varum, H., Pinho, R., and Coelho, E. (2002). Pseudo-dynamic tests on non-seismic resisting RC frames (bare and selective retrofit frames), Joint Research Centre (JRC), Ispra, Italy.
146. Mallick, D.V. and Severn, R.T., "The behaviour of infilled frames under static loading", Proceedings of the institution of civil engineering, Vol.38, 1967, PP.639-656.
147. Ali, S.S. and Page, A. W., "Finite element model for masonry subjected to concentrated load", Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Journal of Structural Engineering, vol.114, N° 8, 1987, pp.1761-1784
148. Lotfi, H. R. and Shing, P.B., "Interface model applied of masonry", Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Journal of Structural Engineering, vol.120, N° 1, 1994, pp.63-80
149. Page, A. W., "Modelling the in-plane behaviour of solid masonry under static loading", Proceedings of the international workshop on unreinforced hollow clay tile, 1992, pp.2-5.
150. Mosalam, K.M., Gergely, P., White, R.N and Zawilinski, D., "The behaviour of frames with concrete block infill walls", Proceedings of the first Egyptian conference on earthquake engineering, 1993, pp.283-292
151. Lafuente, M. and Genatios, C., "Propuestas para el análisis de muros de mampostería confinada" (in Spanish), Boletín Técnico del Instituto de Materiales y Modelos Estructurales, Facultad de Ingeniería, Universidad Central de Venezuela, vol.32, n° 2, 1994, pp.43-66
152. Page, A. W., "Finite element model for masonry", Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Journal of the Structural Division, vol.104, n° ST8, 1978, pp.1267-1285
153. Koning, G., "The state of the art in earthquake engineering research", Experimental and Numerical Methods in Earthquake Engineering, edited by J. Donea and P.M. Jones, 1991, pp.2/1-22
154. Schnobrich, W.C., "The role of finite element analysis of reinforced concrete structures", Proceedings of the seminar on the finite element analysis of reinforced concrete structures, Tokyo, Japan, Published by the American Society of Civil Engineers, 1985, pp.1-24.
155. Shing, P.B., Lotfi, H.R., Barrzegarmehrabi, A. and Brunner, J., "Finite element analysis of shear resistance of masonry wall panels with and without confining

Références bibliographiques

- frames", Proceedings of the tenth world conference on earthquake engineering, Madrid, Spain, 1992, vol.5, pp.2581-2586.
156. Dawe, J.L. and Yong, T.C., "An investigation of factors influencing the behaviour of masonry infill in steel frames subjected to in-plane shear", Proceedings of the seventh international brick masonry conference, Melbourne, Australia, February, 1985, vol.2, pp.803-814.
157. King, G.J.W. and Pandey, P.C., "The analysis of infilled frames using finite elements" Proceedings of the institution of civil engineers, part 2, vol.65, 1978, pp.749-760
158. Mallick, D.V. and Severn, R.T., "Dynamic characteristics of infilled frames" Proceedings of the institution of civil engineering, Vol.39, 1969, pp.261-287.
159. Moss, P.J. and Carr, A.J., "Aspects of the analysis of frame-panel interaction", bulletin of the New Zealand national society of earthquake engineering, vol.4, N° 1, 1971, pp.126-144.
160. Mallick, D.V. and Garg, R.P., "Effect of openings on the lateral stiffness of infilled frames", Proceedings of the institution of civil engineering, vol.49, 1971, pp.193-209.
161. Fathy, M., Abdin, M. and Sobaih, M., "Nonlinear seismic analysis of frames with reinforced masonry infill", Proceedings of the first Egyptian conference on earthquake engineering, 1993, pp.391-400.
162. Abaqus: Theory manual and user's manual, Hibbit, Karlsson and Sorensen inc., 1993.
163. Franklin, H.A., "Nonlinear analysis of reinforced concrete frames and panels, department of civil engineering, university of California, Berkeley, 1970, report n° SEMSM-70-5.
164. Liaum, T.C. and Kwan, K.H., "Non-linear analysis of multistorey infilled frames", Proceedings of the institution of civil engineers, part 2, vol.73, 1982, pp.441-454.
165. Victor Davidovici, Conception-construction parasismique : Traité d'application de l'Eurocode 8, : AFNOR, 2016
166. Pierino Lestuzzi, "Analyse et dimensionnement sismiques", Editions Ellipses, 2009
167. Pais, J., Cour de dynamique des structures et génie parasismique, CNAM Paris
168. Règlement parasismique Algérien RPA99 version 2003
169. (Mino-Ovari, Japan) : Milne, J. and Burton, W.K. (1891) The Great Earthquake of Japan, 1891, Lane, Crawford & Co., Yokohama, Japan
170. Omori, F. (1900). Earthquake Measurement in a Brick Building. Publications of the Earthquake Investigation Committee in Foreign Languages, 4:7-11

Références bibliographiques

171. Magliulo G., Maddaloni G., Gosena E., "Comparaison between non-linear dynamic analysis performed according to EC8 and elastic and non-linear static analysis", *Engineering Structures*, vol.29, n°11, p.2893-2900, 2007.
172. PINHO R., ANTONIOU S., "A displacement-based adaptive pushover algorithm for assessment of vertically irregular frames", *Proceedings of the 4th European Workshop on the Seismic Behavior of Irregular and Complex Structures*, Thessalonique, Grèce, 26-27 août 2005.
173. Victor Davidovici, Dominique Corvez "Pratique Du Calcul Sismique : Guide D'application De L'Eurocode 8", Editeur(s) : Eyrolles, AFNOR, 2014
174. FEMA 356, *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, Federal Emergency Management Agency, Washington, 2000.
175. FEMA 450: FEMA 450, Part 1 and Part 2 FEMA 451CD NEHRP Recommended Provisions and Commentary for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures. 2003 Edition.
176. Mwafy A.M., Elnashai A.S. (2001) Static Pushover versus Dynamic Collapse Analysis of RC Building, *Engineering Structures*, Vol. 23, pp. 407-424
177. Amar Louzal, "Evaluation du facteur de comportement de structures en portiques en béton armé sur la base d'analyses statique et dynamique non linéaires", Thèse de doctorat, Université de Tizi-Ouzou, 2016
178. KRAWINKLER H., SENEVIRATNA G.D., "Pros and cons of a pushover analysis for seismic performance evaluation", *Engineering Structures*, vol.20, p.452-464. 1998.
179. livre
180. Y. Menasri, M.S. Nouaouria, M. Guenfoud, « Evaluation de la vulnérabilité sismique a l'échelle d'une structure en béton armé par l'analyse statique non linéaire (PUSHOVER) » SICZS_2010" Symposium International sur la Construction en Zone Sismique Université Hassiba Benbouali de Chlef (Algérie), 26 – 27 octobre 2010.
181. Phillipe Guéguen, "Vulnérabilité sismique des constructions", Edition Lavoisier, Paris, 2013
182. CHIKH BENAZOUZ, "Développement d'une nouvelle méthode d'évaluation de la demande sismique et des déformations inélastiques pour la conception et la vérification des Structures", Thèse de doctorat, Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics, 2012
183. [ATC 96]: ATC-40, *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Report*, ATC-40, Applied Technology Council, Redwood City (CA), 2005.

Références bibliographiques

- 184.Hudson, 1965: Hudson, D. E. (1965). "Equivalent viscous friction for hysteretic systems with earthquake-like excitations." Proceedings of Third World Conference on Earthquake Engineering, Vol. II, pp. 185-202.
- 185.Jennings, 1968: Jennings, P. C. (1968). "Equivalent viscous damping for yielding structures." Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 94, No. EM1, pp. 103-116.
- 186.Iwan, W. D., and Gates, N. C. (1979a). "Estimating earthquake response of simple hysteretic structures." Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 105, No. EM3, pp. 391-405.
- 187.Iwan et Gates, 1979a: Iwan, W. D., and Gates, N. C. (1979b). "The effective period and damping of a class of hysteretic structures." Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 7, No. 3, pp. 199-212.
188. Freeman, S. A., Nicoletti, J. P., and Tyrell, J. V. (1975). "Evaluations of existing buildings for seismic risk - A case study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington." Proceedings of 1st U.S. National Conference on Earthquake Engineering, EERI, Berkeley, 113-122.
- 189.Freeman, 1978: Freeman, S. A. (1978). "Prediction of response of concrete buildings to severe earthquake motion." Publication SP-55, American Concrete Institute, Detroit, MI, 1978, pp. 589-605.
- 190.Deierlein et Hsieh],1990: Deierlein, G. G., and Hsieh, S-H. (1990). "Seismic response of steel frames with semi-rigid connections using the capacity spectrum method." Proceedings of 4th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Vol. 2, pp. 863-872.
- 191.Reinhorn et al: Reinhorn, A. M., Li, C., and Constantinou, M. C. (1995). Experimental and Analytical Investigations of Seismic Retrofit of Structures with Supplemental Damping. Report No. NCEER-95-0001, State University of New York at Buffalo, N.Y.
- 192.FEMA 274 (FEMA, 1997): FEMA (1997). NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 273; and NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 274, October, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- 193.Shibata et Sozen, 1976 : Shibata, A., and Sozen, M. A. (1976). "Substitute structure method for seismic design in R/C." Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 102, No. ST1, pp. 1-18.

Références bibliographiques

194. Gulkan et Sozen, 1974: Gulkan, P., and Sozen, M. A. (1974). "Inelastic responses of reinforced concrete structures to earthquake motions." *Journal of the American Concrete Institute*, Vol. 71, No. 12, pp. 604-610.
195. Shibata et Sozen, 1976 : Shibata, A., and Sozen, M. A. (1976). "Substitute structure method for seismic design in R/C." *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 102, No. ST1, pp. 1-18.
196. Moehle, 1992 : Moehle, J. P. (1992). "Displacement-based design of R/C structures subjected to earthquakes." *Earthquake Spectra*, Vol. 8, No. 3, pp. 403-427.
197. Kowalsky et al., 1995 : Kowalsky, M. J., Priestley, M. J. N., and Macrae, G. A. (1995). "Displacement-based design of RC bridge columns in seismic regions." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 24, No. 12, pp. 1623-1643
198. Wallace, 1995 : Wallace, J. W. (1995). "Displacement-based design of R/C structural walls." *Proceedings of 10th European Conference on Earthquake Engineering*, Vol. 3, pp. 1539-1544.
199. Chopra Anil. K, Goel Rakesh. K, 1999 "Capacity-Demand-Diagram Methods for Estimating Seismic Deformation of Inelastic Structures: SDF Systems", PEER, Pacific Earthquake Engineering Center, University of California, Berkeley PEER 1999/02, April 1999.
200. Chopra, A. K. and Chatpan, C. (2003), "Inelastic deformation ratios for design and evaluation of structures: single-degree-of-freedom bilinear Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California.systems", Report No. 2003/09,
201. S.ZEBDJI, M.BENBOUZID, "ANALYSE STATIQUE NON LINEAIRE PAR POUSSEE PROGRESSIVE « PUSHOVER » D'UN BATIMENT RENFORCE ", Mémoire de fin d'étude, ECOLE NATIONALE DES TRAVAUX PUBLICS, 2008.
202. Wolfgang Jalil, Alan Jalil, "Conception et analyse sismique du bâtiment Guide d'application de l'Eurocode 8 à partir des règles PS92/2004 ». Editeur(s) : Eyrolles, 2014
203. FEMA 356, Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of buildings, FEMA Publication n° 356, The American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency Management Agency, Washington (DC), 2000.
204. FEMA-440, Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, Applied Technology Council for Department of Homeland Security, Federal Emergency Management Agency, Washington (DC), 2005.

Références bibliographiques

205. IWAN W.D., "Estimating inelastic response spectra from elastic spectra", International Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol.8, p.375-388, 1980.
206. IWAN W.D., GUYADER A.C., "An improved equivalent linearization procedure for the capacity spectrum method (ATC-55 draft working paper), California Institute of Technology, Pasadena (CA), 2002.
207. GUYADER A.C, IWAN W.D., "Determining equivalent linear parameters for use in a capacity spectrum method of analysis", Journal of Structural Engineering, vol.132, n°1, p.59-67, 2006.
208. FAJFAR P., FISCHINGER M. "Non-linear analysis of RC buildings: Implication of a case study", European Earthquake Engineering, vol.1, n°1, p.31-43, 1987.
209. FAJFAR P., FISCHINGER M., "N2-A method for non-linear seismic analysis of regular buildings", Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, vol.5, p.111-116. Maruzen, Tokyo, Japon, 1989.
210. SAIDI M. AND SOZEN M.A., "Simple nonlinear seismic analysis of R/C structures, Journal of Structural Engineering, ASCE, vol.107, p.937-52. 1981.
211. FAJFAR P., GASPERSI P., DROBNI D., "A simplified nonlinear method for seismic damage analysis of structures", dans P. Fajfar and H. Krawinkler (dir.), Seismic design methodologies for the next generation of codes, p.183-194, Balkema, Rotterdam, 1997.
212. REINHORN A.M., "Inelastic analysis techniques in seismic evaluations", dans Fajfar P., and H. Krawinkler (dir.), Seismic design methodologies for the next generation of codes, p.277-287, Balkema, Rotterdam, 1997.
213. FAJFAR P., "Capacity spectrum method for performance-based seismic design", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol.28, p.979-993, 1999.
214. FAJFAR P., "A nonlinear analysis method for performance-based seismic design", Earthquake Spectra, vol.16, n°3, p.573-592, 2000
215. Chopra et Goel [CH 01a] : CHOPRA A.K., GOEL R.K., "Direct displacement-based design : use of Estimate Seismic Demands for Buildings : Theory and Preliminary Evaluation", Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER Report 2001/03, janvier 2001.
216. Chopra et Goel [CH 01a] : CHOPRA A.K., GOEL R.K., "Direct displacement-based design : use of Estimate Seismic Demands for Buildings : Theory and Preliminary Evaluation", Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER Report 2001/03, janvier 2001.

Références bibliographiques

- 217.AFPS "Méthode en déplacement : principe-codification-application". Cahier technique. Avril 2006
- 218.Goel et Chadwell [GOE 07] :GOEL R.K,CHADWELL C., "Evaluation of current static procedures for concrete buildings using recorded strong motion data", Data Utilization Report, California Strong Motion Instrumentation Program, CDMG, Sacramento (CA),2007.
- 219.ASCE-41 [ASC 07] : ASCE-41,Seismic rehabilitation of existing building, ASCE' Standard n° ASCE/SEI 41-06,American Society of Civil Engineerings, Reston (VA),2007
- 220.Goel [Goe 11] :GOEL R.K., "Variability and Accuracy of Target Displacement from Nonlinear Static Procedures", ISRN Civil Engineering,vol.2011,Article ID 582426,2011.
- 221.GOEL R.K,CHOPRA A.K., "Evaluation of Modal and FEMA pushover Analysis: SAC Buildings ",Earthquake Spectra,vol.20,n°1,p.225-254,2004.
- 222.GOEL R.K,CHOPRA A.K.," Response to B. Maison's Discussion off "Evaluation of Modal and FEMA Pushover Analysis: SAC Buildings", Earthquake Spectra,vol.21,n°1,p.277-279,2005.
- 223.Y.Menasri," Évaluation de Vulnérabilité Sismique des Bâtis Existants « Structure portique en béton armé »", Thèse de Magister, Université de Guelma, 2009.
- 224.A.Mazari," Analyse du comportement sismique de structures en portiques en béton armé dimensionnées suivant les règles parasismiques algériennes et analysées en statique non linéaire suivant les schémas de distribution des forces sismiques recommandées par l'Eurocode 8", Thèse de Magister, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.
- 225.Mander, J.B., Priestley, M.J.N., 1988, "Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete", Journal of structural Engineering. ASCE, vol. 114, no 8, pp. 1827-1849.
- 226.Popovics S. (1973) A Numerical Approach to the Complete Stress Strain Curve of Concrete, Cement and Concrete Research, Vol. 3, N°5
- 227.Park R., Paulay T. (1975) Reinforced Concrete Structures, John Wiley and Sons, Inc., Canada
- 228.SAP2000 (2017) Three Dimensional Static and Dynamic Finite Element Analysis and Design of Structures V19, Computers and Structures, Inc., Berkeley, California

Références bibliographiques

- 229.A. Louzai, A. Abed, ‘ ‘ ÉVALUATION DU FACTEUR DE COMPORTEMENT DE STRUCTURES EN PORTIQUE EN BÉTON ARMÉ EN UTILISANT L’ANALYSE PUSHOVER’ ’, Annales du bâtiment et des travaux publics, Octobre 2014.
- 230.Mouroux P., Negulescu C., Comparaison pratique entre les méthodes en déplacement de l’ATC 40 (en amortissement) et de l’Eurocode 8 (en ductilité), 7ème Colloque National AFPS 2007 – Ecole Centrale Paris.
- 231.Penelis G.E., Kappos A.J. (1997) Earthquake-Resistant Concrete Structures, E & FN SPON Editions
- 232.P. G. Asteris, S. T. Antoniou, D. S. Sophianopoulos, and C. Z., ‘ ‘ Mathematical Macro-Modeling of Infilled Frames: State-of-the-Art’ ’, Journal of Structural Engineering Submitted July 15, 2009; accepted January 13, 2011; posted ahead of print January 15, 2011.
- 233.Takeda T., Sozen M.A., Nielsen N.N. (1970) Reinforced Concrete Response to Simulate Earthquakes, Journal of the Structural Engineering Division, ASCE, Vol. 96, No. 12, pp. 2557-2573
- 234.I.S. 1893 (2002): ‘ ‘ Indian Standard Criteria for Earthquake Resistant Design of Structures Part 1: General Provisions and Buildings’ ’, Bureau of Indian Standards, New Delhi.
- 235.Apurba Mondal , Siddhartha Ghosh , G.R. Reddy , "Performance-based evaluation of the response reduction factor for ductile RC frames", Engineering Structures 56 (2013) 1808–1819
- 236.miloudHemsas, 2010," Modélisation par Macro-éléments du Comportement Non Linéaire des Ouvrages à Voiles Porteurs",Ecole doctorale des sciences pour l’ingénieur, université de bordeaux 1, France.
- 237.Bertero, v.v., 1986, Evaluation of Response Reduction Factors Recommended by ATC and SEAOC, Proc. 3rd u.s.nat. Conf. EarthquakeEngrg., Charleston, southCarolina,pp. 1663-1673.
- 238.Rojhan, C., Hart, G.C., 1988, U.S. Code Focusing on Rfactor of UBC, ATC-3, and NEHRP, Construction Practices,Applied technology Council, pp. 41-48.
- 239.Rojhan, C., 1988, An Investigation of Structural Response Modification Factors, Proc. 9th World Conf. EarthquakeEngrg., tokio-Kyoto, Japan, vol. v, pp. 1087-1092.
- 240.Fischinger, F., Fajfar, P., 1990, On the Response Modification Factors for Reinforced Concrete Bluidings, Proc. 4th u.s.nat. Conf. Earthquake Eng., Palm springs, California, vol. 2,pp. 249-259.

Références bibliographiques

241. Uang, C.m., 1991, Establishing R (or R_w) and Cd Factors for Building Seismic Provisions, *J. of struct. Engrg.*, ASCE, vol.117, no. 1, pp. 19-28.
242. tso, W.K., naumoski, n., 1991, Period-Dependent Seismic Force Reduction Factors for Short-Period Structures, *Can. J.Engrg.*, vol. 18, pp. 568-574.
243. Uniform Building Code (UBC 1997). Structural Engineering Design Provisions
244. AtC 1995a, Structural Response Modification Factors, AtC-19 Report, Applied technology Council, Redwood City, California.
245. Whittaker A, Hart G, Rojahn C. Seismic response modification factors. *J Struct Eng*, ASCE 1999;125(4):438–44.
246. Kappos AJ. Evaluation of behaviour factors on the basis of ductility and overstrength studies. *Eng Struct* 1999;21(9):823–35.
247. Borzi B, Elnashai AS. Refined force reduction factors for seismic design. *Eng Struct* 2000;22(10):1244–60.
248. mitchell, d., Paultre, P., 1994, Ductility and Overstrength in Seismic Design of Reinforced Concrete Structures, *Canadian Journal of Civil Engineering* 21, pp. 1049-1060.
249. Rahgozar, m. A., Humar, J. l., 1998, Accounting for Overstrength in Seismic Design of Steel Structures, *Canadian Journal of Civil Engineering* 25, pp. 1-15.
250. bruneau, m., uang, C. m., Whittaker, A., 1998, *Ductile Design of Steel Structures*, mcGraw-Hill, new York, pp. 381-409
251. mitchell, d., tremblay, R., Karacabeyli, E., Paultre, P., saatcioglu, m., Anderson, d. l., 2003, Seismic force modification factors for the proposed 2005 Edition of the National Building Code of Canada, *Canadian Journal of Civil Engineering* 30, pp. 308–327.
252. Newmark N, Hall W. Earthquake spectra and design. Engineering monograph; Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, California; 1982.
253. Riddell R, Newmark N. Statistical analysis of the response of nonlinear systems subjected to earthquakes. Structural research series no. 468; Dept. of Civil Engineering, University of Illinois; Urbana, USA; 1979.
254. Vidic T, Fajfar P, Fischinger M. A procedure for determining consistent inelastic design spectra. In: *Nonlinear seismic analysis of reinforced concrete buildings*, New York, USA; 1992.

Références bibliographiques

255. Krawinkler H, Nassar A. Seismic design based on ductility and cumulative damage demands and capacities. In: Nonlinear seismic analysis of reinforced concrete buildings, New York, USA; 1992. p. 27–47.
256. Miranda E, Bertero V. Evaluation of strength reduction factors for earthquake resistant design. *Earthquake Spectra* 1994 ; 10(2):357–79.
257. Mahmoud R. maheri, R. Akbari, 2003, Seismic Behaviour Factor, R, for Steel X-braced and Knee-braced RC Buildings, *Engineering structures* 25 (2003), pp. 1505-1513.
258. Fajfar, P., 2002, Structural Analysis in Earthquake Engineering a Breakthrough of simplified Nonlinear Methods, 12th European Conference on Earthquake Engineering.
259. Nelson. Lam et al, 1998, The Ductility Reduction Factor in the Seismic Design of Buildings, *Earthquake Engineering and structural dynamic*, pp. 749-769.
260. ADEEL ZAFAR, RESPONSE MODIFICATION FACTOR OF REINFORCED CONCRETE MOMENT RESISTING FRAMES IN DEVELOPING COUNTRIES, THESIS University of Illinois at Urbana-Champaign, 2009
261. Tariq Mahdi and M. Khorramiazar, ‘DESIGN OF MASONRY INFILLED REINFORCED CONCRETE FRAMES IN DIFFERENT SEISMIC CODES’, 3rd International Conference on Concrete & Development , 2014.
262. BSL JAPAN
263. Ali massumi, Abbas Ali tasnimi, murat saat-Cioglu, 2004, Prediction of Seismic Overstrength in Concrete Moment Resisting Frames using Incremental Static and Dynamic Analysis, 13th World Conference on Earthquake
264. Monavari B., Massumi A. (2012) Estimating Displacement Demand in Reinforced Concrete Frames using some Failure Criteria, *International Journal of Advanced Structural Engineering*
265. BAEL 91 (1992) Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton Armé suivant la Méthode des Etats Limites. Edition Eyrolles