



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem  
Faculté des Sciences et de la Technologie  
Département de Génie Civil



N° D'ORDRE : D-LMD...../2022

**THESE PRESENTEE POUR L'OBTENTION DU  
DIPLOME DE DOCTORAT LMD  
FILIERE : GENIE CIVIL  
SPECIALITE : GENIE PARASISMIQUE  
PAR**

**NOUR Abdelkader**

Influence de la maçonnerie chaînée sur le comportement des  
bâtiments en béton armé sous chargement sismique

Date de soutenance : 07/07/2022

Devant la commission de jury composé de :

Président :	Tahar KADRI	Professeur	U.M.A.B de Mostaganem
Examineurs :	Bachir NASSER	Professeur	U.S.T.O-MB d'Oran
	Bensaid BOULEKBACHE	Professeur	U. Hassiba Benbouali de Chlef
Directeur de thèse :	Abdelkader BENANANE	Professeur	U.M.A.B de Mostaganem
Co-directeur de thèse :	Varum HUMBERTO	Professeur	Université de Porto, PORTUGAL

**ANNÉE UNIVERSITAIRE : 2021/2022**

## REMERCIEMENTS

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

*Je voudrais remercier Mon directeur de thèse Monsieur, Abdelkader BENANANE Professeur à l'Université de Mostaganem et Mon co-directeur de thèse Monsieur Humberto VARUM Professeur à l'université de Porto du Portugal, pour avoir accepté d'encadrer le présent travail de thèse, pour leurs confiance, accompagnement, leurs encouragements, leurs assistances et pour toutes les facilités mises à ma disposition pour réaliser le présent travail.*

*Je remercie vivement Monsieur Tahar KADRI, professeur à l'Université de Mostaganem, pour avoir accepté d'être le président de jury de ma thèse.*

*J'exprime mes sincères gratitude à Messieurs: Bachir NASSER, professeur à l'Université USTO-MB d'Oran et Bensaid BOULEKBACHE, professeur à l'Université Hassiba Benbouali de Chlef de m'avoir honoré en acceptant d'examiner ce travail.*

*Je remercie ensuite mes collègues Messieurs, Issam, Aissa, Zakaria, Sabrina, Maram, Belgheith et Yacine et qui m'ont soutenu et m'ont encouragé dès le début de ce travail, malgré les conditions souvent difficiles avec d'exceptionnelles contraintes de temps.*

*Je tiens également à remercier tout le staff de l'Université de Mostaganem, enseignants et administrateurs, en particulier les enseignants du Département de Génie Civil et le directeur du Laboratoire Matériaux et Méthodes de Construction, M. Bourdim Sidi Mohamed.*

*Sans oublier de remercier les enseignants du Département de Génie Civil et d'Hydraulique de l'Université Nour Bachir à El-Bayadh.*

## **DEDICACES**

*Je dédie cet humble travail à ma très chère mère, à qui je demande à Dieu de la guérir de sa maladie et de perpétuer son bien-être.*

*En second lieu vient mon honorable père qui ne m'a épargné ni financièrement ni moralement.*

*Je dédie également ce travail à ma très chère épouse, qui m'a beaucoup aidé et a été patiente avec moi tout au long de cette période.*

*Une dédicace spéciale à mes très chères filles Maria et Hadjer et mon petit-fils Ahmed.*

*Ma dédicace s'étend également aux honorables frères Mohamed, Djilali et Benamer, et aux âmes de mes deux frères décédés, Abdelouaheb et Slimene.*

*Je dédie aussi ce travail à mes très chères sœurs Houria, Fatima, Ahlem et Soumia.*

*À tous mes oncles, mes tantes, ma grand-mère, et toute la famille NOUR.*

*Je n'oublie pas tous mes amis et collègues, chacun en son nom.*

## الملخص

المباني الخرسانية المسلحة متعددة الطوابق الممتلئة بالبناء المترابط تتكون بشكل أساسي من الأجر المجوف أو الكتل الخرسانية المجوفة المرتبطة ببعضها البعض بواسطة ملاط الأسمنت. يمثل البناء المترابط نوعًا خاصًا من حشو البناء دون وجود فجوات بين الجدار والإطار المحيط به ، وهو أسلوب البناء الأكثر استخدامًا في العديد من دول العالم ، بما في ذلك الجزائر. لقد عانى هذا النوع من المباني المملوءة بالبناء المترابط ، من العديد من الأضرار الكبيرة بسبب تعرضه للتحميل الزلزالي ، في حين أن العديد من القوانين الزلزالية لا تزال تعتبر هذه الجدران عناصر غير هيكلية. الهدف من هذه الأطروحة هو اقتراح طريقة مباشرة لنمذجة هذه الجدران من أجل تقييم تأثيرها على سلوك المباني الخرسانية المسلحة تحت التحميل الزلزالي. بعد التحقق من صحة النموذج المقترح ، أجرينا دراسة بارامترية لعدة إطارات ثنائية الأبعاد بناءً على المعيار الرئيسي ، وهو الفترة ، واقتراحنا معاملات عدد الامتدادات ، وطول الامتداد ، وعدد الطوابق ، وسماكة البناء المترابط ، و الطابق الأرضي المفتوح ، الفتحات جدارية والعمود القصير. تم تحليل النماذج المختلفة المقترحة بواسطة برنامج العناصر المحدودة ETABS بناءً على طريقة الطيفية الديناميكية المعتمدة في القانون الزلزالي الجزائري المعمول به حالياً (RPA99v2003). سمحت لنا نتائج التحليل العددي للنماذج المختلفة بمقارنة النتائج التي تم الحصول عليها مع الصيغ التجريبية الواردة في كل من القانون الزلزالي الأوروبي (Eurocode8) وفي القانون الزلزالي الجزائري. بعد مقارنة النتائج وفقاً للمعايير المحددة مسبقاً ، أجرينا توكيفاً نقدياً وقراءة تفصيلية ، حيث وجدنا أن عملية تضمين هذه الجدران مباشرة في مرحلة التصميم تساهم بطريقة واضحة للغاية في دراسة السلوك الزلزالي لهذا النوع من البنايات. من ناحية أخرى ، فإن إهمال هذه الجدران في النمذجة أو إدراجها بطريقة غير مباشرة أو مبسطة يمكن أن يؤدي إلى تقدير سيئ للاستجابة الزلزالية لهذه الجدران والمباني الخرسانية المسلحة المملوءة.

## RÉSUMÉ

Les bâtiments en béton armé à plusieurs étages remplis en maçonnerie chaînée couramment constitués principalement en briques en terre cuite, en blocs de béton (parpaing), ou en pierre naturelle liées entre elles par le mortier en ciment. La maçonnerie chaînée représente un type spécial de remplissage sans espace entre le mur et le portique environnant, qui constitue le mode constructif le plus utilisé dans de nombreux pays du monde, y compris l'Algérie. Ce type de bâtiments remplis par la maçonnerie chaînée, a subi plusieurs dommages importants en raison de son exposition aux charges sismiques, alors que de nombreux codes sismiques considèrent encore ces murs comme des éléments non-structuraux. L'objectif de cette thèse est de proposer une méthode directe de modélisation de ces murs afin d'évaluer leur influence sur le comportement des bâtiments en béton armé sous chargement sismique. Après avoir validé le modèle proposé, nous avons mené une étude paramétrique pour plusieurs portiques bidimensionnels en fonction du critère clé, qui est la période, et suggéré les paramètres du nombre de travées, de la longueur de travée, du nombre de niveaux, de l'épaisseur de la maçonnerie chaînée, du rez-de-chaussée nu, des ouvertures dans les murs et du poteau court. Les différents modèles proposés ont été analysés par le logiciel d'éléments finis ETABS basé sur la méthode dynamique spectrale modale adoptée dans le règlement parasismique algérien en vigueur (RPA99v2003). Les résultats de l'analyse numérique des différents modèles nous ont permis de comparer les résultats obtenus avec les formules empiriques données à la fois dans le règlement sismique européen (Eurocode8) et dans le règlement parasismique algérien. Après avoir confronté les résultats selon les paramètres spécifiés précédemment, nous avons mené une synthèse critique et une lecture détaillée, où nous avons constaté que le processus d'inclusion de ces murs directement dans la phase de conception contribue d'une manière très remarquable à l'étude du comportement sismique de ce type de bâtiments. D'autre part, la négligence de ces murs dans la modélisation ou leur inclusion de manière indirecte ou simplifiée peut conduire à une mauvaise appréciation de la réponse sismique de ces murs et des bâtiments remplis en béton armé.

## **ABSTRACT**

The multi-storey reinforced concrete buildings infilled with chained masonry commonly made up mainly of hollow clay bricks or hollow concrete blocks bound together by cement mortar. Chained masonry represents a special type of masonry infill without gaps between the wall and the surrounding frame, which is the most used construction method in many countries of the world, including Algeria. This type of infilled buildings by chained masonry, has suffered several significant damages due to its exposure to seismic loading, while many seismic codes still consider these walls as non-structural elements. The objective of this thesis is to propose a direct method for modeling these walls in order to evaluate their influence on the behavior of reinforced concrete buildings under seismic loading. After validating the proposed model, we conducted a parametric study for several two-dimensional frames based on the key criterion, which is the period, and suggested the parameters of the number of spans, span length, number of storeys, chained masonry thickness, ground soft storey, wall openings and short column. The different models proposed were analyzed by the finite element software ETABS, based on the dynamic spectral modal method adopted in the actual Algerian seismic code (RPA99v2003). The results of the numerical analysis of the different models allowed us to compare the results obtained with the empirical formulas given in both the European seismic code (Eurocode8) and in the Algerian seismic code. After comparing the results according to the previously specified parameters, we conducted a critical synthesis and a detailed reading, where we found that the process of including these walls directly in the design phase contributes in a very remarkable way to the study of the seismic behavior of this type of buildings. On the other hand, the neglect of these walls in the modeling or their inclusion in an indirect or simplified way can lead to a bad appreciation of the seismic response of these walls and infilled reinforced concrete buildings.

# TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE	5
I-1 Introduction	5
I.2 Leçons tirées des séismes passés	5
I.3 Modes d'endommagement des remplissages en maçonnerie	6
I.3.1 Endommagements en plan	13
I.3.2 Endommagements hors plan	19
I.4 Codes sismiques en vigueur	24
I.5 Travaux expérimentaux	25
I.6 Modélisations numériques	29
I.6.1 Modélisations simplifiées (macro-modèle)	30
I.6.2 Modélisations détaillées (micro-modèle)	41
CHAPITRE II METHODES DE CALCUL SISMIQUE	49
II.1 Introduction	49
II.2 Hypothèses de base	51
II.3 Méthodes de calcul linéaire	51
II.3.1 Calcul linéaire statique (méthode statique équivalente)	52
II.3.2 Calcul linéaire dynamique (méthode spectrale modale)	52
II.3.3 Méthode élastique temporelle	53
II.3.4 Limites des deux méthodes (stat. équi. et spectrale modale)	54
II.3.5 Méthode statique équivalente vs méthode spectrale modale	55
II.3.6 Coefficients et Facteurs de l'analyse sismique	56
II.3.7 Coefficient d'accélération de zone	56
II.3.8 Classification des ouvrages selon leur importance (groupe d'usage)	56
II.3.9 Classification des sites	57
II.3.10 Coefficient de comportement de la structure	57
II.3.11 Période naturelle fondamentale	59
II.3.12 Spectre de réponse	59
II.3.13 Effort tranchant à la base	60
II.3.14 Poids sismique de la structure	61
II.3.15 Répartition de la force sismique	62
II.3.16 Méthode statique équivalente	62
II.3.17 Méthode spectrale modale	63
II.3.18 Analyse modale	64
II.3.19 Combinaison modale	64
II.4 Méthodes de calcul non-linéaire	65
II.4.1 Calcul non-linéaire statique (Push over)	65
II.4.2 Calcul non-linéaire dynamique (Time history)	66
CHAPITRE III MODELE PROPOSE ET VALIDATION	68
III.1 Introduction	68
III.2 Aperçu sur le logiciel SEISMOSTRUCT version 2018	68
III.3 Présentation du logiciel ETABS version 2015	69
III.4 Modèle proposé et technique de modélisation	77
III.5 Principe de modélisation	78

III.6 Validation du modèle proposé	79
CHAPITRE IV ETUDES PARAMETRIQUES	83
IV.1 Introduction	83
IV.2 Etude de cas N° 01	83
IV.2.1 Paramètres utilisés dans l'étude des portiques	83
IV.2.2 Caractéristiques des structures étudiées	84
IV.2.3 Analyse des résultats obtenues et discussion	90
IV.3 Etude de cas N° 02	109
IV.3.1 Présentation des modèles analysés	109
IV.3.2 Discussion et interprétation des résultats	110
IV.4 Etude de cas N° 03 (Modèles tridimensionnels)	116
IV.4.1 Présentation des modèles proposés	116
IV.4.2 Exploitations des résultats et interprétations	119
CONCLUSION GENERALE	127
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	129

## LISTE DES FIGURES

Figure I.1	Comportement des portiques sous charges latérales	7
Figure I.2	Modes de défaillance pour les portiques en béton armé remplis	8
Figure I.3	Dégâts post-séisme dans les portiques en BA remplis	13
Figure I.4	Effets négatifs du panneau de remplissage dans la structure	14
Figure I.5	Réponse des portiques remplis en maçonnerie sous charge dans son plan	15
Figure I.6	Mécanismes de défaillance des portiques remplis de maçonnerie	16
Figure I.7	Connecteurs de cisaillement à l'intérieur de la cage de confinement	18
Figure I.8	Domages dus aux éléments non structuraux	20
Figure I.9	Détachement des parties dans les murs à double parois	20
Figure I.10	Bascule à la base en raison du confinement insuffisant du remplissage	21
Figure I.11	Mécanisme de ruine vertical et horizontal	22
Figure I.12	Formation d'un mécanisme de ruine en arc bidirectionnel	22
Figure I.13	Approche à bielles typique pour les panneaux avec des ouvertures	29
Figure I.14	Modèles d'éléments finis pour panneaux de remplissage	30
Figure I.15	Modèle de remplissage de (Kadysiewski & Mosalam, 2009)	32
Figure I.16	Variation du rapport w/d par rapport à la rigidité relative	36
Figure I.17	Modèles à bielles équivalentes multiples	39
Figure I.18	Courbes hystérétiques proposées pour les bielles équivalentes	41
Figure I.19	Approche micro-modèle pour le panneau de remplissage maçonnerie	42
Figure I.20	Diagrammes contrainte-déplacement pour les matériaux quasi fragiles	45
Figure I.21	Micro-modèle proposé par Stavridis & Shing en 2010	47
Figure II.1	Processus d'analyse sismique	49
Figure II.2	Méthodes d'analyse sismique	50
Figure II.3	Concept du coefficient de comportement	58
Figure II.4	Différents sites de sol pour un amortissement de 5%	60
Figure II.5	Courbe de capacité de la structure	65
Figure III.1	Interface principale du logiciel ETABS 2015	70
Figure III.2	Les deux commandes « File » et « Edit » du logiciel ETABS 2015	71
Figure III.3	Les deux commandes « View » et « Define » du logiciel ETABS 2015	72
Figure III.4	Les deux commandes « Draw » et « Select » du logiciel ETABS 2015	73
Figure III.5	Les deux commandes « Analyze » et « Display » du logiciel ETABS 2015	74
Figure III.6	Les deux commandes « Design » et « Detailing » du logiciel ETABS 2015	75
Figure III.7	Les deux commandes « Options » et « Help » du logiciel ETABS 2015	76
Figure III.8	Brique creuse en terre cuite de 8 et 12 trous sans enduit en ciment	77
Figure III.9	Brique creuse en terre cuite de 8 et 12 trous avec enduit en ciment	77
Figure III.10	Modélisation d'un panneau de maçonnerie dans Seismostruct	79
Figure III.11	Modèle en fibre (Seismostruct)	80
Figure III.12	Modèles traités par Seismostruct	81
Figure III.13	Modèles traités par ETABS	81
Figure IV.1	Modèles à une longueur de travée de 3.00m	85
Figure IV.2	Modèles à une longueur de travée de 4.50m	86
Figure IV.3	Modèles à une longueur de travée de 6.00m	86
Figure IV.4	Modèles à une longueur de travée de 7.50m	87
Figure IV.5	Périodes de modèles à 3 niveaux (R+2)	92
Figure IV.6	Périodes de modèles à 5 niveaux (R+4)	93
Figure IV.7	Périodes de modèles à 7 niveaux (R+6)	94
Figure IV.8	Périodes de modèles à 9 niveaux (R+8)	95
Figure IV.9	Périodes de modèles à 11 niveaux (R+10)	96
Figure IV.10	Influence du nombre de travées sur la période de la structure	97
Figure IV.11	Influence de la longueur de la travée sur la période de la structure	99
Figure IV.12	Influence du nombre de niveaux sur la période de la structure	101
Figure IV.13	Influence de l'épais. de la maçonnerie chaînée sur la période de la structure	103
Figure IV.14	Influence du rez-de-chaussée nu sur la période de la structure	105
Figure IV.15	Influence des ouvertures en maçonnerie sur la période de la structure	107

Figure IV.16	Influence du poteau court sur la période de la structure	108
Figure IV.17	Période des portiques analysés	111
Figure IV.18	Effort tranchant à la base des portiques analysés	112
Figure IV.19	Déplacement maximal des portiques analysés	114
Figure IV.20	Rigidité des portiques analysés	115
Figure IV.21	Vue en plan de la structure choisie	116
Figure IV.22	Modèle entièrement nu	117
Figure IV.23	Modèle entièrement rempli	117
Figure IV.24	Modèle rempli avec RDC nu	118
Figure IV.25	Modèle rempli avec ouvertures	118
Figure IV.26	Comparaison en terme de période (Secondes)	120
Figure IV.27	Comparaison en terme de l'effort tranchant (kN)	121
Figure IV.28	Déplacement maximal sens X	122
Figure IV.29	Déplacement maximal sens Y	123
Figure IV.30	Déplacement inter-étages sens X	124
Figure IV.31	Déplacement inter-étages sens Y	125

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1	Formules proposées pour le calcul des bielles équivalentes	33
Tableau I.2	Travaux liés à la macro et micro -modélisation de remplissage	48
Tableau II.1	Coefficient d'accélération de zone	56
Tableau II.2	Coefficient de comportement de structure	58
Tableau III.1	Caractéristiques mécaniques de brique creuse en terre cuite	78
Tableau III.2	Comparaison des résultats entre Seismostruct et ETABS	81
Tableau IV.1	Paramètres et caractéristiques des portiques étudiés	87
Tableau IV.2	Dimensions des poteaux et poutres	89
Tableau IV.3	Période des différents modèles analysés (Secondes)	91
Tableau IV.4	Influence du nombre de travées sur la période de la structure	96
Tableau IV.5	Influence de la longueur de la travée sur la période de la structure	98
Tableau IV.6	Influence du nombre de niveaux sur la période de la structure	101
Tableau IV.7	Influence de l'épais. de la maçonnerie chaînée sur la période de la structure	103
Tableau IV.8	Influence du rez-de-chaussée nu sur la période de la structure	104
Tableau IV.9	Influence des ouvertures en maçonnerie sur la période de la structure	106
Tableau IV.10	Influence du poteau court sur la période de la structure	108
Tableau IV.11	Caractéristiques géométriques et mécaniques des portiques	109
Tableau IV.12	Sections transversales des poutres et des poteaux	110
Tableau IV.13	Période des Portiques analysés	110
Tableau IV.14	Effort tranchant à la base des portiques analysés	112
Tableau IV.15	Déplacement maximal des portiques analysés	113
Tableau IV.16	Rigidité des portiques analysés	115
Tableau IV.17	Caractéristiques géométriques et mécaniques des modèles	119
Tableau IV.18	Comparaison en terme de période (Secondes)	119
Tableau IV.19	Comparaison en terme de l'effort tranchant (kN)	120
Tableau IV.20	Déplacement maximal sens X	122
Tableau IV.21	Déplacement maximal sens Y	123
Tableau IV.22	Déplacement inter-étages sens X	124
Tableau IV.23	Déplacement inter-étages sens Y	125

## LISTE DES SYMBOLES

$E_f$	module élastique du portique
$I_f$	Inertie du portique
$h_m$	Hauteur du panneau (mur) de remplissage
$t_m$	Épaisseur du panneau (mur) de remplissage
$\eta$	Facteur d'amplification de l'action sismique
$\Delta W_{Rw}$	Résistance de l'étage actuel par rapport à l'étage supérieur rempli
$\Delta W_{Sd}$	Somme des efforts tranchants sismique agissant au sommet de l'étage considéré
$R$	Coefficient de comportement global de la structure
$w$	Largeur équivalente de remplissage en maçonnerie
$d$	Longueur de la bielle équivalente
$h$	hauteur du poteau entre les axes des poutres
$\lambda_h$	Paramètre adimensionnel de la bielle équivalente
$\theta$	Angle d'inclinaison de la bielle équivalente
$E_m$	module élastique du panneau de remplissage
$E_c$	module élastique du poteau
$I_c$	Inertie du poteau
$z$	longueur de contact $z$ entre le panneau et le portique
$\beta$	paramètre sans dimension
$A_c$	Aire brute du poteau
$A_m$	Aire du panneau de maçonnerie dans le plan horizontal
$\lambda_h$	Rigidité relative suivant la hauteur
$\lambda_L$	Rigidité relative suivant la longueur
$\alpha_h$	Longueurs de contact suivant la hauteur
$\alpha_L$	Longueurs de contact suivant la longueur
$\lambda^*$	Paramètre de rigidité relative
$A_b$	Aire brute de la poutre
$\varepsilon_v$	Déformation verticale relative
$A_d$	Aire de la section transversale de la bielle
$a$	Longueur du sous-panneau de remplissage
$b$	Hauteur du sous-panneau de remplissage
$\nu$	Coefficient de Poisson
$h_c$	Hauteur du poteau
$L_b$	Longueur de la poutre
$d_c$	Profondeur du poteau parallèle au remplissage
$A$	Coefficient d'accélération de zone
$T$	Période
$D$	Facteur d'amplification dynamique moyen
$\eta$	Facteur de correction d'amortissement
$Q$	Facteur de qualité de la structure
$W$	Poids total de la structure
$W_i$	Poids de l'étage « i »
$\beta$	Coefficient de pondération des charges d'exploitation
$F_t$	Force concentrée au sommet de la structure
$F_i$	Effort tranchant à l'étage « i »
$V$	Effort tranchant à la base
$F$	Force agissante
$K$	Rigidité
$U$	Déplacement
$\lambda$	Facteur de non-linéarité
$\Delta t$	Intervalles de temps relativement courts
$h_z$	Séparation entre les bielles
$X_{Oi}$	Profondeur suivant le poteau
$Y_{Oi}$	Profondeur suivant la poutre
$b_w$	Largeur de la bielle
$A_{ms1}$	Surface initiale de la bielle
$A_{ms2}$	Surface résiduelle de la bielle
$h_w$	Hauteur de la bielle (équivalente à $w$ )

$f_m$	Résistance à la compression de la maçonnerie
$V_{dyn}$	Effort tranchant obtenu par analyse dynamique spectrale modale
$V_{mse}$	Effort tranchant obtenu par méthode statique équivalente

# INTRODUCTION GENERALE

## I.1 Problématique

Maçonnerie chaînée, remplissage en maçonnerie et maçonnerie porteuse chaînée ? Les bâtiments en portiques en béton armé avec murs de remplissage en maçonnerie peuvent être classés dans deux systèmes différents selon leur mode constructif. Lorsque le portique formé en poteaux et en poutres, est construit en premier et que les murs de remplissage en maçonnerie sont ajoutés ultérieurement, le système est classé comme un portique rempli en maçonnerie chaînée, par ce dernier. Dans le cas contraire, lorsque les murs de maçonnerie sont construits en premier lieu et que le portique en béton armé est coulé ensuite, le système est appelé « maçonnerie porteuse chaînée ». Malgré une apparence similaire, le comportement de ces deux catégories de bâtiments peut être assez différent, notamment sous des charges horizontales. Dans ce travail, seuls les bâtiments remplis en maçonnerie ont été pris en compte, même si dans les principes de nombreux aspects de la modélisation pouvaient être incorporés même pour les bâtiments en maçonnerie porteuse chaînée. Quelqu'un peut alors dire quelle est la différence entre remplissage en maçonnerie et maçonnerie chaînée ? la réponse à cette question est venue comme suit:

Nous avons tous appris que les murs de remplissage en maçonnerie peuvent être construits, soit en plaçant des joints de séparation entre eux et portique en béton armé qui les entoure, soit sans ces joints, ou bien ils sont chaînés par le portique. Le type que nous avons étudié dans cette thèse ne touche que le deuxième type, qui représente les murs remplis en maçonnerie chaînée par le portique et sans joints ni avec les poteaux ni avec les poutres avec un mortier en ciment dont la résistance est nulle (mortier fraîchement posé). Nous l'avons fait uniquement en tenant compte de ce type couramment utilisé dans notre pays, en particulier les remplissages en maçonnerie par la brique creuse en terre cuite produite par les usines de l'Algérie.

## I.2 Contexte du problème

Les bâtiments en béton remplis de murs en maçonnerie sont considérés comme le système le plus connu dans le monde entier. Il représente également dans notre pays la majorité du patrimoine urbain, notamment dans le nord et les hauts plateaux, qui sont connus comme une région très sujette aux séismes.

Le comportement du remplissage en maçonnerie est difficile à prévoir en raison des variations importantes des propriétés des matériaux et des modes d'endommagement

de nature fragile. S'ils ne sont pas judicieusement placés, les remplissages ont également des effets néfastes lors de l'excitation sismique. L'absence de remplissage dans certaines parties d'un plan de construction induira un moment de torsion. De plus, le mur partiellement rempli, s'il n'est pas correctement placé, peut induire un effet de poteau court, créant ainsi une concentration de contraintes localisée. Cela est principalement dû au manque de méthodologie de conception sismique généralement acceptée dans les codes nationaux du bâtiment, qui intègre les effets structurels du remplissage en maçonnerie.

En fait, très peu de codes dans le monde fournissent actuellement des spécifications pour la même nature. Par conséquent, il est clairement nécessaire de développer une méthodologie de conception robuste pour la conception sismique des structures en béton armé remplies en maçonnerie. Le bâtiment en béton armé rempli partiellement en maçonnerie se comporte différemment par rapport à un bâtiment à portiques nus ou à un bâtiment à portiques entièrement rempli soumis à une charge latérale.

Un portique nu est beaucoup moins rigide qu'un portique entièrement rempli; il résiste à la charge latérale appliquée par l'action du portique et présente des rotules plastiques bien réparties en cas de défaillance. Lorsque ce portique est entièrement rempli, une action en treillis est introduite, modifiant ainsi le mécanisme de transfert de charge latérale. Un portique entièrement rempli montre un faible déplacement en tête des portiques, bien qu'il attire un effort tranchant à la base très élevé en raison de la rigidité accrue. La prise en compte de la rigidité et de la résistance des murs de remplissage dans les bâtiments à étages multiples réduit la période de temps fondamentale par rapport à un bâti nu et augmente par conséquent la demande de l'effort tranchant à la base.

Une méthode appropriée pour analyser les bâtiments à étages multiples consiste à modéliser la résistance et la rigidité des murs de remplissage. En général, une analyse d'une structure à portiques nus est généralement utilisée, qui ignore la résistance et la rigidité des murs de remplissage. Les murs de remplissage en maçonnerie sont largement utilisés comme cloisons dans le monde entier. Il est évident que des murs de remplissage en maçonnerie continus peuvent réduire la vulnérabilité de la structure en béton armé. Les murs de maçonnerie ne sont souvent pas pris en compte dans le processus de conception car ils sont supposés agir en tant qu'éléments non structurels. Séparément, les murs de remplissage sont rigides et cassants, mais le portique est relativement flexible et ductile. L'action composite de la poutre, de poteau

et des murs de remplissage offre une résistance et une rigidité supplémentaires. Différents types de modèles analytiques basés sur la compréhension physique du comportement général d'un panneau de remplissage ont été développés au fil des années pour simuler le comportement de portiques remplis. Le portique rempli est constitué d'un poteau en acier ou en béton armé, d'une poutre et d'un chaînage avec remplissage en maçonnerie en brique creuse ou en parpaings. Ils sont généralement fournis en tant que murs extérieurs et sont donc traités comme des éléments non structurels.

### **1.3 Objectifs de la thèse**

Afin de traiter profondément ce problème, nous devons revenir aux différents séismes qui ont frappé notre pays, ces dernières années pour constater l'étendue des dégâts et les dommages causés par ces catastrophes, car nous ne cachons pas le volume des pertes économiques, sociales et psychologiques qui peuvent être causées à de nombreux pays, en particulier celui-ci qui ont des capacités limitées, et nous n'oublions pas l'absence d'une culture de construction parasismique pour de nombreux citoyens, ce qui peut causer plusieurs problèmes aux pays et aux individus. De ce point de vue, l'importance de cette étude est venue pour atteindre deux principaux objectifs:

Le premier est de proposer un modèle numérique qui pourrait nous permettre d'étudier plus précisément le comportement de ce type de bâtiment.

La seconde est de préserver les bâtiments principalement construits et disséminés soit qui sont bâtis avant l'apparition des codes sismiques ou bien celui-ci qui sont construits sans respect des règlements parasismiques en vigueur, comme nous l'avons dit à grande échelle.

### **1.4 Structure de la thèse**

Tenant compte de cette introduction ainsi qu'une conclusion générale, cette thèse est composée de quatre chapitres qui sont décrits comme suit:

Dans le chapitre I, une revue complète de la littérature pertinente à cette recherche est présentée. Le chapitre commence par un résumé sur quelques leçons tirées par les séismes passés, suivi par les principaux modes d'endommagement des murs de remplissage en maçonnerie. Les codes et les règlements sismiques en vigueur sont ensuite passés en revue, enfin les travaux expérimentaux et les modélisations numériques sont exposées.

Le chapitre II traite les méthodes de calcul sismique, qu'il s'agisse de méthodes linéaires avec ses deux types statiques et dynamiques, telles que la méthode statique

équivalentes, ainsi que la méthode spectrale modale, ainsi que les méthodes non-linéaires soient statiques et dynamiques, tels que la méthode statique non-linéaire (push-over), ainsi que la méthode dynamique non-linéaire (time history).

Au chapitre III, nous avons proposé un modèle de calcul numérique utilisant le logiciel ETABS pour modéliser les murs de remplissage en maçonnerie en brique creuse et essayer de découvrir son comportement sismique d'un portique plan et comment valider ce modèle avec un modèle précédent.

Enfin, au chapitre IV, Après avoir validé le modèle proposé, nous avons effectué, dans un premier temps, une étude comparative d'une série de modèles de portiques plans en béton armé selon la méthode spectrale modale, ainsi qu'une comparaison de plusieurs autres modèles d'un bâtiment tridimensionnel en béton armé de la même manière et tout cela sous peine de respecter les paramètres les plus importants du règlement sismique applicable et en plus desquels la période fondamentale qui considéré le paramètre clé de l'analyse sismique des bâtiments.

En conclusion, la prise en compte des murs de remplissage en maçonnerie chaînée dans la phase de conception peut améliorer la performance sismique des structures en béton armé. A cet effet il faut attirer l'attention des concepteurs, des calculateurs, des contrôleurs et de tous les chercheurs dans ce domaine, de la nécessité d'incorporer ces murs de remplissage en maçonnerie chaînée dans la phase de conception pour bien approcher le comportement réel des bâtiments en béton armé sous un chargement sismique, surtout qu'ils sont largement utilisés à travers le monde et surtout dans notre pays.

# CHAPITRE I ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

## **I.1 Introduction**

La détermination du rôle des éléments de remplissage est particulièrement importante pour les analyses sismiques des structures où les éléments de remplissage peuvent affecter gravement la rigidité, la résistance, la ductilité et la capacité de dissipation d'énergie du portique. De nombreux séismes ont montré que les remplissages de maçonnerie peuvent avoir un impact significatif sur la réponse locale et globale des portiques remplis en maçonnerie. L'interaction remplissage-portique a été étudiée expérimentalement, analytiquement et numériquement dans les pays sujets aux séismes. Certains résultats montrent que des panneaux de remplissage uniformément et régulièrement distribués peuvent améliorer le comportement sismique structurel en raison d'un accroissement généralisé de la rigidité et de la résistance latérales aux premiers stades de chargement et en raison de la capacité de dissipation d'énergie. Cependant, des distributions de remplissage irrégulières ou l'absence de remplissage uniformes peuvent déclencher des étages souples indésirables et/ou un comportement en torsion et des remplissages partiels peuvent également déclencher des phénomènes de poteaux courts. Les problèmes ci-dessus sont particulièrement importants pour les bâtiments plus anciens qui sont souvent irréguliers, conçus sans tenir compte des concepts de capacité ou, pire, avec des détails désuets ou sans séisme.

## **I.2 Leçons tirées des séismes passés**

A la lumière des séismes les plus dévastateurs et les plus intenses qui ont frappé de nombreuses régions dans le monde au cours des dernières années, nous constatons que nous devons en tirer des leçons afin de protéger les vies humaines et de réduire les pertes et les dommages qui peuvent en résulter. Pour tout cela, le génie parasismique est né, c'est la science qui s'intéresse à l'étude et à la recherche afin de réduire le risque sismique et d'apporter les meilleures solutions pour construire des bâtiments résistants à ces séismes.

Ce n'est un secret pour personne l'étendue des dommages qui peuvent être subis par les économies des pays et les effets sociaux et psychologiques et de nombreuses problèmes familiaux et émergence de maladies et de handicaps ainsi que la destruction de nombreux bâtiments et installations et services gouvernementaux qui peuvent résulter de ces terribles catastrophes. Ces dommages nous puissent de tirer

des leçons qui deviennent un enjeu plus que vital pour pouvoir l'utiliser dans les futures conceptions d'une part et renforcer les bâtiments existants d'autre part.

Les leçons les plus importantes peuvent être résumées comme suit:

- 1- L'extrême nécessité de conforter les vieux bâtiments conçus sans codes sismiques.
- 2- Mettre à jour les règles parasismiques en fonction des derniers développements dans ce domaine.
- 3- Former des concepteurs capables de concevoir correctement les bâtiments.
- 4- Créer une spécialisation chargée de diagnostiquer et d'entretenir les bâtiments existants.
- 5- Assurer la mise en œuvre stricte des études, le suivi et le contrôle de la qualité des matériaux utilisés, avec une parfaite coordination entre les différents intervenants dans ce domaine.
- 6- Une étude approfondie du sol sur lequel les bâtiments seront construits afin de connaître avec précision les fondations appropriées.
- 7- En fin de compte, les gouvernements doivent promulguer des lois et des règles strictes et dissuasives contre tous ceux qui construisent un bâtiment non conforme aux normes sismiques en vigueur, car la question n'est pas seulement liée au propriétaire du bâtiment, mais à l'ensemble.

Et comme nous sommes en train de retracer l'influence des murs de remplissage en maçonnerie sur les bâtiments en béton sous un chargement sismique, il convient de rappeler que cet élément, qui d'une manière ou d'une autre a provoqué beaucoup de destructions, doit être inclus dans les calculs de conception afin de savoir leur comportement lors d'un séisme.

### **1.3 Modes d'endommagement des remplissages en maçonnerie**

Les structures à portiques remplies en maçonnerie représentent une typologie de construction largement diffusée dans le monde. L'interaction entre le panneau de remplissage (principalement de la maçonnerie) et le portique environnant soumis à des charges latérales a été étudiée depuis la fin des années 50. Cependant, comprendre cette interaction n'est pas simple car elle dépend de plusieurs paramètres dont les matériaux des unités de maçonnerie (brique, béton, etc.), les caractéristiques mécaniques du mortier, la géométrie de l'unité (creuse ou solide, etc.), la qualité de fabrication, la rigidité relative entre le portique et le panneau, etc. Bien qu'ils soient généralement considérés comme des éléments non structuraux dans le modèle de construction, les remplissages modifient sans aucun doute le comportement sismique

du portique. Lorsque les remplissages sont explicitement modélisés, les incertitudes ci-dessus rendent la modélisation assez complexe. De plus, les bâtiments plus récents ou récemment rénovés ont tendance à avoir des remplissages plus épais (et donc plus rigides et plus résistants), afin d'augmenter leur efficacité énergétique, ce qui augmente leur influence sur le comportement sismique du bâtiment.

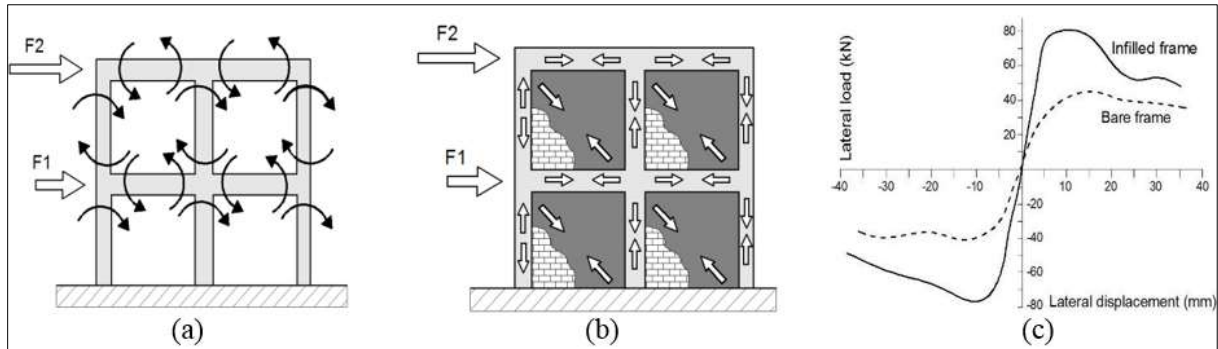


Figure I.1 Comportement des portiques sous charges latérales: (a) portique nu, action dominante du portique; (b) portique rempli, action prédominante en treillis (Kaushik, Rai, & Eeri, 2006); (c) comparaison qualitative de la réponse cyclique expérimentale d'un portique en béton armé avec et sans panneaux de remplissage (adapté de (Kakaletsis & Karayannis, 2008))

Dans le cas de portiques relativement flexibles, le portique nu porte la charge verticale, tandis que le portique et les remplissages supportent conjointement la charge sismique horizontale, avec un mécanisme d'action en treillis répandu dans les remplissages (Figure I.1). Le remplissage réagit généralement le long de la direction entre le coin supérieur du poteau du côté de la force agissante et le coin inférieur du poteau du côté opposé de la force agissante. Pour les déplacements importants, le remplissage et le portique sont en contact principalement dans les coins ci-dessus le long de ce que l'on appelle les « longueurs de contact ». Dans les deux zones d'angle restantes, le contact panneau-portique est normalement perdu en raison de la différence de mode de déformation entre le remplissage et le portique (par exemple Figure I.2 (a) et 2 (b)).

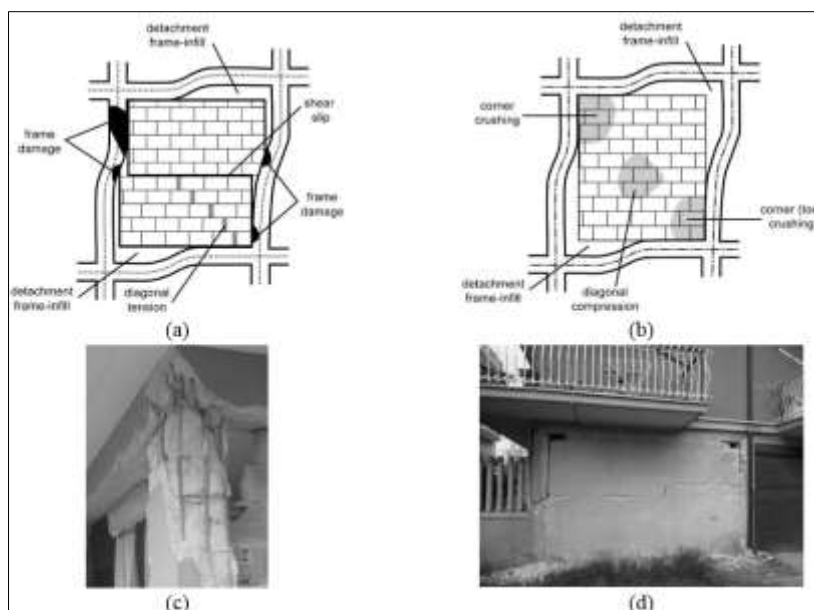


Figure 1.2 Modes de défaillance pour les portiques en béton armé remplis: (a) rupture du portique, cisaillement glissant et fissuration diagonale; (b) écrasement des coins et compression diagonale (P G Asteris et al., 2011); (c) exemple de défaillance de portique; (d) exemple de rupture par cisaillement glissant

Cinq catégories distinctes de modes de défaillance dans le plan sont généralement identifiées dans les portiques remplis (P G Asteris et al., 2011), Figure 1.2):

a) Les modes de rupture du portique, qui consistent en la formation de rotules plastiques dans les poutres et les poteaux près des joints, ou dans la défaillance des joints poutre-poteau, ou, dans très peu de cas, à mi-hauteur du poteau. Une défaillance du portique peut se produire en même temps qu'une défaillance du remplissage (Figure 1.2 (a) et 2 (c));

b) Mode de rupture par cisaillement glissant de remplissage, dans lequel le panneau subit un glissement horizontal à travers plusieurs joints de lit. Il peut se produire lorsque le mortier a de mauvaises propriétés mécaniques et que le rapport d'aspect du remplissage est assez faible, ce qui implique une composante horizontale importante de l'action des treillis (Figure 1.2 (a) et 2 (d));

c) Mode de rupture de fissuration diagonale de remplissage, qui consiste en une fissuration diffuse le long de la diagonale comprimée du panneau, qui peut avoir lieu lorsque le portique est plus flexible que le remplissage. Il présente généralement un motif diagonal étagé le long du lit de mortier et des joints de tête. La fissuration de la diagonale comprimée n'implique pas l'effondrement du panneau, ce qui peut développer une capacité de résistance supplémentaire. Le cisaillement glissant et la fissuration diagonale peuvent avoir lieu en mode mixte (Figure 1.2 (a));

d) Mode de défaillance de compression diagonale de remplissage, qui consiste à écraser le centre du panneau. Ce mode de défaillance se produit généralement dans des remplissages élancés, placés de manière excentrique par rapport à l'axe du portique, et s'accompagne de déformations hors du plan et, éventuellement, d'un effondrement (Figure I.2b);

e) Mode de défaillance de l'écrasement du coin de remplissage, qui consiste à écraser dans une zone de coin chargée du panneau de remplissage en raison d'un état de compression bi-axiale. Cela se produit normalement lorsque la structure a un panneau de remplissage faible entouré de poteaux et de poutres solides avec des joints d'interface de portique de remplissage faibles (Figure I.2 (b)).

Les modes de défaillance ci-dessus se réfèrent principalement à la réponse dans le plan uniquement (Andr Furtado & Rodrigues, 2021). Afin de maintenir leur capacité de charge dans le plan, les remplissages ne doivent pas s'effondrer en raison de forces hors du plan. L'effondrement hors du plan est une condition limite de sécurité des personnes. Dans les nouveaux bâtiments, les portiques sont plus rigides et les remplissages en façade (généralement à double paroi) sont très épais, ainsi les actions hors plan peuvent être contrôlées (Gkournelos, Triantafillou, Asce, & Bournas, 2020) (Minotto et al., 2020) (Marinković & Butenweg, 2019). (Angel, Abrams, Shapiro, Uzarski, & Webster, 1994) ont constaté que la réduction de la résistance hors plan due aux dommages dans le plan pouvait atteindre 50% pour les panneaux avec des rapports d'élanement élevés. Les travaux liés à l'interaction entre les réponses dans le plan et hors plan peuvent être trouvés dans travaux (Angel et al., 1994), (Kadysiewski & Mosalam, 2009) (Xie, Qu, Fu, & Zhang, 2021), (Rodrigues & Varum, 2021) et (Nasiri & Liu, 2020).

Surtout, les codes de conception ont longtemps évité de prendre en compte la contribution structurelle des remplissages, principalement parce que: a) le problème n'est pas complètement compris, en raison du nombre élevé de variables et d'incertitudes impliquées; et b) le comportement de remplissage et son interaction avec le portique dépendent fortement de la géométrie du portique et du type de remplissage, qui varie considérablement dans différentes zones sismiques (blocs de béton, blocs de briques creuses, blocs de briques pleines, remplissages à simple ou double paroi, etc. ). Certains autres codes (Dorji, Derakhshan, Zahra, & Thambiratnam, 2020), comme EC 8 ((CEN), 2004), ont introduit des principes de conception pour les portiques en béton armé remplis en maçonnerie pour la conception de nouvelles

structures. Par exemple, lorsque des irrégularités de plan ou d'élévation sont observées dans la structure en raison des remplissages, certains facteurs de pénalité sont spécifiés pour la structure, tandis que les vérifications de conception de l'ensemble de la structure sont les mêmes que pour le portique nu (M N Fardis, Bousias, Franchioni, & Panagiotakos, 1999), (L Liberatore & Decanini, 2011). En outre, certaines règles et recommandations sont données pour éviter les défaillances locales dues à l'interaction entre le remplissage et les portiques (Sonpal, Kumar, & Sarma, 2019) (Islam & Chowdhury, 2020), comme des effets de poteaux courts ou des poteaux maintenus par le remplissage juste dans une direction (S. W. Han & Lee, 2020). Cependant, une étude récente réalisée par (L Liberatore & Decanini, 2011) conclut qu'en plus de ces recommandations, certaines analyses non linéaires sont nécessaires pour identifier les modèles de dommages réalistes dus aux panneaux de remplissage (Lourenco, 2020).

L'influence des panneaux de remplissage sur les performances du portique peut être positive ou négative, en fonction d'un certain nombre de paramètres tels que: distribution géométrique des remplissages en plan et en élévation, variabilité de la résistance, rigidité et ductilité des portiques, rapport d'aspect du remplissage, les propriétés mécaniques, la répartition des ouvertures et la qualité de fabrication. Toutes les variables précédentes sont présentées plus en détail dans la section suivante qui contient une brève discussion sur l'influence du remplissage sur le comportement global du portique. L'accent est mis sur les travaux liés aux portiques en béton armé que sur ceux en acier. Une revue des principaux tests expérimentaux (à la fois monotones et cycliques) suit (Pul & Emin, 2019) (Lu, Yang, Chea, & Guan, 2019) (Bahadir, 2020) (Buitrago, Bertolesi, Sagaseta, Calder, & Adam, 2021), afin d'illustrer les aspects les plus critiques du comportement sismique des portiques remplis. Dans la suite, une revue de l'état de l'art des modèles de remplissages de maçonnerie utilisés dans les portiques est présentée, en particulier pour les portiques en béton armé, en mettant l'accent sur la modélisation des portiques pour les analyses statiques et dynamiques linéaires et non linéaires (Xie, Zhang, & Qu, 2020).

#### *Influence du remplissage en maçonnerie sur la réponse structurelle des portiques :*

Les distributions géométriques en plan et en élévation des panneaux de remplissage jouent un rôle majeur sur la réponse globale des structures soumises à des charges latérales. Une distribution de remplissage irrégulière dans le plan peut provoquer de forts effets de torsion, en particulier dans le domaine élastique, conduisant à des

demandes plus importantes que prévu dans les éléments du périmètre. (M N Fardis, Bousias, & Panagiotakos, 1998) ont effectué un essai sur table à secousses sur une structure de portique en béton armé, carré à deux étages et en plan avec une disposition excentrique de remplissages de maçonnerie. Le portique a été soumis à des accélérations au sol bidirectionnelles. Ils ont clairement montré que les remplissages ont généré une torsion sur la structure. Un exemple courant de distribution irrégulière en élévation rencontrée dans le monde entier est une structure à ossature avec tous les étages remplis, à l'exception du rez-de-chaussée, généralement utilisé comme espace commercial ou de stationnement. Cette configuration irrégulière, lorsqu'elle n'est pas prise en compte lors de la conception, peut conduire à des mécanismes de niveaux souples bien connus et trop souvent observés avec de grands déplacements latéraux dans les poteaux, les étages supérieurs se déplaçant principalement comme un corps rigide (Figure.3 (a) (Laura Liberatore, Decanini, & Liberatore, 2004). Dans d'autres cas, lorsque les portiques sont partiellement remplis d'un matériau rigide ou lorsque la hauteur de poteau est partiellement restreinte, un effet de poteau court peut se produire. Cette configuration peut déclencher des ruptures de cisaillement dans les poteaux (Figure I.3 (b)).

Cependant, si les remplissages sont bien répartis et présents dans tous les étages, ceux-ci peuvent fournir la majeure partie de la résistance aux séismes et empêcher l'effondrement des structures en béton armé relativement flexibles et faibles (Laura Liberatore et al., 2004), (Michael N Fardis, 2000), (Kakaletsis & Karayannis, 2008). Les remplissages contribuent de manière significative à la capacité de dissipation d'énergie, réduisant les demandes d'énergie de dissipation dans les éléments de portique et diminuant considérablement les déplacements maximaux (Laura Liberatore et al., 2004). Il a constaté expérimentalement que les remplissages affectent la réponse de l'ensemble du système essentiellement par leur effort tranchant et son déplacement correspondant, mais pas toujours par leur rigidité. (Michael N Fardis, 2000), (Hashemi & Mosalam, 2006), (Griffith, 2008), (Baran & Sevil, 2010), (Kappos & Ellul, 2000), montrent qu'au niveau de l'aptitude au service, plus de **95%** de la dissipation d'énergie est donnée par les remplissages, tandis qu'à des niveaux de demande plus élevés, ceux-ci dissipent environ **40%** de l'énergie totale, le reste étant dissipé par les portiques en béton armé. Ainsi, les remplissages représentent la première ligne de résistance sous des mouvements modérés et forts et doivent être pris en compte dans l'analyse et la conception pour éviter un effondrement fragile.

Étant donné la complexité de l'interaction portique-remplissage, la capacité globale latérale du portique ne peut être calculée comme la simple somme des contributions du portique et du remplissage (Shing & Mehrabi, 2002). La rigidité relative et la résistance relative entre les panneaux de remplissage et les poteaux régissent la séquence globale de défaillance du système (Smith, 1967) (André Furtado, Rodrigues, Arêde, Varum, & Rodrigues, 2018). En général, si le panneau est rigide par rapport au portique et que les poteaux ne sont pas ductiles, une rupture par cisaillement dans le portique peut soudainement se produire (Figure I.3 (b)). D'un autre côté, lorsque les éléments du portique sont flexibles, le remplissage du panneau devrait échouer et le comportement global est ductile (Figure I.3 (c)). Dans certains cas, les panneaux de remplissage fonctionnent comme des murs de cisaillement, bien qu'ils ne soient pas conçus à cette mission, et empêchent l'effondrement des portiques en béton non ductile (Patel & Pindoria, 2001).

Un paramètre important affectant le comportement du panneau est le rapport hauteur-largeur du panneau, qui influence la longueur de la surface de contact entre le portique et le panneau et l'angle d'inclinaison du mécanisme de panneau en treillis (Anil & Altin, 2007) (Trapani, Tomaselli, Cavaleri, & Bertagnoli, 2021). La longueur de contact influe sur la largeur de la poutre et du panneau participant au mécanisme de la bielle, tandis que l'angle d'inclinaison de la poutre affecte la capacité du panneau. La présence, la taille et la position des ouvertures conduisent à une réduction de la rigidité et de la résistance du panneau (Porto, Donà, Verlato, & Guidi, 2020), (Basha, Surendran, Kaushik, & Asce, 2020), (Bahadir, 2020), (Syrmakezis & Asteris, 2001), (Mondal & Jain, 2008), (Mohebkhah, Tasnimi, & Moghadam, 2007), (MAURIZIO Papia & Cavaleri, 2000), (Panagiotis G Asteris, 2003), (Fiorato, Sozen, & Gamble, 1970) et le modèle de charge dans le panneau est modifié, (Mosalam, White, & Ayala, 1998) ont identifié des modèles des bielles et de liens qui peuvent reproduire le comportement des panneaux avec des ouvertures. Cependant, prédire la force d'un remplissage avec des ouvertures au moyen de treillis simplifiées reste une tâche difficile.

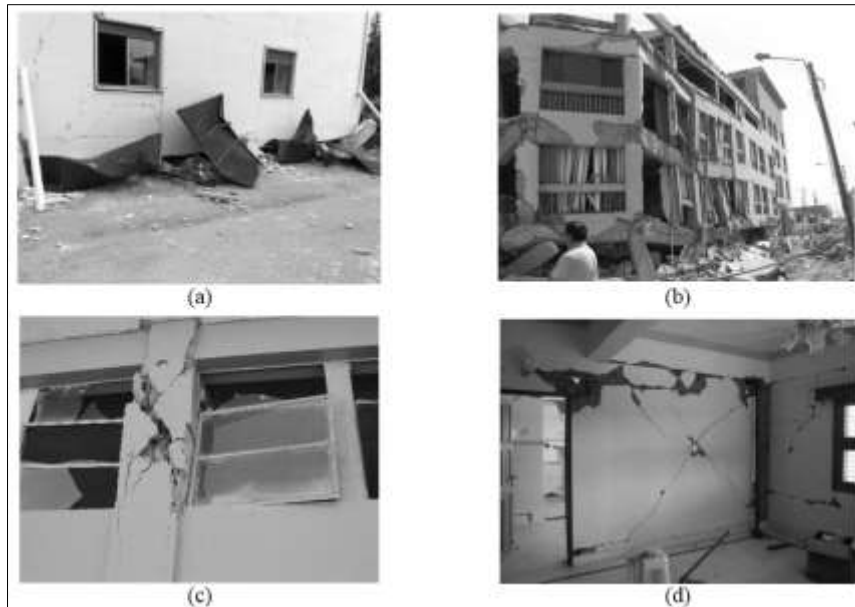


Figure 1.3 Dégâts post-séisme dans les portiques en BA remplis: mécanisme des étages souples dans (a) le séisme de L'Aquila, en Italie, en 2009 et de Pisco, au Pérou, en 2007; (c) effet de poteau court en 2007, séisme à Pisco, au Pérou;(d) fissuration diagonale des remplissages en 2001, séisme de Bhuj, Inde (Patel & Pindoria, 2001)

La fabrication joue également un rôle majeur dans la réponse des structures, car la précision et la pratique de l'exécution des panneaux de remplissage influencent la résistance de la couche de mortier et les conditions aux limites dans les zones de contact entre le portique et le panneau.

Sur la base de l'expérience des séismes passés et des années de recherche sur l'influence des remplissages sur la réponse des portiques en béton armé et en acier, il est clair que la rigidité et la résistance des remplissages doivent être prises en compte dans l'analyse sismique et la conception de nouveaux bâtiments ((CEN), 2004) et, plus important encore, dans l'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments existants. Cependant, plusieurs variables et paramètres doivent être pris en considération pour décrire correctement l'interaction portique-remplissage et les défaillances structurelles qui en découlent (P Negro & Colombo, 1997)

### 1.3.1 Endommagements en plan

Les séismes passés tels que le séisme de Boumerdes en 2001 [16], avec d'autres séismes à travers le monde entier et surtout dans notre région, ont confirmé que les remplissages en maçonnerie peuvent changer radicalement le mode d'endommagement ainsi que le comportement sismique des bâtiments à portiques en béton armé avec une influence très remarquable. Cette influence peut être positive ou négative. Lorsqu'il est positif, cela signifie que la présence de remplissages en maçonnerie augmente la résistance et la rigidité de la structure pour résister aux

charges latérales dues aux séismes. Comme mentionné précédemment, l'influence négative concerne principalement la formation de phénomènes de l'étage souple (soft story), de torsion et de poteaux courts, qui peuvent entraîner l'endommagement global ou local du bâtiment. Comme le montre la Figure I.4, la formation du phénomène de poteaux courts peut se produire lorsque les remplissages de maçonnerie laissent une partie du poteaux nue, ce qui entraîne l'effondrement par effort tranchant des poteaux. Le phénomène des étages souples peut être observé lorsque la répartition des parois de remplissage le long de la hauteur de la structure est irrégulière.

Dans le but de comprendre le comportement sismique des portiques remplis en maçonnerie, différents chercheurs se sont concentrés sur le comportement dans le plan en effectuant des travaux expérimentaux et une analyse numérique (Xie et al., 2020). Un aperçu des principaux problèmes liés aux investigations expérimentales et numériques est fourni dans les sections suivantes.

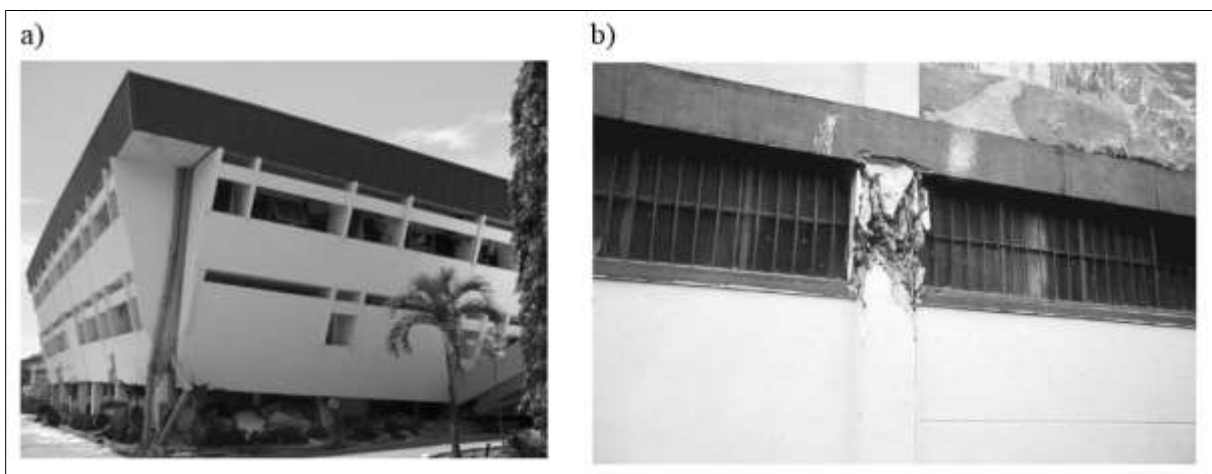


Figure I.4 Effets négatifs du panneau de remplissage dans la structure; a) mécanisme d'étage souple, b) mécanisme de poteau court

#### *Aperçu des investigations expérimentales*

L'interaction dans le plan du panneau de remplissage avec son portique environnant a été étudiée par différents chercheurs (Marinković & Butenweg, 2019), (Sonpal et al., 2019), (Islam & Chowdhury, 2020), considérant le béton armé (Pujol & Fick, 2010) ou l'acier (Holmes, 1961) comme portiques structuraux. Comme résultat commun des différentes recherches expérimentales, il est conclu que dans les faibles niveaux de chargement dans le plan, le portique rempli assure le rôle d'un système de résistance à la charge monolithique et lorsque la charge latérale augmente, le remplissage a tendance à se séparer partiellement de son portique de délimitation et un mécanisme de bielle diagonale comprimée se développe. Cette hypothèse pour les murs de

remplissage se comportant comme une bielle de compression semble être raisonnable et a été confirmée dans plusieurs recherches expérimentales (Gentile, Pampanin, Raffaele, & Uva, 2019), (Yekrangnia & Asteris, 2020), (Mansouri, Marefat, & Khanmohammadi, 2014), (Klingner & Bertero, 1978). La Figure I.5 montre la séparation du remplissage de maçonnerie de son portique environnant ainsi que la représentation du modèle de bielle de compression. La ligne pointillée est une bielle diagonale qui se développe lorsque la direction de la charge latérale est dans la direction opposée.

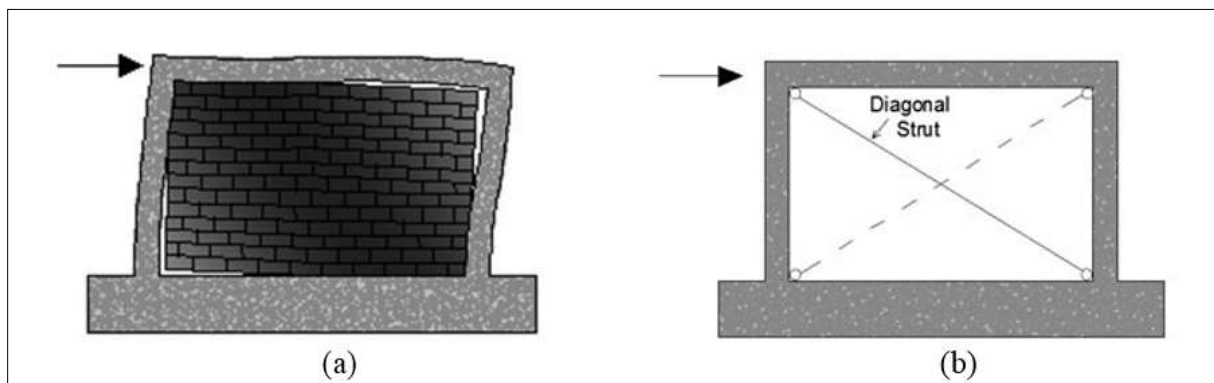


Figure I.5 Réponse des portiques remplis en maçonnerie sous charge dans son plan; a) séparation des murs du portique structurel; b) modèle de bielle diagonale équivalente

La résistance latérale du portique rempli n'est pas seulement égale à la somme des résistances latérales du remplissage et du portique environnant, car l'interaction entre eux modifie leurs mécanismes indépendants de résistance à la charge (Mehrabi, Shing, Schuller, & Noland, 1994), (Al-chaar, Mehrabi, & Manzouri, 2017). Une conclusion commune parmi les études est que les remplissages ajoutés améliorent considérablement la résistance latérale et la rigidité initiale du portique nu et modifient également ses propriétés dynamiques (Hashemi & Mosalam, 2006), ce qui entraîne un changement pertinent de la demande sismique de la structure. Une autre contribution du remplissage de maçonnerie dans le portique est l'amélioration de la capacité de dissipation d'énergie lors du séisme en raison de la fissuration du remplissage de maçonnerie, étant possible d'augmenter le taux d'amortissement de 4-6% à 12%, selon ce qui est souligné dans (Hashemi & Mosalam, 2006).

Sur la base des observations expérimentales, cinq principaux mécanismes d'endommagement pourraient être étudiés comme modes de défaillance probables dans les portiques remplis, comme le montre la Figure I.6 (Mehrabi et al., 1994). Ces modes d'endommagement dépendent de la résistance relative et de la rigidité du portique de délimitation par rapport à celles du remplissage, de la configuration

géométrique du portique, ainsi que de la condition de chargement. Dans le mode de rupture en flexion, le portique rempli se déforme dans une de ses parties et forme une fissure horizontale à la base de la structure. Une fissuration diagonale du modèle testé, a pu être observée par la formation de fissures en escalier passant à travers les joints de mortier à travers la partie comprimée du remplissage, ce qui est dû à la rupture par effort tranchant du remplissage. Les déformations de glissement horizontal et de fissure à mi-hauteur se produisent généralement dans le remplissage avec des joints de mortier faibles et sont décrits comme une rupture par effort tranchant des joints du lit de remplissage. Enfin l'écrasement du nœud d'angle est lié à l'écrasement de maçonnerie dans au moins un de ses coins. Ce mode d'endommagement est lié à la formation de contraintes de compression élevées aux nœuds.

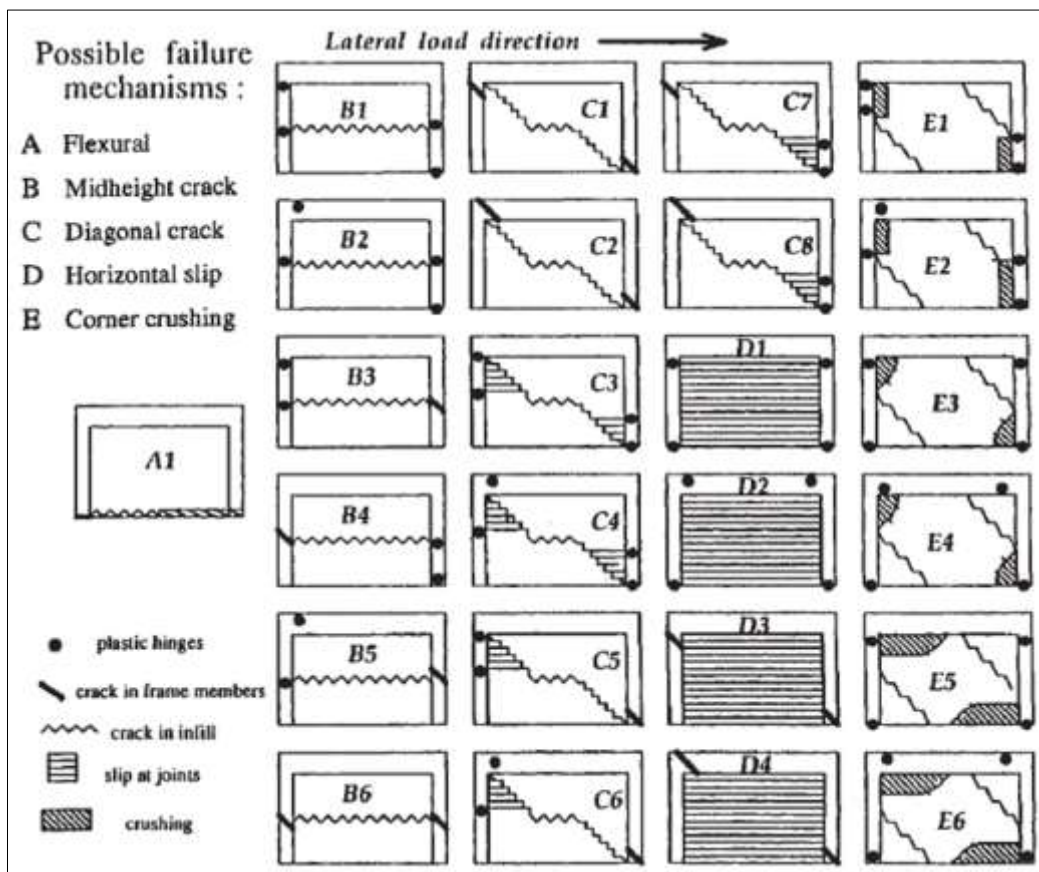


Figure I.6 Mécanismes de défaillance des portiques remplis de maçonnerie (Mehrabi et al., 1994)

Différentes études ont été menées pour découvrir les paramètres influençant le comportement dans le plan des portiques remplis de maçonnerie (Alwashali, Suzuki, & Maeda, 2017), (Magdi, Mohamed, Gomma, & El, 2019), (Engineering et al., 2019), (Barros, Cavaco, Neves, & Júlio, 2019), (Eren, Brunesi, & Nascimbene, 2019), (Dhakal, Rupakhety, & Gautam, 2020) (Kakaletsis & Karayannis, 2008). Ces paramètres peuvent être classés en trois catégories différentes: a) géométrie et

propriétés mécaniques du remplissage; b) géométrie et propriétés mécaniques du portique environnant; c) caractéristiques de l'interface de portique-remplissage.

Les modèles testés, à remplissage fort semblent présenter de meilleures performances que ceux à remplissage faible en termes de résistance latérale, de rigidité initiale et de capacité de dissipation d'énergie (Kakaletsis & Karayannis, 2008). De plus, il est observé que les propriétés mécaniques du portique en béton armé, telles que la résistance à la compression du béton, le rapport des armatures longitudinales et transversales ainsi que sa section transversale et le moment d'inertie de l'élément ont un effet significatif sur le comportement du portique rempli en maçonnerie. Selon (Francisco Javier Crisafulli, 1997), la résistance latérale du système a augmenté de près de 100% lorsque le taux de renforcement est passé de 1,1% à 2,2%. En revanche, l'augmentation de la résistance latérale en augmentant le taux de renforcement de 2,2% à 3,4% a été modérée (Francisco Javier Crisafulli, 1997).

Les caractéristiques de l'interface entre le remplissage de maçonnerie et son portique environnant peuvent également affecter le comportement des portiques remplis en maçonnerie. À cet égard, l'espace (joint de séparation) entre le remplissage et le portique environnant (Sonpal et al., 2019), (Islam & Chowdhury, 2020), (Marinković & Butenweg, 2019), qui est généralement dû au retrait de la maçonnerie, est l'un des facteurs qui peuvent affecter le comportement et les niveaux de cette influence dépendent de l'épaisseur de cet espace. Lorsque la largeur de l'espace est très petite, le comportement du portique rempli est légèrement affecté dans la phase initiale se reflétant par un jeu initial dans le diagramme force-déplacement (Gergely, White, & Mosalam, 1994). En augmentant la charge latérale, l'espace se ferme et l'interface peut transférer le cisaillement et les contraintes normales. Au contraire, lorsqu'il y a un grand espace entre le remplissage et le portique, la bielle diagonale ne se développe que partiellement et le comportement de la structure change considérablement (Pook & Dawe, 1986). Un autre aspect important de l'interface entre la maçonnerie et les portiques en béton armé est la présence de connecteurs de cisaillement le long de l'interface du remplissage et de son portique environnant. Il a été observé à partir des résultats expérimentaux que les connecteurs de cisaillement sur tout le périmètre de l'interface améliorent le comportement de la structure en augmentant la résistance et la rigidité (Liauw & Kwan, 1985). Si les connecteurs de cisaillement ne sont utilisés que dans les coins, ils ne contribuent qu'à l'amélioration de la rigidité (Mallick & Severn, 1967). D'un autre côté, la présence des connecteurs de cisaillement peut avoir un effet

négalif sur le comportement de la structure en provoquant un effondrement prématuré du remplissage dans les zones proches des bielles de cisaillement, où la concentration de contraintes se développe. Le moyen efficace d'empêcher ce mode de rupture fragile est de placer les bielles de cisaillement à l'intérieur d'une cage de confinement renforcée (Tong, Hajjar, Schultz, & Shield, 2005), voir Figure I.7.

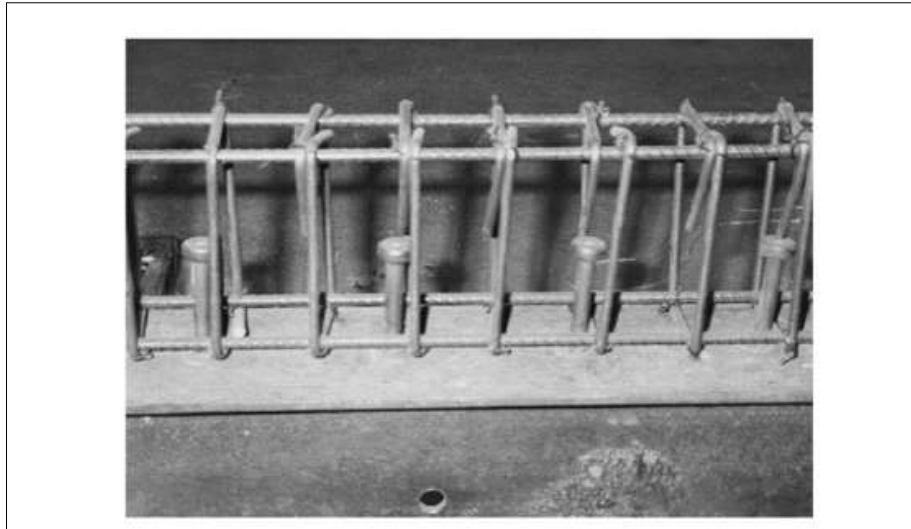


Figure I.7 Connecteurs de cisaillement à l'intérieur de la cage de confinement (Tong et al., 2005)

Un paramètre qui a suscité l'intérêt de la communauté scientifique est l'influence des ouvertures et de leur position dans le comportement dans le plan des portiques remplis (Porto et al., 2020), (Basha et al., 2020), (S. W. Han & Lee, 2020), (Kakaletsis & Karayannis, 2008). Un examen détaillé des études de recherche sur les portiques remplis de maçonnerie avec des ouvertures a été fourni par (Yekrangnia & Asteris, 2020), (Rodrigues & Varum, 2021), (Surendran & B Kaushik, 2012). Généralement, la présence d'ouvertures dans le mur diminue la résistance latérale et la rigidité du portique entièrement rempli et modifie son schéma de fissuration (Mosalam, White, & Gergely, 1997). Cependant, la réduction de la résistance latérale du portique rempli en maçonnerie n'est pas proportionnelle à la réduction de la surface du remplissage. Selon (Fiorato et al., 1970), une réduction de 50% de la zone de remplissage entraîne une diminution de la résistance latérale du portique rempli dans une plage comprise entre 20 et 28%. L'effet des différentes positions des ouvertures sur le comportement dans le plan des portiques remplis a été étudié par (Mallick & Garg, 1971), où des recommandations pour la position des ouvertures ont été fournies. Il est recommandé que l'ouverture de la porte soit au mieux située au centre de la moitié inférieure du panneau et que l'ouverture de la fenêtre se situe à mi-hauteur de la moitié gauche ou droite du panneau aussi près du bord vertical du panneau que possible. Sur la base

des résultats expérimentaux trouvés par (Pook & Dawe, 1986), il a été conclu que le déplacement de la position de l'ouverture vers le côté de chargement entraîne une diminution de la charge ultime. (Kakaletsis & Karayannis, 2008) ont également conclu que le mouvement de l'ouverture vers le centre de la travée entraîne une nouvelle diminution de la résistance latérale, de la rigidité et de la ductilité. (Panagiotis G Asteris, 2003) et (Giannakas, Patronis, & Fardis, 1987) ont proposé des facteurs de réduction de la rigidité des portiques remplis pour un pourcentage d'ouvertures inférieur à 49%. Ce facteur de réduction dépend du pourcentage de la zone d'ouverture. Dans les recherches de (Mosalam et al., 1997) réalisée sur quatre modèles à deux travées et à un étage, ils ont été conclu que la présence d'ouvertures dans les remplissages réduit la rigidité d'environ 40%, pour une charge latérale inférieure au niveau de la charge de fissuration. (Mohebkhah et al., 2007) ont testé six portiques remplis à grande échelle, à un seul étage et à une seule travée, avec des ouvertures centrales de différentes dimensions et ont conclu que la présence d'ouvertures entraînait une réduction de la rigidité et de la résistance latérale par rapport au portique entièrement rempli.

### **1.3.2 Endommagements hors plan**

La vulnérabilité des remplissages de maçonnerie dans des portiques en béton soumis à des charges hors du plan, induites par des séismes a été observée dans plusieurs séismes passés par des dommages sévères et souvent un effondrement total (Gkournelos et al., 2020), (Minotto et al., 2020), (Butenweg, Marinković, & Salatić, 2019), (Xie et al., 2021), (Nasiri & Liu, 2019), (Braga, Manfredi, Masi, Salvatori, & Vona, 2011). Bien que les panneaux de remplissages en maçonnerie soient considérés comme des éléments non structuraux, leur endommagement ou leur effondrement n'est pas souhaitable, compte tenu des conséquences en termes de pertes en vies humaines et de coûts de réparation ou de reconstruction. De plus, ce type de dommages peut limiter l'occupation immédiate après le séisme. Les séismes, comme le séisme de Boumerdes (Concept, 2003), mettent en évidence les dommages développés dans les murs de remplissage par rapport aux fissures mineures observées dans la structure. Dans ces cas, il a été observé qu'aucune occupation immédiate n'était possible en raison des dommages généralisés développés dans les remplissages de maçonnerie. Comme cela est observé sur la Figure I.8, le mouvement du sol n'était pas suffisamment fort pour causer des dommages structuraux, mais en raison d'un ancrage et d'une interaction inappropriés des murs de remplissage avec le

portique environnant, les murs extérieurs se sont déchirés et la poutre et les poteaux en béton ont été exposés.



Figure I.8 Dommages dus aux éléments non structuraux (AFPS & Algerien, 2003)

Une rupture hors plan des éléments de remplissage, telle qu'une rupture de bascule, peut être observée dans les cloisons de séparation et également dans les parois des caves lorsqu'il n'y a pas de connexion transversale appropriée entre les composants de la paroi, comme le montre la Figure I.9.



Figure I.9 Détachement des parties dans les murs à double parois (AFPS & Algerien, 2003)

La revue de la littérature sur le comportement hors-plan des portiques remplis en maçonnerie est réalisée à deux niveaux:

- a) Travaux expérimentales qui décrivent brièvement les principaux résultats expérimentaux disponibles dans la littérature;
- b) Modélisations numériques qui se concentrent sur les résultats de l'analyse numérique effectuée sur ce type de structures.

Bien que le comportement hors plan des portiques remplis en maçonnerie ait été moins étudié que le remplissage de maçonnerie sous chargement dans le plan, certaines études sur le comportement hors plan des portiques en béton armé remplis en maçonnerie peuvent être trouvées dans la littérature (Rodrigues & Varum, 2021), (André Furtado et al., 2018), (Tu, Chuang, Liu, & Yang, 2010). De l'analyse

expérimentale, il a été observé que le panneau de remplissage de maçonnerie entouré par un portique en béton armé ou en acier peut résister à des charges hors plan importantes en raison de la formation d'un mécanisme de ruine en arc (Flanagan & Bennett, 1999). Le développement du mécanisme de ruine en arc dans le remplissage de maçonnerie dépend de son confinement par le portique environnant. Lorsqu'il n'y a pas de confinement, la résistance hors plan est contrôlée par la résistance au balancement le long de sa base comme le montre la Figure I.10.

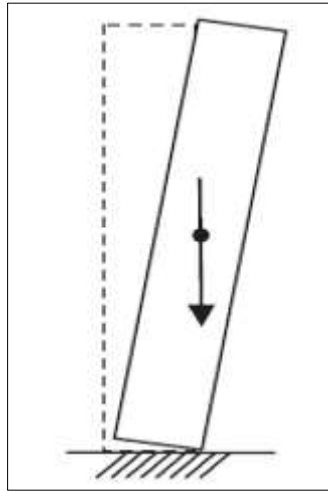


Figure I.10 Bascule à la base en raison du confinement insuffisant du remplissage

Selon le code américain FEMA 356 (306, 1998), la formation d'un mécanisme de ruine en arc est assurée lorsque toutes les conditions suivantes sont remplies simultanément: (a) le panneau est en contact total avec les composants du portique environnant; (b) le produit du module élastique,  $E_f$ , du portique environnant multiplié par son moment d'inertie,  $I_f$ , du composant de portique le plus flexible dépasse une valeur fixe par le code; (c) les composants du portique ont une résistance suffisante pour résister aux poussées en arc d'un panneau de remplissage; (d) le rapport hauteur ( $h_m$ ) à épaisseur ( $t_m$ ) du mur de remplissage de maçonnerie est inférieur ou égal à 25. Le mécanisme de ruine en arc à l'intérieur du remplissage peut se former dans les directions horizontale, verticale ou horizontale et verticale. Lorsque seul un mécanisme d'arc horizontal ou vertical se développe, cela signifie que le remplissage de maçonnerie n'a pas de confinement approprié dans ses interfaces supérieure ou inférieure ou dans les interfaces verticales respectivement, voir la Figure I.11.

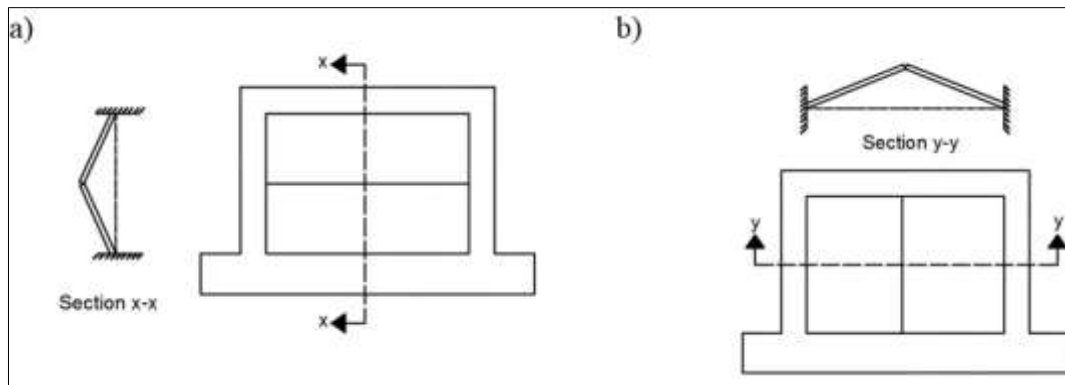


Figure I.11 a) Mécanisme de ruine vertical et b) horizontal

Lorsque toutes les interfaces entre le remplissage et le portique assurent le confinement du remplissage, un mécanisme d'arc horizontal et vertical se développe, conduisant au schéma de fissuration typique illustré à la Figure I.12.

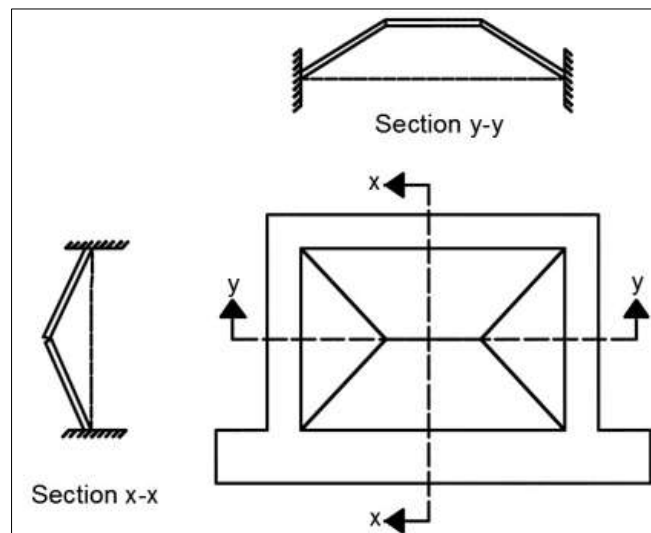


Figure I.12 Formation d'un mécanisme de ruine en arc bidirectionnel

L'effet de différentes conditions aux limites sur le comportement hors plan des portiques remplis a également été étudié par d'autres chercheurs (Risi, 2020), (Dazio, 2008). Différentes conditions de connexion à l'interface supérieure entre le remplissage et le portique ont été prises en compte: (1) joint complètement rempli de mortier; (2) joint partiellement rempli de mortier; (3) joint avec un espace horizontal de 3 mm en raison du retrait du mortier frais et (4) remplissage de maçonnerie avec dessus non supporté. Aucune différence significative dans le comportement des remplissages avec joint supérieur complet et partiellement rempli n'a été trouvée. Dans le cas de l'espace de 3 mm d'épaisseur dans le joint de mortier supérieur, un comportement clairement modifié du modèle testé. La présence d'un joint ou espace initial dans les joints supérieurs augmente le déplacement relatif dans l'interstice provoquant l'inclinaison du panneau de remplissage. Panneau de remplissage avec

dessus non supporté se comportant comme poutre en porte-à-faux. Il a également été conclu que la présence d'ouverture ne modifie pas le comportement dynamique du modèle testé.

Le programme expérimental mené par (Dawe & Seah, 1989) comprenait 9 portiques en acier remplis de maçonnerie à grande échelle soumis à une pression latérale uniformément répartie appliquée par petits incréments. L'influence des conditions aux limites, du renforcement des joints, de l'épaisseur des panneaux et de la présence d'ouvertures a été étudiée. À partir des résultats expérimentaux, il a été conclu que la résistance à la compression du remplissage, la dimension du panneau, les conditions aux limites et la rigidité du portique environnant ont un effet significatif sur la charge ultime. Par exemple, il a été conclu que le remplissage comportant quatre supports à ses limites sans aucun glissement, représente une résistance hors plan plus élevée. Il a également été conclu que la charge ultime augmente paraboliquement avec l'augmentation de l'épaisseur du panneau, mais diminue avec l'augmentation de la longueur et de la hauteur du panneau. En revanche, la présence d'une ouverture centrale avec environ 20% de la zone de remplissage n'a pas affecté la résistance ultime mais a réduit la capacité de déformation post-fissuration. Une étude paramétrique approfondie a été menée et des équations empiriques pour la prédiction de la résistance hors plan, correspondant à différentes conditions aux limites.

Une série d'expériences a été réalisée par (Angel et al., 1994) en se concentrant sur la résistance hors plan des murs de remplissage en maçonnerie. Les panneaux variaient des échantillons non fissurés, des échantillons fissurés et des échantillons réparés aux échantillons testés avec des charges appliquées à la fois dans le plan et hors du plan. Les tests ont été effectués de manière monotone au moyen d'un coussin gonflable de sécurité sous pression jusqu'à ce que la capacité maximale autorisée du système soit atteinte. Il a été conclu que la fissuration dans le plan réduit la capacité hors plan des panneaux élancés d'un facteur aussi élevé et la capacité hors plan des panneaux dépend totalement de son élancement et de sa résistance à la compression. Il a également été conclu que les techniques de réparation ont augmenté la capacité hors du plan des remplissages endommagés d'un facteur pouvant atteindre une grande valeur. Des équations analytiques ont été proposées pour la résistance hors du plan du remplissage en tenant compte de l'effet des dommages d'avion. Il semble que l'équation proposée soit basée sur la formation d'un mécanisme d'arc bidirectionnel.

#### 1.4 Codes sismiques en vigueur

Face aux catastrophes causées par les séismes, il était obligatoire pour les pays de promulguer des codes parasismiques afin de préserver les bâtiments construits et capables de résister à des futurs séismes ainsi qu'aux nouvelles constructions parasismiques (Kaushik et al., 2006), (Dorji et al., 2020). Où est apparu le code américain, le code européen en général sans citer les codes de chaque pays européen séparément, le code japonais et plusieurs autres pays. Parmi ces pays, il y avait l'Algérie, qui a également connu depuis longtemps de nombreux séismes, où le premier code est apparu en 1981 puis en 1988 puis en 1999, qui a été modifiée après le séisme de **Boumerdes** en 2003 (AFPS & Algerien, 2003).

En Algérie ; le calcul sismique des bâtiments est régi par le règlement parasismique algérien RPA 99 Version 2003 (Rpa, 2003). Les structures en béton armé ont des dispositions constructives très détaillées, par contre les murs de remplissages en maçonnerie ont été moins étudiés.

De même, plusieurs règlements parasismiques internationaux traitent de l'interaction portique-remplissage. L'Eurocode 8 ((CEN), 2004) recommande de prendre en compte les remplissages dans les modèles lorsque leur contribution peut avoir une influence significative sur la rigidité et la résistance latérales. Pour prendre en compte d'éventuelles irrégularités planes dans le plan, il est indiqué d'inclure des murs de remplissage dans des modèles effectuant une analyse de sensibilité concernant leur position et leurs propriétés.

Se référant à une éventuelle distribution non uniforme des remplissages sur la hauteur de la structure, EC8 déclare que si des modèles plus précis ne sont pas utilisés, une amplification de l'action sismique devrait être prise en compte par le facteur d'amplification  $\eta$  qui est:

$$\eta = 1 + \frac{\Delta W_{Rw}}{\Delta W_{sd}} \quad (1-1)$$

Dans l'équation (1),  $\Delta W_{Rw}$  est la résistance de l'étage actuel par rapport à l'étage supérieur rempli tandis que  $\Delta W_{sd}$  est la somme des efforts tranchants sismique agissant au sommet de l'étage considéré.

Bien que EC8 suggère souvent d'utiliser des modèles fiables, le code lui-même ne fournit aucune approche de modélisation comme guide pour les concepteurs dans des applications pratiques.

De même, le règlement parasismique algérien RPA99 modifié en 2003 (Rpa, 2003) recommande de prendre en compte la rigidité du remplissage uniquement à travers le coefficient de comportement global  $R$  sans aucune bielle suggère d'amplifier les forces dans les étages potentiellement souples en multipliant par un facteur fixe d'agrandissement de **1,4**. Ici aussi, aucun critère de modélisation pour des analyses plus complexes ne peut être trouvé dans le code.

A l'inverse de l'Eurocode 8 ((CEN), 2004) et du règlement parasismique algérien, le code FEMA 356 (Asce et al., 2000) de l'Agence fédérale de gestion des urgences (FEMA) fournit une définition plus claire de la manière de prendre en compte les remplissages dans les modèles structurels. En particulier, le code donne la possibilité d'utiliser un modèle en éléments finis pour le panneau ou, alternativement, l'introduction d'une bielle diagonale équivalente ayant la même épaisseur et le même module d'élasticité de la maçonnerie en remplissage et une largeur équivalente  $w$  calculée en utilisant l'expression fournie par (Mainstone, 1974):

$$\frac{w}{d} = 0,175 (\lambda_h)^{-0.4} \quad (1-2)$$

$h$  étant la hauteur du poteau (entre les axes des poutres) et  $d$  est la mesure de la dimension diagonale (Figure 15). Dans l'équation (1-2), le paramètre  $\lambda_h$  a l'expression suivante:

$$\lambda_h = h^4 \sqrt{\frac{E_m t_m \sin 2\theta}{4E_c I_c h_m}} \quad (1-3)$$

Où  $t_m$  est l'épaisseur du remplissage,  $h_m$  et  $l$  la hauteur et la longueur. L'angle  $\theta$  représente la pente de la bielle et peut être évalué comme  $\theta = \text{ctg}(h/l)$ ,  $I_c$  est le moment d'inertie des poteaux et  $E_m$  et  $E_c$  représentent respectivement, le module d'élasticité du remplissage et de béton armé du portique.

### 1.5 Travaux expérimentaux

Dans cette partie on cite certains principaux résultats de plusieurs années de campagnes expérimentales qui ont été menées dans le monde entier. Les résultats des tests disponibles diffèrent principalement par le nombre de niveaux et de travées, par l'échelle des échantillons testés (pleins ou réduits), par le schéma d'application de la charge et par les conditions aux limites. Les tests expérimentaux rapportés dans la littérature publiée sont généralement conçus pour présenter une rupture de fissuration

diagonale de remplissage. Étant donné que cette thèse se concentre sur la modélisation, seuls quelques-uns des principaux tests sur les structures à un étage et à plusieurs étages à plusieurs travées sont passés en revue. Trois principaux types de tests sont répertoriés comme: quasi-statiques (Pul & Emin, 2019), (Lu et al., 2019) (Mosalam et al., 1997), (Amato, Cavaleri, Fossetti, & Papia, 2008), (Kakaletsis & Karayannis, 2008), (Personeni, Di Pilato, Palermo, & Pampanin, 2008), (Baran & Sevil, 2010) pseudo-dynamiques (Buitrago et al., 2021), (Paolo Negro & Verzeletti, 1996), (Mosalam et al., 1998), (Dolšek & Fajfar, 2002) et les tests dynamiques complets (Bahadir, 2020), (M N Fardis et al., 1999), (Albanesi, Biondi, Candigliota, Le Maout, & Nuti, 2008), (Liu, Cheng, & Liu, 2011).

Pour les tests monotones sur un portique en béton armé rempli de maçonnerie à un étage et conçu pour avoir un remplissage plutôt qu'une défaillance du portique, il est expérimentalement observé que lorsque la charge latérale augmente et que la demande de déformation devient importante, une fissuration évolue à partir du milieu du panneau et propage le long des directions principales des contraintes de traction. À mesure que la charge latérale augmente, la déformation de l'effort tranchant dans le panneau et la déformation en flexion dans les portiques provoquent le détachement de panneau du portique sur une partie de sa hauteur, de sorte que le portique et le panneau ont tendance à se séparer, sauf pour les zones de contact chargées en coins de remplissage de la diagonale de compression (comme illustré schématiquement sur la figure I.2 (a)). Dans ces coins, un état de contrainte de compression bi-axiale se développe et la partie du panneau autour de la diagonale comprimée fonctionne comme un élément de contreventement. En cas de défaillance, le panneau est fortement endommagé par la présence de fissures importantes et la résistance du système repose uniquement sur la structure du portique. Si le portique est « plus faible » que le remplissage, des rotules plastiques se développent dans les poteaux avant la rupture du remplissage. Après la rupture du panneau, la courbe force latérale - déplacement latéral est caractérisée par une branche descendante vers le haut pour atteindre la résistance résiduelle et la réponse est essentiellement contrôlée par le portique (figure I.1 (c)).

Le scénario de rupture ci-dessus a lieu sauf si une rupture de l'effort tranchant de poteau se produit en premier: lorsque le panneau est très rigide et que les poteaux ne sont pas ductiles, une rupture brusque de l'effort tranchant de poteau se produit. Après la rupture de l'effort tranchant de poteau, la résistance du portique repose principalement

sur le panneau et sur les poteaux restants non endommagées, et la résistance aux grands déplacements peut être inférieure à la résistance maximale du portique nu. Un comportement différent se produit lorsqu'une couche de mortier tombe sous l'effort tranchant, développant une surface de glissement, qui divise le panneau en deux ou plusieurs parties parallèles, en raison des faibles propriétés mécaniques du mortier. La force latérale est non seulement transférée par compression entre les deux coins chargés, mais d'autres champs de compression se développent entre les coins chargés et les poteaux opposés (Francisco Javier Crisafulli, 1997).

Pour le chargement cyclique de portiques à travées simples, on observe que la rigidité sécante du système, observée sur une courbe totale de force latérale - déplacement latéral, se dégrade rapidement avec la détérioration des interfaces (zones de contact) entre panneau et portique et avec la fissure propagation dans le panneau (Mallick & Severn, 1967), (Klingner & Bertero, 1978), (Amato et al., 2008), (Kakaletsis & Karayannis, 2008) ont testé sept portiques remplis à une seule échelle, à un étage et à une seule travée; les paramètres analysés étaient l'influence de la forme d'ouverture et de la résistance à la compression du remplissage sur la résistance latérale. Ils ont conclu que, bien qu'ayant des remplissages d'ouverture, ceux-ci peuvent améliorer considérablement les performances des portiques en béton armé, en particulier en termes de dissipation d'énergie.

(Al-Chaar, 1998), a évalué la capacité de charge dans le plan de cinq modèles à un étage à demi-échelle avec un nombre différent de travées (un portique à une travée, un portique à deux travées et un portique à trois travées). Les résultats montrent que le nombre de travées influe sur le mode de rupture et la distribution des contraintes de l'effort tranchant. Par exemple, pour le portique à 2 travées, le mécanisme de rupture a commencé avec la formation de deux rotules au sommet et au centre du poteau proche, suivies d'une fissuration semi-diagonale dans le remplissage et d'une fissuration par effort tranchant à la base du poteau opposé. (Fiorato et al., 1970), ont évalué l'influence de la charge verticale sur la réponse du portique en béton armé rempli en maçonnerie. Ils ont testé huit panneaux à un étage à un compartiment, treize panneaux à un étage à cinq étages et six panneaux à un étage à deux étages sous charge latérale statique dans le plan. Ils ont observé que les charges verticales augmentent la résistance latérale et la rigidité du portique en raison de la rigidification et du renforcement des poteaux ainsi que de l'augmentation de la capacité de l'effort tranchant du remplissage. De plus, la réponse des spécimens de cinq étages indique

que lorsque la structure devient plus haute, elle a tendance à se comporter comme une paroi mince, avec une fissuration en flexion se développant à la base des deux poteaux du rez-de-chaussée. En ce qui concerne les tests sur des portiques à plusieurs étages à plusieurs travées (P Negro et al., 1995), (Colombo, Negro, & Verzeletti, 1998), (M N Fardis et al., 1998), (Mosalam et al., 1998), il a été confirmé que les charges verticales influencent de manière significative la contribution du panneau à la réponse latérale, en particulier dans les étages inférieurs où les charges verticales sont plus importantes. La combinaison ou des charges de gravité plus importantes et des forces de cisaillement plus importantes dans les étages inférieurs conduisent à des mécanismes de ruine en treillis plus évidents dans les panneaux du plancher inférieur.

L'effet des ouvertures est étudié par (Porto et al., 2020), (Basha et al., 2020), (S. W. Han & Lee, 2020), (Fiorato et al., 1970), (Syrmakezis & Asteris, 2001), (Panagiotis G Asteris, 2003), (Al-Chaar, Lamb, & Issa, 2003), (Kakaletsis & Karayannis, 2008), (Smyrou, Blandon, Antoniou, Pinho, & Crisafulli, 2011), (Mohammadi & Nikfar, 2013). La conclusion générale est que les ouvertures réduisent la résistance latérale des portiques remplis et modifient le chemin de charge dans le panneau de remplissage (Mondal & Jain, 2008). Cependant, la réduction de la résistance du système global n'est pas proportionnelle à la surface des ouvertures et n'est pas facile à mesurer ou à prévoir. Selon (Kakaletsis & Karayannis, 2008), le remplissage avec des ouvertures est fissuré et séparé des portiques environnants à un stade précoce avant que la déformation se produise au niveau du renforcement du poteau.

La position d'ouverture influe également sur la résistance du système de portique rempli (Al-chaar et al., 2002). Dans le cas des ouvertures centrales, en fonction de la taille de l'ouverture elle-même, les coins peuvent encore développer un mécanisme en bielles, ou les forces dans le panneau sont transmises au portique par quatre bielles placées dans les bandes horizontales et verticales autour des ouvertures (Figure I.13). Lorsque les portiques sont partiellement remplis (Figure I.13 (b)), le panneau réagit toujours avec un mécanisme en treillis qui provoque un effet de poteau court qui peut conduire à une rupture fragile par effort tranchant.

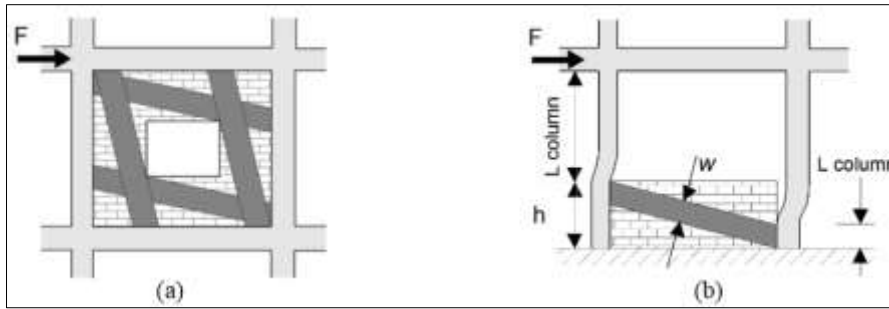


Figure I.13 (a) Approche à bielles typique pour les panneaux avec des ouvertures centrales et (b) pour les portiques partiellement remplis (modifié à partir d'Al-Chaar 2002)

## I.6 Modélisations numériques

Le coût élevé des campagnes expérimentales et la nécessité de tenir compte de la contribution des remplissages à la réponse globale du portique ont conduit au développement de plusieurs procédures numériques, qui sont particulièrement importantes pour l'évaluation sismique et la rénovation des bâtiments en béton armé existants. Trois approches principales sont identifiées pour les modèles de remplissage et en général plongent dans la méthode des éléments finis: la micro-modélisation, la méso-modélisation et la macro-modélisation. La micro-modélisation détaillée et la macro-modélisation simplifiée; entre la micro et la macro-modélisation, un autre niveau technique appelé méso-modélisation pourrait être envisagé.

Toutes les approches ci-dessus diffèrent principalement par le degré de détail de modélisation du panneau de remplissage, plus précisément par (Lourenço, 1996):

- Micro modélisation détaillée. Les briques et les joints de mortier sont discrétisés à l'aide d'éléments finis discontinus, même l'interface brique-mortier étant représentée par des éléments.

- Micro-modélisation détaillée (Xie et al., 2021), (Journal & Basic, 2017), (Xie et al., 2021), (Shan, Li, Metin, Sezen, & Wang, 2019) , ou les briques sont modélisées comme des éléments de plaque (Shell), tandis que le comportement des joints de mortier et de l'interface brique-mortier sont regroupés en éléments finis discontinus. La rupture du mortier et la séparation entre les briques peuvent être observées sur la Figure I.14 (a).

- Micro-modélisation simplifiée (Méso-modélisation), (Filippou, Kyriakides, & Chrysostomou, 2020), (Kömür, Deneme, & Kara, 2019), (Yekrangnia & Asteris, 2020), (Dhakai et al., 2020). Les briques, le mortier et l'interface brique-mortier sont étalés et la maçonnerie est traitée comme un élément fini unique; 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 modéliser le contact portique-remplissage et ces éléments permettront la séparation du remplissage du portique nu comme le montre la Figure I.14 (b).

- Macro-modélisation (Trapani et al., 2021), (Eren et al., 2019), (Humayun & Hemant, 2018), (Gentile et al., 2019), (Yekrangnia & Asteris, 2020) . Il se réfère à des analyses qui utilisent des éléments de portique et prend généralement en compte la présence de remplissage par le biais de modèles de bielles équivalentes (Figure I.14 (c), I.14 (d)). Cette approche est plus rapide et plus facile à appliquer avec les outils de calcul et les vitesses d'aujourd'hui et présente un plus grand intérêt pour les concepteurs et les ingénieurs.

Pour les deux premiers cas décrits ci-dessus, le portique nu peut être modélisé en considérant les armatures en béton et en acier comme différents éléments; tandis que dans le dernier, le portique nu est modélisé avec des éléments de barre plaçant la plasticité localisée à des emplacements probables ou en utilisant des modèles de fibres distribuées. Dans les modèles de plaques, le contact entre le portique nu et le panneau de remplissage est généralement modélisé avec un matériau d'interface. Dans cette partie, l'accent est davantage mis sur la macro-modélisation et la micro-modélisation simplifiée car ce sont les approches les plus couramment utilisées.

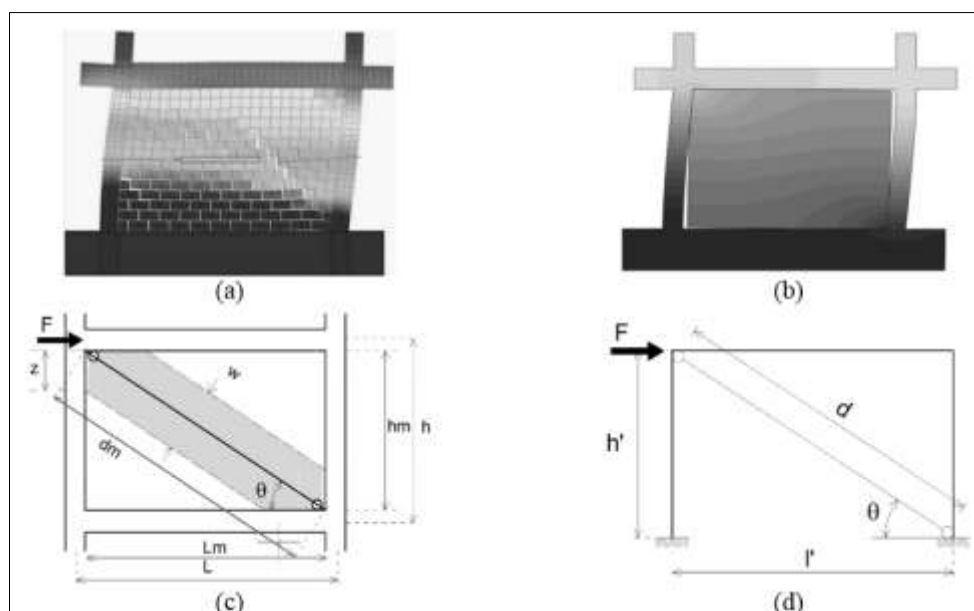


Figure I.14 Modèles d'éléments finis pour panneaux de remplissage: a) micro-modèle détaillé (adapté par (Sattar, 2014)); b) micro-modèle simplifié (méso-modélisation); (c) et (d) macro-modèles, adaptés par (Francisco J Crisafulli, Carr, & Park, 2000) et (Amato et al., 2008), respectivement.

### 1.6.1 Modélisations simplifiées (macro-modèle)

Plusieurs modèles simplifiés sont proposés pour reproduire les principaux aspects des mécanismes d'interaction remplissage-portique. (Polyakov, 1960) a d'abord observé

que le panneau pouvait être considéré comme une barre diagonale. Ici, le panneau était représenté par un élément de bielle diagonale qui tenait compte de la rigidité latérale (un résumé des propriétés géométriques des bielles est présenté dans le tableau I.1), et finalement de la résistance et du comportement ultime du panneau (Figure I.14 (c), I.14 (d)).

Pour les charges monotones, une bielle dans la diagonale de compression est nécessaire, tandis que deux bielles le long des deux diagonales sont généralement utilisées pour les charges cycliques. Les modèles proposés varient de simples à multiples bielles concentriques à excentriques, d'élastiques linéaires à hystérétiques non linéaires. La bielle diagonale est généralement connectée aux points d'intersection des axes des poutres et des poteaux, ce qui implique que la longueur de bielle numérique est supérieure à la longueur de remplissage diagonale physique; cependant, selon (Galli, 2006), cet incrément de longueur n'affecte pas la fiabilité de l'évaluation de la réponse sismique.

Dans l'analyse de portique non linéaire, les poutres et les poteaux sont représentées par des éléments en barre qui prennent en compte la réponse en flexion et éventuellement en effort tranchant via des modèles de plasticité localisée (éléments de ressort) ou de plasticité distribuée. Si la bielle est connectée à l'intersection poutre-poteau, il n'y a pas d'interaction directe entre la bielle et la réponse de l'effort tranchant du poteau (Francisco Javier Crisafulli, 1997). Plusieurs modèles de bielles ont été proposés pour résoudre au moins partiellement ce problème.

Lorsque des ouvertures sont présentes, le problème se complique davantage.

Pour les propriétés géométriques de la bielle, l'aire transversale est généralement donnée par l'épaisseur du panneau multipliée par une largeur équivalente,  $w$ . La longueur de la bielle,  $d$ , est donnée par la longueur de la diagonale du panneau (Figure I.14 (c), I.14 (d)). La largeur peut être calculée en considérant la rigidité relative entre le remplissage et les portiques ou en évaluant indirectement la longueur de contact entre eux. Récemment, l'influence des charges verticales a été intégrée dans l'évaluation de la largeur (Amato et al., 2008).

De plus, (Kadysiewski & Mosalam, 2009) ont développé un modèle qui combine les effets dans le plan et hors du plan pour des analyses dynamiques non linéaires. Pour chaque panneau de remplissage, représentant une seule travée dans un seul étage, le modèle se compose d'un élément diagonal comme expliqué précédemment. La différence est que l'élément est composé de deux éléments poutre-poteau, réunis au

nœud médian auxquels il faut attribuer une masse localisée dans la direction hors plan pour tenir compte des forces d'inertie hors plan (Figure I.15 ). Les éléments de la bielle équivalente diagonale sont des éléments basés sur la force dont le comportement inélastique est concentré dans les régions d'articulation près du nœud de la mi-travée. Ces régions (avec une longueur totale égale à **1/10** de la longueur de la bielle) sont modélisées avec des fibres inélastiques. Des sections élastiques à faible moment d'inertie sont affectées à l'extrémité des éléments poutre-poteau fixés au portiques environnant. Ce modèle a été calibré de manière à ce qu'une seule bielle diagonale puisse être utilisée pour les charges monotones et cycliques.

Le principal problème de la technique de modélisation de la bielle est la détermination de la largeur de la bielle simple  $w$ . Dans plusieurs cas, la largeur  $w$  est calculée en considérant la rigidité relative et/ou la longueur de contact entre le panneau et le portique. Les équations typiques pour calculer la largeur équivalente sont présentées dans le tableau 1 par ordre chronologique.

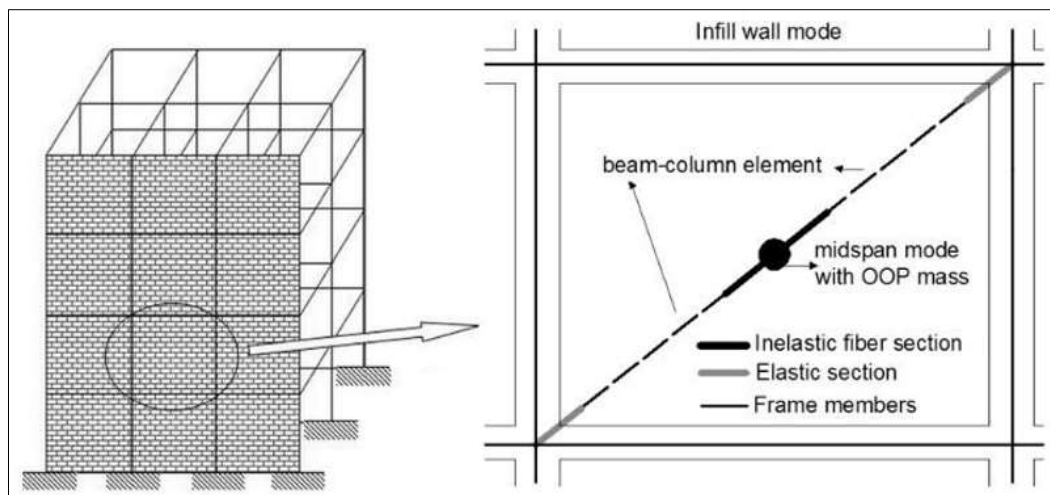


Figure I.15 Modèle de remplissage de (Kadysiewski & Mosalam, 2009), comprenant des éléments poutre-poteau avec discrétisation des fibres (adapté par (Kadysiewski & Mosalam, 2009))

Le tableau suivant regroupe les formules proposées pour le calcul de  $w/d$  qui contient respectivement les colonnes suivantes : Auteur (Année), Formule et Observations

Tableau I.1 Formules proposées pour le calcul des bielles équivalentes

Holmes (1961)	$\frac{w}{d} = \frac{1}{3}$	$\lambda_h \leq 2$
Stafford Smith (1967)	$0,1 \leq \frac{w}{d} \leq 0,25$	La valeur dépend graphiquement avec $\lambda_h$
Mainstone (1971)	$\frac{w}{d} = 0,16\lambda_h^{-0,3}$	Pour voir $\lambda_h$ l'Eq.(1.3)
Mainstone (1974)	$\frac{w}{d} = 0,175\lambda_h^{-0,4}$	Adopté par FEMA 274 (1997) et FEMA 306 (1998)
Bazan et Meli (1980)	$w = (0,35 + 0,022\beta)h_m$	$0,09 \leq \beta \leq 11$ Pour voir $\beta$ l'Eq. (1.6)
Hendry (1981)	$w = \frac{1}{2}\sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_L^2}$	$\alpha_h = \frac{\pi^4}{2} \sqrt{\frac{E_c I_c h_m}{2E_m t_m \sin 2\theta}}$ $\alpha_L = \pi^4 \sqrt{\frac{E_c I_b L}{2E_m t_m \sin 2\theta}}$
Tassios (1984)	$\frac{w}{d} = 0,20\beta \cdot \sin \theta$	$1 \leq \beta \leq 5$
Liauw & Kwan (1984)	$\frac{w}{d} = \frac{0,95 \sin 2\theta}{2\sqrt{\lambda_h}}$	$25^\circ \leq \theta \leq 50^\circ$
Decanini & Fantin (1987) pour panneaux non fissurés	$\frac{w}{d} = 0,085 + \frac{0,748}{\lambda_h}$	$\lambda_h \leq 7,85$
	$\frac{w}{d} = 0,130 + \frac{0,393}{\lambda_h}$	$\lambda_h > 7,85$
Decanini & Fantin (1987) pour panneaux fissurés	$\frac{w}{d} = 0,01 + \frac{0,707}{\lambda_h}$	$\lambda_h \leq 7,85$
	$\frac{w}{d} = 0,040 + \frac{0,470}{\lambda_h}$	$\lambda_h > 7,85$
Paulay & Priestley (1992)	$\frac{w}{d} = \frac{1}{4}$	$\lambda_h \leq 4$
Durrani & Luo (1994)	$\frac{w}{d} = \gamma \sin 2\theta$	$\gamma = 0,32\sqrt{\sin 2\theta} \left( \frac{h^4 E_m t_m}{m E_c I_c h_m} \right)^{-0,1}$ $m = 6 \left( 1 + \frac{6 E_m t_m h}{\pi E_c I_c L} \right)$
Flanagan & Bennet (1994)	$w = \frac{\pi}{C \lambda_h \cos \theta}$	C valeur empirique dépend du déplacement en plan
Cavaleri et al. (2005) Amato et al (2008)	$\frac{w}{d} = \frac{k}{z} \frac{C}{(\lambda^*)^\beta}$	Pour $\lambda^*$ voir l'Eq. (I.11)
Chrysostomou & Asteris (2012)	$\frac{w}{d} = 0,27\lambda_h^{-0,4}$	

La rigidité relative entre le remplissage et le poteau peut être évaluée par le paramètre sans dimension  $\lambda_h$ , proposé pour la première fois par (Smith, 1967):

$$\lambda_h = h \sqrt[4]{\frac{E_m t_m \sin 2\theta}{4E_c I_c h_m}} \quad (1.4)$$

Où  $t_m$  et  $h_m$  sont respectivement l'épaisseur et la hauteur du panneau de remplissage;  $E_m$  et  $E_c$  sont respectivement les modules d'élasticité de la maçonnerie et du béton;  $\theta$  est l'inclinaison de la diagonale du panneau;  $I_c$  est le moment d'inertie du poteau et  $h$  est la hauteur du poteau par rapport aux axes des poutres.  $\lambda_h$  diminue à mesure que de poteau devient plus rigide que le panneau de maçonnerie.

En outre, (Smith, 1967) a proposé une expression pour calculer la longueur de contact  $z$  entre le panneau et le portique, voir le tableau I.1. Elle découle de l'analogie entre le problème de contact panneau- portique et la poutre sur une fondation élastique soumise à une charge concentrée :

$$z = \frac{\pi}{2\lambda_h} \cdot h \quad (1.5)$$

Alternativement, la rigidité relative peut être évaluée en utilisant l'expression suivante proposée par (Bazan & Meli, 1980), qui définit le paramètre sans dimension  $\beta$  :

$$\beta = \frac{E_c A_c}{G_m A_m} \quad (1.6)$$

Où  $A_c$  est l'aire brute du poteau,  $A_m$  est l'aire du panneau de maçonnerie dans le plan horizontal (longueur multipliée par l'épaisseur) et  $G_m$  est le module de cisaillement du panneau. Les limitations suivantes ont été proposées:  $0,9 \leq \beta \leq 11$  et  $0,75 \leq I_m/h_m \leq 2,5$

(Hendry, 1981) a évalué la rigidité relative ( $\lambda_h$  et  $\lambda_L$ ) et les longueurs de contact ( $\alpha_h$  et  $\alpha_L$ ) en considérant séparément la rigidité de la poutre et du poteau

$$\lambda_h = \sqrt[4]{\frac{E_m t_m \sin 2\theta}{4E_c I_c h_m}} \quad (1.7)$$

$$\lambda_L = \sqrt[4]{\frac{E_m t_m \sin 2\theta}{4E_c I_L L}} \quad (1.8)$$

$$\alpha_h = \frac{\pi}{2\lambda_h} \quad (1.9)$$

$$\alpha_L = \frac{\pi}{\lambda_L} \quad (1.10)$$

Un paramètre de rigidité relative plus récent  $\lambda^*$  a été introduit par (MAURIZIO Papia & Cavaleri, 2000) :

$$\lambda^* = \frac{E_m t_m h_c}{E_c A_c} \left( \frac{h_c^2}{L} + \frac{1}{4} \frac{A_c}{A_b} \frac{L}{h_c} \right) \quad (I.11)$$

Où  $L$  est la longueur entre les axes des poteaux,  $A_b$  est la surface brute de la poutre,  $E_m$  est le module d'élasticité de la maçonnerie et  $h_c$  est la hauteur entre la base et l'axe des poutres (voir la figure. I.17 (c)).

Plus récemment, l'influence de la charge verticale sur le rapport de longueur de contact a été étudiée expérimentalement et numériquement par (Cavaleri, Fossetti, & Papia, 2005) et (Amato et al., 2008). Ils ont constaté que l'effet de délimitation des portiques environnants est amélioré par l'augmentation de la charge verticale. La formulation de (MAURIZIO Papia & Cavaleri, 2000) est la seule expression qui inclut explicitement l'influence de la charge verticale.

Certaines des expressions rapportées dans le tableau 1, et liées à  $\lambda_h$ , sont tracées sur la Figure I.16 (a), qui montre comment le rapport  $w/d$  varie en fonction de la rigidité relative. Les formules contenant des valeurs constantes pour le rapport  $w/d$  ne sont pas toujours adéquates, mais elles sont souvent utilisées pour leur simplicité. Par exemple, (Holmes, 1961) et (Paulay & Priestley, 1992) ont proposé des valeurs constantes pour  $w/d$  de  $1/3$  et  $1/4$ , respectivement. Le premier est limité pour  $\lambda_h$  inférieur à  $2$  et le second pour  $\lambda_h$  inférieur à  $4$ . Pour les valeurs de  $\lambda_h$  inférieures à  $2$ , les formules de *Hendry* et *Decanini* donnent des valeurs élevées de  $w/d$ . L'avantage de la formule de *Decanini* est la réduction de la largeur équivalente si l'on considère une section fissurée de la maçonnerie. Dans tous les cas, une réduction de  $w/d$  est observée lorsque  $\lambda_h$  augmente; ce qui signifie que le panneau de remplissage est plus rigide que le portique. La Figure 7(b) montre une comparaison entre le rapport  $w/d$  rapporté par (Cavaleri et al., 2005), (Mainstone, 1974) et (Te-Chang & Kwok-Hung, 1984). En raison des différentes formules pour calculer  $\lambda_h$  et  $\lambda^*$ , une procédure similaire à celle de (M Papia, Cavaleri, & Fossetti, 2003) est suivie: la géométrie du portique rempli est maintenue constante tandis que les propriétés du matériau varient pour calculer une plage de valeurs de  $\lambda_h$  et  $\lambda^*$ ; ensuite, les valeurs correspondantes de  $w/d$  sont calculées pour les formules de *Mainstone* et de *Liau et Kwan*, et ces valeurs sont tracées en fonction de  $\lambda^*$ . Selon (M Papia et al., 2003), la formule de *Mainstone* donne des valeurs faibles car elle ne prend pas en compte certains

paramètres qui pourraient modifier substantiellement la réponse latérale sur un portique rempli, et elle sous-estime l'effet de rigidité du remplissage. L'expression de *Liauw* et *Kwan* donne des valeurs plus proches que celle de *Cavaleri* si ce dernier considère  $\varepsilon_v = 0,00032$ .

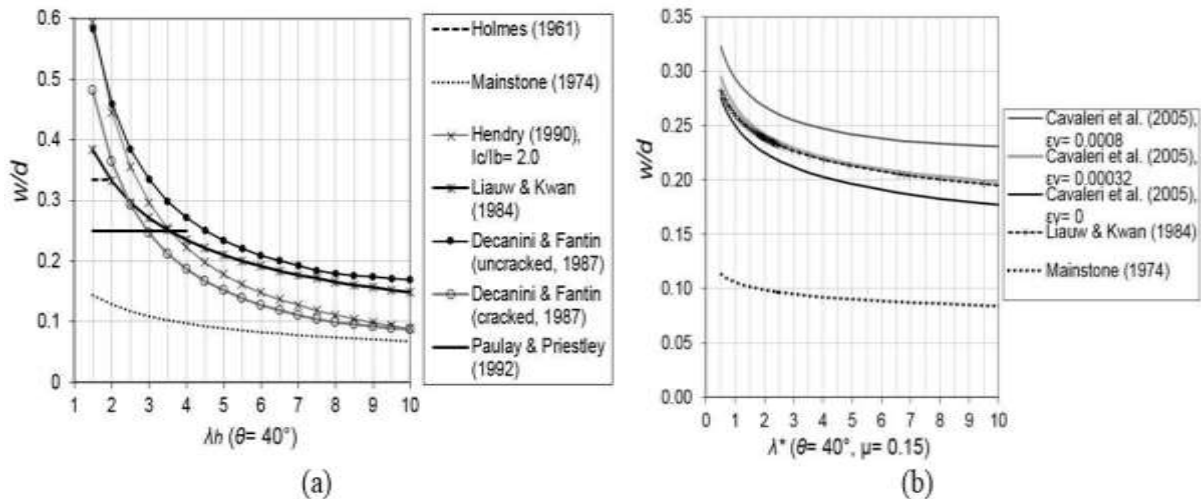


Figure I.16 Variation du rapport  $w/d$  par rapport à la rigidité relative (a)  $\lambda_h$  et (b)  $\lambda^*$

Dans tous les modèles de bielles, le comportement de bielle non linéaire est décrit par des lois de comportement, qui représentent la rigidité initiale, la résistance et le comportement maximal du panneau en compression. Pour le chargement monotone, une seule bielle en compression peut être utilisée. Cependant, pour le chargement cyclique, les bielles équivalentes sont généralement placées dans les deux sens (voir Figure I.17). Seul le modèle proposé par (Kadysiewski & Mosalam, 2009) qui utilise une seule bielle pour le chargement cyclique. Les lois de comportement des bielles doivent être différentes en compression et en traction: dans certains cas, la résistance à la traction est totalement négligée. Les modes avancés, tels que ceux de (Francisco J Crisafulli & Carr, 2007) et (Smyrou et al., 2011), incorporent également des lois hystérétiques qui représentent le comportement de l'effort tranchant dans le modèle de bielle diagonale.

#### Modèles à bielle simple ou à multiple bielles :

Le modèle le plus simple pour représenter le comportement structural du panneau est une bielle concentrique diagonale, placée dans une ou les deux directions diagonales (voir Figure I.5 (b)). L'utilisation d'un seul élément de bielle concentrique dans chaque direction diagonale présente cependant certains inconvénients, tels que le manque d'interaction bielle-poteau, qui, dans certains cas, peuvent entraîner une rupture de à l'effort tranchant du poteau (Francisco J Crisafulli et al., 2000), d'où l'idée pour

modéliser le panneau de remplissage à travers une série de bielles équivalentes diagonales dans chaque direction (voir Figure I.17). (Mosalam et al., 1998), par exemple, ont remarqué lors d'un essai pseudo-dynamique sur une structure en acier de remplissage à deux travées et deux étages, que la section du moment de flexion maximum a été décalée des nœuds poutre-poteau. Ils ont conclu que l'utilisation d'éléments de bielles diagonales pourrait représenter ces phénomènes. (Francisco J Crisafulli et al., 2000), ont précisé qu'en utilisant un seul modèle de bielle concentrique diagonale, les effets locaux de l'interaction entre le panneau de remplissage et le portique environnant ne peuvent pas être bien capturés (c'est-à-dire l'emplacement des rotules en plastique potentielles).

(Thiruvengadam, 1985), a utilisé un modèle à bielles multiples constitué de treillis diagonales et verticales à articulations tournantes orientées dans les deux directions; par conséquent, le cisaillement et la rigidité verticale du panneau sont pris en compte. Il a divisé le remplissage en sous-panneaux; chaque sous-panneau était représenté par des bielles équivalentes diagonales dans les deux directions (Figure I.17 (a)). L'aire de chaque bielle équivalente a été calculée en fonction des caractéristiques géométriques de chaque sous-panneau selon l'équation suivante :

$$A_d = \frac{a^2 \cdot t_m}{4b(1+\nu) \cos^3 \theta} \quad (I-12)$$

Où  $A_d$  est l'aire de la section transversale de la bielle,  $a$  est la longueur du sous-panneau,  $b$  est la hauteur du sous-panneau,  $t_m$  est l'épaisseur de la paroi,  $\nu$  est le coefficient de Poisson et  $\theta$  est l'angle lié à  $a$  et  $b$  (voir Figure I.17 (a)).

(Mochizuki, 1988), a utilisé plusieurs éléments de bielles pour représenter la rupture de glissement dans le remplissage; cependant, aucune information claire sur les calculs de superficie équivalente n'a été donnée. (Hamburger, Chakradeo, & Consortium, 1993) ont étudié les bâtiments à ossature d'acier avec remplissage de maçonnerie et ont accordé une attention particulière au joint poutre-poteau. Ils ont proposé l'utilisation de bielles diagonales équivalentes placées à côté des ouvertures (c'est-à-dire un mur de remplissage avec une ouverture, donc deux bielles sont utilisées). Les bielles doivent être tangentes au coin de l'ouverture de la fenêtre. En examinant les résultats du modèle numérique, ils ont recommandé que la largeur de chaque bielle équivalente ne dépasse pas le double de l'épaisseur du remplissage. (Syrmakezis & Vratsanou, 1986), qui se sont concentrés sur l'importance de la

longueur de contact panneau-portique, ont utilisé un modèle à cinq bielles de compression parallèles. La largeur de chaque bielle est proportionnelle à la largeur totale. Pour les remplissages avec un rapport  $h/l$  entre 0,50 et 2,00, une équation empirique a été proposée pour évaluer la largeur totale de la zone de compression.

$$\frac{w}{d} = 0,64 \frac{L_b}{h_c} + 3 \left( \frac{d_c}{L_b} - 0,1 \right) \quad (I-13)$$

Où  $h_c$  et  $L_b$  sont respectivement, la hauteur du poteau et la longueur de la poutre, mesurées aux entraxes; 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 le calcul des déplacements mais qu'il influe sur les distributions des moments de flexion dans le portique.

(Chrysostomou, Gergely, & Abel, 2002) ont proposé un modèle à trois bielles diagonales parallèles pour chaque direction afin de simuler la réponse des portiques soumises à une charge sismique. Il est supposé que chaque bielle fonctionne uniquement en compression. Une bielle a été placée le long des nœuds de poutre-poteau, et comme dans les cas précédents, les deux autres ont été placés dans des points critiques du portique où une déformation plastique peut se produire (Figure I.17 (b)). (El-Dakhakhni, Elgaaly, & Hamid, 2003) ont proposé un modèle à trois bielles pour les portiques en acier remplis de maçonnerie, avec un élément diagonal concentrique et deux treillis parallèles hors diagonales coupant les éléments du portique en acier (Figure I.17(c)), où les valeurs de longueur de contact tiennent compte des capacités de moment plastique. La surface totale,  $A$ , des bielles équivalentes dépend de la longueur de contact du poteau ( $\alpha_c$ ) et des paramètres géométriques du remplissage.

$$A = \frac{(1-\alpha_c)\alpha_c h_c t_m}{\cos \theta} \quad (I-14)$$

La zone de la bielle centrale est  $A/2$  et l'aire des deux autres bielles diagonale excentrées est  $A/4$ . Le modèle peut prendre en compte le comportement orthotrope des panneaux de maçonnerie et peut prédire la rigidité et la capacité de charge ultime du remplissage (Chrysostomou & Asteris, 2012).

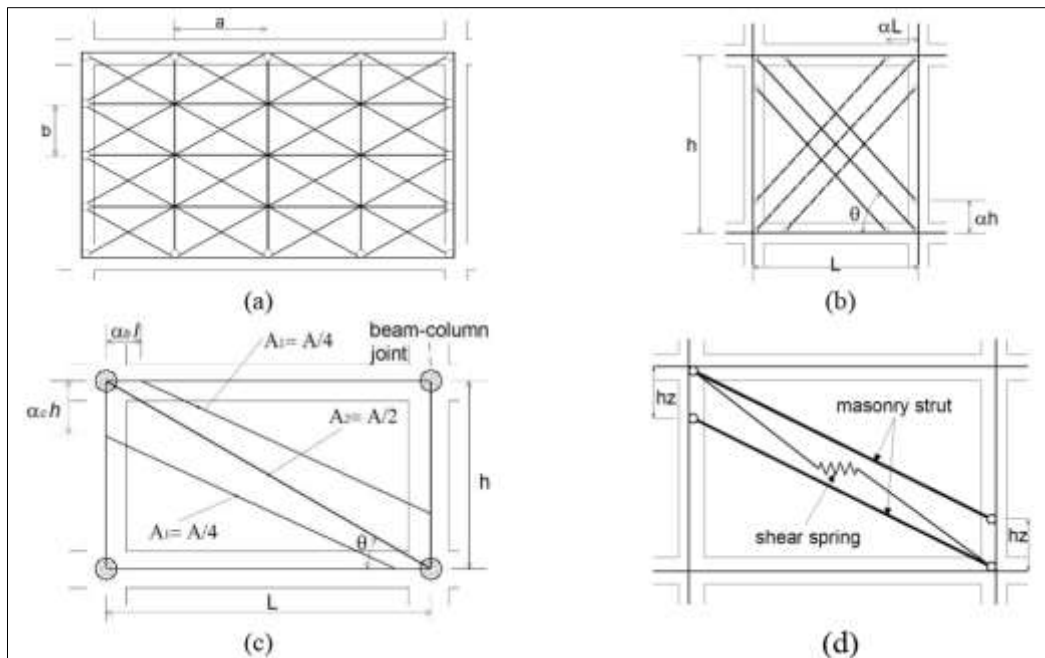


Figure I.17 Modèles à bielles équivalentes multiples (excentrée) utilisés par (a) (Thiruvengadam, 1985); (b) (Chrysostomou et al., 2002), (adaptée par (P G Asteris et al., 2011)); (c) (El-Dakhakhni et al., 2003); (d) (F. Crisafulli & Carr, 2007) - par souci de simplicité, seules les bielles dans une direction sont représentées en (c) et (d)

En utilisant la formule de largeur de bielle de (Mainstone, 1974), (Al-chaar et al., 2002) a proposé de placer la seule bielle diagonale de manière excentrée avec ses nœuds reposant sur les poteaux à la même distance que la longueur de contact, où une rupture de poteau peut se produire 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.

(Francisco Javier Crisafulli, 1997), (F. Crisafulli & Carr, 2007) et (Smyrou et al., 2011) ont formulé un modèle de bielles basé sur un élément à quatre nœuds, qui représentait le panneau de remplissage à travers deux bielles parallèles excentrées et un connecteur de cisaillement capable de tenir compte de la rupture de traction diagonale et de la rupture par cisaillement le long des joints de mortier (Figure I.17 (d)). Dans leur modèle, la largeur de chaque bielle équivalente était la moitié de celle du modèle à bielle simple. La largeur du modèle à bielle simple se situait entre 10% et 40% de la longueur du panneau diagonal et peut être calculée par les équations indiquées dans le tableau I.1. La séparation verticale des bielles ( $h_z$  sur la figure I.17 (d)) varie entre  $z/3$  et  $z/2$ , étant  $z$  la longueur de contact calculée. En raison de la réduction de la longueur de contact entre le portique et le remplissage et de la fissuration du remplissage de la maçonnerie, la surface des bielles diminue à mesure que le

déplacement axial des bielles augmente. Selon les résultats rapportés par (Decanini & Fantin, 1986), la largeur équivalente des bielles peut diminuer d'environ 20% à 50% en raison de la fissuration du panneau de maçonnerie.

#### *Modèles constitutifs de bielle :*

Certaines des relations contrainte-déformation uni-axiales non linéaires disponibles dans la littérature publiée peuvent être appliquées à tout matériau fragile (comme les remplissages de maçonnerie), d'autres sont spécifiquement proposées pour les remplissages (par exemple (Madan, Reinhorn, Mander, & Valles, 1997), (Varum, Rodrigues, & Costa, 2005). Les modèles hystérétiques spécifiquement proposés pour les bielles équivalentes sont caractérisés par trois paramètres principaux; la rigidité initiale, la résistance et une branche de durcissement/ramollissement. Dans le cas d'une charge inversée, une certaine rigidité et dégradation de la résistance peuvent être attendues lorsque l'élément de bielle oscille de la compression à la tension et vice-versa. Plusieurs relations force axiale-déplacement axial (ou contrainte-déformation) ont été proposées pour les modèles de bielles équivalentes. Ils sont généralement calibrés par rapport aux données expérimentales disponibles. Par exemple, (Klingner & Bertero, 1978) ont proposé un modèle basé sur un essai dynamique d'un portique rempli. Sur la Figure 9a, le modèle est représenté dans une relation de déformation axiale force-axiale, où la courbe d'enveloppe de résistance à la compression présente une dégradation exponentielle au-delà de la résistance maximale. Même si le modèle suppose une résistance à la traction pour le panneau de maçonnerie, *Klingner* et *Bertero* n'ont pas inclus cette contribution dans leurs analyses numériques.

Plus récemment, (Francisco Javier Crisafulli, 1997), (F. Crisafulli & Carr, 2007) ont proposé un modèle cyclique qui prend en compte la réponse non linéaire de la maçonnerie en compression, traction et cisaillement (Figure I.18a, I.18b, I.18c). La réponse hystérétique du ressort de cisaillement est modélisée selon une règle élasto-plastique avec une résistance au cisaillement variable. De plus, en raison du raccourcissement de la longueur de contact, ce modèle envisage une réduction progressive de la zone de la bielle à mesure que la charge latérale augmente. (Combescure & Pegon, 2000) ont proposé une loi hystérétique pour les éléments de bielle sans résistance à la traction, ce modèle tient compte de la dégradation de la résistance à la compression sous charge cyclique. Les phénomènes reproduits sont la dégradation de la rigidité due à la fissuration (principalement à l'interface entre le portique et le panneau), le développement de déformations plastiques, le

ramollissement dû à l'écrasement, la dégradation de la résistance sous charge cyclique et le cisaillement lié au glissement. (Kadysiewski & Mosalam, 2009) ont considéré un comportement élasto-plastique simplifié du panneau de remplissage à la fois pour la traction et la compression (avec différentes forces d'élasticité dans les deux directions de chargement et une petite rigidité après élasticité insérée pour minimiser les problèmes de convergence). Leur modèle tient compte à la fois de la réponse dans le plan et hors plan du remplissage, ainsi que de l'interaction entre les capacités de charge dans le plan et hors plan.

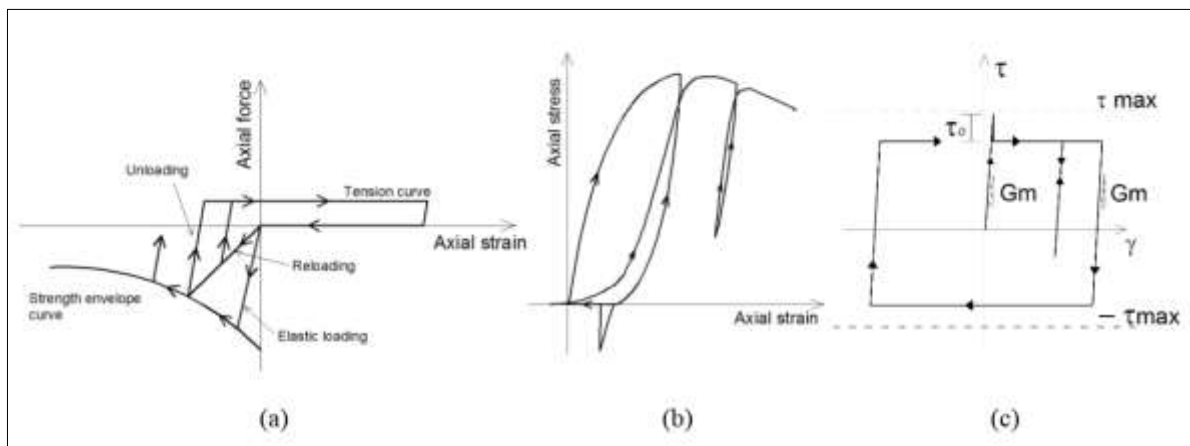


Figure 1.18 Courbes hystérétiques proposées pour les bielles équivalentes représentant des panneaux de maçonnerie: (a) (Klingner & Bertero, 1978); (b) compression/traction et (c) réponse cyclique de cisaillement proposée par (Francisco Javier Crisafulli, 1997)

### 1.6.2 Modélisations détaillées (micro-modèle)

Au cours des deux dernières décennies, des plates-formes de calcul plus puissantes et des ordinateurs plus rapides ont facilité le développement de micro-modèles raffinés. Ce terme se réfère correctement à la représentation de chaque élément appartenant au système, comme les briques et les couches de mortier du panneau de remplissage de maçonnerie ou le béton et le renforcement du portique en béton armé (par exemple, la micro-modélisation détaillée). Typiquement, une telle discrétisation détaillée est obtenue au moyen de la méthode des éléments finis ou de la méthode des éléments discrets. Par rapport à l'approche macro-modèle décrite précédemment, le temps de calcul augmente considérablement et les problèmes liés au manque de convergence numérique sont plus souvent rencontrés.

Les techniques de micro-modélisation (y compris la méso-modélisation, voir la figure.1.19 (c)) sont en général plus précises que la macro-modélisation et peuvent tracer plusieurs mécanismes de défaillance possibles (par exemple, ils peuvent calculer explicitement les zones de contact entre le remplissage et les portiques et leur évolution au cours d'une analyse dynamique temporelle). Cependant, ces techniques

nécessitent l'étalonnage d'un grand nombre de paramètres pour les lois de comportement des matériaux et la maîtrise de l'utilisation de procédures par éléments finis, ce qui en résulte aujourd'hui plus approprié à des fins de recherche ou à l'étalonnage de modèles de bielles simplifiés.

Les composants les plus pertinents de micro et méso-modèles sont le panneau de remplissage, l'interface portique-remplissage et le portique nu; ils sont examinés séparément dans les paragraphes suivants.

*Panneau de remplissage :*

Les unités de brique et le mortier peuvent être modélisés séparément avec une formulation enduite (Figure I.19 (a), micro-modélisation détaillée) mais son application est pour les petits éprouvettes et les détails structurels (Panagiotis G Asteris, Cotsovos, Chrysostomou, Mohebkah, & Al-Chaar, 2013) en raison de la complication sur la convergence numérique et le temps de calcul. Alternativement, les briques sont modélisées à l'aide d'une formulation enduite et le mortier est représenté par des interfaces discrètes sans épaisseur (micro-modélisation simplifiée). Dans ce dernier cas, les dimensions des briques de maçonnerie sont modifiées pour conserver les mêmes dimensions globales de l'ensemble de maçonnerie (Figure I.19 (b)). Dans certains cas, lorsque la rupture de la brique est considérée comme improbable, les unités de brique peuvent être considérées comme élastiques afin de réduire l'effort de calcul et de limiter les problèmes de convergence. Des interfaces verticales peuvent être introduites au milieu de la brique pour reproduire sa possible rupture en traction (voir Figure. I.19 (b)). Dans le cas où la réponse non linéaire de la brique est modélisée par une approche enduite, des lois de comportement appropriées doivent être utilisées, qui incluent des critères de rupture, des règles de durcissement/ramollissement, une interaction bi-axiale, etc. La Figure I.20 montre des diagrammes constitutifs représentatifs pour des matériaux quasi-fragiles (Lourenço, 1996).

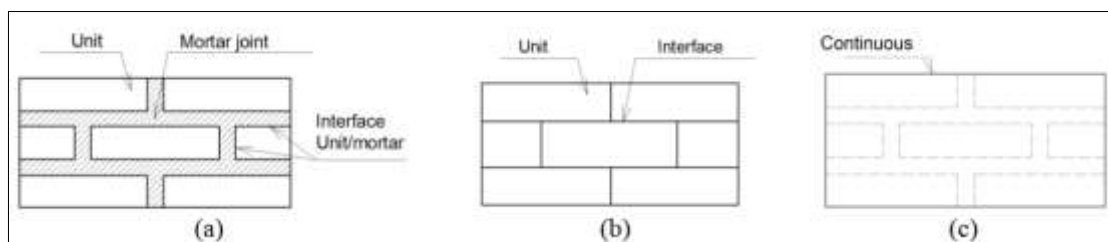


Figure I.19 Approche micro-modèle pour le panneau de remplissage maçonnerie; a) micro-modèle détaillé; b) micro-modèle simplifié avec éléments d'interface; c) méso-modélisation

Dans le portique de l'approche de micro-modélisation simplifiée, (Rivero & Walker, 1982) ont proposé de modéliser le remplissage comme un maillage d'éléments triangulaires non fissurés, homogènes, isotropes et élastiques, combinés avec des éléments de joint pour le contact du panneau de remplissage. Les éléments d'espacement représentent l'espace entre le portique et le remplissage, tandis que les éléments de joint simulent la limite de continuité entre les parties non fissurées et entre le panneau et le portique. (Hamid R Lotfi & Shing, 1994) ont proposé plus tard des éléments d'interface d'épaisseur nulle pour représenter les joints de mortier. (Mehrabi & Shing, 1997) ont proposé un modèle qui tient compte de la fermeture des joints et du compactage plastique des couches de mortier. (Stevens & Liu, 1992) ont proposé un modèle constitutif pour le béton ordinaire combinant la mécanique des dommages continus avec une plasticité basée sur la déformation. (Lourenço, 1996) a développé un critère de rupture d'interface pour la maçonnerie caractérisée par une coupure de traction, une loi de frottement de Coulomb et un modèle de capuchon de compression: l'assemblage de maçonnerie comprend la fissuration, l'écrasement et le glissement en utilisant les lois de comportement montrées à la figure I.20. (Carol, Prat, & Lopez, 1997) ont développé un modèle général de fissuration normale et de cisaillement référé au plan moyen de la fissure. (Guinea, Hussein, Elices, & Planas, 2000) ont présenté un modèle micromécanique pour l'analyse de la rupture de mode I de la maçonnerie en brique. L'analyse était basée sur une modélisation détaillée de la rupture des briques et du mortier au moyen du modèle de fissure fictive (ou cohésive). (Alfaiate, Sluys, & Pires, 2005) ont étudié la propagation de fissures en mode mixte dans le béton et la maçonnerie en utilisant différents critères de ramollissement et différentes énergies et cohésion de rupture de mode II. Ils ont constaté que la quantité de contrainte de cisaillement dans les discontinuités est le facteur le plus significatif affectant le comportement structurel. (Attard, Nappi, & Tin-Loi, 2007) ont étendu une procédure d'éléments finis qui tient compte de la rupture dans le béton à la simulation de la rupture en traction et en cisaillement dans la maçonnerie. Ils ont adopté une surface de rupture de Mohr-Coulomb avec une coupure de traction. (Walls, Al-chaar, & Mehrabi, 2008) ont mené une vaste campagne numérique avec les modèles suivants pour les composants du portique rempli: la formulation d'éléments finis à fissures maculées développée par (H R Lotfi & Shing, 1991) pour la représentation des éléments du portique en béton armé; le modèle d'interface développé par (Mehrabi & Shing, 1997) pour les couches de mortier et le contact

panneau-portique; éléments en treillis pour le renforcement longitudinal; et des éléments de coque élastiques pour les briques. Une liaison parfaite a été supposée entre le béton et l'armature, et des éléments d'interface ont été introduits dans le portique où une rupture par cisaillement était attendue. Ce modèle complexe est capable de reproduire avec précision différents modes de défaillance.

Quant à la méso-modélisation, qui considère un matériau unique enduit pour la brique et le mortier, (Del Piero, 1989) a modélisé le remplissage de maçonnerie en considérant un milieu continu isotrope homogène sans résistance à la traction. (Dhanasekhar & Page, 1986) ont proposé un modèle orthotrope non linéaire pour les remplissages de maçonnerie en brique. (D. J. Han & Chen, 1987) ont développé un modèle constitutif à court terme indépendant du temps pour l'analyse progressive des défaillances des panneaux de remplissage. Il comprenait à la fois (William & Warnke, 1974) et (Hsieh, Ting, & Chen, 1988) surfaces de rupture, durcissement non uniforme, règle d'écoulement non associée avec facteur de dilatation variable, ramollissement linéaire pour la post-fissuration en traction et ramollissement multiaxial pour la post-rupture en compression. Le modèle est capable de décrire le déchargement, le rechargement et la formation de fissures multiples. (H R Lotfi & Shing, 1991) ont proposé une formulation d'éléments finis maculés basée sur des concepts de plasticité pour les matériaux fragiles. Ils ont supposé un comportement isotrope pour la maçonnerie non fissurée et un modèle constitutif orthotrope non linéaire pour la maçonnerie fissurée, combinés avec une loi de ramollissement pour la traction et une loi de durcissement/ramollissement pour la compression. (Mosalam et al., 1997) ont reproduit un essai expérimental d'un portique rempli à deux travées et deux étages représentant le panneau de maçonnerie avec une plaque et un matériau homogène obtenus par un processus d'homogénéisation. Une liaison complète a été envisagée entre le portique et le panneau, mais uniquement dans les longueurs de la zone de contact. (Panagiotis G Asteris, 2003) a étudié la rigidité latérale des portiques remplis en présence d'ouvertures. Il a utilisé une procédure qui implémente des éléments rectangulaires iso-paramétriques à quatre nœuds avec un matériau anisotrope. La caractéristique fondamentale de cette analyse est que la zone de contact du portique de remplissage n'est pas simulée sur tout le mur, mais uniquement dans les zones de contact. Les contraintes de contact sont estimées comme faisant partie intégrante de la solution et ne constituent pas une hypothèse d'entrée.

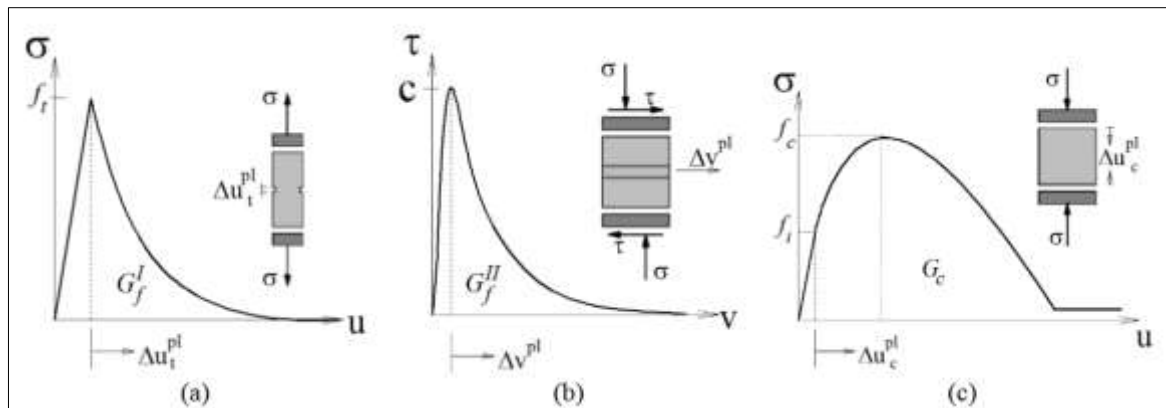


Figure 1.20 Diagrammes contrainte-déplacement pour les matériaux quasi fragiles, (a) comportement à la traction pour les joints de mortier, (b) comportement au cisaillement pour les joints de mortier, (c) comportement à la compression des joints de brique et de mortier

### Interface remplissage-portique :

L'interface panneau-portique est généralement remplie du même mortier utilisé entre les couches de briques. Comme mentionné dans les investigations de (Mosalam et al., 1997), l'interface entre les éléments du portique et les remplissages constitue un plan de faiblesse autour du panneau mural. Dans l'approche la plus générale, l'interface panneau-portique est modélisé avec des éléments de contact. (Riddington, 1977) ont simulé l'interface panneau-portique au moyen d'éléments de joint à compression seule qui permettent des déplacements relatifs entre le portique et le panneau. (Rivero & Walker, 1982) ont utilisé des éléments de vide (espace) et des éléments de joint, où le premier représente la condition de non-contact, tandis que le second est utilisé pour simuler le contact. Des études plus récentes ont utilisé des éléments d'interface inélastiques pour modéliser le contact panneau-portique. (Panagiotis G Asteris, 2003) a développé une procédure pas à pas qui considère la longueur de contact entre le panneau et le portique au moyen d'un critère de séparation et sans utiliser aucun élément d'interface. Plus tard, (P G Asteris, 2008) a noté que la longueur de contact change pendant l'excitation sismique en raison de la variation de la charge verticale, donc la longueur de contact doit faire partie intégrante de la solution et ne doit pas être supposée fixe sur la durée du séisme en simulations numériques. (Amato et al., 2008) ont utilisé une méthode de fonction de contrainte combinée à des éléments d'interface 2D axisymétriques. L'élément était composé de deux surfaces de contact: le « contacteur » et la « cible », qui peuvent entrer en contact sans permettre la pénétration. Aucune résistance à la traction n'a été attribuée au joint. Cette méthode a été adoptée avec succès pour le calcul de la longueur de contact, mais n'a pas été utilisée pour reproduire le problème d'interaction complet. (Walls et al., 2008) ont modélisé le

contact du portique rempli par des éléments d'interface qui incluent des comportements non linéaires en traction, cisaillement et compression.

*Eléments du portique :*

Pour les portiques nus, la rupture peut impliquer des fissures de flexion diffusées et des fissures de cisaillement dominantes dans les éléments en béton armé. Pour modéliser le comportement non linéaire de béton armé, des éléments poutres ou plaques sont généralement utilisés (les analyses tridimensionnelles complètes avec des éléments solides sont encore trop exigeantes avec la puissance de calcul actuel). Dans le cas des éléments plans, un modèle de fissure tachée avec un matériau homogène est utilisé par (Schmidt, 1989) et (Mosalam et al., 1997). Cependant, (Rots & De Borst, 1987) et (H R Lotfi & Shing, 1991) ont signalé que les éléments de fissure tachée ont un problème de verrouillage des contraintes qui ne permet pas une modélisation appropriée des fissures de cisaillement. Pour éviter ce problème, des techniques plus raffinées ont été récemment développées qui combinent des modèles de fissures tachées et discrètes où l'acier d'armature est modélisé comme une superposition tachée ou avec des éléments de treillis discrets. Par exemple, la Figure I.21 montre les résultats d'une simulation réalisée par (Stavridis & Shing, 2010) qui dit que chaque quadrilatère du poteau est remplacé par un module d'éléments de fissure maculée et d'interface (Figure I.21 (a)). Chaque module se compose de quatre éléments triangulaires à fissures maculées reliés à quatre éléments d'interface d'épaisseur nulle, placés en diagonale et à deux nœuds. Les barres d'acier pour le comportement en flexion et en cisaillement sont connectées aux éléments en béton. (Stavridis & Shing, 2010) ont réussi à reproduire des tests expérimentaux sur un portique à un étage avec une seule travée (Figure I.21 (c)) en peignant le modèle susmentionné pour le portique en béton armé (Figure I.21 (a)) et la micro-modélisation simplifiée de la Figure I.21 (b) pour le panneau de remplissage. Dans le cas de portiques en acier, le matériau isotrope peut être modélisé de préférence avec un comportement élasto-plastique (Fonseca, Silva, & Lourenço, 1998), (Mosalam et al., 1998), (Mohebkah et al., 2007).

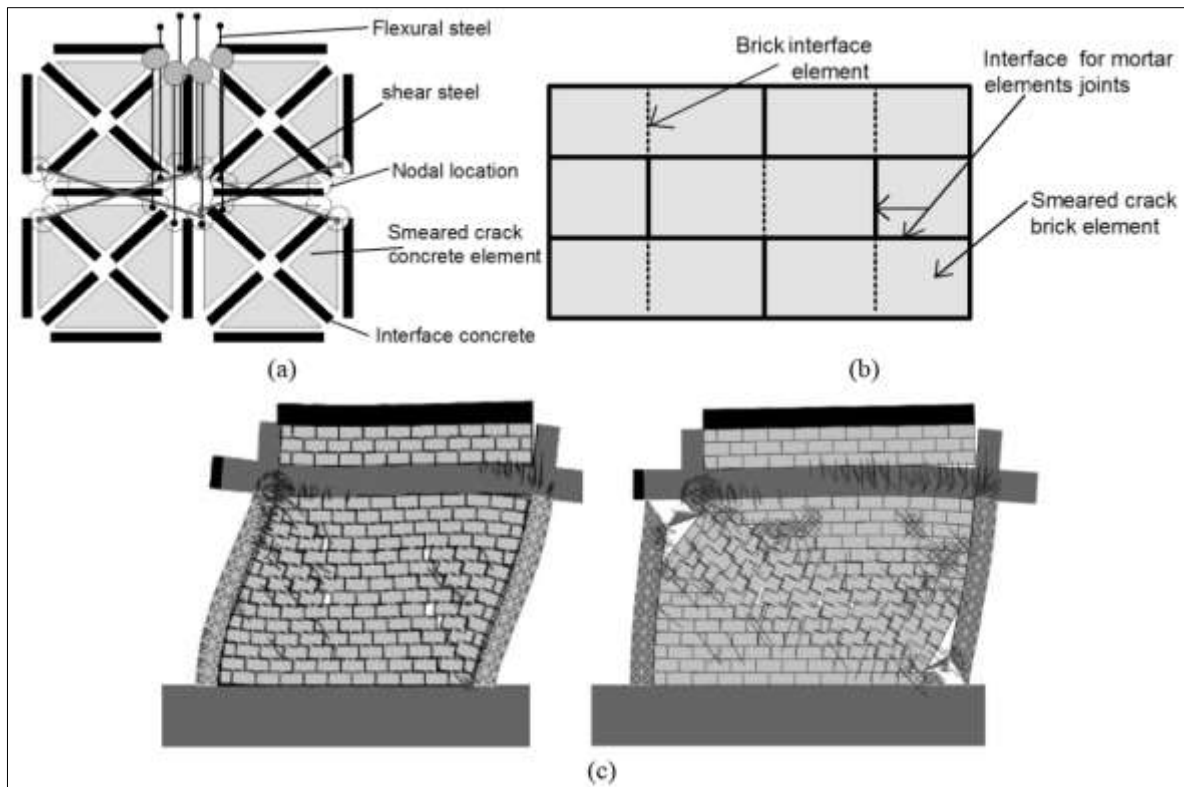


Figure 1.21 Micro-modèle proposé par (Stavridis & Shing, 2010): (a) Discrétisation par éléments finis des éléments en BA; (b) discrétisation par éléments finis du remplissage de maçonnerie (micro-modélisation simplifiée); (c) déformation numérique et motif de rupture d'un portique en BA rempli

Le tableau 1.2 regroupe les travaux liés à la micro et méso-modélisation des panneaux de maçonnerie et des portiques remplis. Pour le mur de maçonnerie: (2) micro-modélisation détaillée, (3) micro-modélisation simplifiée, (1) macro-modélisation

Tableau I.2 Travaux liés à la macro et micro -modélisation de remplissage

Composant		Elément	Approche	Références
Mur de maçonnerie (remplissage)	(1)	Brique	macro-modélisation	Mainstone (1971)
		mortier	macro-modélisation	
	(2)	Brique	micro-modélisation détaillée	Rivero & Walker (1984) Stenens & Liu (1992) Lotfi & Shing (1994)
		Interface brique	micro-modélisation détaillée	Lourenço (1996) Mehrabi & Shing (1997) Carol et al. (1997)
		Mortier	micro-modélisation détaillée	Guinera et al. (2000) Alfaiate et al. (2005) Attard et al. (2007) Al-Chaar & Mehrabi (2008)
	(3)	Panneau homogène (brique+mortier)	micro-modélisation simplifiée	Dhanasekarr & Page (1986) Han & Chen (1987) Del Piero (1989) Lotfi & Shing (1991) Mosalam et al. (1997) Asteris (2003, 2008)
Contact Panneau-portique		Mortier	Interface de contact	Riddington & Stafford Smith (1977) Rivero & Walker (1984) Schmidt (1989) Asteris (2003, 2008) Amato et al. (2008) Al-Chaar & Mehrabi (2008)
Portique nu	Béton armé	Béton	micro-modélisation simplifiée	Schmidt (1989) Al-Chaar & Mehrabi (2008)
		Acier	micro-modélisation simplifiée (Treillis)	Stavridis & Shing (2010) Sattar (2013)
	Charpente métallique			micro-modélisation simplifiée

# CHAPITRE II METHODES DE CALCUL SISMIQUE

## II.1 Introduction

Après avoir sélectionné le modèle structurel, il est possible d'effectuer une analyse pour déterminer les forces induites sismiquement dans les structures. L'analyse peut être effectuée sur la base de l'action extérieure, du comportement de la structure ou des matériaux structuraux et du type de modèle structurel sélectionné. Le processus d'analyse peut être classé comme le montre la Figure II.1. En fonction de la nature des variables considérées, la méthode d'analyse peut être classée comme le montre la Figure II.1. En fonction du type d'action extérieure et du comportement de la structure, l'analyse peut être classée en analyse statique linéaire, analyse dynamique linéaire, analyse statique non linéaire ou analyse dynamique non linéaire.

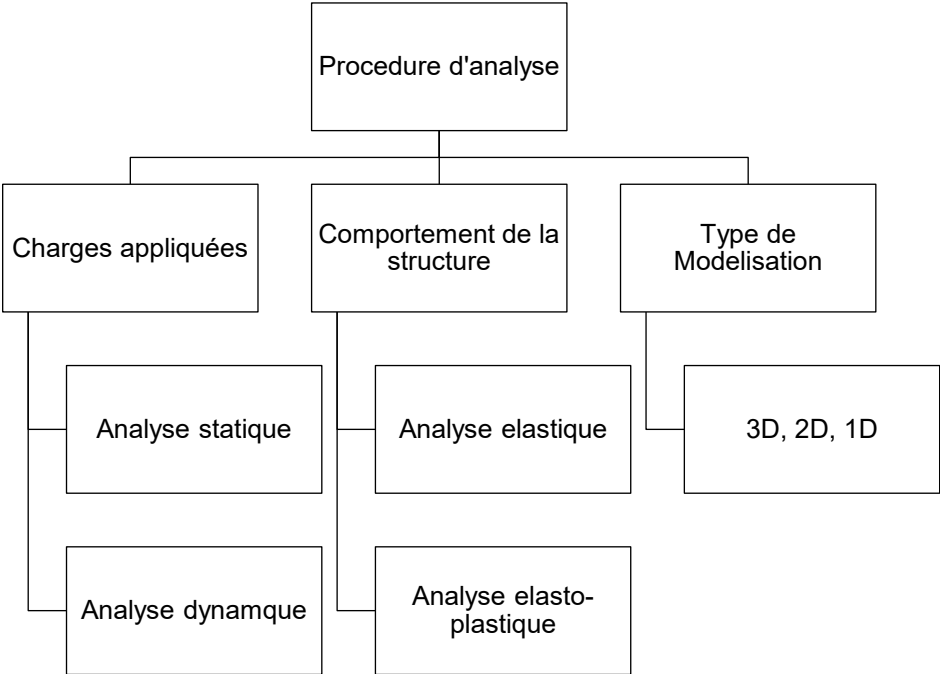


Figure II.1 Processus d'analyse sismique

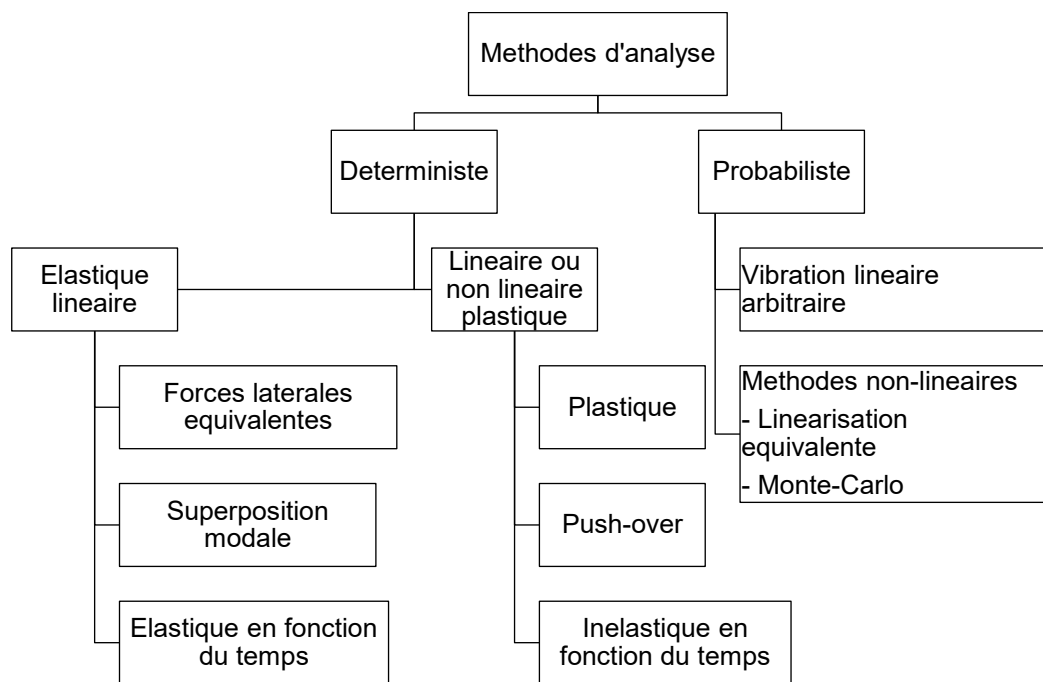


Figure II.2 Méthodes d'analyse sismique

Une analyse statique linéaire ou une analyse statique équivalente peut être utilisée pour des structures régulières à hauteur limitée. L'analyse dynamique linéaire peut être effectuée de deux manières, soit par la méthode spectrale modale, soit par la méthode temporelle élastique. La différence significative entre les analyses statiques linéaires et dynamiques linéaires est le niveau des forces et leur distribution le long de la hauteur de la structure.

L'analyse statique non linéaire est une amélioration par rapport à l'analyse statique ou dynamique linéaire dans le sens où elle permet un comportement inélastique de la structure. La méthode est simple à mettre en œuvre et fournit des informations sur la résistance, la déformation et la ductilité de la structure, ainsi que la répartition des demandes. Cela permet d'identifier les éléments critiques susceptibles d'atteindre des états limites pendant le séisme, auxquels il convient de prendre attention lors du processus de conception et de détail. Mais la méthode statique non linéaire est basée sur de nombreuses hypothèses, qui négligent la variation des modèles de charge, l'influence des modes de vibration plus élevés et l'effet de la résonance. Malgré les lacunes, cette méthode, connue sous le nom d'analyse push-over, fournit une estimation raisonnable de la capacité de déformation globale, en particulier pour les structures qui répondent principalement selon le premier mode.

Une analyse dynamique non linéaire ou une analyse temporelle inélastique est la seule méthode pour décrire le comportement réel d'une structure lors d'un séisme.

La méthode est basée sur l'intégration numérique directe des équations différentielles du mouvement en considérant la déformation élasto-plastique de l'élément structurel. La portée de ce chapitre est limitée aux seules méthodes d'analyse élastique; à savoir, la méthode statique équivalente, l'analyse dynamique et une brève description de la méthode temporelle. Ceux-ci sont expliqués dans les sections suivantes.

## **II.2 Hypothèses de base**

Les hypothèses suivantes sont faites dans l'analyse de la conception parasismique des structures.

(a) Un séisme provoque des mouvements impulsifs du sol, qui sont de nature complexe et irrégulière, chaque changement de période et d'amplitude durant une petite durée. Par conséquent, la résonance du type visualisé sous des excitations sinusoïdales à l'état stationnaire ne se produira pas, car il faudrait du temps pour construire de telles amplitudes. Cependant, il existe des exceptions où des conditions de résonance ont été observées entre des ondes à longue distance et de hautes structures fondées sur des sols meubles profonds.

(b) Un séisme ne devrait pas se produire simultanément avec des vents ou de fortes inondations et des vagues de la mer.

La probabilité d'occurrences de forts mouvements sismiques accompagnés de vents forts et/ou de vagues de mer maximales est faible. Par conséquent, il est justifié de supposer que ces événements dangereux ne se produisent pas en même temps.

c) La valeur du module d'élasticité des matériaux, lorsqu'elle est requise, peut être considérée comme celle utilisée pour l'analyse statique, à moins qu'une valeur plus précise ne soit disponible pour une utilisation dans de telles conditions.

On peut noter que les valeurs du module d'élasticité pour divers matériaux de construction présentent de grandes variations.

## **II.3 Méthodes de calcul linéaire**

Les méthodes d'analyse les plus couramment utilisées sont basées sur l'approximation selon laquelle les effets de la limite élastique peuvent être pris en compte par une analyse linéaire du bâtiment en utilisant le spectre de conception pour les systèmes inélastiques. Les forces et les déplacements dus à chaque composante horizontale du mouvement du sol sont déterminés séparément par l'analyse d'un bâtiment idéalisé ayant un degré de liberté latéral par étage dans la direction de la composante du

mouvement du sol considéré. Une telle analyse peut être effectuée par la méthode statique équivalente (méthode statique) ou par la méthode spectrale modale (méthode dynamique). Une autre méthode raffinée d'analyse dynamique est la méthode élastique temporelle.

Les procédures de la méthode statique équivalente et de la méthode spectrale modale, conduisent directement à des forces latérales dans la direction de la composante de mouvement du sol. Les principales différences entre les deux méthodes résident dans l'amplitude et la répartition des forces latérales sur la hauteur du bâtiment. La méthode statique équivalente est principalement adaptée à la conception préliminaire du bâtiment. La conception préliminaire du bâtiment est ensuite utilisée pour l'analyse par la méthode spectrale modale ou toute autre méthode raffinée telle que la méthode élastique temporelle.

### **II.3.1 Calcul linéaire statique (méthode statique équivalente)**

L'analyse sismique de la plupart des structures est toujours effectuée en supposant que la force latérale est équivalente à la charge réelle (dynamique). Cette méthode nécessite moins d'effort car, à l'exception de la période fondamentale, les périodes et les formes des modes naturels de vibration supérieurs ne sont pas nécessaires. L'effort tranchant à la base, qui est la force horizontale totale sur la structure, est calculé sur la base de la masse de la structure, de sa période fondamentale de vibration et de la forme correspondante. L'effort tranchant à la base est réparti le long de la hauteur de la structure, en termes d'efforts latéraux, selon la formule du règlement en vigueur. Les modèles plans appropriés à chacune des deux directions latérales orthogonales sont analysés séparément; les résultats des deux analyses et les différents effets, y compris ceux dus aux mouvements de torsion de la structure, sont combinés. Cette méthode est généralement conservatrice pour les bâtiments de faible à moyenne hauteur avec une configuration régulière.

### **II.3.2 Calcul linéaire dynamique (méthode spectrale modale)**

Cette méthode est également connue sous le nom de méthode modale ou méthode de superposition de modes. La méthode est applicable aux structures où des modes autres que le fondamental affectent significativement la réponse de la structure. Cette méthode est basée sur le fait que, pour certaines formes d'amortissement - qui sont des modèles raisonnables pour de nombreux bâtiments - la réponse dans chaque mode naturel de vibration peut être calculée indépendamment des autres, et les réponses modales peuvent être combinées pour déterminer la réponse totale. Chaque

mode répond avec son propre modèle particulier de déformation (forme de mode), avec sa propre fréquence (la fréquence modale) et avec son propre amortissement modal. Le spectre de chaque réponse modale peut être calculé par l'analyse d'un oscillateur à un seul degré de liberté avec des propriétés choisies pour être représentatives du mode particulier et du degré auquel il est excité par le mouvement sismique. En général, les réponses doivent être déterminées uniquement dans les premiers modes, car la réponse au séisme est principalement due à des modes de vibration plus faibles.

Une analyse modale complète fournit le spectre de la réponse - forces, déplacements et déformations - d'une structure à un spectre d'accélération du sol spécifié. Cependant, l'historique complet des réponses est rarement nécessaire pour la conception; les valeurs maximales de réponse pendant la durée du séisme suffisent généralement. Étant donné que la réponse dans chaque mode de vibration peut être modélisée par la réponse d'un oscillateur à un seul degré de liberté, la réponse maximale dans le mode peut être calculée directement à partir du spectre de réponse sismique. Des procédures permettant de combiner les maxima modaux pour obtenir des estimations (mais pas la valeur exacte) du maximum de réponse totale sont disponibles.

Dans sa forme la plus générale, la méthode modale pour l'analyse de réponse linéaire est applicable à des systèmes structurels tridimensionnels arbitraires. Cependant, aux fins de la conception des bâtiments, il peut souvent être simplifié du cas général en limitant son application au mouvement latéral dans un plan. Les modèles plans appropriés à chacune des deux directions latérales orthogonales sont analysés séparément et les résultats des deux analyses et les effets des mouvements de torsion des structures sont combinés.

Généralement, la méthode est applicable à l'analyse de la réponse dynamique des structures, qui sont asymétriques ou qui ont des zones de discontinuité ou d'irrégularité, dans leur gamme linéaire de comportement. En particulier, il est applicable à l'analyse des forces et des déformations dans les bâtiments à plusieurs étages dues aux secousses du sol d'intensité moyenne, ce qui provoque une réponse modérément grande mais essentiellement linéaire dans la structure.

### **II.3.3 Méthode élastique temporelle**

Une analyse linéaire temporelle surmonte tous les inconvénients d'une analyse par méthode spectrale modale à condition que le comportement non linéaire ne soit pas

impliqué. Cette méthode nécessite des efforts de calcul plus importants pour calculer la réponse à des moments discrets. Un avantage intéressant d'une telle procédure est que les signes relatifs des quantités de réponse sont conservés dans les historiques de réponse. Ceci est important lorsque les effets d'interaction sont pris en compte parmi les résultantes des contraintes.

#### II.3.4 Limites des deux méthodes (statique équivalente et spectrale modale)

Les hypothèses communes des deux méthodes susmentionnées sont les suivantes:

(a) les forces et les déformations peuvent être déterminées en combinant les résultats d'analyses indépendantes d'une idéalisation plane du bâtiment pour chaque composante horizontale du mouvement du sol, et en incluant des moments de torsion déterminés sur une base indirecte, empirique.

(b) la réponse structurelle non linéaire peut être déterminée avec un degré de précision acceptable, par analyse linéaire du bâtiment en utilisant le spectre de conception pour les systèmes inélastiques. Les deux procédures d'analyse sont susceptibles d'être inadéquates si le comportement de réponse dynamique du bâtiment est assez différent de ce qui est impliqué par ces hypothèses, et également si les mouvements latéraux dans deux directions orthogonales et les mouvements de torsion sont fortement couplés.

Les bâtiments présentant de grandes excentricités aux centres de rigidité des étages par rapport aux centres de masse au sol, ou les bâtiments dont les fréquences naturelles des modes inférieurs sont proches et dont les centres de masse et de rigidité coïncident essentiellement, présentent des mouvements de torsion latéraux couplés. Pour ces bâtiments, des analyses indépendantes pour les deux directions latérales peuvent ne pas suffire, et au moins trois degrés de liberté par étage - deux mouvements de translation et un torsion - devraient être inclus dans le modèle idéalisé. La méthode modale, avec les généralisations appropriées du concept impliqué, peut être appliquée aux analyses du modèle. Parce que les modes de vibration naturels montreront une combinaison de mouvements de translation et de torsion, il est nécessaire lors de la détermination des maxima modaux de tenir en compte de deux faits: qu'un mode donné peut être excité par les deux composantes horizontales du mouvement du sol; et les modes qui sont principalement de torsion peuvent être excités par les composantes de translation du mouvement du sol. Étant donné que les fréquences naturelles d'un bâtiment avec des mouvements de torsion latéraux couplés peuvent être assez proches les unes des autres, les maxima modaux ne doivent pas

être combinés conformément à la formule SRSS; il faudrait plutôt utiliser une formule plus générale.

### **II.3.5 Méthode statique équivalente vs méthode spectrale modale**

Les procédures des deux méthodes susmentionnées sont toutes deux basées sur les mêmes hypothèses de base et s'appliquent aux bâtiments qui présentent un comportement de réponse dynamique raisonnablement conforme aux implications des hypothèses formulées dans l'analyse. La principale différence entre les deux méthodes réside dans l'ampleur de l'effort tranchant à la base et la distribution des forces latérales. Bien que dans la méthode spectrale modale, les calculs de force soient basés sur des périodes composées et des formes de mode de plusieurs modes de vibration, dans la méthode statique équivalente, ils sont basés sur une estimation de la période fondamentale et des formules simples pour la distribution des forces qui sont appropriées pour bâtiments avec répartition régulière de la masse et de la rigidité sur la hauteur.

Il serait approprié d'utiliser la méthode statique équivalente pour les bâtiments ayant les propriétés suivantes: le système résistant aux forces sismiques a la même configuration à tous les étages et à tous les étages; les masses au sol ne diffèrent pas de plus de, disons, 30% dans les étages adjacents; et les zones en coupe transversale et les moments d'inertie des éléments de structure ne diffèrent pas de plus d'environ 30% dans les étages adjacents. Pour d'autres bâtiments, la séquence d'étapes suivante peut être utilisée pour décider si la méthode spectrale modale doit être utilisée.

1. Calculer les efforts tranchants aux étages en utilisant la méthode statique équivalente.
2. Approximer les dimensions des éléments de structure.
3. Calculer les déplacements latéraux de la structure tels que conçus à l'étape 2 en raison des forces latérales à l'étape 1.
4. Calculez de nouveaux ensembles de forces latérales et de cisaillement d'étage avec les déplacements calculés à l'étape 3.
5. Si à n'importe quel étage, l'effort tranchant aux étages recalculé (étape 4) diffère de la valeur d'origine correspondante (étape 1) de plus de 30%, la structure doit être analysée par la méthode spectrale modale. Si la différence est inférieure à cette valeur, méthode spectrale modale n'est pas nécessaire et la structure doit être conçue en

utilisant efforts tranchants aux étages obtenus à l'étape 4; ils représentent une amélioration par rapport aux résultats de l'étape 1.

Cette méthode de détermination de l'analyse modale est aussi bien efficace. Elle nécessite beaucoup moins d'efforts de calcul que l'utilisation de la procédure d'analyse modale. La sismicité de la zone et le danger potentiel dû à la défaillance du bâtiment doivent également être pris en compte pour décider si la procédure de force latérale équivalente est adéquate. Par exemple, même les bâtiments irréguliers qui peuvent nécessiter une analyse modale selon le critère décrit peuvent être analysés par la procédure de force latérale équivalente s'ils ne sont pas situés dans des zones sismiques supérieures et ne contiennent pas les installations critiques nécessaires à la reprise après une catastrophe ou un grand nombre de personnes.

### II.3.6 Coefficients et Facteurs de l'analyse sismique

Les coefficients et les facteurs pris en compte pour l'analyse sismique au moyen de la méthode statique équivalente et la méthode spectrale modale sont décrits ci-dessous.

### II.3.7 Coefficient d'accélération de zone

Il dépend de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Le zonage sismique évalue la gravité maximale des secousses prévue dans une région particulière. Le coefficient d'accélération de zone (A) est donc défini comme un coefficient permettant d'obtenir le spectre de conception en fonction du risque sismique perçu dans la zone dans laquelle se trouve la structure. Les coefficients d'accélération de zone inclus dans le règlement, sont une estimation raisonnable de l'accélération maximale effective du sol. Les coefficients d'accélération de zone sont donnés dans le tableau II.1.

Tableau II.1 Coefficient d'accélération de zone

Groupe	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance
1A	0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrages d'importance vitale
1B	0.12	0.20	0.25	0.30	Ouvrages de grande importance
2	0.10	0.15	0.20	0.25	Ouvrages d'importance courante
3	0.07	0.10	0.14	0.18	Ouvrages de faible importance

### II.3.8 Classification des ouvrages selon leur importance (groupe d'usage)

Le groupe d'usage est un facteur très important utilisé pour obtenir la force sismique de calcul en fonction de l'utilisation fonctionnelle de la structure. Il est habituel de reconnaître que certaines catégories de bâtiments devraient être conçues pour des

niveaux de sécurité plus élevés que les autres, et ceci est obtenu en spécifiant des forces de conception latérales plus élevées. Ces catégories sont

- a) Bâtiments essentiels après un séisme - hôpitaux, casernes de pompiers, etc.
- b) Lieux de rassemblement - écoles, théâtres, etc.
- c) Structures dont l'effondrement peut mettre des vies en danger - centrales nucléaires, barrages, etc.

Les groupe d'usage sont classés en quatre types qui sont :

*Groupe 1A* : Ouvrages d'importance vitale comme les bâtiments abritant les centres de décisions stratégiques, les bâtiments des établissements publics de santé .....etc.

*Groupe 1B* : Ouvrages de grande importance tels que les ouvrages abritant fréquemment de grands rassemblements de personnes (mosquée, université, constructions sportives...).

*Groupe 2* : Ouvrages courants ou d'importance moyenne, comme les bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.

*Groupe 3* : Ouvrages de faible importance tels que, les bâtiments à risque limité pour les personnes et les constructions provisoires.

### **II.3.9 Classification des sites**

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent à savoir :

Catégorie S1 (site rocheux)

Catégorie S2 (site ferme)

Catégorie S3 (site meuble)

Catégorie S4 (site très meuble)

### **II.3.10 Coefficient de comportement de la structure**

Le principe de base de la conception d'une structure pour un fort mouvement du sol est que la structure ne doit pas s'effondrer mais que les dommages aux éléments structurels sont autorisés. Puisqu'une structure peut être endommagée en cas de secousses sévères, la structure devrait être conçue pour des forces sismiques beaucoup moins importantes que celles attendues sous de fortes secousses, si les structures devaient rester linéairement élastiques. Coefficient de comportement de la structure (R) est le coefficient par lequel l'effort tranchant à la base réelle doit être réduite, pour obtenir la force latérale de calcul. L'effort tranchant à la base est la force qui serait générée si la structure devait rester élastique pendant sa réponse aux

secousses du séisme de référence. Les valeurs du coefficient de comportement de la structure de la réponse obtenues de manière empirique sur la base d'un jugement technique sont présentées dans le tableau II.2.

Tableau II.2 Coefficient de comportement de structure

Catégorie	Type de contreventement	R
1a	Portiques auto-stables sans remplissage en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques auto-stables avec remplissage 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 voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Le règlement parasismique algérien (Rpa, 2003), utilise R dans la conception pour tenir compte de la ductilité. Par exemple, une valeur élevée telle que cinq, pour les portiques auto-stable en béton armé sans remplissage, reflète leur ductilité élevée. La résistance excessive, la redondance et la ductilité contribuent ensemble au fait qu'une structure parasismique peut être conçue pour une force beaucoup plus faible que celle conférée par une forte secousse de la structure (Figure.II.3).

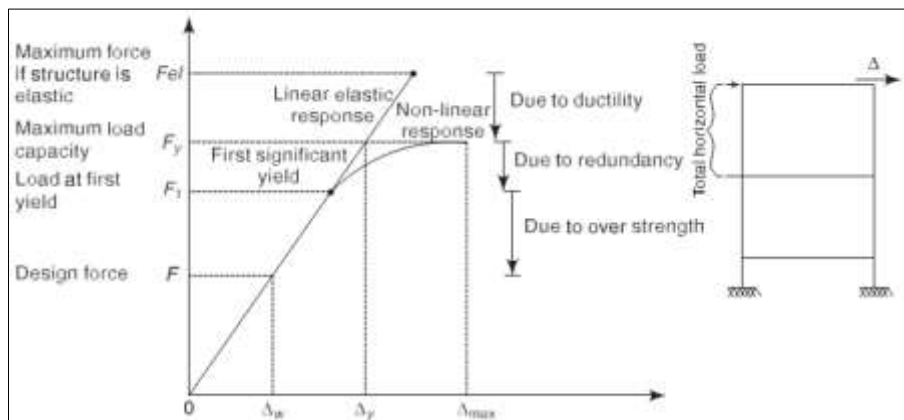


Figure II.3 Concept du coefficient de comportement

Surestimation : Les coefficient qui expliquent le rendement d'une structure à des charges supérieures aux charges de conception sont

a) Coefficients de sécurité partiels sur les charges sismiques, les charges gravitaires et les matériaux.

(b) Propriétés des matériaux tels que les éléments surdimensionnés, l'écroutissage, le confinement du béton et une résistance plus élevée des matériaux sous des charges cycliques.

c) Contribution des éléments non structurels à la résistance.

d) Détails ductiles spéciaux.

Redondance : La redondance est une caractéristique fondamentale pour de bonnes performances lors de séisme. Il est recommandé de fournir un bâtiment avec un système redondant de telle sorte que la défaillance d'un seul nœud ou d'un seul élément n'affecte pas la stabilité latérale de la structure. Céder à un endroit de la structure n'implique pas de céder la structure dans son ensemble. La redistribution de la charge dans les membres des structures redondantes offre une marge de sécurité supplémentaire. Parfois, la marge supplémentaire due à la redondance est considérée dans le terme de sur-résistance lui-même.

Ductilité : Une ductilité plus élevée indique qu'une structure peut résister à des secousses plus fortes sans s'effondrer. Lorsqu'une structure cède, il y a plus de dissipation d'énergie dans la structure en raison de l'hystérésis. De plus, la structure devient plus molle et sa période naturelle augmente, ce qui implique que la structure doit maintenant résister à une force sismique inférieure.

#### **II.3.11 Période naturelle fondamentale**

La période naturelle fondamentale est la première (la plus longue) période de temps modale de vibration de la structure. Étant donné que la charge de conception dépend de la période de construction et que la période ne peut pas être calculée tant qu'une conception n'a pas été préparée, l'article 4.2.4 du règlement parasismique algérien (Rpa, 2003) fournit des formules à partir desquelles  $T$  peut être calculé.

#### **II.3.12 Spectre de réponse**

Le spectre de réponse de conception est un spectre de réponse lisse spécifiant le niveau de résistance sismique requis pour une conception. L'analyse sismique nécessite que le spectre de conception soit spécifié. Le règlement sismique algérien stipule un spectre d'accélération de conception ou des coefficients de cisaillement de base en fonction de la période naturelle. Ces coefficients sont des ordonnées du spectre d'accélération, divisées par l'accélération due à la gravité. Cette relation fonctionne bien dans les systèmes à un seul degré de liberté. Les ordonnées spectrales sont utilisées pour le calcul des forces d'inertie. La Figure II.4 se rapporte à l'amortissement proposé de 5% pour les sites de sols rocheux ou durs et le tableau 5.5 donne les facteurs de multiplication pour obtenir des valeurs spectrales pour divers autres amortissements (notez que la multiplication ne doit pas être effectuée pour une accélération de période nulle). Les ordonnées du spectre de conception sont

indépendantes des quantités d'amortissement (facteur de multiplication de 1,0) et de leurs variations d'un matériau ou d'une solution structurelle à l'autre.

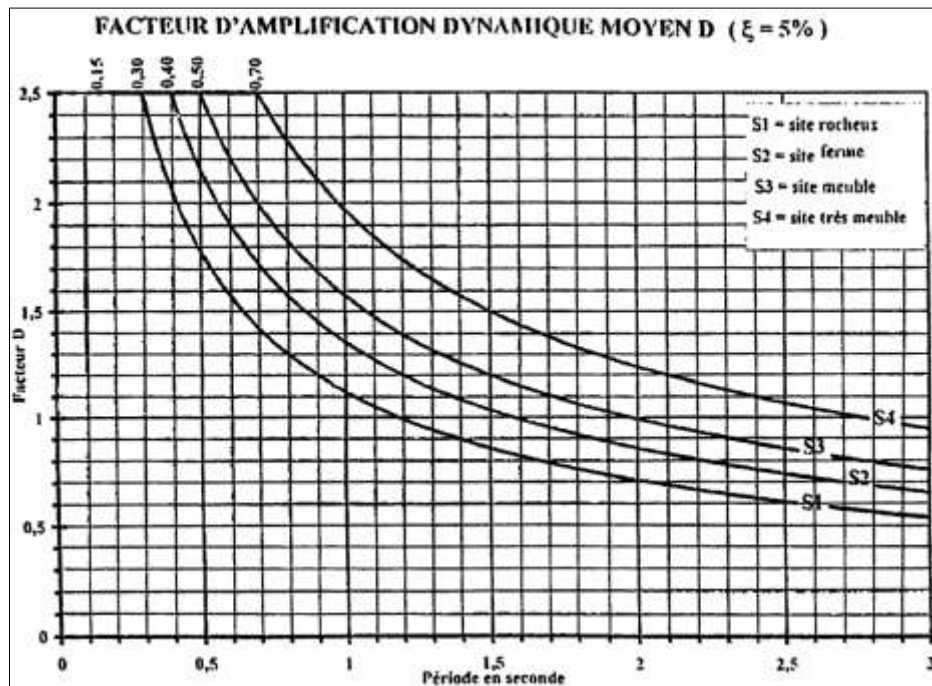


Figure II.4 Différents sites de sol pour un amortissement de 5%

### II.3.13 Effort tranchant à la base

La force latérale de calcul totale ou le cisaillement de base sismique de conception ( $V$ ) le long de n'importe quelle direction principale est déterminé (Rpa, 2003) par :

$$V = \frac{ADQW}{R} \quad (II-1)$$

Où

$A$  : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

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

$Q$  : Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de  $Q$  est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q \quad (II-2)$$

$P_q$  est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  " est satisfait ou non".

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

$$w = \sum_{i=1}^n w_i \quad (II-3)$$

Avec

$$W_i = W_{G_i} + \beta W_{Q_i} \quad (II-4)$$

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

$W_{Q_i}$  : charges d'exploitation

$\beta$  : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 (Rpa, 2003).

$R$  : coefficient de comportement global de la structure

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 (Rpa, 2003) en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4 (Rpa, 2003)

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.

#### II.3.14 Poids sismique de la structure

Le poids sismique de l'ensemble du bâtiment est la somme des poids sismiques de tous les étages. Le poids sismique de chaque étage correspond à sa charge permanente complète plus la quantité appropriée de la charge d'exploitation, cette dernière étant la partie des charges d'exploitation qui peut raisonnablement s'attendre à être attachée à la structure au moment du tremblement de terre. Il comprend le poids des cloisons permanentes et mobiles, de l'équipement permanent, d'une partie de la charge utile, etc. Lors du calcul du poids sismique de chaque étage, le poids des colonnes et des murs de chaque étage doit être réparti également entre les étages supérieurs et inférieurs. Tout poids supporté entre les étages doit être réparti entre les étages supérieurs et inférieurs en proportion inverse de sa distance par rapport aux étages.

Conformément à la norme (Rpa, 2003), le pourcentage de la charge d'exploitation indiqué dans le tableau 4.5 de la page 30, doit être utilisé. Pour calculer les forces sismiques de calcul de la structure, la charge d'exploitation sur le toit n'a pas besoin d'être pris en compte. Une réduction de la charge d'exploitation est recommandée pour les raisons suivantes.

1. Tous les étages ne doivent pas être occupés pendant le séisme.

2. Une partie de l'énergie sismique peut être absorbée par des supports non rigides de la charge d'exploitation.

### II.3.15 Répartition de la force sismique

Les bâtiments et leurs éléments devraient être conçus et construits pour résister aux effets de la force latérale de conception. La force latérale de conception est d'abord calculée pour le bâtiment dans son ensemble, puis distribuée aux différents niveaux d'étage. La force sismique globale de conception ainsi obtenue à chaque niveau du plancher est ensuite répartie sur les éléments individuels résistants aux charges latérales, en fonction de l'action diaphragme du plancher.

### II.3.16 Méthode statique équivalente

Cette méthode de recherche des forces latérales de conception est également connue sous le nom de méthode statique ou méthode statique équivalente ou méthode à coefficient sismique. Cette procédure ne nécessite pas d'analyse dynamique, mais elle rend compte de la dynamique de la construction de manière approximative. La méthode statique est la plus simple - elle nécessite moins d'efforts de calcul et est basée sur des formules données dans le code de pratique. Tout d'abord, l'effort tranchant à la base est calculé pour l'ensemble du bâtiment, puis il est réparti sur toute la hauteur du bâtiment. Les forces latérales à chaque niveau de plancher ainsi obtenues sont réparties entre les différents éléments latéraux résistant à la charge.

Distribution verticale l'effort tranchant à la base à différents niveaux de plancher [RPA 99 v2003, article 7.7.1] La résultante des forces sismiques à la base  $V$  doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i \quad (II-5)$$

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 :  $F_t = 0,07 T$  où  $T$  est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de  $F_t$  ne dépassera en aucun cas  $0,25V$  et sera prise égale à 0 quand  $T$  est plus petite ou égale à 0,7 secondes.

$$F_i = \frac{(V-F_t)W_i h_i}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} \quad (II-6)$$

Dans le cas des bâtiments dans lesquels les planchers sont capables de fournir une action rigide de la membrane horizontale, la force sismique totale dans tout le plan

horizontal est réparti entre les différents éléments verticaux du système de résistance aux forces latérales, en supposant que les planchers sont infiniment rigides dans le plan horizontal. Pour les bâtiments dans lesquels les diaphragmes de plancher ne peuvent pas être traités comme infiniment rigides dans leur propre plan, la force sismique latérale à chaque étage est répartie entre les éléments verticaux résistant aux forces latérales, ce qui explique la flexibilité dans le plan des diaphragmes.

### II.3.17 Méthode spectrale modale

L'analyse dynamique peut être effectuée soit par la méthode spectrale modale, soit par la méthode élastique temporelle. Dans la méthode spectrale modale, la réponse maximale d'une structure pendant un séisme est obtenue directement à partir du spectre de réponse (ou de conception) du séisme. Le spectre de conception spécifié à l'article [RPA 99 v2003, article 4.3.3] ou un spectre de conception spécifique au site, spécialement préparé pour une structure sur un site de projet particulier, peut être utilisé. Cette procédure donne une réponse de crête approximative, qui est assez précise à des fins de conception structurelle. Dans cette approche, les multiples modes de réponse d'un bâtiment à un séisme sont pris en compte. Pour chaque mode, une réponse est lue à partir du spectre de conception, en fonction de la fréquence modale et de la masse modale. Les réponses de différents modes sont combinées pour fournir une estimation de la réponse totale de la structure en utilisant des méthodes de combinaison modale comme décrit dans l'article 4.3.5 du RPA 99 v2003. La procédure de détermination de la distribution des forces latérales à chaque étage, conformément à la norme RPA 99 v2003 est décrite à l'article 4.3.

L'analyse modale est une procédure alternative à la méthode statique équivalente effectuée pour obtenir les forces latérales de conception à chaque niveau de plancher le long de la hauteur du bâtiment et leur répartition sur les éléments individuels résistants aux charges latérales. L'effort tranchant à la base est ainsi réparti à différents niveaux le long de la hauteur des bâtiments et aux différents éléments latéraux résistant à la charge d'une manière similaire à celle de la méthode de force latérale équivalente.

L'effort tranchant à la base  $V_{dyn}$  calculé à l'aide de la procédure d'analyse dynamique est comparé à un cisaillement de base  $V_{mse}$ , calculé à l'aide d'une période fondamentale  $T$ . Lorsque  $V_{dyn}$  est inférieur à  $0.8V_{mse}$ , toutes les quantités de réponse, par exemple les forces des éléments, le déplacement, les forces d'étage, les efforts tranchants d'étage et les réactions de base, doivent être multipliées par  $0.8V_{mse}/V_{dyn}$ .

La valeur de l'amortissement des bâtiments peut être considérée comme 2% et 5% de la valeur critique, aux fins de l'analyse dynamique des bâtiments en acier et en béton armé, respectivement.

Les hypothèses formulées dans les expressions utilisées pour le calcul de la charge de conception et la répartition de la charge avec la hauteur dans cette procédure sont les suivantes.

(a) le mode fondamental domine la réponse et (b) la masse et la rigidité sont uniformément réparties avec la hauteur du bâtiment, donnant ainsi une forme de mode régulier. Dans les immeubles de grande hauteur, les modes supérieurs peuvent être assez importants et dans les bâtiments irréguliers, les formes des modes peuvent être quelque peu irrégulières.

Par conséquent, pour les bâtiments hauts et irréguliers, bien que l'analyse dynamique soit généralement préférée.

L'analyse des vibrations libres non amortie de l'ensemble du bâtiment est effectuée selon les méthodes de mécanique établies, en utilisant les masses appropriées et la rigidité élastique du système structurel, pour obtenir les périodes naturelles  $T$  et les formes de mode de ceux de ses modes de vibration qui doivent être pris en compte.

#### **II.3.18 Analyse modale**

Les bâtiments avec des configurations de plan régulières ou nominalement irrégulières peuvent être modélisés comme un système de masses regroupées au niveau du sol, chaque masse ayant un degré de liberté, celui du déplacement latéral dans la direction considérée. Dans l'analyse modale, la variabilité des masses et de la rigidité est prise en compte dans le calcul des coefficients de force latérale. Les expressions suivantes sont utilisées pour le calcul de diverses quantités.

#### **II.3.19 Combinaison modale**

Les quantités de réponse maximales (par exemple, forces des éléments, déplacements, forces d'étage, efforts tranchants d'étage et réactions de base) doivent être combinées conformément à la méthode de combinaison quadratique complète (CQC).

Alternativement, les quantités de réponse maximales peuvent être combinées par la méthode SRSS ou par la méthode ABS.

## II.4 Méthodes de calcul non-linéaire

### II.4.1 Calcul non-linéaire statique (Push over)

La méthode est une analyse non linéaire approximative, exécutée sous charges horizontales croissantes d'une façon monotone distribuées sur toute la hauteur de la structure selon un modèle prédéfini, jusqu'à ce que les modes de ruines commencent à apparaître. Sachant que durant cette analyse les charges gravitaires demeurent constantes.

Objectif de la méthode Pushover :

Évaluer les mécanismes plastiques attendus et la distribution des dommages dans la structure.

Connaitre les modes de ruines possibles.

Approcher d'avantage le comportement réel de la structure vis-à-vis un séisme.

Identifier des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes.

Évaluer les différents paramètres en termes de déplacement et de sollicitations dans les éléments de la structure.

Assurer que la séquence de formation des rotules plastiques est conforme à l'hypothèse de conception.

Évaluer la performance sismique des structures existantes ou renforcées.

Le résultat de l'analyse Pushover est une courbe qui nous informe de l'effort tranchant à la base de la structure en fonction du déplacement en tête de cette dernière, cette courbe est appelée courbe de capacité ou bien courbe Pushover.

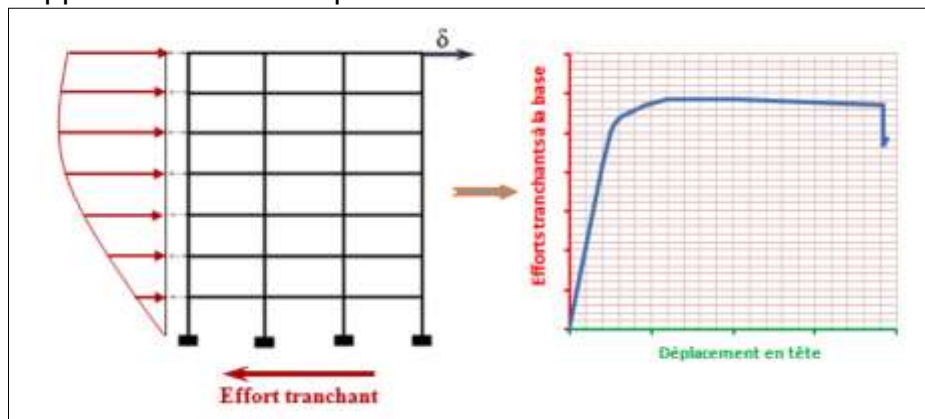


Figure II.5 : Courbe de capacité de la structure

- La courbe de capacité de la structure est obtenue en exécutant les étapes suivantes :
  - Définition et attribution des rotules plastiques aux éléments de la structure.
  - Définition de la distribution verticale des charges horizontales.

- Définition d'un déplacement cible comme référence pour un déplacement attendu de la structure lors du séisme.
- Application des charges de gravité comme condition initiale pour l'analyse pushover.
- Application des charges horizontales représentant le séisme, que l'on fait croître d'une façon monotone.

La méthode statique non linéaire est principalement basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure est contrôlée par le premier mode de vibration et que la forme de ce mode de meure constante pendant la réponse élastique et inélastique de la structure, ce qui nous permettra de réduire le système à plusieurs degrés de liberté à un système à un seul degré de liberté équivalent, et de transformer un problème dynamique à un problème statique.

#### II.4.2 Calcul non-linéaire dynamique (Time history)

La forme la plus complète d'analyse des structures dont le comportement est non linéaire sous action sismique est le calcul dynamique non linéaire. On tient explicitement compte du caractère non linéaire du comportement des éléments structurels en fournissant en données les lois de comportement non linéaires de ces éléments (courbe  $M-\theta$ ). Des accélérogrammes représentent l'action sismique. Le calcul s'effectue pas à pas sur le temps et peut durer longtemps, même pour des structures simples, il est difficilement envisageable pour des structures complexes et est réservé à des études particulières, comme l'établissement des coefficients de comportement  $R$ .

Plusieurs accélérogrammes sont nécessaires pour éviter de biaiser certains aspects du contenu fréquentiel du spectre de réponse reconnu comme la référence d'action sismique de la région.

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

$$F = K U \quad (II-7)$$

Où  $K$  est la matrice de rigidité, constante et indépendante de  $U$  et de  $F$ , qui sont les vecteurs des déplacements et des forces respectivement Donc : système linéaire  $\Rightarrow$

$$k \lambda U = \lambda F \quad (II-8)$$

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

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

La méthode qui est probablement la plus puissante en analyse non linéaire est celle de l'intégration pas à pas. Dans cette technique, la réponse est calculée de pas à pas pour une suite de d'intervalles de temps relativement courts  $\Delta t$ , généralement choisis fixes pour la commodité des calculs. L'équilibre dynamique est établi au début et à la fin de chaque intervalle de temps, et Le mouvement du système pendant l'incrément de temps est approché sur la base d'un comportement présumé (qui ignore généralement le possible départ d'équilibre au sein de l'intervalle). La nature non linéaire du système est prise en compte par le calcul de nouvelles caractéristiques relatives à l'état déformé pris au début de chaque incrément de temps. La réponse complète est obtenue en prenant la vitesse et le déplacement relatifs à la fin d'un intervalle comme conditions initiales pour l'intervalle suivant ; le processus peut être poursuivi pas à pas depuis le début du chargement jusqu'à n'importe quel instant, approchant ainsi un comportement non linéaire au moyen d'une séquence de systèmes linéaires successifs.

## CHAPITRE III MODELE PROPOSE ET VALIDATION

### III.1 Introduction

Tous modèle d'analyse et de simulation, proposé doit être validé d'une part et généralisé sur plusieurs cas pratique au moyen d'une étude paramétrique qui serve à être sûr de ce modèle.

Dans ce qui suit on va valider le modèle proposé, ensuite on va faire plusieurs cas de figure à travers une variété de structures en béton armé soit nues ou bien partiellement et entièrement remplies par la maçonnerie chaînée avec simple et double paroi afin d'englober les deux types de remplissage.

### III.2 Aperçu sur le logiciel SEISMOSTRUCT version 2018

SeismoStruct v2018 ("SeismoStruct User Manual 2018," 2018) est l'un des puissants produits de Seismosoft dans le domaine de l'analyse structurelle. Il est capable de prédire et de prendre en compte le comportement de portiques spatiaux, sous des charges statiques et dynamiques à grands déplacements, et peut modéliser à la fois des matériaux non linéaires et des modèles géométriques avec la plus grande précision possible. Le logiciel est capable de modéliser le béton, l'acier, les matériaux composites et intelligents. Ces matériaux peuvent être affectés à différentes sections dans différents modèles prédéfinis pour l'acier, le béton et composites. Le logiciel a été validé avec plusieurs modèles différents, et ses résultats sont très proches des calculs manuels et des résultats de laboratoire.

Voici quelques caractéristiques clés du logiciel SeismoStruct v2018 :

- Création de modèles bidimensionnels réguliers ou irréguliers et réalisation rapide d'analyses ainsi que tridimensionnels réguliers ou irréguliers en béton armé.
- Analyse statique et dynamique temporelle, analyse dynamique incrémentale, chargement statique non linéaire.
- L'analyse spectrale des charges peut inclure des forces, des déplacements et des accélérations variables ou constants dans les nœuds ainsi que des forces distribuées dans les éléments. Les charges variables peuvent varier proportionnellement ou indépendamment dans le temps ou dans une plage de pseudo-temps.
- Calcul des matériaux géométriques élastiques et non élastiques.
- Accès à de nombreux types de sections en acier, en béton armé et en composite.
- Modélisation de la dilatation non-élastique le long des membrures le long de la section transversale et estimation précise de l'accumulation des dommages.

- Stabilité et précision numériques à des surfaces de traction élevées et possibilité de déterminer la précision de l'inversion de charge des structures
- La capacité d'augmenter la charge de manière intelligente lorsque des problèmes de convergence se posent.
- Dessiner la courbe de déplacement et la forme déformée de la structure avec la possibilité d'interrompre et de reprendre les analyses.
- Copie des résultats numériques et graphiques vers Word, Excel

### **III.3 Présentation du logiciel ETABS version 2015**

"ETABS-Extended 3D analysis of Building Systems", (Computers and Structures, 2000), est un produit de Computers and Structures Inc. Il s'agit d'un logiciel d'ingénierie utilisé dans la construction. Il dispose de programmes d'analyse et de conception de structures très efficaces, développés pour répondre aux besoins des systèmes de construction à plusieurs étages. Il est doté d'un système intégré comprenant des outils et des modèles de modélisation, des prescriptions de charge basées sur les codes, des méthodes d'analyse et des techniques de solution. Il peut traiter les modèles de bâtiments les plus grands et les plus complexes ainsi que les configurations associées. Le logiciel ETABS (Computers and Structures, 2000) est doté d'outils de dessin de type CAO avec une interface basée sur des objets et une représentation en grille.

Le logiciel ETABS (Computers and Structures, 2000) a les implications suivantes dans l'industrie de la construction, de la conception et de la modélisation :

C'est un logiciel utilisé dans la construction. Il analyse et évalue la performance sismique et vérifie la capacité de charge des structures de bâtiments.

En utilisant ce logiciel, vous pouvez visualiser et manipuler le modèle analytique avec une grande précision. Les vues en plan et en élévation sont générées automatiquement à chaque ligne de grille.

Le logiciel ETABS est utilisé pour l'analyse des murs de contreventement en béton et des portiques en béton. Il est très apprécié pour l'analyse statique et dynamique des bâtiments à plusieurs étages et des murs de contreventement.

C'est l'outil de conception civile le plus populaire utilisé dans l'industrie du bâtiment et il augmente la productivité des ingénieurs en structure. Il évite également d'investir inutilement du temps et de l'argent dans des programmes à usage général.

Les techniques d'entrée, de sortie et de solution numérique du logiciel ETABS sont particulièrement conçues pour prendre le dessus sur les caractéristiques physiques et numériques uniques associées aux structures de type bâtiment. Par conséquent, cet

outil d'analyse et de conception accélère la préparation des données, l'interprétation des résultats et l'exécution globale.

Il est destiné à l'analyse et à la conception de bâtiments à plusieurs étages. Les outils et les modèles de modélisation, les prescriptions de charge basées sur les codes, les méthodes d'analyse et les techniques de solution sont tous coordonnés avec la géométrie en forme de grille propre à cette catégorie de structure. Les systèmes de base ou avancés dans des conditions statiques ou dynamiques peuvent être évalués à l'aide du logiciel ETABS. Pour une évaluation sophistiquée de la performance sismique, les analyses modales et les analyses de l'histoire du temps par intégration directe peuvent être couplées avec les effets P-Delta et de grand déplacement. Les liens non linéaires et les rotules plastiques concentrées ou en fibre peuvent capturer la non-linéarité des matériaux dans le cadre d'un comportement monotone ou hystérétique. Les caractéristiques intuitives et intégrées rendent les applications de toute complexité pratiques à mettre en œuvre. L'interopérabilité avec une série de plates-formes de conception et de documentation fait du logiciel ETABS un outil coordonné et productif pour des conceptions allant de simples cadres 2D à des tours modernes élaborées.

Dans cette partie, nous essaierons de présenter une introduction simple du logiciel d'éléments finis ETABS sur lequel nous nous sommes appuyés pour analyser les études paramétriques en présentant les commandes les plus importantes qu'il contient, qui sont les suivantes :

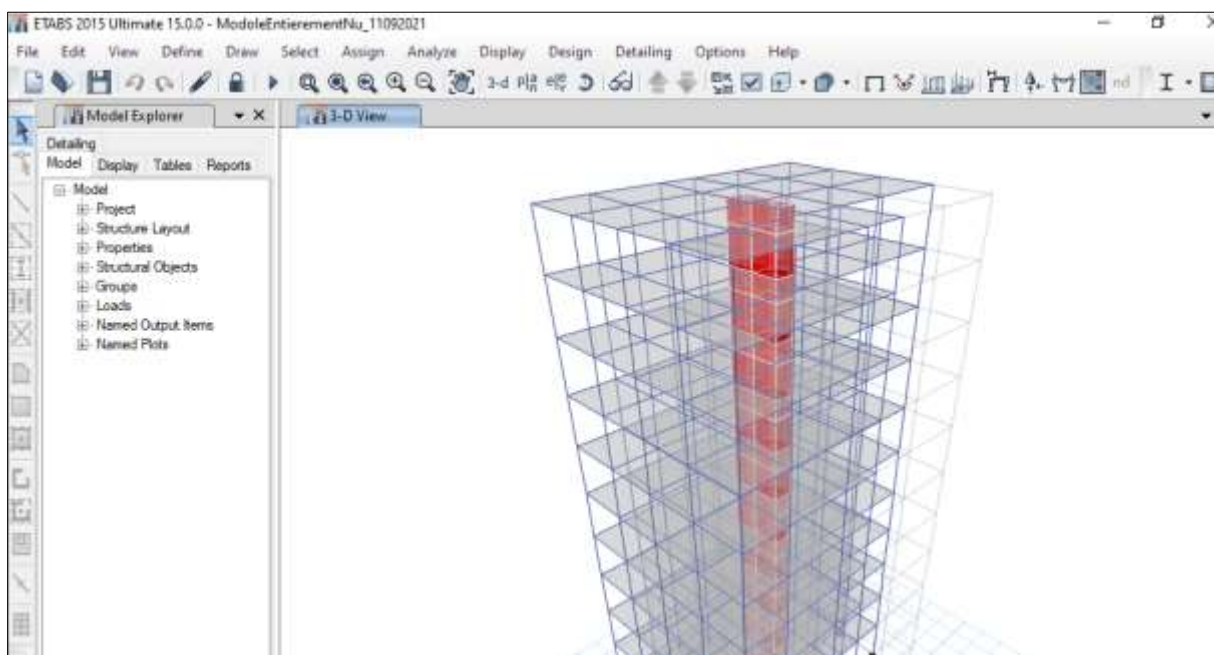


Figure III. 1. Interface principale du logiciel ETABS 2015

### La commande « File » :

Cette commande contient plusieurs sous-commandes et sa tâche consiste à ouvrir un nouveau fichier, un fichier existant, enregistrer des fichiers, importer et exporter des fichiers, préparer des rapports détaillés sur le fichier, pré-visualiser des notes arithmétiques, etc.

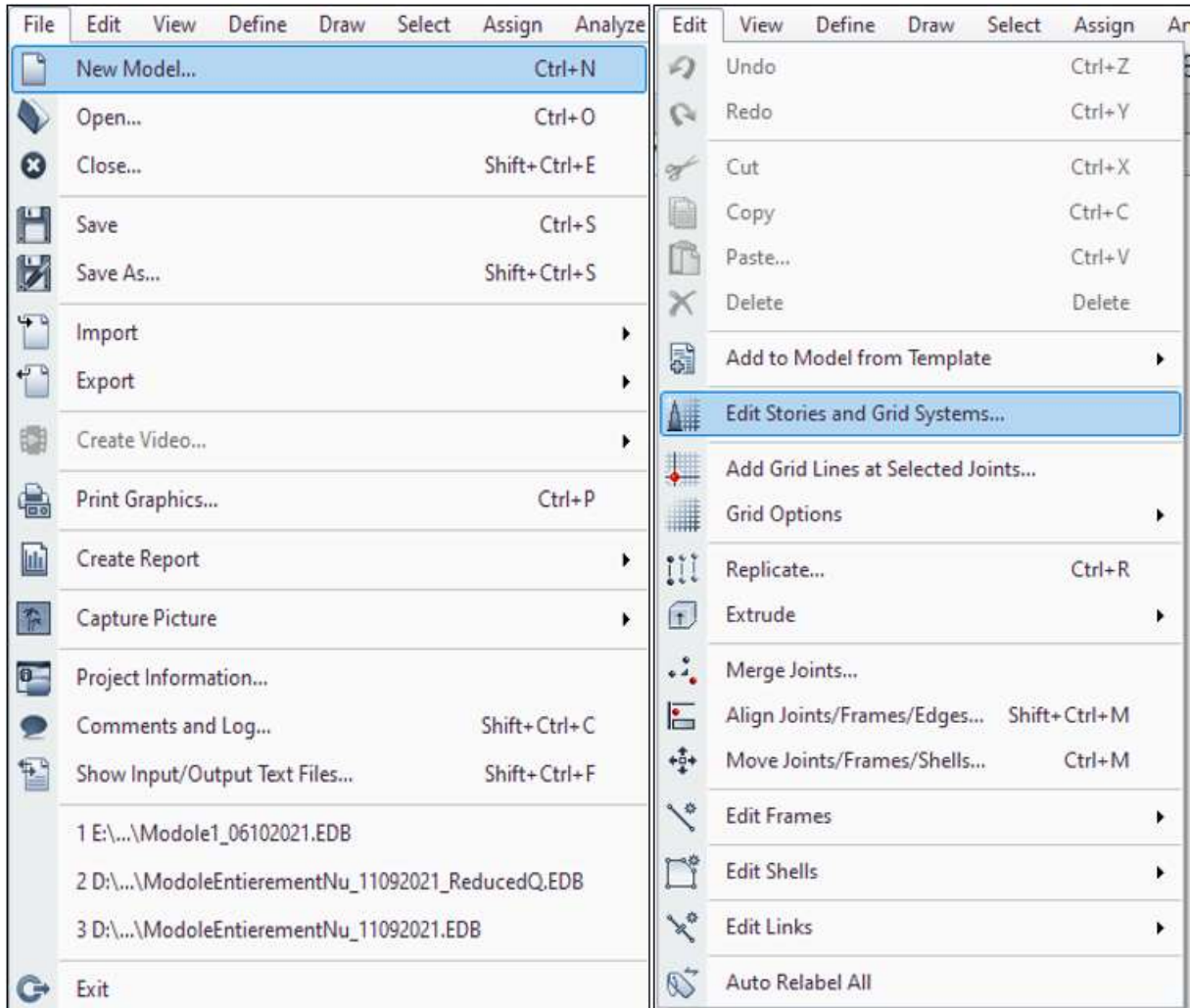


Figure III. 2. Les deux commandes « File » et « Edit » du logiciel ETABS 2015

### Commande « Edit » :

Cette commande concerne les axes de la grille, couper, copier et coller et autres commandes.

### Commande « View » :

Ceci s'applique à tous les types d'interfaces, de vues, d'affichages et de vues du fichier en cours d'analyse.

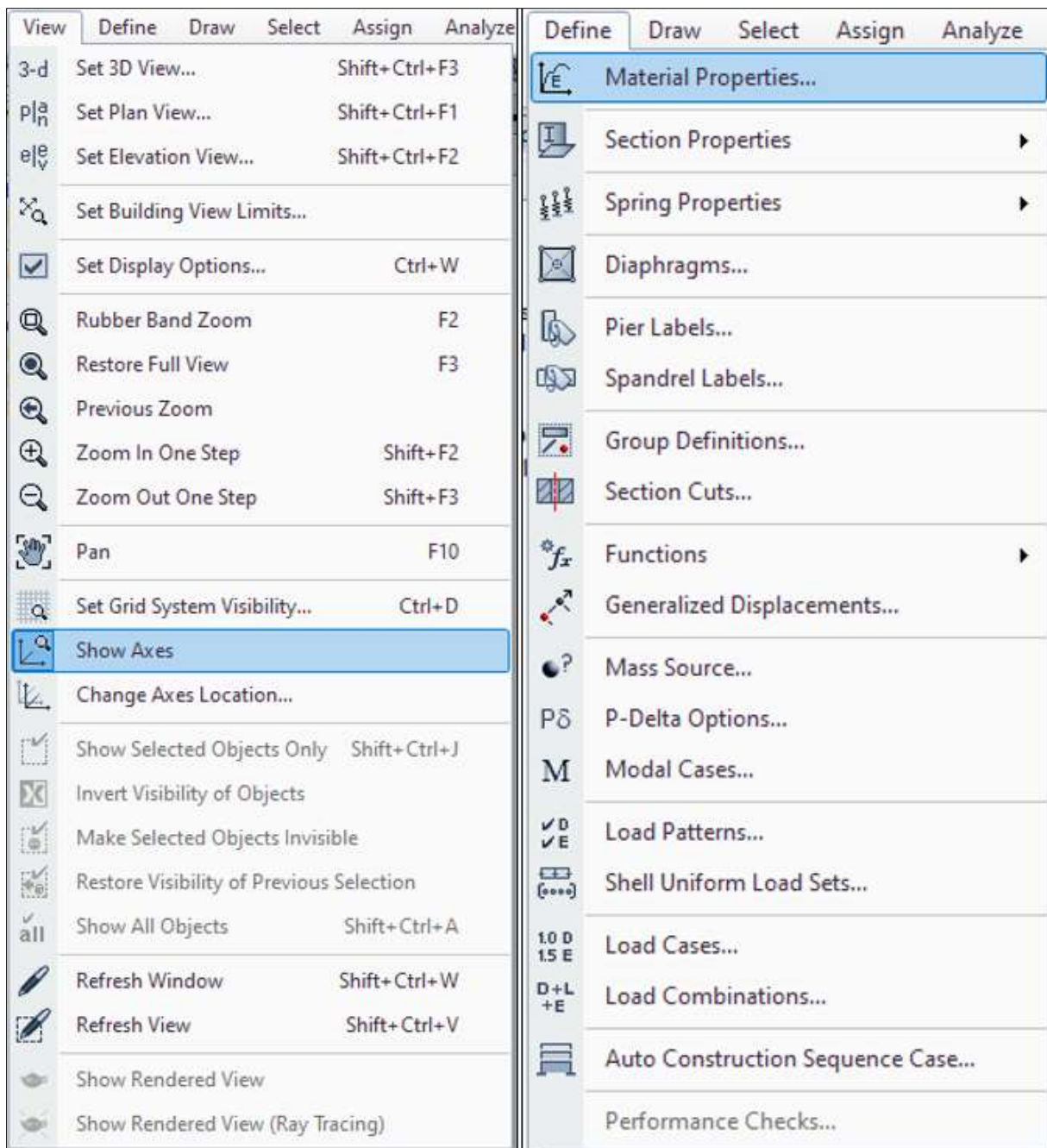


Figure III. 3. Les deux commandes « View » et « Define » du logiciel ETABS 2015

**Commande « Define » :**

Cette commande comprend la définition et le stockage de chacun des matériaux utilisés, sections de poteaux, poutres, murs et tous les éléments constituant le modèle. Elle comprend également la définition des charges, spectre de réponse, combinaisons des charges, et d'autres commandes spécifiques au modèle sous analyse.

**Commande « Draw » :**

Cela inclut tous les outils de dessin que nous pouvons utiliser pendant le processus d'analyse afin de dessiner toutes les parties du bâtiment.

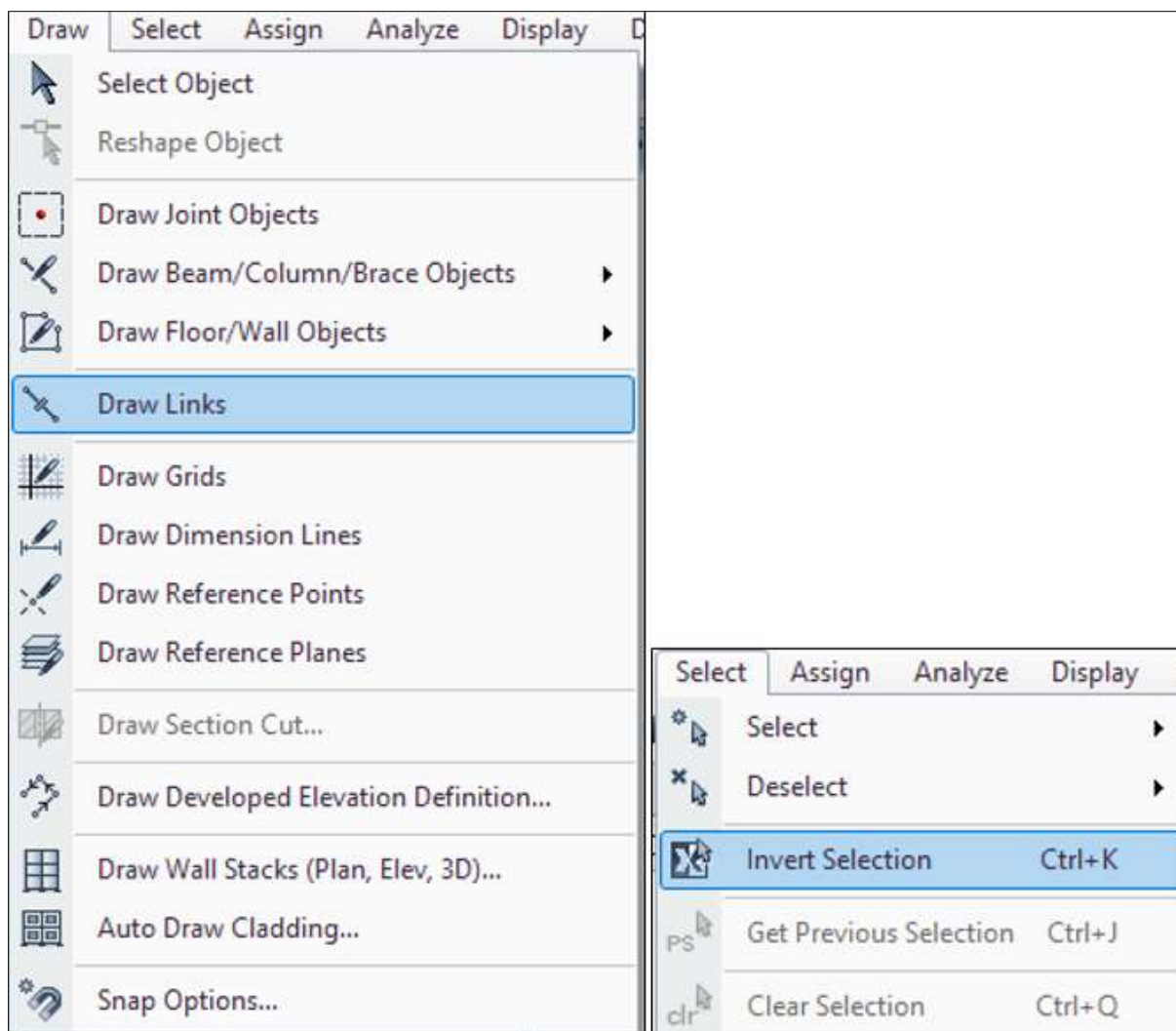


Figure III. 4. Les deux commandes « Draw » et « Select » du logiciel ETABS 2015

**Commande « Select » :**

Cette commande permet de sélectionner les éléments auxquels se référer à travers plusieurs sous-commandes selon les besoins du concepteur.

**Commande « Analyze » :**

Cette commande, avec toutes ses branches, vise à déterminer les méthodes d'analyse, le maillage des éléments constituant le modèle et la détermination de la précision du calcul.

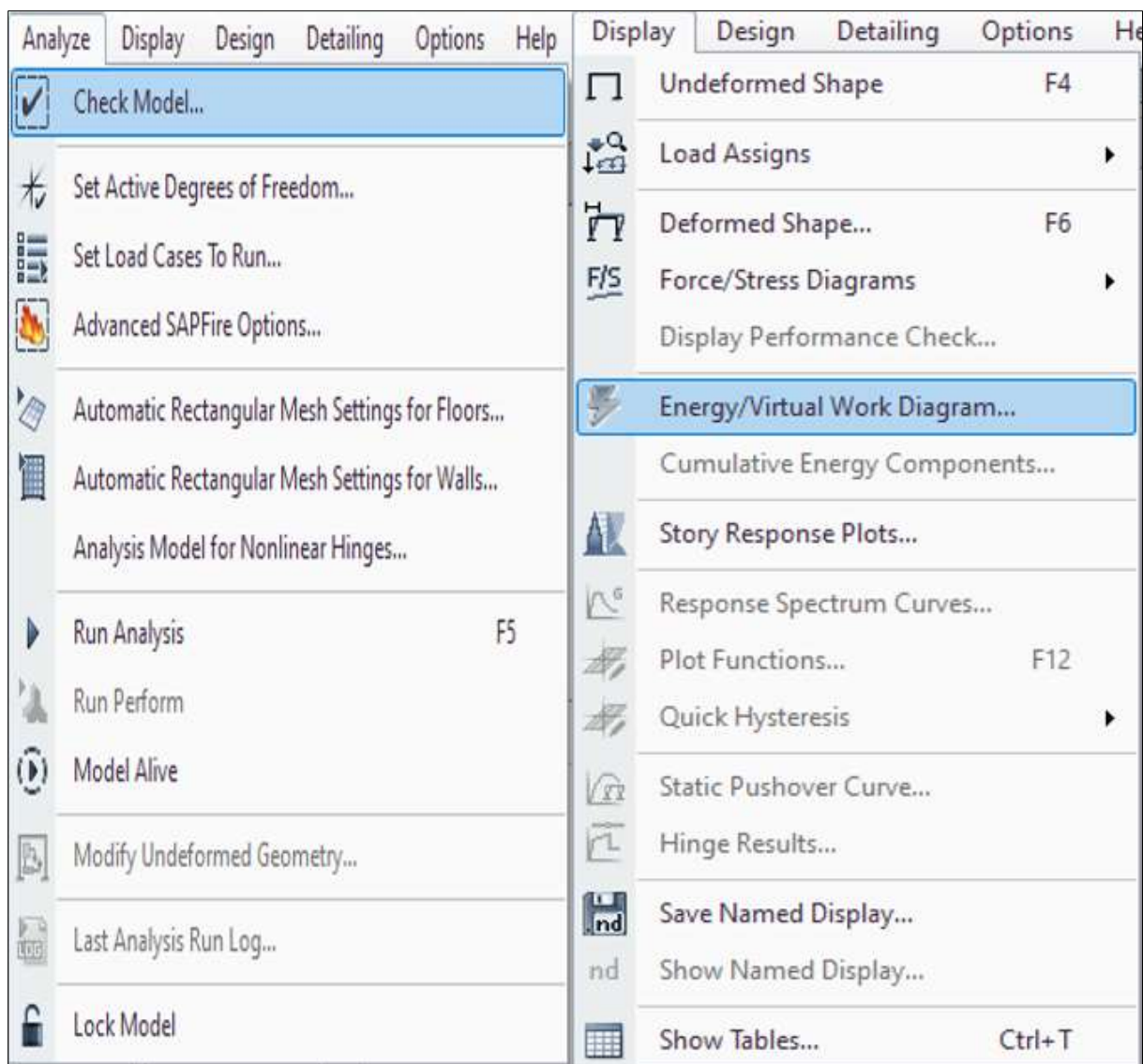


Figure III. 5. Les deux commandes « Analyze » et « Display » du logiciel ETABS 2015

**Commande « Display » :**

Après analyse du bâtiment, nous pouvons afficher et visualiser les résultats, soit via l'écran en direct, soit via des tableaux et des courbes afin de les utiliser dans les commandes de conception et de mise en œuvre.

**Commande « Design » :**

Cette commande contient la conception des éléments dont les résultats ont été analysés, qu'ils soient en charpente métallique, en béton armé ou construction mixte acier-béton avec la conception des assemblages métalliques, de murs de contreventement, et autres types.

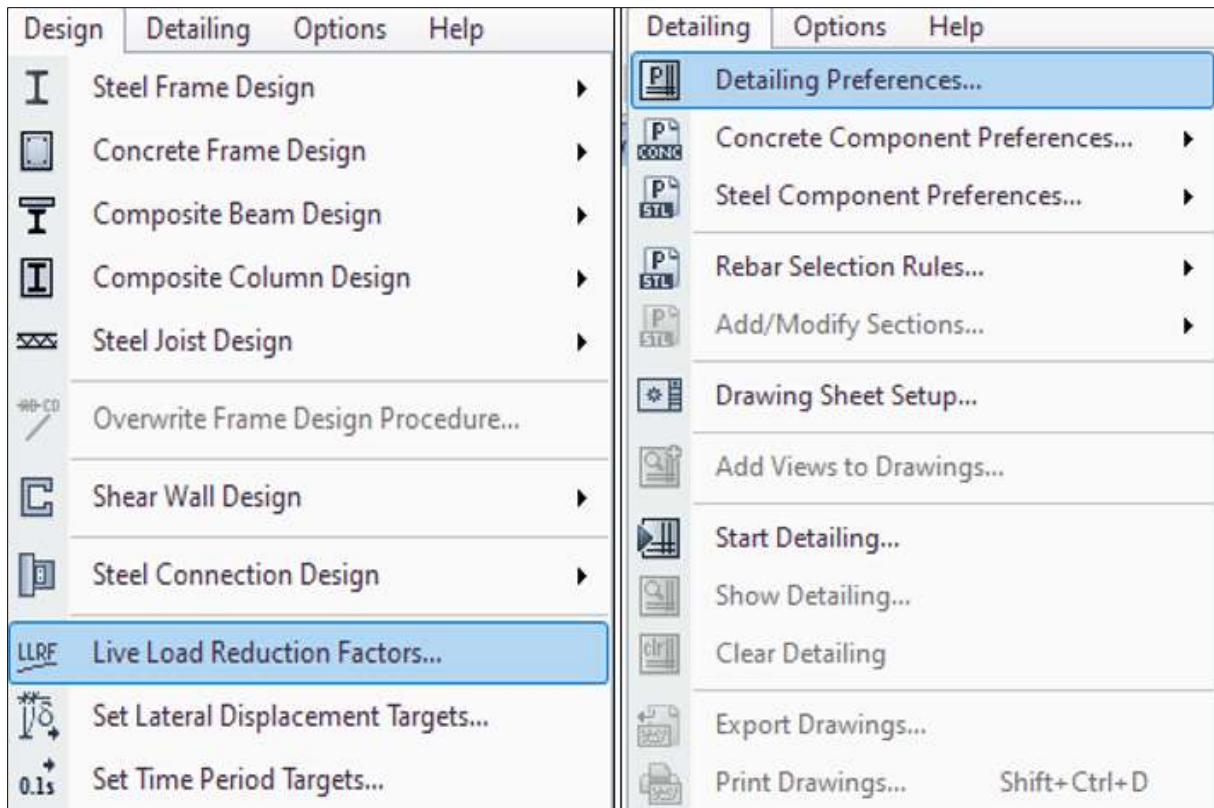


Figure III. 6. Les deux commandes « Design » et « Detailing » du logiciel ETABS 2015

**Commande « Detailing » :**

Cette commande, à travers plusieurs sous-commandes, permet d'extraire les planches d'exécution avec détails de tous les éléments conçus, qu'ils soient en béton, en acier ou autres.

**Commande « Options » :**

Cette commande avec ses sous-commandes inclut tous les paramètres et les options du modèle en cours d'analyse.

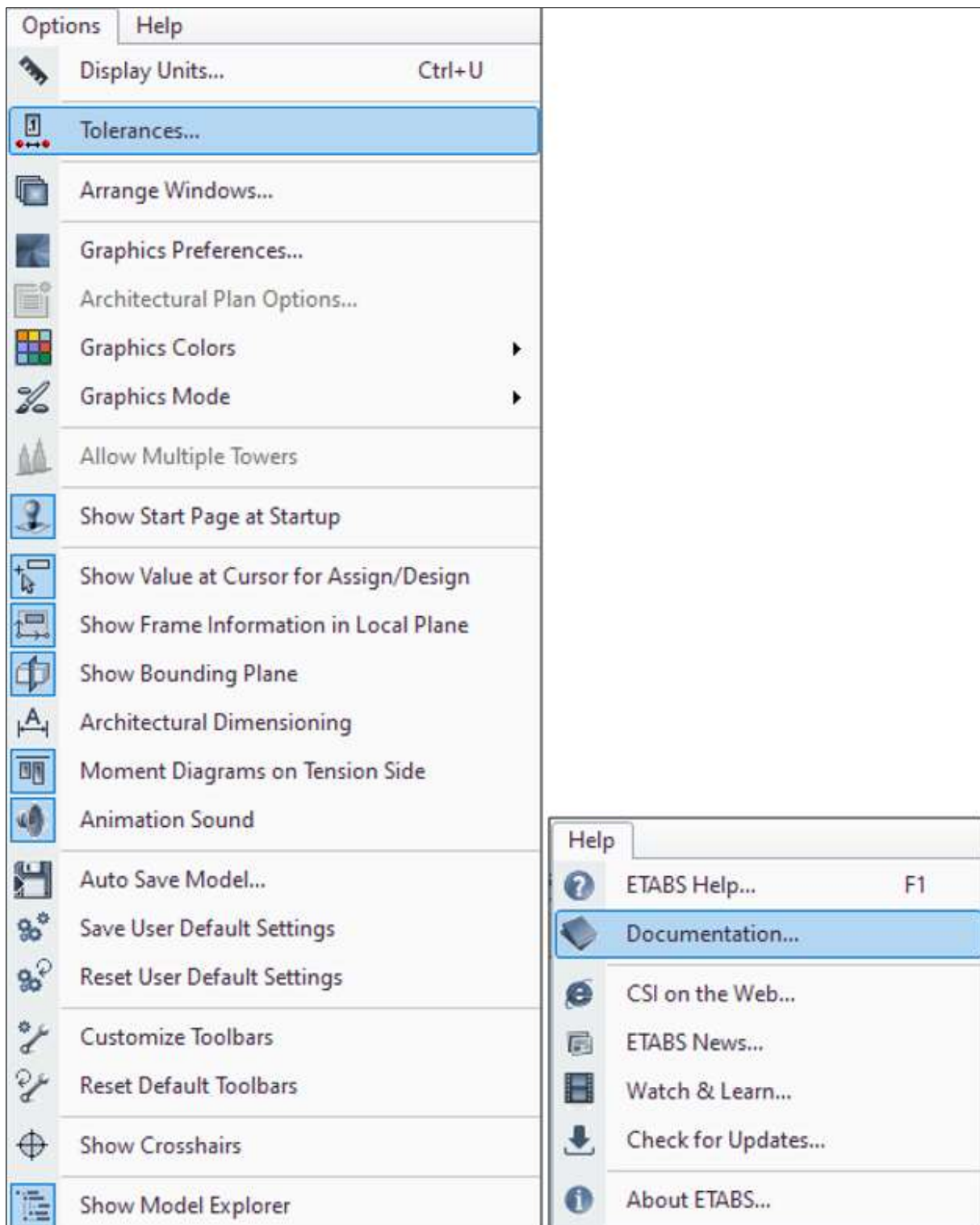


Figure III. 7. Les deux commandes « Options » et « Help » du logiciel ETABS 2015

**Commande « Help » :**

Cette commande inclut avec ses sous-commandes toutes sortes d'aide et d'assistance du concepteur afin de comprendre le fonctionnement du logiciel et des informations autour du logiciel utilisé.

### III.4 Modèle proposé et technique de modélisation

Nous avons vu que la majorité des murs de remplissage utilisés en l'Algérie, sont construits en brique creuse rouge en terre cuite, ayant une épaisseur soit 10cm (à simple paroi), 15cm (à simple paroi) ou à double paroi (25 ou 30cm).

Nous savons bien que les murs d'épaisseur de 10cm sont considérés comme des cloisons et qui sont pris en charges par les planchers.

Donc, nous avons limité notre étude sur deux types de mur de remplissage en maçonnerie chaînée qui sont, un mur en simple paroi (15cm d'épaisseur) et un autre en double paroi (soit 10cm+15cm ou bien 10cm+5cm+15cm).

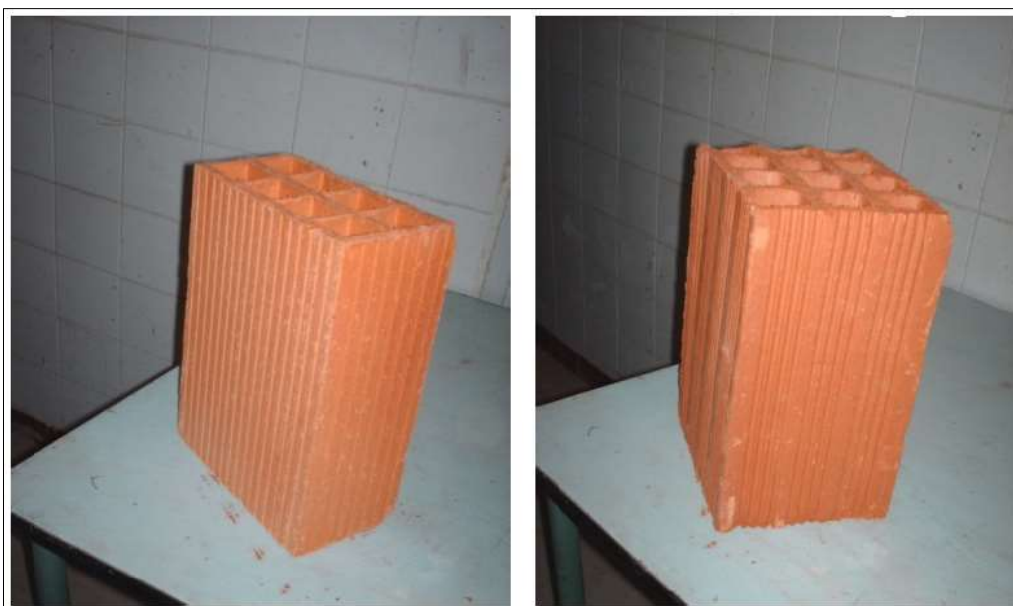


Figure III. 8. Brique creuse en terre cuite de 8 et 12 trous sans enduit en ciment



Figure III. 9. Brique creuse en terre cuite de 8 et 12 trous avec enduit en ciment

Afin de modéliser ces deux types, on se réfère au règlement algérien de maçonnerie (National Center for Integrated Building Studies and Research, 1996) pour tirer les caractéristiques de la maçonnerie chaînée avec un mortier en ciment et la brique creuse rouge en terre cuite de 8 et 12 trous avec ses deux types (simple paroi de 15cm d'épaisseur et double paroi de 10cm+15cm d'épaisseur).

En se référant au document technique réglementaire C 2.45 portant les règles de conception et de calcul des maçonneries (National Center for Integrated Building Studies and Research, 1996), on peut négliger la résistance du mortier de pose (montage à joints minces) ou bien avec une résistance nulle du mortier (mortier fraîchement posé).

Tableau III.1. Caractéristiques mécaniques de brique creuse en terre cuite

Famille	Type	Résistance minimale à la compression (Mpa)	Masse Volumique (kG/m <sup>3</sup> )	Module de déformation (Mpa)
Produits rouges Terre cuite	Brique creuse	2	900 à 1200	1500 à 2000

Donc dans tous les calculs, nous avons utilisé les valeurs suivantes comme étant les valeurs adoptées pour le panneau de remplissage en maçonnerie selon les règles de conception et de calcul des maçonneries C 2.45 (National Center for Integrated Building Studies and Research, 1996) :

Résistance minimale à la compression : 2 MPa  
Masse Volumique : 1200 kg/m<sup>3</sup>  
Module de déformation : 2000 MPa

### III.5 Principe de modélisation

Nous avons proposé que la brique creuse rouge de 8 trous (10cm d'épaisseur) ou bien 12 trous (15cm d'épaisseur), peut être remplacée par une autre brique pleine avec une épaisseur équivalente avec même section transversale que la brique creuse.

Donc après détermination de la section transversale de la brique creuse soit en simple paroi (15m d'épaisseur) ou en double paroi (25cm d'épaisseur), on peut remplacer la brique creuse en une autre pleine avec une épaisseur équivalente.

Après tous calculs faits on peut dire que l'épaisseur équivalente de **70.34mm ≈ 7cm** est correspond à la brique creuse rouge en simple paroi (15cm d'épaisseur).

L'épaisseur équivalente de **112.60mm ≈ 11.3cm** est correspond à la brique creuse rouge en double paroi (15cm+10cm d'épaisseur).

Ensuite nous avons utilisé l'élément WALL recommandé par le logiciel ETABS (Computers and Structures, 2000) pour modéliser la maçonnerie chaînée.

### III.6 Validation du modèle proposé

Pour valider le modèle proposé, nous avons utilisé le fameux logiciel SEISMOSTRUCT ("SeismoStruct User Manual 2018," 2018), qui offre une grande capacité à modéliser les murs de remplissage en maçonnerie chaînée à travers le modèle cyclique non linéaire à double bielles, ce dernier étant validé expérimentalement. Nous avons modélisé plusieurs portiques bidimensionnels avec les deux épaisseurs (15 et 25 cm) en considérant les portiques nus, partiellement et entièrement remplis. Ensuite, les mêmes portiques ont été modélisés avec le logiciel ETABS 2015 (Computers and Structures, 2000) et comparés avec les résultats donnés par le logiciel SEISMOSTRUCT ("SeismoStruct User Manual 2018," 2018), ce qui a montré une grande convergence entre les deux logiciels, en fonction de la période du bâtiment, ce qui nous a permis d'utiliser les modèles proposés, et de les généraliser aux autres modèles avec les paramètres prises en considération, et toujours en fonction de la période du bâtiment.

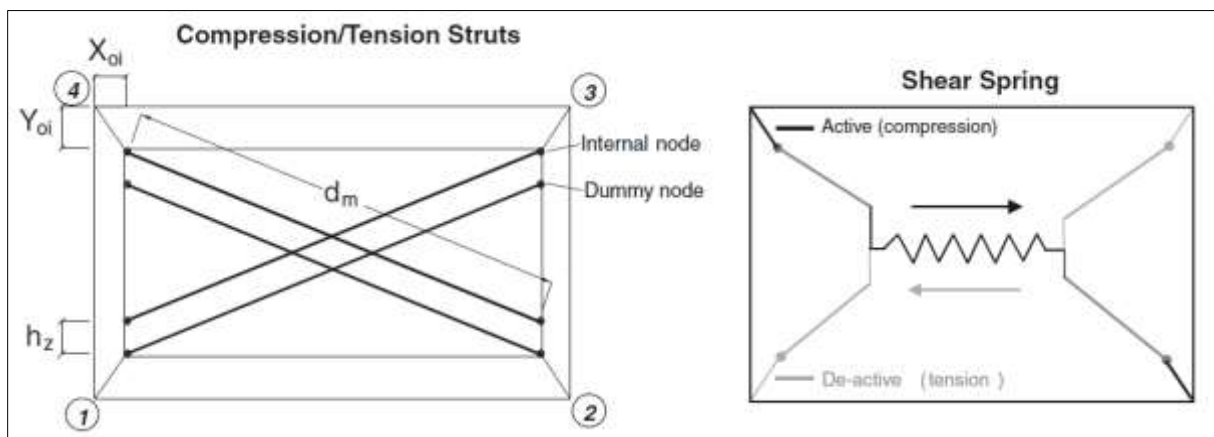


Figure III.10. Modélisation d'un panneau de maçonnerie dans Seismostruct

Détermination des paramètres géométriques des bielles:

-longueur de contact (z):

$$z = \frac{\pi}{2\lambda_h} h \quad (III-1)$$

Avec

$$\lambda_h = h^4 \sqrt{\frac{E_m t_m \sin 2\theta}{4E_c I_c h_m}} \quad (III-2)$$

$E_c$  : Module de Young du béton, ( $E_c=32164\text{Mpa}$ )

$I_c$  : Inertie de la section du poteau

$E_m$ : Module de Young du remplissage,  $E_m=2000\text{Mpa}$

$t_m$  : Epaisseur du remplissage,  $t_m=0.15\text{m}$  et  $0.25\text{m}$

$h_m$ : Hauteur du remplissage,  $h_m=2.66\text{m}$

$\theta$  : Inclinaison par rapport à l'horizontale des diagonales du panneau

Séparation entre les bielles:  $h_z$

$$h_z = \frac{z}{3} \quad (\text{III-3})$$

$X_{oi}$  : profondeur suivant le poteau (voir Figure III.3)

$Y_{oi}$  : profondeur suivant la poutre (voir Figure III.3)

Largeur de la bielle  $b_w$

$$b_w = \frac{0,95h_w \cos \theta}{\sqrt{\lambda}h_w} \quad (\text{III-4})$$

Surface initiale de la bielle  $A_{ms1}$ :

$$A_{ms1} = b_w d_w \quad (\text{III-5})$$

Surface résiduelle de la bielle  $A_{ms2}$ :

$$A_{ms2} = 0.10 A_{ms1} \quad (\text{III-6})$$

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

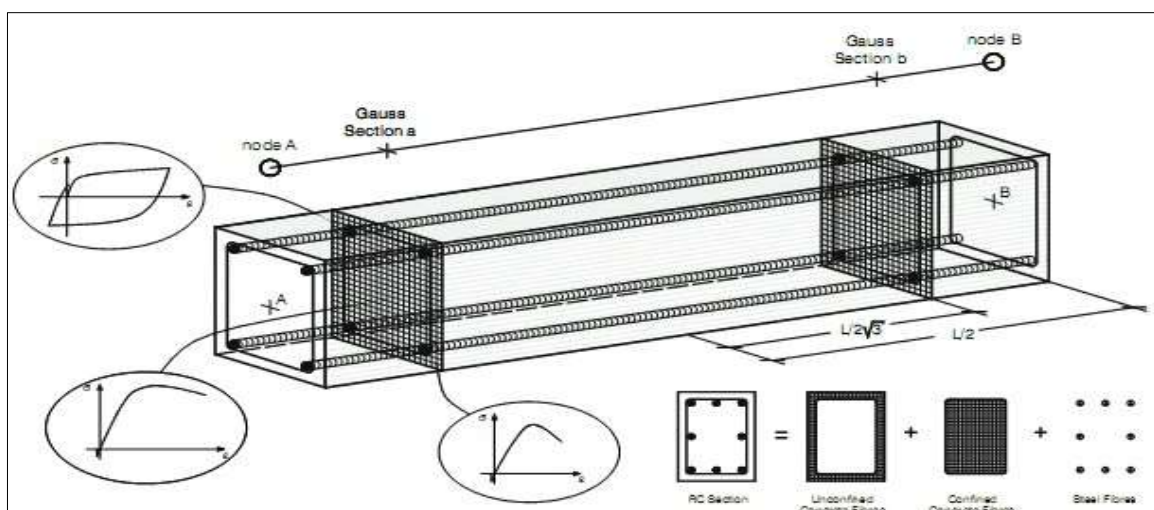


Figure III.11. Modèle en fibre (Seismostruct)

Pour modéliser les murs de la maçonnerie chaînée, nous nous sommes appuyés sur l'élément fini "WALL", recommandé par le logiciel ETABS (Computers and Structures, 2000) pour représenter les murs. Il diffère de certains autres logiciels, qui utilisent l'élément "SHELL", pour représenter de la même manière la dalle et le mur, sans voir la grande différence entre eux en termes de comportement général.

La figure III-12 et la figure III-13 présentent les 03 modèles traités pour comparer les résultats en terme de période pour un portique plan à sept niveaux pour les cas suivants : entièrement nus, entièrement rempli et portique à RDC nu.

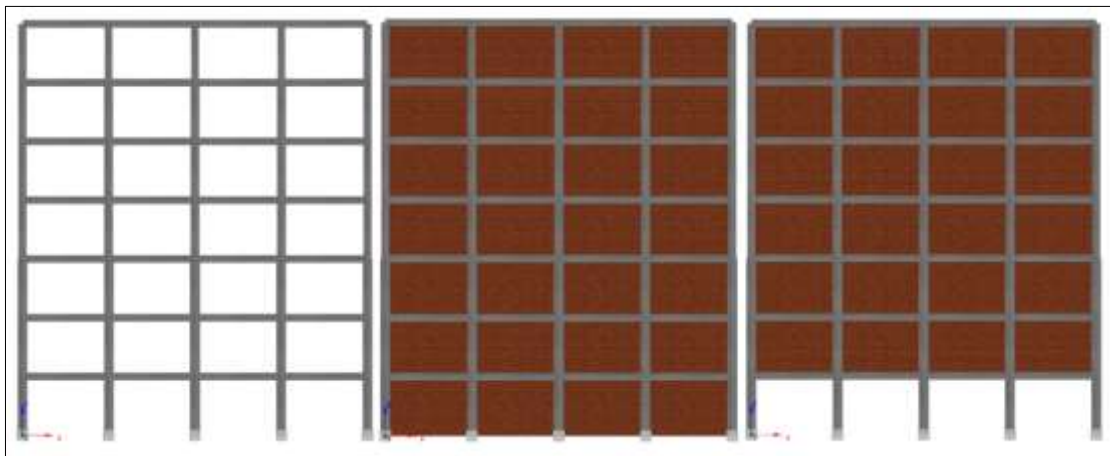


Figure III.12. Modèles traités par Seismostruct

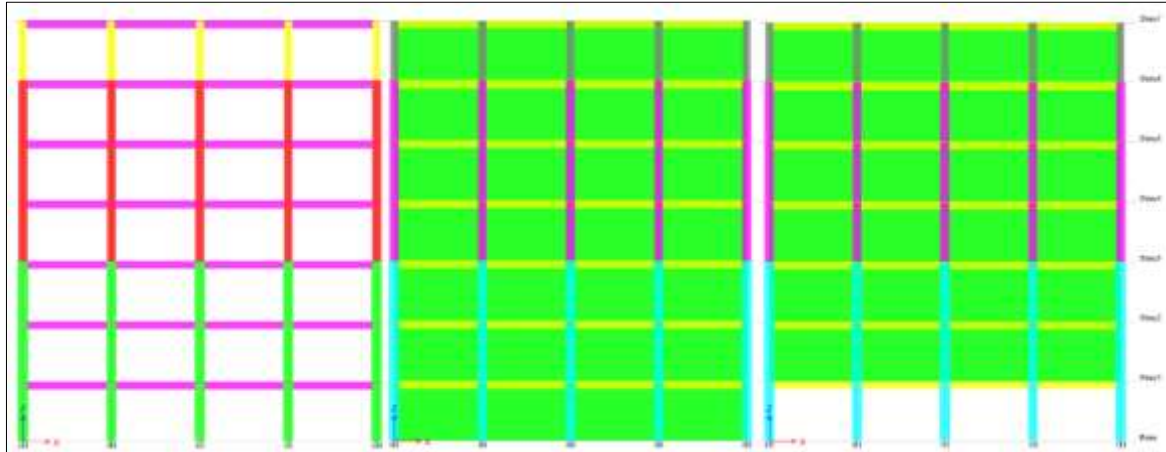


Figure III.13. Modèles traités par ETABS

Après analyse des modèles étudiés, on récapitule les résultats dans le tableau III.2

Tableau III.2. Résultats de Seismostruct et ETABS en terme de période (S)

Longueur de travée (4.50 m)							
Nombre niveaux	Nombre travées	Logiciel	Portique nu	Entièrement rempli		RDC nu	
				15cm	25cm	15cm	25cm
7	4	Seismostruct	0.942	0.382	0.330	0.452	0.420
		ETABS	0.951	0.377	0.315	0.440	0.393
		<b>Ratio</b>	<b>99.05%</b>	<b>98.69%</b>	<b>95.45%</b>	<b>97.35%</b>	<b>93.57%</b>

A la lumière du tableau sus cité qui récapitule les résultats obtenus après analyse des portiques choisis, on peut voir une grande convergence entre les deux logiciels, en fonction de la période du bâtiment, ce qui nous a permis d'utiliser les modèles proposés, et de les généraliser à des modèles supplémentaires avec les facteurs mentionnés précédemment, en fonction de la période du bâtiment, de l'effort tranchant à la base, du déplacement maximal en tête du bâtiment et de la rigidité.

## CHAPITRE IV ETUDES PARAMETRIQUES

### IV.1 Introduction

Afin de confirmer la validité du modèle proposé, nous devons appliquer cette technique de modélisation au grand nombre de modèles ou structures avec plusieurs paramètres pour dire que cette approche ou cette méthode est valable pour toutes structures en béton armé remplies en maçonnerie chaînée.

Dans ce qui suit, nous avons procédé à trois cas d'études paramétriques qui sont :

Etude de cas N° 01, étude de cas N° 02 et étude de cas N° 03.

### IV.2 Etude du cas N° 01 en 2D

#### IV.2.1 Paramètres utilisés dans l'étude des portiques

Les paramètres utilisés dans cette étude pour évaluer l'influence des murs de remplissage en maçonnerie chaînées sont : le nombre de travées, la longueur de travée, le nombre de niveaux, l'épaisseur de la maçonnerie chaînée, le rez-de-chaussée nu, les ouvertures dans les murs et le poteau court.

#### **IV.2.2 Caractéristiques des structures étudiées**

Dans cette étude, nous nous sommes entièrement appuyés sur le règlement parasismique algérien RPA99 v2003 (Rpa, 2003), pour l'analyse des différents types de portiques, nous avons utilisé le logiciel d'éléments finis ETABS (Computers and Structures, 2000), et en considérant la méthode dynamique spectrale modale, recommandée par notre règlement. La zone sismique choisie est la zone à forte sismicité (III), le facteur de comportement "R" étant la valeur 5, le groupe d'usage est 2 et le type de sol est le sol ferme "S2". Les propriétés des matériaux les plus utilisés en Algérie, qui constituent les éléments utilisés dans cette étude, ont également été utilisées (Tableau IV.1). Pour les charges utilisées dans l'analyse de ces portiques, nous avons  $6\text{kN/m}^2$  pour les charges permanentes et  $1.5\text{kN/m}^2$  pour les charges d'exploitation.

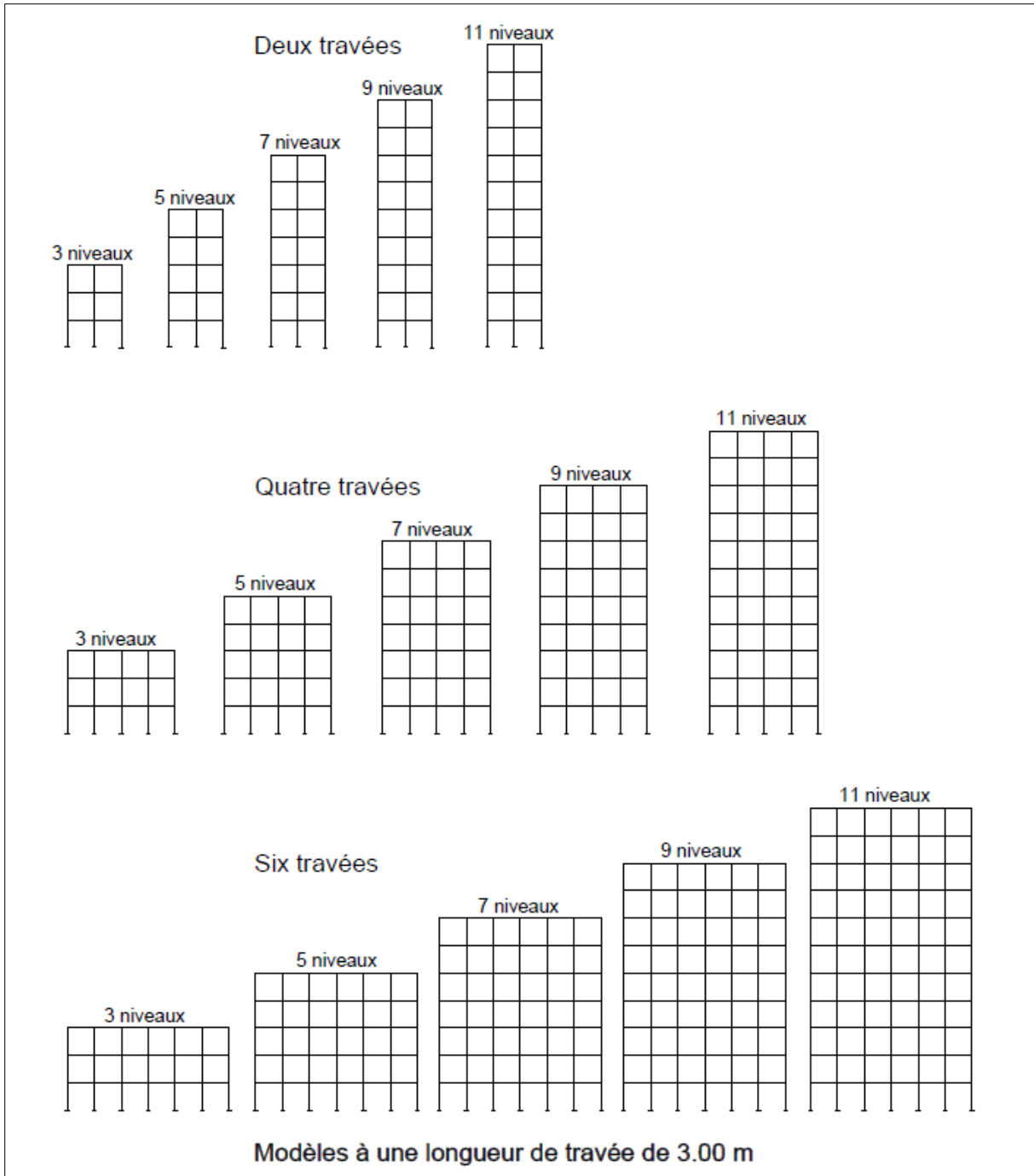


Figure IV.1 Modèles à une longueur de travée de 3.00m

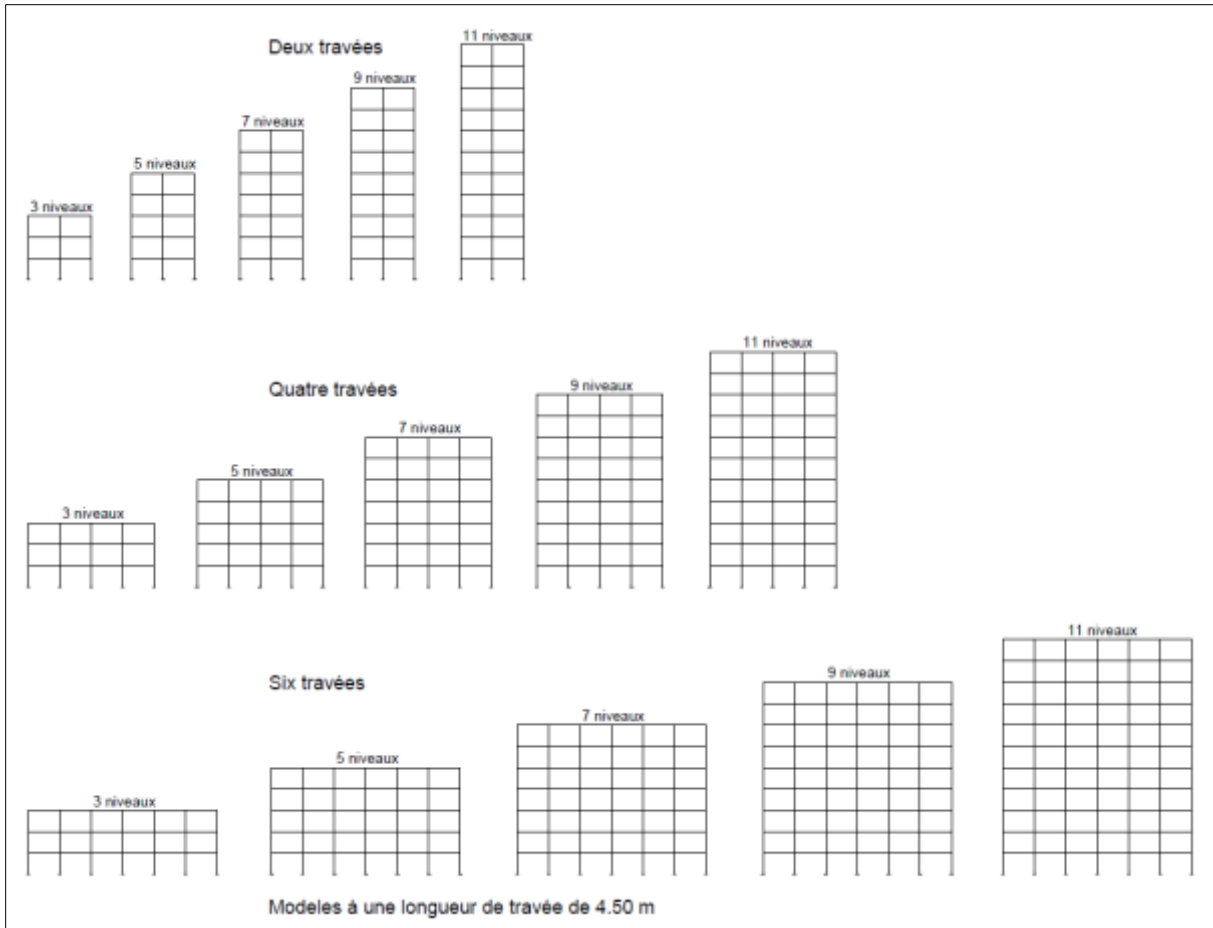


Figure IV.2 Modèles à une longueur de travée de 4.50m

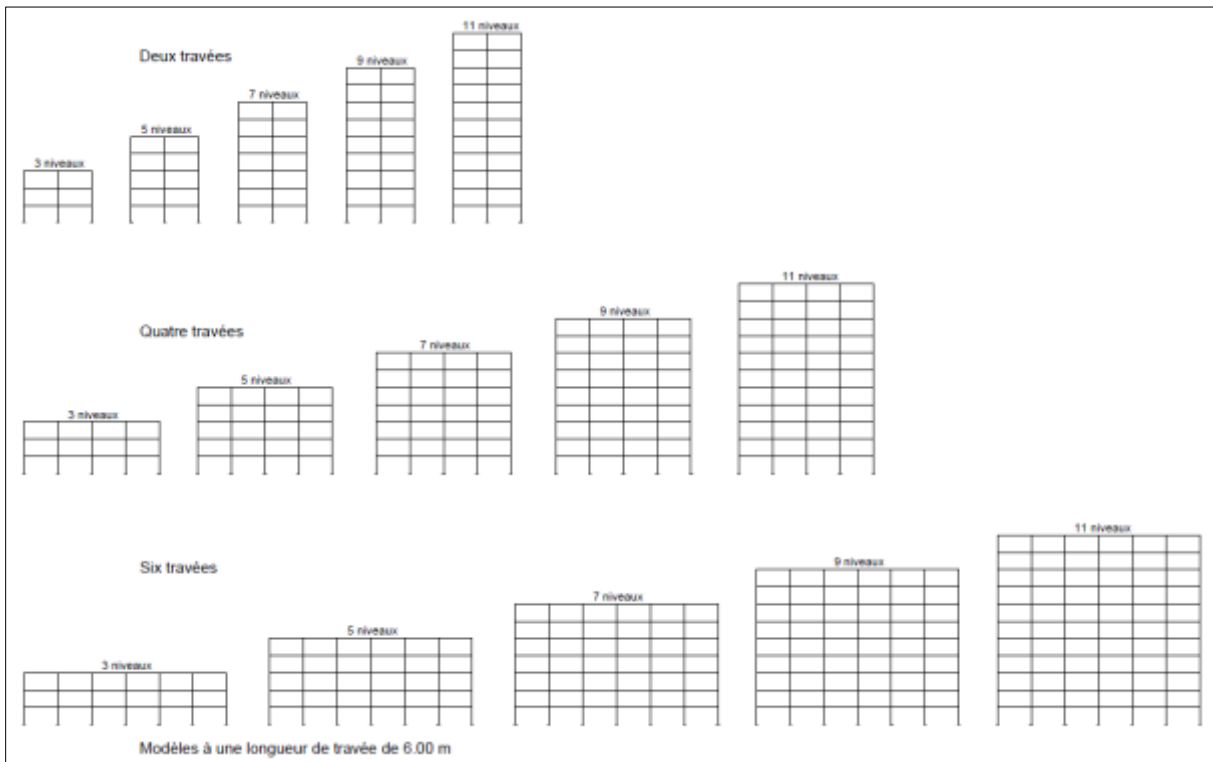


Figure IV.3 Modèles à une longueur de travée de 6.00m

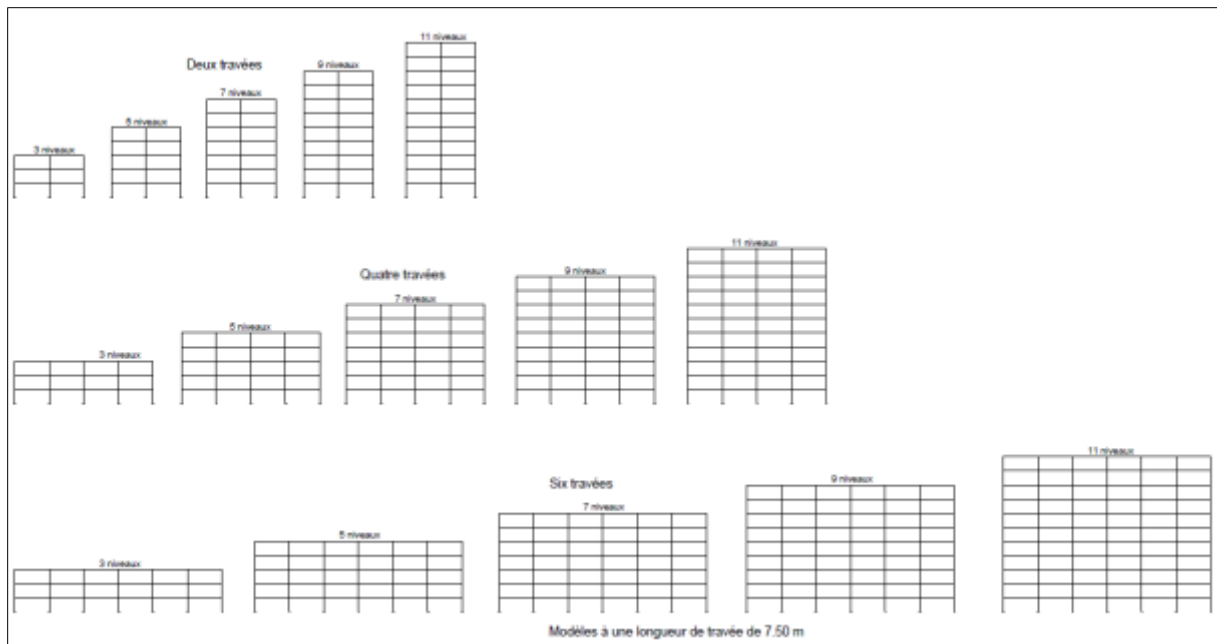


Figure IV.4 Modèles à une longueur de travée de 7.50m

Tableau IV.1. Paramètres et caractéristiques des portiques étudiés

Parametre	Valeur ou Type
Résistance du béton	25 MPa
Module d'élasticité du béton, $E_c$	32164 MPa
Limite elastique de l'acier	500 MPa
Charge permanente	6 kN/m <sup>2</sup>
Charge d'exploitation	1,5 kN/m <sup>2</sup>
Nombre de niveaux	3, 5, 7, 9, 11
Hauteur d'étage	3.06m
Hauteur du bâtiment	9.18m, 15.3m, 21.42m, 27.54m & 33.66m
Longueur de la travée	3m, 4.5m, 6m & 7.5m
Nombre de travées	2, 4, 6
Résistance à la compression de la maçonnerie, $f_m$	2,0 MPa
Module d'élasticité de la maçonnerie, $E_m$	2000 MPa
Épaisseur des murs de remplissage, $t_m$	15 cm, 25 cm
Pourcentage d'ouverture des murs en maçonnerie	0% (entièrement rempli), 20%, 50%, 100% (portique nu)

Pour les poutres, elles ont une section de 30x30 cm pour la travée de 3 mètres, 30x40 cm pour la travée de 4,5 mètres, 30x50 cm pour la travée de 6 mètres, et 30x60 cm pour la travée de 7,5 mètres. De même, les sections des poteaux diminuent de 5 cm pour chaque trois niveaux, à l'exception des portiques à trois niveaux qui ont la même section de 40x40 cm. Les portiques à 11 niveaux commencent par 60x60 cm et se terminent par 45x45 cm, les portiques à 9 niveaux commencent par 55x55 cm et se terminent par 45x45 cm, les portiques à 7 niveaux commencent par 50x50 cm et se terminent par 40x40 cm, les portiques à 5 niveaux commencent par 45x45 cm et se terminent par 40x40 cm (Tableau IV.2).

Bien que les règles parasismiques algériennes limitent la hauteur des bâtiments en portiques à 11 mètres (3 niveaux) en zone III, il faut mentionner que le dépassement de cette limitation est venu en raison de recherche.

Tableau IV.2. Dimensions des poteaux et poutres

Nombre de niveaux	11-niveaux				9-niveaux				7-niveaux				5-niveaux				3-niveaux			
	Longueur de la travée (m)																			
	3m	4.5m	6m	7.5m	3m	4.5m	6m	7.5m	3m	4.5m	6m	7.5m	3m	4.5m	6m	7.5m	3m	4.5m	6m	7.5m
	Dimensions de poutre (cm)																			
	30x30	30x40	30x50	30x60	30x30	30x40	30x50	30x60	30x30	30x40	30x50	30x60	30x30	30x40	30x50	30x60	30x30	30x40	30x50	30x60
	Dimensions de poteau (cm)																			
11	45	45	45	45																
10	45	45	45	45																
9	50	50	50	50	45	45	45	45												
8	50	50	50	50	45	45	45	45												
7	50	50	50	50	45	45	45	45	40	40	40	40								
6	55	55	55	55	50	50	50	50	45	45	45	45								
5	55	55	55	55	50	50	50	50	45	45	45	45	40	40	40	40				
4	55	55	55	55	50	50	50	50	45	45	45	45	40	40	40	40				
3	60	60	60	60	55	55	55	55	50	50	50	50	45	45	45	45	40	40	40	40
2	60	60	60	60	55	55	55	55	50	50	50	50	45	45	45	45	40	40	40	40
1	60	60	60	60	55	55	55	55	50	50	50	50	45	45	45	45	40	40	40	40

Les modèles considérés dans la présente étude sont des portiques en béton armé. Cinq structures seront considérées dans notre étude, (structure à trois niveaux, structure à cinq niveaux, structure à sept niveaux, structure à neuf niveaux et structure à onze niveaux). Quatre cas seront considérés pour chaque structure, structures nues (sans remplissage en maçonnerie chaînée), structures entièrement remplies sans ouvertures, structures partiellement remplies (rez-de-chaussée nu) sans ouvertures et structures partiellement remplies avec des ouvertures (ouvertures centrales et présence de poteaux courts). Dans le cas des structures partiellement remplies en présence d'ouverture, le pourcentage des ouvertures est varié entre 20 et 50%. L'objectif principal de cette étude est d'évaluer l'influence des murs de remplissage en maçonnerie chaînée sur le comportement des portiques en béton armé sous chargement sismique.

#### **IV.2.3 Analyse des résultats obtenus et discussion**

Après analyse des modèles proposés à l'aide du logiciel ETABS (Computers and Structures, 2000) par la méthode spectrale modale, nous pouvons exprimer les résultats comme suit :

Le tableau IV.3 regroupe les résultats de l'influence de nombre de travées, de la longueur de travée, du nombre de niveaux et de l'épaisseur de la maçonnerie chaînée sur la période.

A travers le tableau sus cité, on peut dire que la formule empirique recommandée par l'Eurocode 8 est influencée seulement par la hauteur totale du bâtiment ou bien du modèle avec la première formule du règlement parasismique algérien (Rpa, 2003) identique à l'Eurocode 8, par contre la deuxième formule est influencée à la fois par la hauteur totale et la longueur totale du modèle.

Concernant les valeurs des périodes analytiques déterminées par le logiciel utilisé, sont petites dans les portiques entièrement remplis que celles des portiques entièrement nus. On voit aussi que la rigidité s'augmente lorsqu'on augmente l'épaisseur de la maçonnerie.

Nombre de niveaux	Nombre de travées	Longueur de travée (3.00m)					Longueur de travée (4.50m)				
		Entièrement nu	Entièrement rempli (0.15m)	Entièrement rempli (0.25m)	RPA99 v2003	EC8	Entièrement nu	Entièrement rempli (0.15m)	Entièrement rempli (0.25m)	RPA99 v2003	EC8
3	2	0.408	0.170	0.143	0.438	0.396	0.434	0.174	0.144	0.358	0.396
	4	0.418	0.167	0.139	0.310	0.396	0.448	0.172	0.141	0.253	0.396
	6	0.421	0.166	0.137	0.253	0.396	0.453	0.172	0.140	0.207	0.396
5	2	0.670	0.280	0.241	0.731	0.580	0.691	0.281	0.236	0.597	0.580
	4	0.676	0.267	0.224	0.517	0.580	0.703	0.273	0.226	0.422	0.580
	6	0.678	0.263	0.219	0.422	0.580	0.707	0.271	0.223	0.345	0.580
7	2	0.936	0.401	0.351	0.971	0.747	0.944	0.395	0.337	0.835	0.747
	4	0.934	0.372	0.315	0.723	0.747	0.951	0.377	0.315	0.591	0.747
	6	0.933	0.363	0.304	0.591	0.747	0.953	0.371	0.308	0.482	0.747
9	2	1.210	0.535	0.475	1.172	0.902	1.200	0.516	0.447	1.074	0.902
	4	1.195	0.482	0.412	0.930	0.902	1.199	0.483	0.407	0.759	0.902
	6	1.191	0.465	0.393	0.759	0.902	1.199	0.473	0.394	0.620	0.902
11	2	1.485	0.676	0.609	1.363	1.048	1.456	0.643	0.563	1.313	1.048
	4	1.457	0.595	0.513	1.137	1.048	1.446	0.592	0.501	0.928	1.048
	6	1.448	0.570	0.483	0.928	1.048	1.442	0.576	0.482	0.758	1.048
Nombre de niveaux	Nombre de travées	Longueur de travée (6.00m)					Longueur de travée (7.50m)				
		Entièrement nu	Entièrement rempli (0.15m)	Entièrement rempli (0.25m)	RPA99 v2003	EC8	Entièrement nu	Entièrement rempli (0.15m)	Entièrement rempli (0.25m)	RPA99 v2003	EC8
3	2	0.455	0.177	0.145	0.310	0.396	0.476	0.179	0.146	0.277	0.396
	4	0.473	0.176	0.143	0.219	0.396	0.497	0.178	0.145	0.196	0.396
	6	0.480	0.175	0.142	0.179	0.396	0.505	0.178	0.144	0.160	0.396
5	2	0.705	0.283	0.235	0.517	0.580	0.719	0.285	0.236	0.462	0.580
	4	0.722	0.277	0.228	0.365	0.580	0.741	0.281	0.230	0.327	0.580
	6	0.728	0.276	0.226	0.298	0.580	0.750	0.280	0.228	0.267	0.580
7	2	0.946	0.393	0.332	0.723	0.747	0.951	0.393	0.330	0.647	0.747
	4	0.960	0.381	0.315	0.512	0.747	0.970	0.384	0.317	0.458	0.747
	6	0.965	0.377	0.311	0.418	0.747	0.978	0.381	0.313	0.374	0.747
9	2	1.187	0.509	0.435	0.930	0.902	1.179	0.506	0.428	0.832	0.902
	4	1.195	0.486	0.405	0.658	0.902	1.194	0.488	0.406	0.588	0.902
	6	1.198	0.478	0.396	0.537	0.902	1.199	0.483	0.399	0.480	0.902
11	2	1.427	0.628	0.542	1.137	1.048	1.405	0.621	0.531	1.017	1.048
	4	1.427	0.592	0.497	0.804	1.048	1.413	0.593	0.495	0.719	1.048
	6	1.427	0.580	0.483	0.656	1.048	1.416	0.584	0.485	0.587	1.048

Tableau IV.3. Période des différents modèles analysés (Secondes)

## Influence du nombre de travées sur la période de la structure

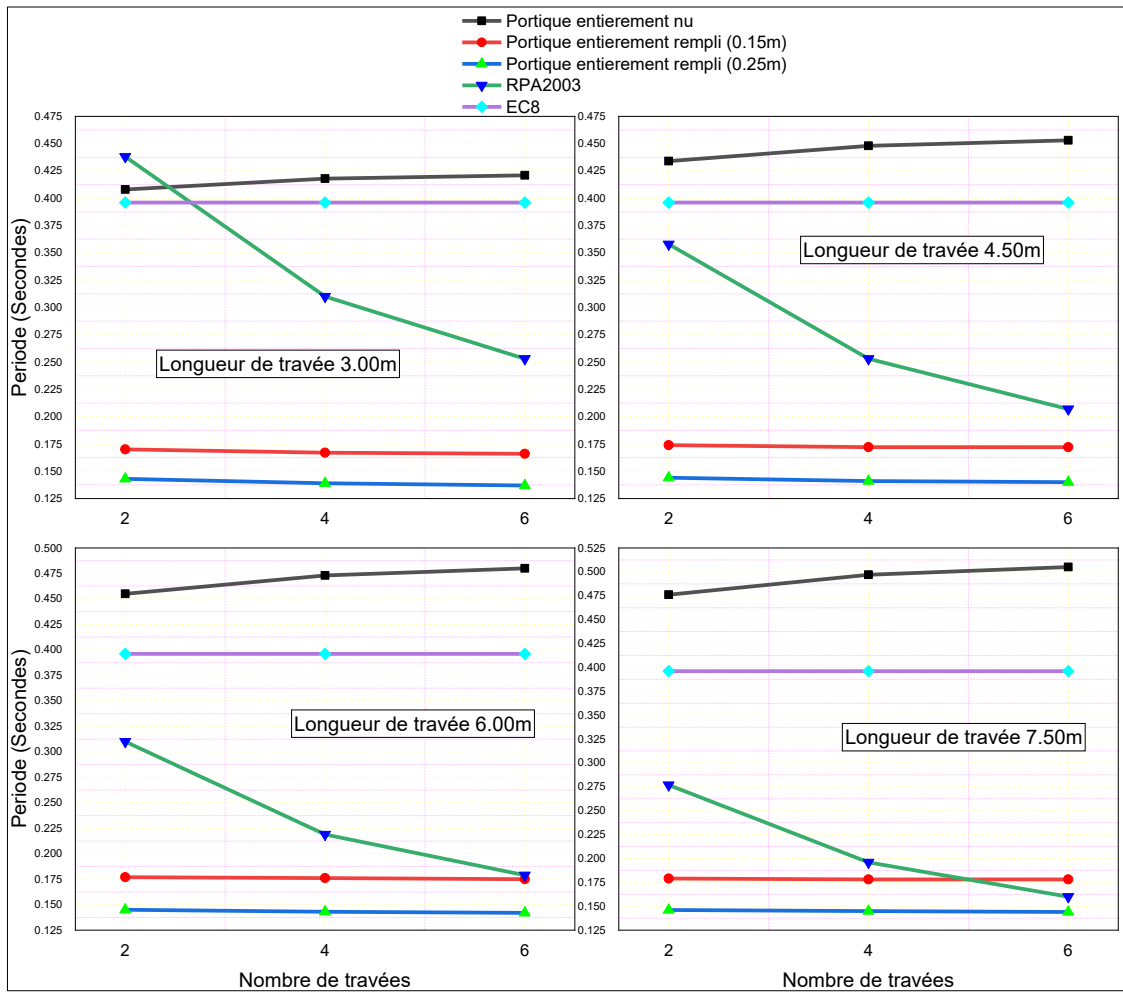


Figure IV.5 Périodes de modèles à 3 niveaux (R+2)

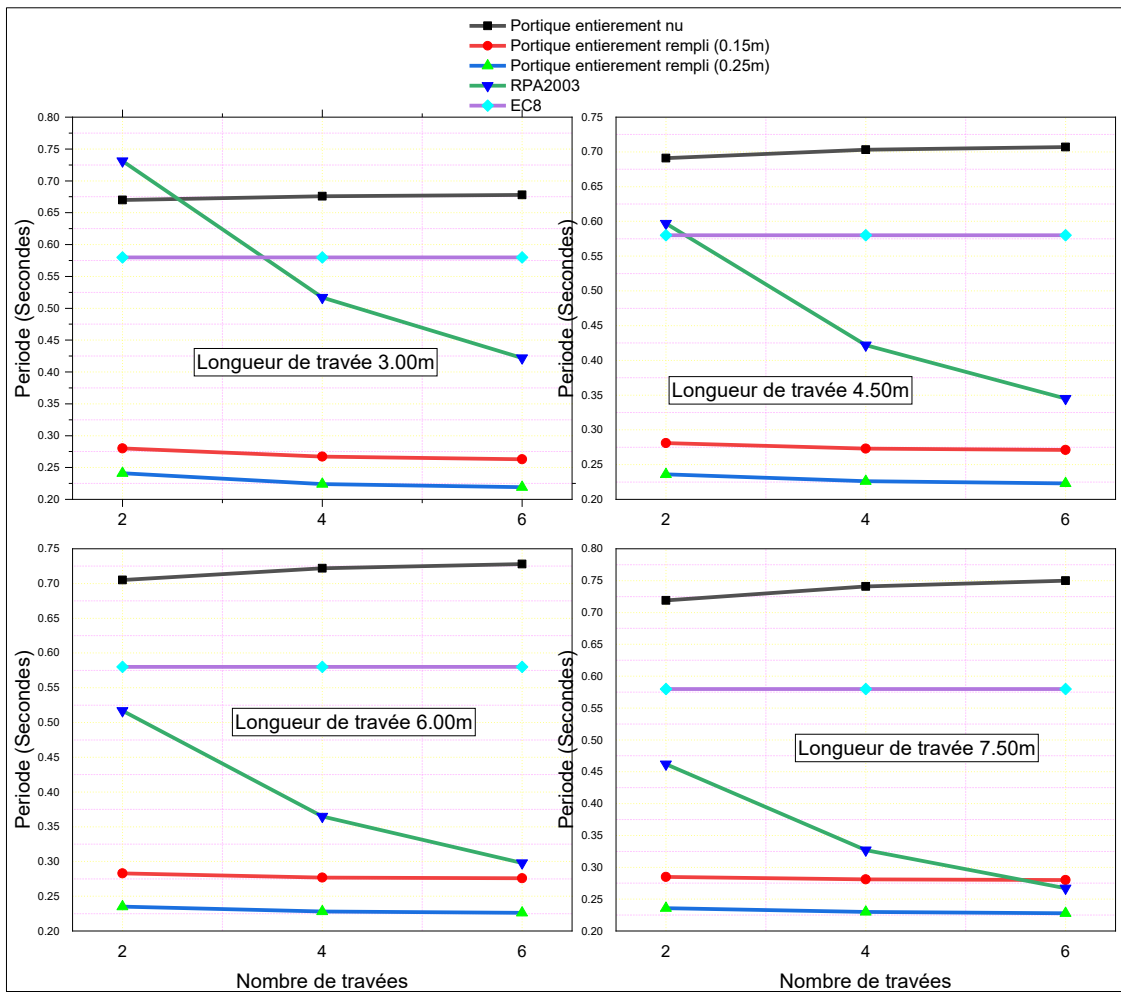


Figure IV.6 Périodes de modèles à 5 niveaux (R+4)

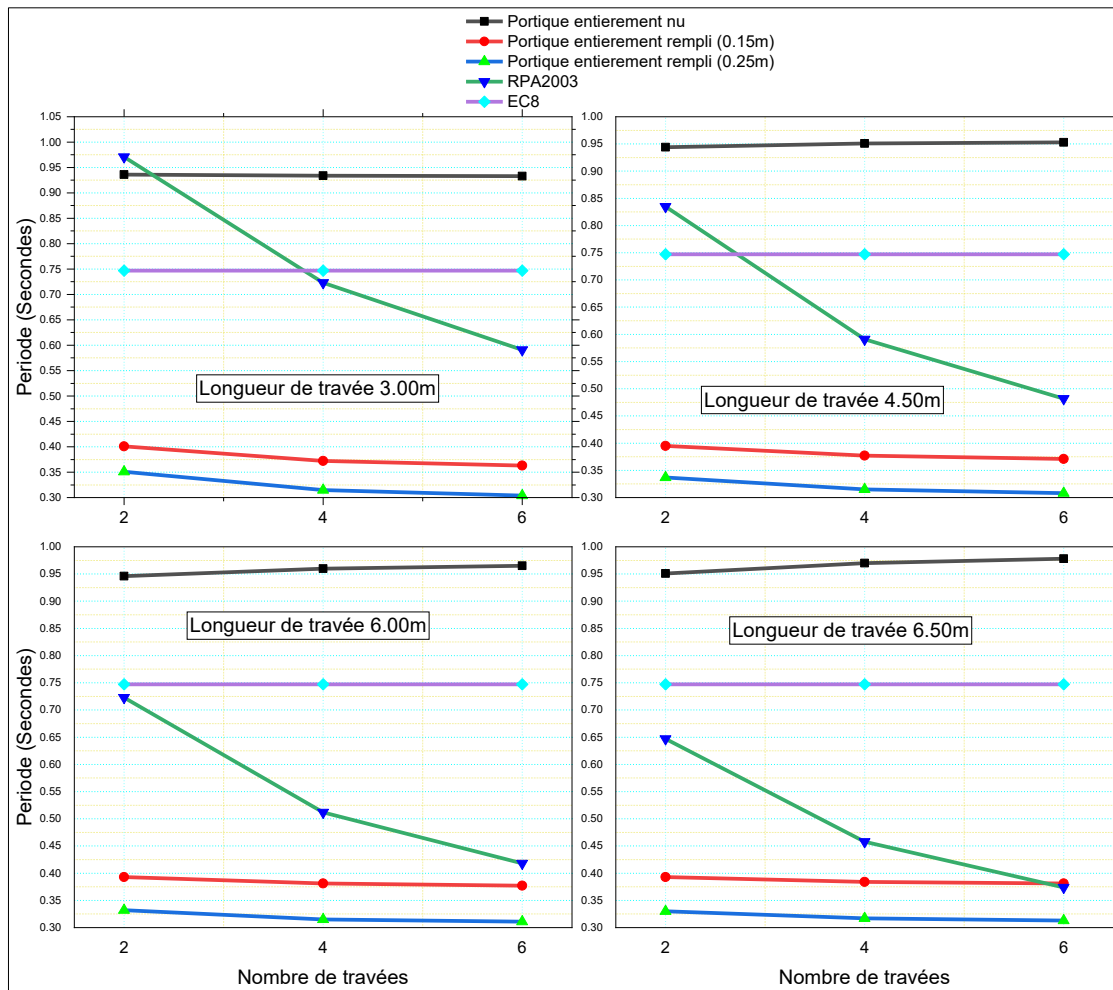


Figure IV.7 Périodes de modèles à 7 niveaux (R+6)

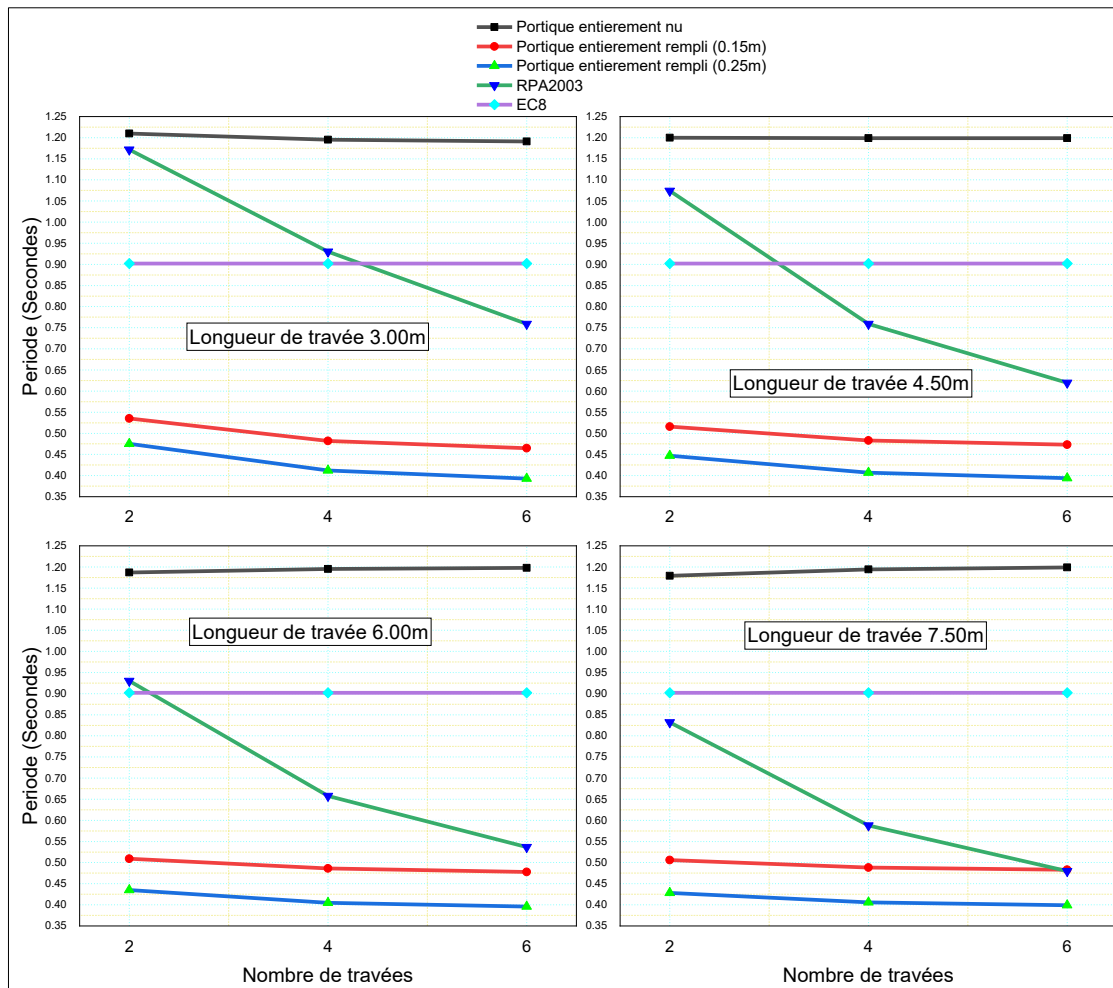


Figure IV.8 Périodes de modèles à 9 niveaux (R+8)

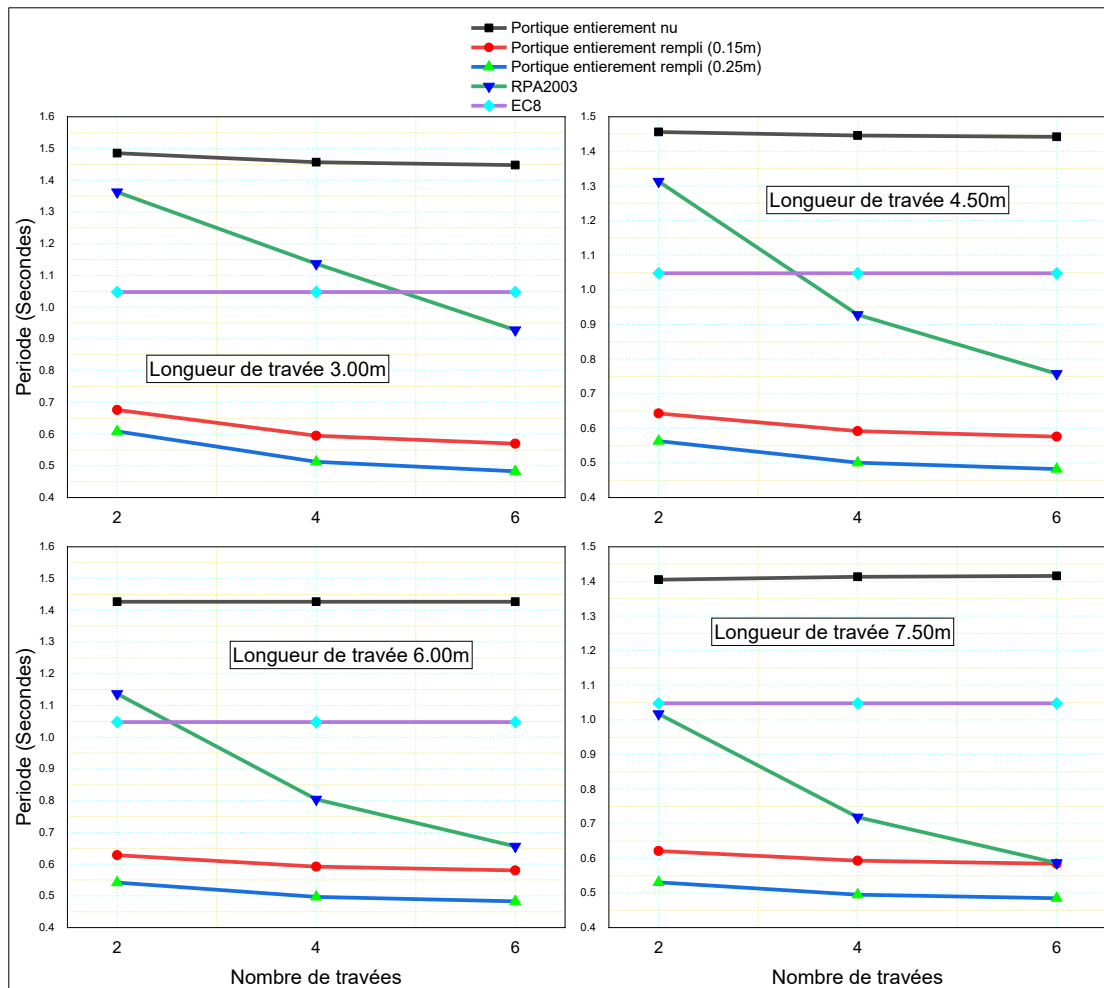


Figure IV.9 Périodes de modèles à 11 niveaux (R+10)

Pour éclaircir profondément cette influence nous avons exposé les résultats des modèles avec sept niveaux dont la longueur de chacune est 4,50 m.

Tableau IV.4. Influence du nombre de travées sur la période de la structure

Nombre de niveaux	Portique nu	Entièrement rempli en 15cm	Entièrement rempli en 25cm	RPA2003	EC8
2	0.944	0.395	0.337	0.835	0.747
4	0.951	0.377	0.315	0.591	0.747
6	0.953	0.371	0.308	0.482	0.747

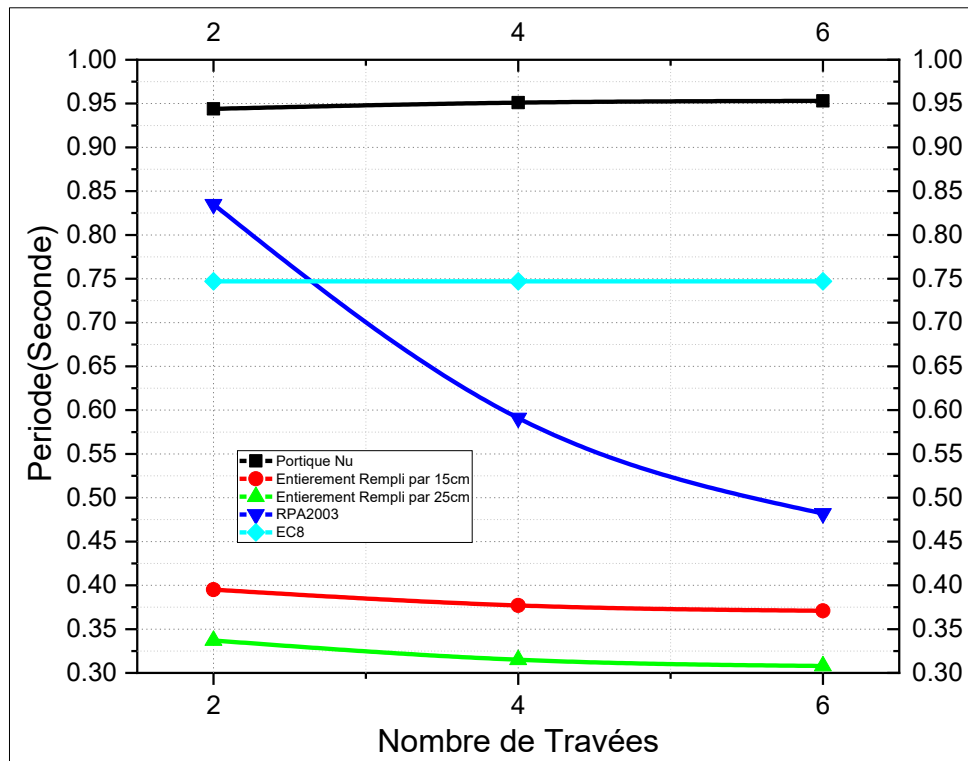


Figure IV.10 Influence du nombre de travées sur la période de la structure

Pour étudier l'influence du nombre de travées sur la période de la structure par comparaison de l'absence et la présence des murs de remplissage en maçonnerie chaînée, nous pouvons analyser le tableau IV.4 et la Figure IV.10 qui portent les résultats d'un portique plan en béton armé de 07 niveaux avec un nombre de travées varie entre 2, 4 et 6 et une travée fixe de 4.5m avec utilisation des deux épaisseurs de maçonnerie chaînée (15 et 25 cm). A la lumière de des résultats exposés, nous pouvons dire qu'à l'exception des formules de l'Eurocode 8 ((CEN), 2004) et du RPA99 v2003 (Earthquake et al., 2008), les valeurs de période sont abaissées par la présence des murs de remplissage en maçonnerie chaînée de façon très claire et très remarquable.

Si l'on exclut les formules des codes européens et algériens, qui ne sont affectés ni par l'absence ni par la présence des murs en maçonnerie chaînée, on observe très clairement que les valeurs des périodes dans les portiques entièrement remplis, que ce soit 15 cm soit 25 cm d'épaisseur, diminue considérablement par rapport aux portiques nus. Par exemple, si l'on compare le portique entièrement remplis de 6 travées et une maçonnerie de 25 cm d'épaisseur, avec le portique nu du même type, on constate que les valeurs pour la période ont diminué de plus de 67 %.

Ceci indique clairement que la modélisation des murs en maçonnerie chaînée a contribué pour un pourcentage important à réduire les valeurs de la période, ce qui conduit inévitablement à une augmentation de la résistance et de la rigidité du bâtiment.

Il est également à noter que la modélisation des murs en maçonnerie chaînée, contribue à la diminution des valeurs de la période du bâtiment, et ces valeurs continuent de diminuer à mesure que le nombre de travées augmente. De plus, il confère au bâtiment un excellent comportement face aux sollicitations sismiques. En revanche, en négligeant la modélisation des murs en maçonnerie chaînée, le bâtiment perd une grande partie de sa rigidité dont il aurait besoin pour résister aux sollicitations sismiques.

Les portiques, qu'ils soient nus ou entièrement remplis, n'ont pas été significativement affectés par l'augmentation ou la diminution du nombre de travées, à l'exception d'une petite diminution à mesure que le nombre de travées augmente. En revanche, nous avons constaté que les valeurs des périodes dans les portiques entièrement remplis, qu'ils soient de 15 cm ou de 25 cm d'épaisseur, diminuaient considérablement par rapport aux portiques nus. Ceci indique clairement que la modélisation des murs en maçonnerie chaînée a significativement contribué à réduire les valeurs de la période, ce qui conduit inévitablement à une augmentation de la résistance et de la rigidité du bâtiment.

### ***Influence de la longueur de travée sur la période de la structure***

Cette influence est vérifiée pour des modèles avec sept niveaux et quatre travées.

Tableau IV.5. Influence de la longueur de la travée sur la période de la structure

Longueur de travée (m)	Portique nu	Entièrement rempli par 0,25 m	RPA2003	EC8
<b>3</b>	<b>0.934</b>	<b>0.315</b>	<b>0.723</b>	<b>0.747</b>
<b>4.5</b>	<b>0.951</b>	<b>0.315</b>	<b>0.591</b>	<b>0.747</b>
<b>6</b>	<b>0.960</b>	<b>0.315</b>	<b>0.512</b>	<b>0.747</b>
<b>7.5</b>	<b>0.970</b>	<b>0.317</b>	<b>0.458</b>	<b>0.747</b>

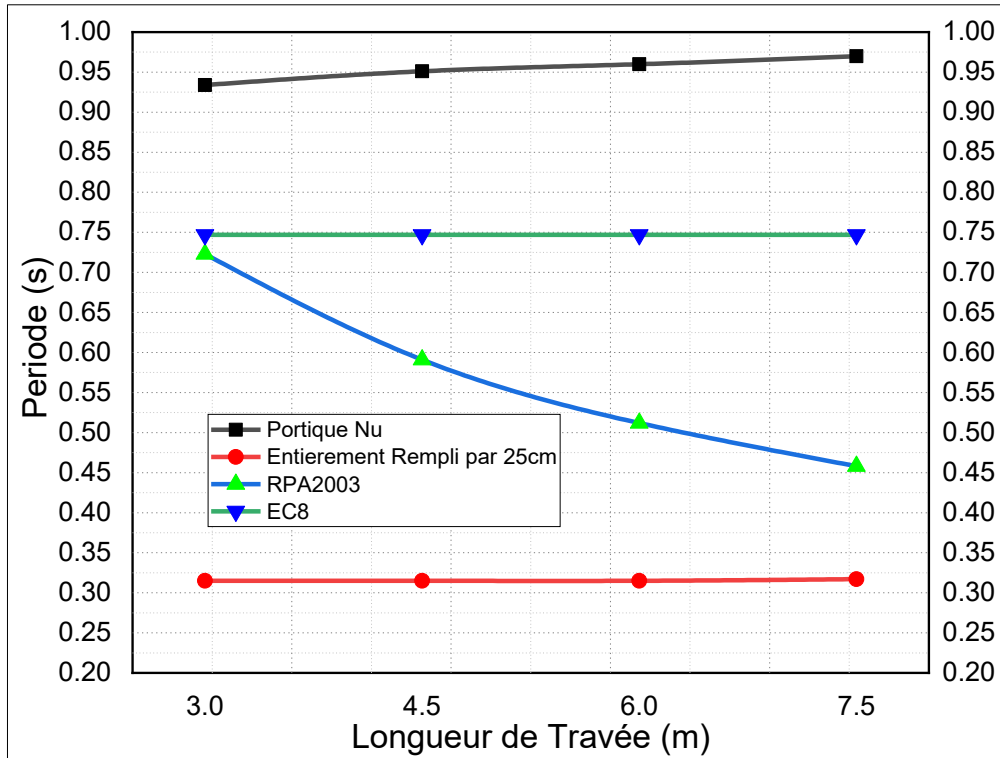


Figure IV.11 Influence de la longueur de la travée sur la période de la structure

Pour étudier l'influence de la longueur de travée sur la période des bâtiments en comparant la négligence et la présence des murs de la maçonnerie chaînée dans la modélisation des structures, nous avons analysé le tableau IV.5 et la Figure IV.11, qui représente essentiellement une étude de plusieurs portiques 2D pour un bâtiment de 7 étages avec 4 travées en variant la longueur de travée entre 3, 4,5, 6 et 7,5 m. L'épaisseur des murs de la maçonnerie chaînées est de 0,25 m. Après analyse, nous pouvons noter ce qui suit :

Si l'on exclut les formules des codes européen et algérien, qui ne sont affectées ni par l'absence ni par la présence des murs de la maçonnerie chaînée, l'intégration des murs de la maçonnerie chaînée dans la modélisation a conduit à une réduction significative des valeurs de période, ce qui rend cette observation très importante. Par exemple, si nous comparons les portiques entièrement remplis avec une épaisseur de 25 cm pour la maçonnerie et une longueur de travée de 7,5 m, avec les mêmes portiques nus, nous avons constaté que les valeurs de la période sont réduites de plus de 67 %. Dans d'autres conditions, les valeurs de période n'ont pas montré de changement significatif, avec la modification des valeurs de longueur de travée.

Il faut noter ici que la présence des murs de la maçonnerie chaînée dans les modèles analytiques, a considérablement contribué à réduire les valeurs des périodes du bâtiment, et permet ainsi au bâtiment d'augmenter sa rigidité et sa résistance, ce qui donne au bâtiment un excellent comportement sismique et une bonne réponse aux charges sismiques. Inversement, le fait de ne pas modéliser ces murs peut entraîner une perte de résistance et de rigidité supplémentaires qui peuvent tolérer que le bâtiment résiste mieux à de telles forces.

A l'exception du code sismique algérien, qui a montré qu'il existe une relation inverse entre la longueur de la travée et les valeurs de la période des portiques, la longueur de la travée n'a pas eu d'influence significative, que ce soit sur la formule du code sismique européen, les portiques entièrement remplis ou comme nus.

L'augmentation de la longueur de la travée diminue considérablement les valeurs de la période du bâtiment, en particulier pour les portiques entièrement remplis. Ensuite, une relation positive a été observée entre les valeurs de la période du bâtiment et la longueur de la travée.

### ***Influence du nombre de niveaux sur la période de la structure***

Cette influence est vérifiée pour des modèles avec sept niveaux dont la longueur de chacune est 4,50 m et deux épaisseurs (0.15 et 0.25cm).

Pour étudier l'influence du nombre de niveaux pour un bâtiment en béton armé, nous avons analysé plusieurs portiques 2D composés de 3, 5, 7, 9 et 11 étages en fixant le nombre de travées à 4 et la longueur de chaque travée est de 4,5 m, à travers des portiques exposés et d'autres entièrement remplis avec des murs de la maçonnerie chaînée d'épaisseur égale à 0,15 et aussi 0,25 m, selon la période du bâtiment.

Sur la base des résultats présentés dans le tableau IV.6 et la Figure IV.12, nous pouvons noter ce qui suit :

Si l'on exclut les formules des codes européen et algérien, qui ne sont affectées ni par l'absence ni par la présence de murs en maçonnerie chaînée. Ici aussi, on peut conclure qu'une comparaison des portiques entièrement remplis avec des portiques nus du même type, a montré une diminution significative des valeurs de la période, et tout ceci est dû à l'introduction des murs de la maçonnerie chaînée dans le processus de modélisation. Par exemple, si nous prenons un portique entièrement rempli de 11 étages avec une épaisseur de 25 cm pour la maçonnerie, et que nous le comparons au même portique, mais nu, nous constatons que les valeurs de période ont diminué de plus de 65 %, ce qui est un pourcentage significatif indiquant l'ampleur du

changement que ces murs ont causé. Des résultats enregistrés, on peut déduire que les murs de la maçonnerie chaînée ont été une cause directe de la diminution des valeurs des périodes par rapport aux portiques nus, et qu'ils ont donc conduit à une augmentation significative de la résistance et de la rigidité des bâtiments. Cette observation a attiré notre attention sur la nécessité d'inclure ces murs dans le processus de modélisation pour mieux comprendre le comportement des bâtiments de ce type dans leur ensemble, afin de réduire l'influence des charges sismiques sur ceux-ci.

Une augmentation du nombre de niveaux augmente considérablement les valeurs de la période du bâtiment. Il convient de noter ici que l'intégration des murs de la maçonnerie chaînée dans la modélisation des portiques réduit très clairement les valeurs de la période du bâtiment. À cet égard, nous avons remarqué une grande différence entre les portiques nus et les portiques entièrement remplis.

Tableau IV.6 Influence du nombre de niveaux sur la période de la structure

Nombre de niveaux	Portique nu	Entièrement rempli de 0,15 m	Entièrement rempli de 0,25 m	RPA2003	EC8
3	0.448	0.172	0.141	0.253	0.396
5	0.703	0.273	0.226	0.422	0.580
7	0.951	0.377	0.315	0.591	0.747
9	1.199	0.483	0.407	0.759	0.902
11	1.446	0.592	0.501	0.928	1.048

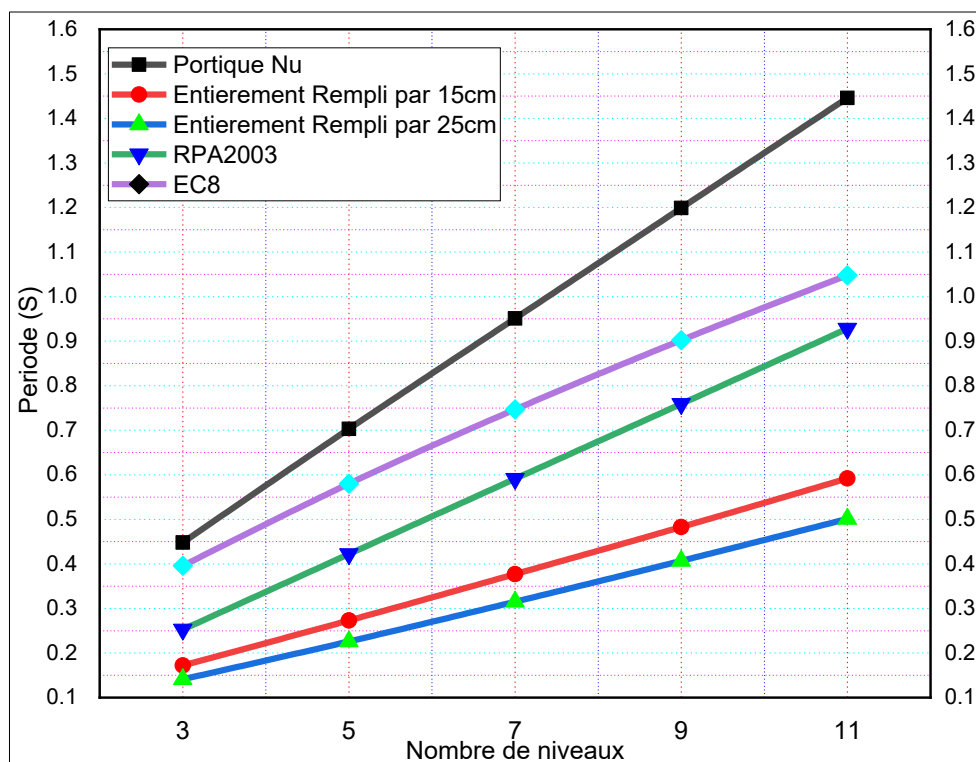


Figure IV.12 Influence du nombre de niveaux sur la période de la structure

### ***Influence de l'épaisseur de la maçonnerie sur la période de la structure***

Cette influence est vérifiée pour des modèles avec quatre travées dont la longueur de chacune est 4,50 m et deux épaisseurs (0.15 et 0.25cm).

Pour étudier l'influence de l'épaisseur des murs en maçonnerie chaînée d'un bâtiment en béton armé de plusieurs étages, nous avons analysé plusieurs portiques 2D de 3, 5, 7, 9 et 11 étages en fixant le nombre de travées par 4 et la longueur des travées de chaque intervalle sont de 4.5 m, en passant par des portiques nus exposés et d'autres entièrement remplis avec une épaisseur de maçonnerie de 15 cm ainsi que de 25 cm selon la période du bâtiment.

Sur la base des résultats présentés dans le tableau IV.7 et la Figure IV.13, nous pouvons noter ce qui suit :

Si l'on exclut les formules des codes européen et algérien, qui ne sont affectées ni par l'absence ni par la présence des murs de la maçonnerie chaînée, sans entrer dans la question de la diminution des valeurs de période dans le cas de portiques entièrement remplis par rapport aux portiques nus du même type, on constate qu'il existe une relation inverse entre l'épaisseur des murs de la maçonnerie chaînée et les valeurs de périodes. Ainsi, plus l'épaisseur du mur est importante, plus les valeurs des périodes sont faibles, et vice versa.

Ces résultats, ont confirmé la nécessité d'incorporer les murs de la maçonnerie chaînée dans la modélisation de ces bâtiments et les dommages qui peuvent être causés par la négligence de ces murs lors de l'évaluation du comportement des bâtiments pour résister aux charges sismiques. Cette situation impose au concepteur de ne pas négliger la modélisation de ces murs en maçonnerie chaînée, en raison de l'importance de connaître le comportement sismique réel de ces bâtiments et d'exploiter au maximum la résistance et la rigidité qu'ils apportent pour bien aborder les charges sismiques.

La modélisation des murs de la maçonnerie chaînée, avec une épaisseur de 15 cm, a permis de réduire les valeurs de la période du bâtiment, en plus de ceux d'une épaisseur de 25 cm, qui ont présenté des valeurs comparées à la 1ère épaisseur qui est relativement faible, sans oublier la grande différence enregistrée entre eux et les portiques nus.

Tableau IV.7 Influence de l'épaisseur de la maçonnerie chaînée sur la période de la structure

Numéro d'étage	Portique nu	Entièrement rempli de 0,15 m	Entièrement rempli de 0,25 m	RPA2003	EC8
3	0.448	0.172	0.141	0.253	0.396
5	0.703	0.273	0.226	0.422	0.580
7	0.951	0.377	0.315	0.591	0.747
9	1.199	0.483	0.407	0.759	0.902
11	1.446	0.592	0.501	0.928	1.048

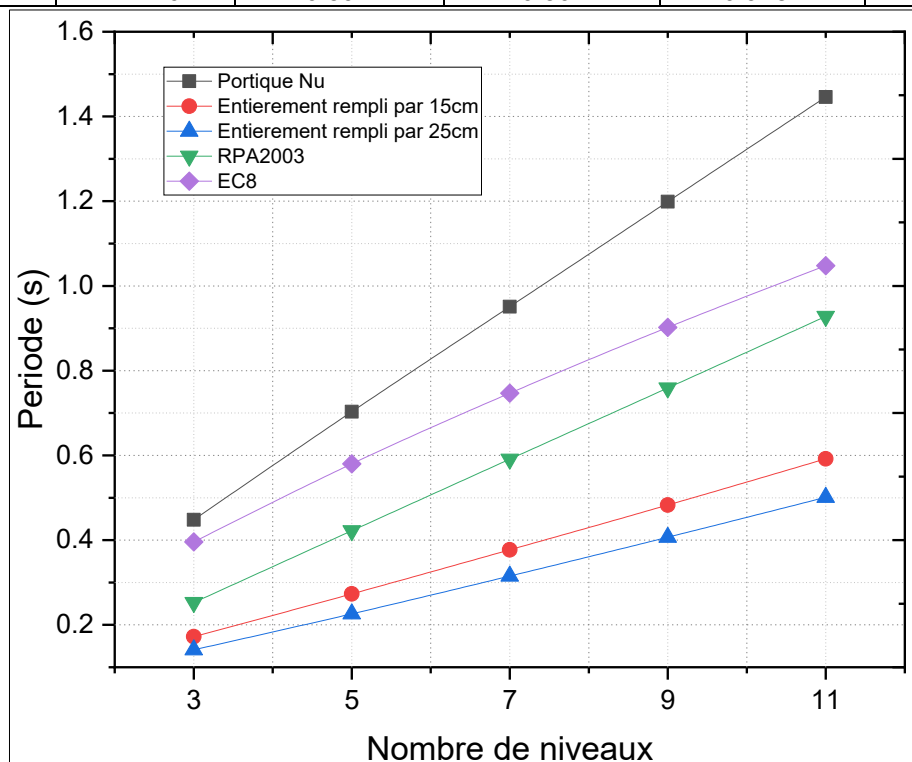


Figure IV.13 Influence de l'épaisseur de la maçonnerie chaînée sur la période de la structure

### ***Influence du rez-de-chaussée nu sur la période de la structure***

Cette influence est vérifiée pour des modèles avec quatre travées, une longueur de 4.50m pour chacune des travées et une épaisseur de 0.25m pour le mur.

Pour étudier l'effet du rez-de-chaussée nu d'un bâtiment en béton armé, nous avons analysé plusieurs portiques composés de 3, 5, 7, 9 et 11 étages, en fixant le nombre de travées à 4 et la longueur de la travée de chaque portique est de 4,5 m. Par des portiques nus exposés et d'autres entièrement remplis avec une épaisseur de maçonnerie de 25 cm, en fonction de la période du bâtiment, et d'autres sont entièrement remplis, à l'exception du rez-de-chaussée, qui diffère parfois du reste des étages, et tout cela dépend de la période du bâtiment.

Sur la base des résultats présentés dans le tableau IV.8 et la Figure IV.14, nous pouvons noter ce qui suit :

Si l'on exclut les formules des codes européen et algérien, qui ne sont affectées ni par l'absence ni par la présence des murs de la maçonnerie chaînée.

En ce qui concerne la question du rez-de-chaussée nu, nous pouvons souvent l'approcher dans de tels bâtiments pour plusieurs raisons qui nous ont obligés à étudier l'influence de cette situation, bien que d'une manière simple. Il a été observé à travers les résultats que la présence d'un plancher mou dans les portiques partiellement remplis a une influence relative sur les valeurs de la période car nous avons enregistré une augmentation significative de ces valeurs par rapport aux portiques entièrement remplis. On peut également constater que la présence d'un rez-de-chaussée nu a une incidence à basse altitude et que son influence est moindre à haute altitude.

La présence du rez-de-chaussée nu, a été affectée négativement par la résistance et la rigidité des bâtiments, et peut parfois causer de graves dommages aux bâtiments de ce type et peut être un véritable test pour les bâtiments contre les charges sismiques. Ceci nous amène inévitablement à réfléchir sur le processus de répartition uniforme des murs de la maçonnerie chaînée en fonction de la hauteur du bâtiment, puisque la répartition non uniforme de ces murs peut provoquer un changement soudain de la rigidité et de la résistance du bâtiment à de telles charges.

La présence du rez-de-chaussée nu dans les portiques partiellement remplis a une meilleure réponse que les portiques nus, ce qui indique l'importance de modéliser les murs de la maçonnerie chaînée.

Tableau IV.8 Influence du rez-de-chaussée nu sur la période de la structure

<b>Nombre de niveaux</b>	<b>Portique nu</b>	<b>Entièrement rempli par 0,25 m</b>	<b>Rez-de-chaussée nu</b>
3	0.448	0.141	0.271
5	0.703	0.226	0.331
7	0.951	0.315	0.393
9	1.199	0.407	0.465
11	1.446	0.501	0.545

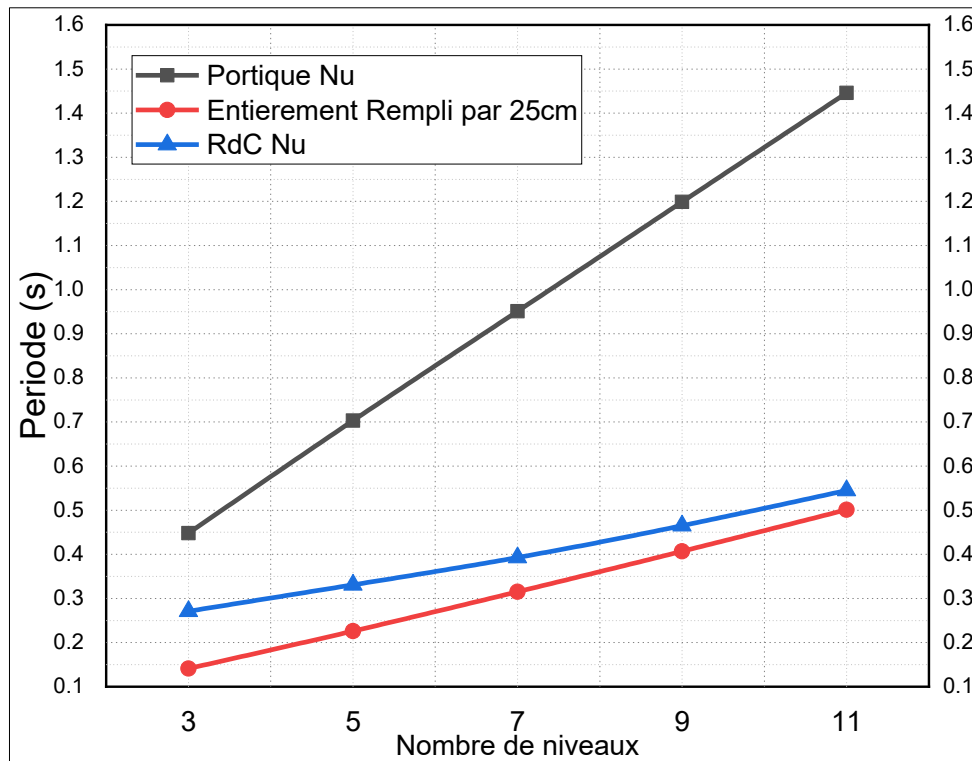


Figure IV.14 Influence du rez-de-chaussée nu sur la période de la structure

### ***Influence des ouvertures de mur sur la période de la structure***

Cette influence est vérifiée pour des modèles avec quatre travées, une longueur de 4.50m pour chacune des travées et une épaisseur de 0.25m pour le mur.

Dans le portique de l'étude de l'influence des ouvertures dans les murs de la maçonnerie chaînée d'un bâtiment en béton armé de plusieurs étages, nous avons analysé plusieurs portiques 2D de 3, 5, 7, 9 et 11 étages, avec le nombre de travées fixé à 4 travées, et 4,5 m de longueur de travée de chaque travée. En utilisant des portiques nus et d'autres entièrement remplis, avec des murs de la maçonnerie chaînée de 25 cm d'épaisseur. En outre, les portiques remplis, qui contiennent des ouvertures dans les murs de la maçonnerie chaînée à 20 et 50 %, en raison de la présence d'ouvertures dans les murs de la maçonnerie chaînée ne peuvent être négligés dans ces bâtiments, et tout dépend de la période des bâtiments.

À la lumière des résultats présentés dans le tableau IV.9 et la Figure IV.15, nous pouvons noter ce qui suit :

Le fait que les murs de la maçonnerie chaînée contiennent des ouvertures de tailles variables ne peut être ignoré, c'est pourquoi nous avons étudié l'influence de ces ouvertures dans des proportions variables sur la réponse des portiques partiellement remplis et les avons comparés à ceux qui sont entièrement remplis et à ceux qui sont dénudés. Nous avons constaté que plus le taux d'ouverture est élevé, plus les valeurs

de période des portiques sont élevées. Malgré tout, il a été constaté que la modélisation des portiques partiellement remplis a contribué de manière significative à la réduction des valeurs de la période de la structure par rapport aux cas des portiques nus.

Il convient également de noter que l'augmentation des rapports d'ouverture affecte négativement la résistance et la rigidité du bâtiment, et le place inévitablement dans une position critique face aux charges sismiques. Par exemple, si l'on prend le portique de 11 étages entièrement rempli et qu'on le compare à son homologue qui contient 50 % de maçonnerie chaînée, on remarque clairement que les valeurs de période du bâtiment ont été augmentées d'environ 42 %.

Cela montre l'influence négative de la taille des ouvertures sur le comportement sismique des portiques. De plus, cela peut attirer notre attention et nous donner une idée générale des dommages qui peuvent être causés aux bâtiments lorsqu'ils sont exposés à des charges sismiques en raison de la présence de ces ouvertures, surtout dans de grandes proportions.

L'inclusion d'ouvertures dans les murs de la maçonnerie chaînée, avec des proportions variables, a augmenté les valeurs de période du bâtiment par rapport aux portiques entièrement remplis. Il a été observé qu'il existe une relation directe entre les rapports d'ouverture et les valeurs de période du bâtiment, mais indépendamment des rapports d'ouverture, les portiques partiellement remplis ont montré une meilleure réponse par rapport aux portiques nus, en raison de la présence des murs de la maçonnerie chaînée.

Tableau IV.9 Influence des ouvertures en maçonnerie sur la période de la structure

Numéro d'étage	0 % Ouverture (entièrement remplie)	20 % Ouverture	50 % Ouverture	Ouverture à 100%. (Portique nu)
3	0.141	0.183	0.263	0.448
5	0.226	0.293	0.411	0.703
7	0.315	0.401	0.564	0.951
9	0.407	0.517	0.716	1.199
11	0.501	0.635	0.868	1.446

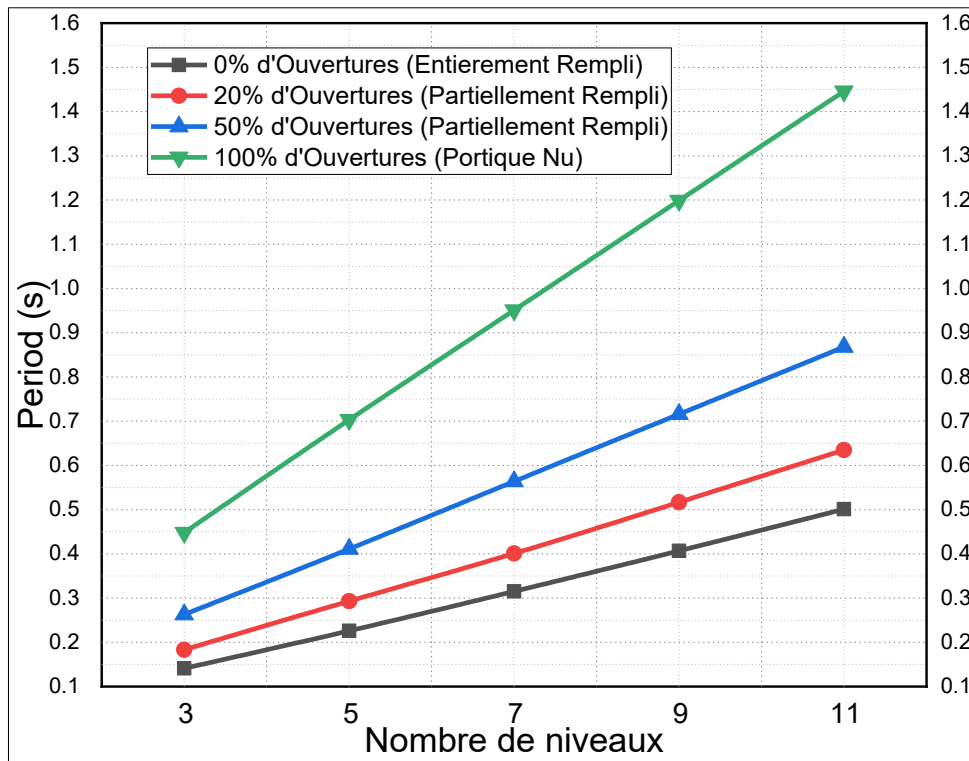


Figure IV.15 Influence des ouvertures en maçonnerie sur la période de la structure

### ***Influence du poteau court sur la période de la structure***

Cette influence est vérifiée pour des modèles avec quatre travées, une longueur de 4.50m pour chacune des travées et une épaisseur de 0.25m pour le mur.

Pour étudier l'influence du poteau court d'un bâtiment en béton armé, nous avons analysé plusieurs portiques composés de 3, 5, 7, 9 et 11 étages, en fixant le nombre de travées à 4 et la longueur de la travée de chaque portique est de 4,5 m. A travers des portiques nus exposés et d'autres portiques entièrement et partiellement remplis avec une épaisseur de maçonnerie de 25 cm, selon la période du bâtiment.

Sur la base des résultats présentés dans le tableau IV.10 et la Figure IV.16, nous pouvons noter ce qui suit :

Dans ce domaine, nous avons étudié un autre cas, qui est fortement présent dans de nombreux bâtiments en béton armé et autres. Nous sommes obligés de traiter ce cas important, qui est le phénomène de la poteau court. Sur la base des résultats, on peut dire que ce phénomène a contribué négativement à l'augmentation des valeurs de période des bâtiments, ce qui nécessite moins de résistance et de rigidité du bâtiment et peut l'affaiblir contre les charges sismiques.

On peut également dire qu'il s'agit d'un type particulier d'ouverture dans les murs de maçonnerie chaînés, mais elle est directement reliée aux colonnes et c'est ce qui affecte directement les colonnes. Nous avons également remarqué qu'il existe une

relation directe entre la taille de l'ouverture connectée aux colonnes et les valeurs de la période des portiques, donc plus la taille de l'ouverture est petite, plus la hauteur de la colonne basse exposée est élevée, et plus les valeurs de la période des portiques sont faibles.

Il faut également dire que les portiques partiellement remplis, en raison du phénomène de la poteau court dans la plus grande taille des ouvertures, ont enregistré une diminution significative par rapport à ces portiques nus, en raison de la présence de murs de maçonnerie chaînés, qui ont donné aux bâtiments une résistance et une rigidité supplémentaires, indiquant l'importance de la modélisation de ces murs.

Avec l'existence du phénomène des poteaux courts dans la modélisation des portiques partiellement remplis, il est évident que la modélisation des murs de maçonnerie enchaînés a une forte tendance à affecter négativement les valeurs de la période de la structure, donc il y a une relation inverse entre eux.

Tableau IV.10 Influence du poteau court sur la période de la structure

Numéro de niveaux	Portique nu	Entièrement rempli de 0,25 m	Poteau court 20 %.	Poteau court 40 %	Poteau court 60 %
3	0.448	0.141	0.151	0.189	0.251
5	0.703	0.226	0.241	0.290	0.372
7	0.951	0.315	0.335	0.395	0.493
9	1.199	0.407	0.433	0.501	0.612
11	1.446	0.501	0.534	0.610	0.734

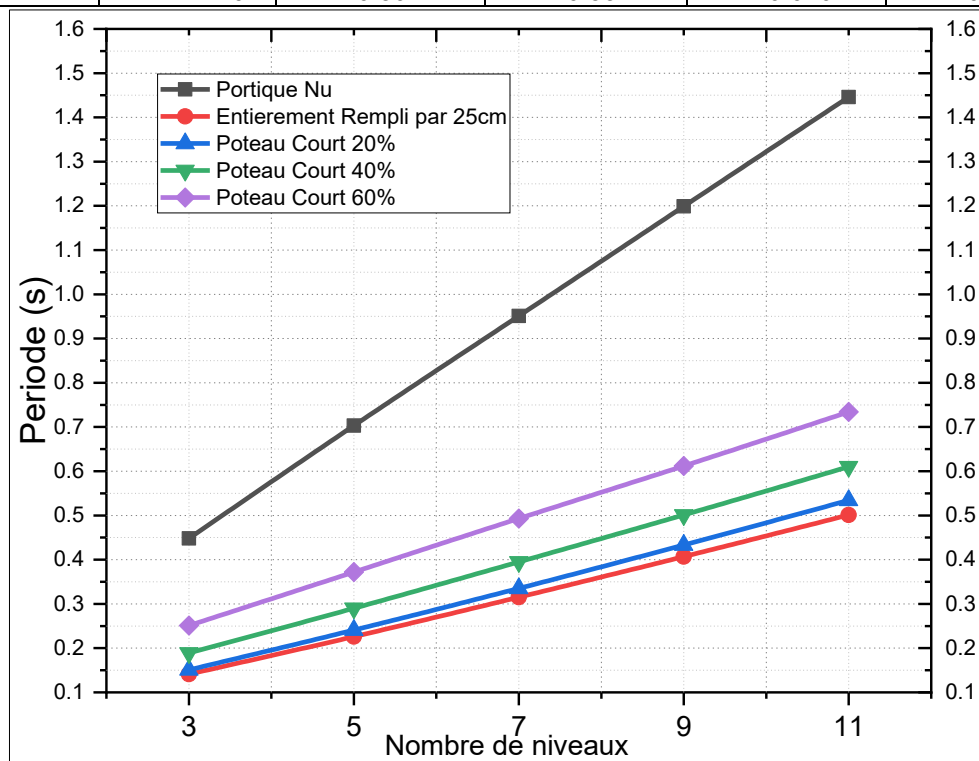


Figure IV.16 Influence du poteau court sur la période de la structure

### IV.3 Etude du cas N° 02 en 2D

L'étude présentée dans cette partie concerne la modélisation numérique de portiques bidimensionnels en béton armé, à l'aide du logiciel ETABS ("Welcome to ETABS Welcome to," n.d.), par la méthode du spectre de réponse recommandée dans le règlement parasismique algérien en vigueur (RPA99v2003) (Earthquake et al., 2008). L'analyse des modèles est résumée comme suit :

Modélisation des portiques et extraction des résultats pour la période, l'effort tranchant à la base, le déplacement maximal et la rigidité, il s'agit donc d'une analyse dynamique linéaire.

#### IV.3.1 Présentation des modèles analysés

La longueur des travées est de 3,00, 4,50, 6,00 et 7,50 m et le nombre de travées est de 2, 4 et 6 pour tous les modèles. Le nombre de niveaux est fixé à 11 étages et la hauteur d'étage est de 3,06 m.

Les caractéristiques du béton et de l'acier des poteaux et des poutres sont tirées du Code Algérien du Béton Armé (CBA, 1993). La résistance à la compression du béton est de 25 MPa, la limite élastique de l'acier est de 500 MPa.

La maçonnerie utilisée dans cette étude est la brique creuse citée dans le code algérien de la maçonnerie (CNERIB, 2005), avec un module élastique de 2000 MPa, et une résistance à la compression de 2 MPa. L'épaisseur du mur de la maçonnerie chaînée est de 0,30m, ce qui représente un mur à double paroi, avec un bloc de 0,10m, un bloc de 0,15m, et 0,05m d'espace entre deux pièces de briques creuses comme indiqué dans le tableau IV.11.

Tableau IV.11 - Caractéristiques géométriques et mécaniques des portiques

Désignation	Valeurs ou type
Résistance du béton (MPa)	25
Module d'élasticité du béton, $E_c$ (MPa)	32164
Résistance à la traction de l'acier (MPa)	500
Hauteur de l'étage (m)	3.06
Nombre de niveaux	11
Hauteur du bâtiment (m)	33.66m
Longueur de la travée (m)	3.00m, 4.50m, 6.00m et 7.00m
Nombre de travées	2, 4 et 6
Résistance à la compression de la maçonnerie, $f_m$ (MPa)	2
Module d'élasticité de la maçonnerie, $E_m$ (MPa)	2000
Épaisseur des murs de maçonnerie, $t_m$ (m)	0.30

Les sections transversales des poteaux et des poutres sont regroupées dans le tableau IV.12.

Tableau IV.12 - Sections transversales des poutres et des poteaux

Nombre de niveaux	Longueur de travée (m)			
	3.00m	4.50m	6.00m	7.50m
	Dimensions de la poutre (m)			
	0.30 x 0.30	0.30 x 0.40	0.30 x 0.50	0.30 x 0.60
Dimensions du poteau (m)				
11	0.45 x 0.45			
10	0.45 x 0.45			
9	0.50 x 0.50			
8	0.50 x 0.50			
7	0.50 x 0.50			
6	0.55 x 0.55			
5	0.55 x 0.55			
4	0.55 x 0.55			
3	0.60 x 0.60			
2	0.60 x 0.60			
1	0.60 x 0.60			

Pour les charges utilisées dans l'analyse de tous les portiques, nous avons  $6\text{kN/m}^2$  comme charges permanentes et  $1,50\text{kN/m}^2$  comme charges dynamiques.

Pour le spectre de réponse, nous nous sommes référés aux règles parasismiques algériennes (RPA, 2003), en utilisant un spectre pour une zone de forte sismicité (zone III), un groupe d'utilisateurs de 2, un sol meuble (S3), et un facteur de comportement de 3.5.

Pour la source de la masse, nous avons pris la totalité des charges permanentes plus 20% des charges d'exploitation (RPA, 2003).

Dans cette section, nous avons procédé à la comparaison, au commentaire et à la discussion des résultats en fonction de la période, de l'effort tranchant à la base, du déplacement maximal et de la rigidité.

#### IV.3.2 Discussion et interprétation des résultats

##### **Comparaison des modèles analysés en terme de période**

Tableau IV.13. Période des Portiques analysés

Nombre de travées	Longueur de travée (3,00 m)			Longueur de travée (4,50 m)			Longueur de travée (6,00 m)			Longueur de travée (7,50 m)		
	Portique nu	Entièrement rempli	Ratio (%)	Portique nu	Entièrement rempli	Ratio (%)	Portique nu	Entièrement rempli	Ratio (%)	Portique nu	Entièrement rempli	Ratio (%)
2	1.485	0.589	60.34%	1.456	0.538	63.05%	1.427	0.514	63.98%	1.405	0.501	64.34%
4	1.457	0.487	66.58%	1.446	0.471	67.43%	1.427	0.465	67.41%	1.413	0.462	67.30%
6	1.448	0.454	68.65%	1.442	0.451	68.72%	1.427	0.450	68.47%	1.416	0.451	68.15%
Unité utilisée: Secondes												

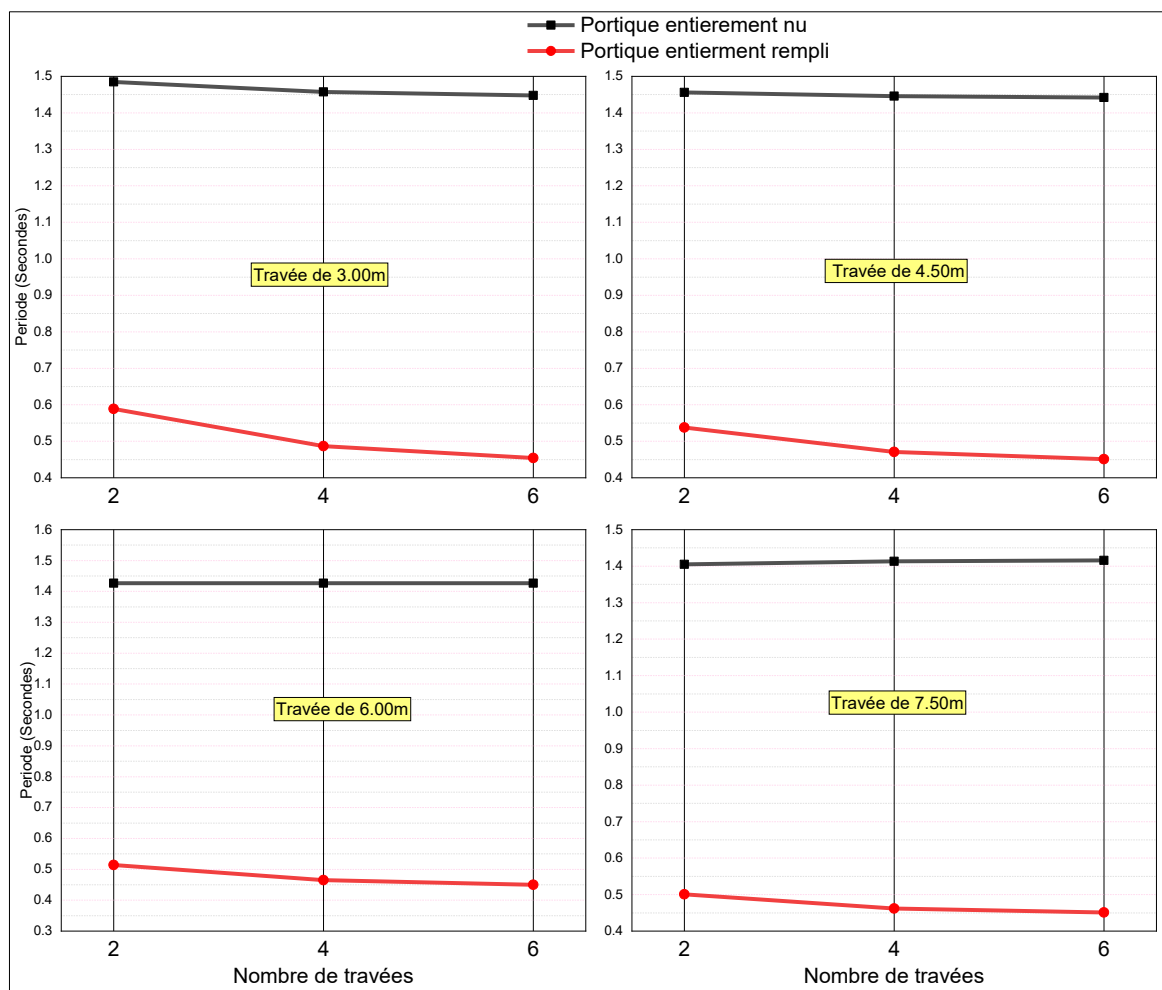


Figure IV.17. Période des Portiques analysés

Le tableau IV.13 et la Figure IV.17 représentent la comparaison des résultats entre les différents modèles qui ont été analysés en termes de période de vibration, qui peuvent être résumés comme suit :

Cela nous permet de remarquer que tous les portiques entièrement remplis ont enregistré des valeurs de période beaucoup plus faibles que leurs homologues entièrement nus, ce qui indique que l'introduction de murs de remplissage en maçonnerie chaînée dans les processus de modélisation des portiques en béton armé, a contribué de manière significative à la diminution des valeurs de période et aide ainsi ces portiques à présenter une meilleure résistance aux charges sismiques.

Si nous voulons approfondir l'analyse des résultats obtenus, nous pouvons dire que les valeurs de la période de tous les modèles de portiques entièrement remplis, ont diminué de plus de 60% par rapport à leurs homologues entièrement nus.

Ces valeurs significatives enregistrées par tous les portiques entièrement remplis ont sans aucun doute démontré la contribution significative des murs de remplissage en

maçonnerie chaînée à l'amélioration des performances de ces portiques lorsqu'ils sont exposés à des charges sismiques.

**Comparaison des modèles analysés en termes de l'effort tranchant à la base**

Tableau IV.14. Effort tranchant à la base des portiques analysés

Nombre de travées	Longueur de travée (3,00 m)			Longueur de travée (4,50 m)			Longueur de travée (6,00 m)			Longueur de travée (7,50 m)		
	Portique nu	Entièrement rempli	Ratio (%)	Portique nu	Entièrement rempli	Ratio (%)	Portique nu	Entièrement rempli	Ratio (%)	Portique nu	Entièrement rempli	Ratio (%)
2	191.18	376.52	1.97	272.66	577.01	2.12	361.59	785.84	2.17	454.91	1003.95	2.21
4	371.16	848.59	2.29	532.95	1263.20	2.37	707.50	1691.14	2.39	891.26	2132.80	2.39
6	552.15	1337.98	2.42	791.36	1956.15	2.47	1053.37	2596.26	2.46	1324.90	3257.49	2.46

Unité utilisée kN

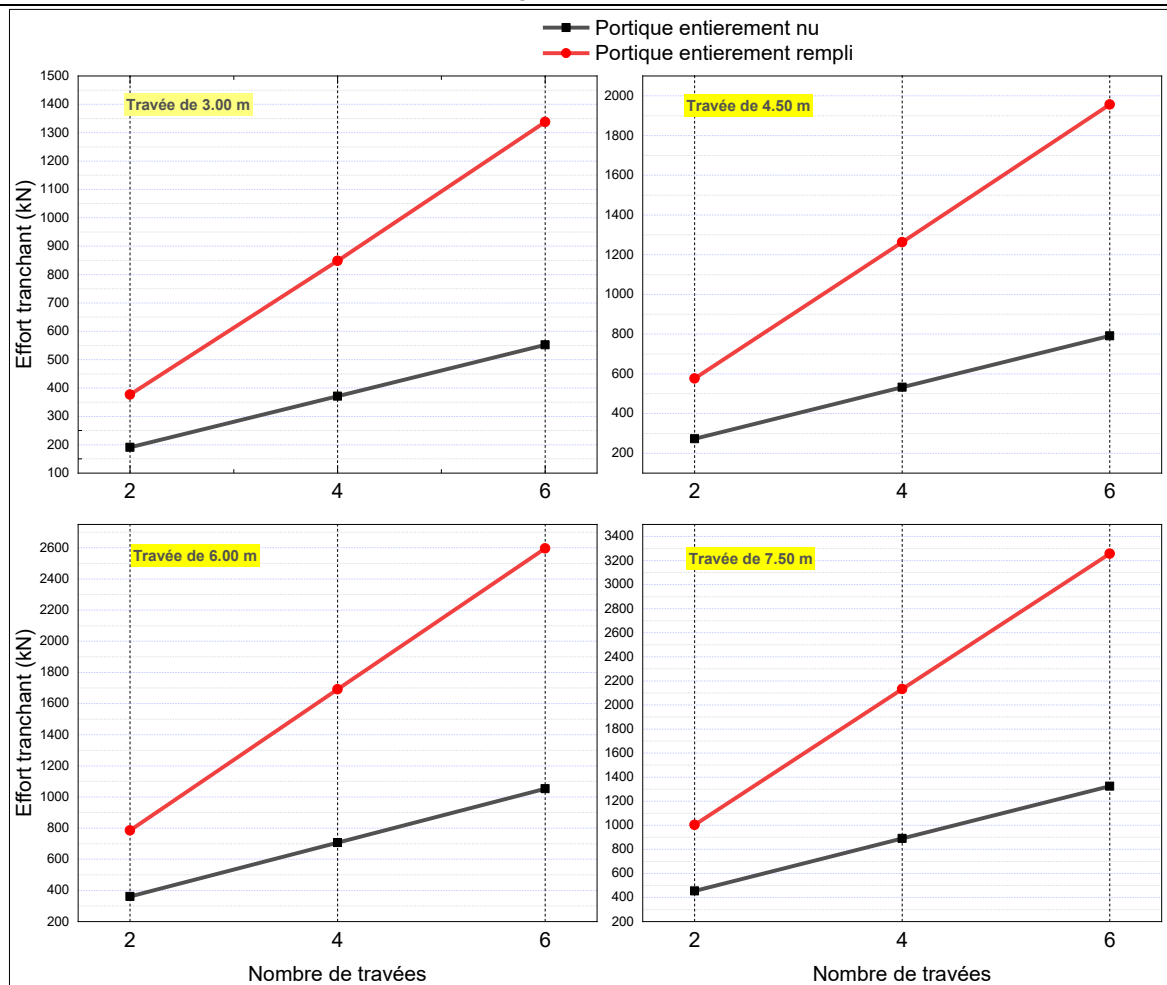


Figure IV.18 - Effort tranchant à la base des portiques analysés

Le tableau IV.14 et la Figure IV.18 résument les résultats des différents modèles qui ont été analysés en termes d'effort tranchant à la base, qui peuvent être interprétés comme suit :

Ces résultats nous permettent de constater que tous les portiques entièrement remplis ont enregistré des valeurs d'effort tranchant à la base beaucoup plus importante que leurs homologues entièrement nus. Ceci est dû à la prise en compte des murs de

remplissage en maçonnerie chaînée par leur inclusion dans la modélisation des portiques en béton armé, qui a participé de manière significative à l'augmentation des valeurs d'effort tranchant à la base et donc augmente la résistance de ces portiques aux charges sismiques.

Si nous voulons détailler l'analyse des résultats susmentionnés, nous pouvons dire que les valeurs de cisaillement à la base de tous les modèles de portiques entièrement remplis ont augmenté de plus de 2 fois par rapport à leurs homologues entièrement nus.

Ces valeurs significatives enregistrées par tous les portiques entièrement remplis ont démontré la contribution importante des murs de remplissage en maçonnerie chaînée à l'amélioration des performances de ces portiques lorsqu'ils sont exposés à des charges sismiques.

### **Comparaison des modèles analysés en termes de déplacement maximal**

Tableau IV.15 - Déplacement maximal des portiques analysés

Nombre de travées	Longueur de travée (3,00 m)			Longueur de travée (4,50 m)			Longueur de travée (6,00 m)			Longueur de travée (7,50 m)		
	Portique nu	Entièrement rempli	Ratio (%)	Portique nu	Entièrement rempli	Ratio (%)	Portique nu	Entièrement rempli	Ratio (%)	Portique nu	Entièrement rempli	Ratio (%)
2	0.0710	0.0224	68.45%	0.0682	0.0194	71.55%	0.0661	0.0179	72.92%	0.0646	0.0170	73.68%
4	0.0683	0.0167	75.55%	0.0671	0.0158	76.45%	0.0658	0.0151	77.05%	0.0648	0.0148	77.16%
6	0.0677	0.0148	78.14%	0.0666	0.0144	78.38%	0.0657	0.0142	78.39%	0.0649	0.0141	78.27%
Unité utilisée : mètre												

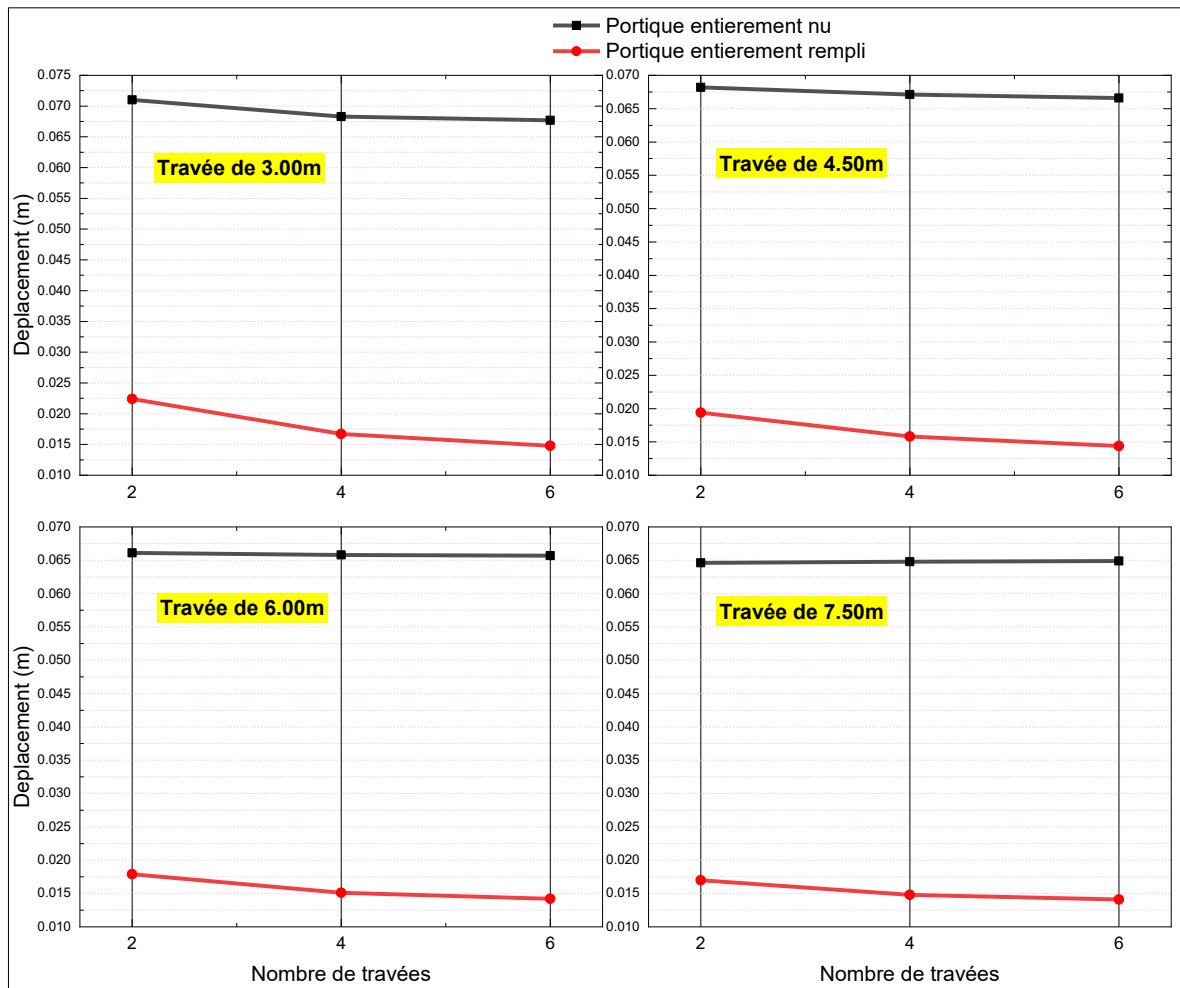


Figure IV.19. Déplacement maximal des portiques analysés

A travers le Tableau IV.15 et la Figure IV.19, qui représentent les résultats obtenus dans le portique de l'analyse de la réponse sismique en termes de déplacement maximal des portiques en béton armé, on peut lire ce qui suit :

Tous les portiques entièrement remplis ont enregistré des valeurs faibles par rapport à leurs homologues entièrement nus. Cette diminution des valeurs de déplacement maximal est le résultat de l'introduction de murs de remplissage en maçonnerie chaînée, dans les processus de modélisation des portiques en béton armé qui ont été proposés.

Ces résultats peuvent être détaillés en lisant les pourcentages, qui ont été enregistrés dans le tableau ci-dessus, où nous pouvons remarquer que tous les pourcentages ont varié entre 68% et 78%, qui sont des pourcentages importants, qui ne peuvent pas être négligés et qui ont indiqué le grand changement dans le comportement sismique de ces portiques. Ceci nous amène à dire que l'inclusion de ces murs dans le processus de modélisation peut jouer un rôle vital dans l'amélioration de la résistance des bâtiments en béton armé lorsqu'ils sont exposés à des charges sismiques.

## Comparaison des modèles analysés en termes de rigidité

Tableau IV.16 - Rigidité des portiques analysés

Nombre de travées	Longueur de travée (3,00 m)			Longueur de travée (4,50 m)			Longueur de travée (6,00 m)			Longueur de travée (7,50 m)		
	Portique nu	Entièrement rempli	Ratio (%)	Portique nu	Entièrement rempli	Ratio (%)	Portique nu	Entièrement rempli	Ratio (%)	Portique nu	Entièrement rempli	Ratio (%)
2	63490	348824	5.49	81177	475040	5.85	99541	598909	6.02	117996	721909	6.12
4	117440	724729	6.17	150066	961867	6.41	183734	1200600	6.53	217288	1440452	6.63
6	170975	1099107	6.43	218558	1447250	6.62	267613	1801793	6.73	316207	2159438	6.83

Unité utilisée : kN/m

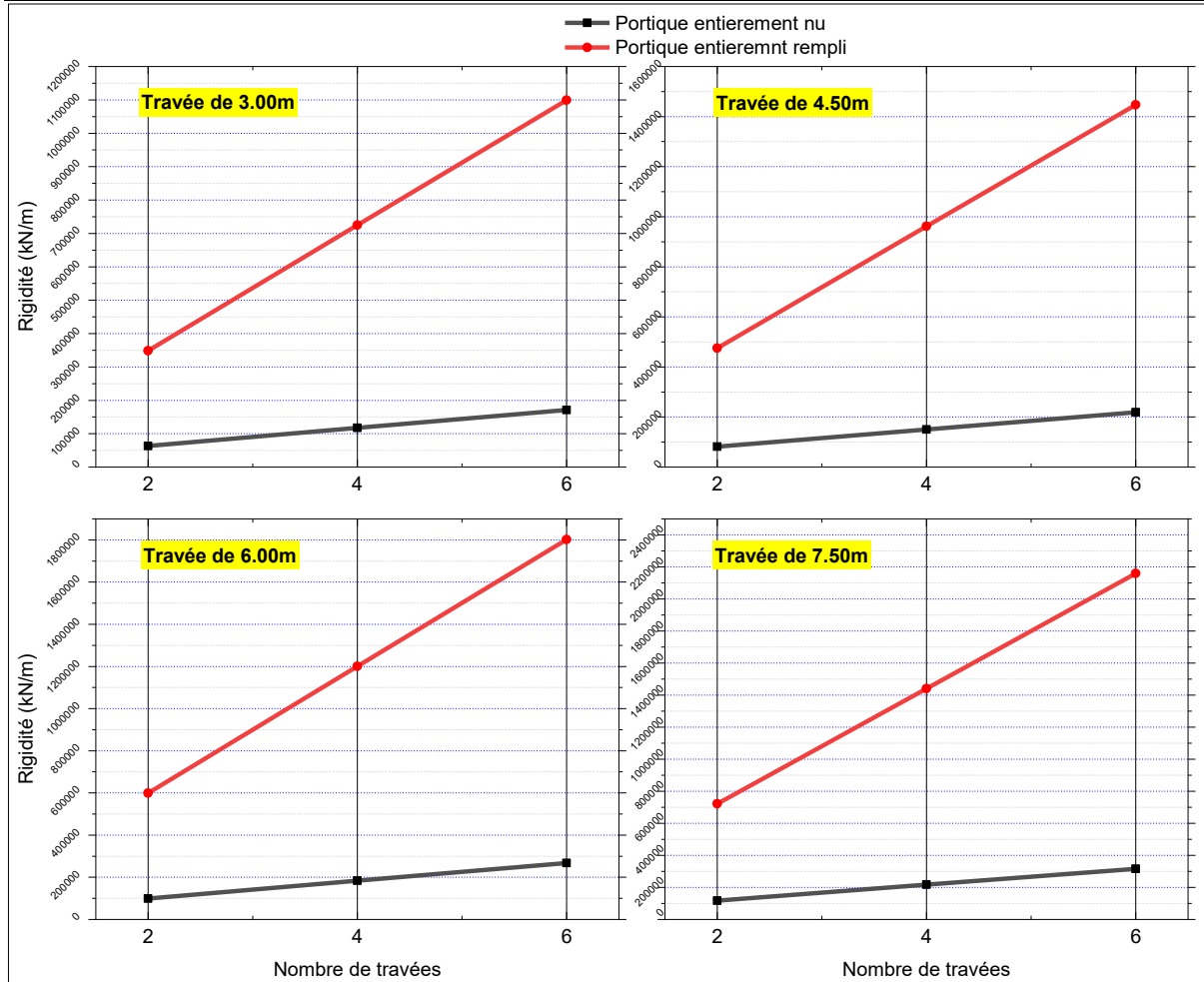


Figure IV.20. Rigidité des portiques analysés

Sur la base de la Figure IV.16 et le Tableau IV.20, on peut assez facilement lire les grandes valeurs du paramètre de rigidité enregistrées par tous les portiques entièrement remplis, par rapport aux portiques entièrement nus, et ceci est principalement dû à la présence de murs de remplissage en maçonnerie chaînée, dans le processus de modélisation des portiques en béton armé.

D'après les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, on constate que tous les portiques entièrement remplis ont des valeurs de rigidité entre 5 et 6 fois supérieures aux valeurs données par leurs homologues entièrement nus.

Les résultats obtenus nous ont prouvé au-delà de tout doute raisonnable que la modélisation directe de ces murs de maçonnerie chaînés a grandement contribué à améliorer la performance sismique des portiques en béton armé et a augmenté de manière significative la résistance de ces portiques lorsqu'ils sont exposés à des charges sismiques.

#### IV.4 Etude de cas N° 03 (Modèles tridimensionnels)

##### IV.4.1 Présentation des modèles proposés

La structure à analyser est représentée par un bâtiment en béton armé avec un rez-de-chaussée et 10 étages (R+10) à usage commercial.

Nous avons proposé quatre modèles qui sont :

Modèle entièrement nu (sans remplissage en maçonnerie), modèle entièrement rempli, modèle à un rez-de-chaussée nu et modèle avec ouvertures.

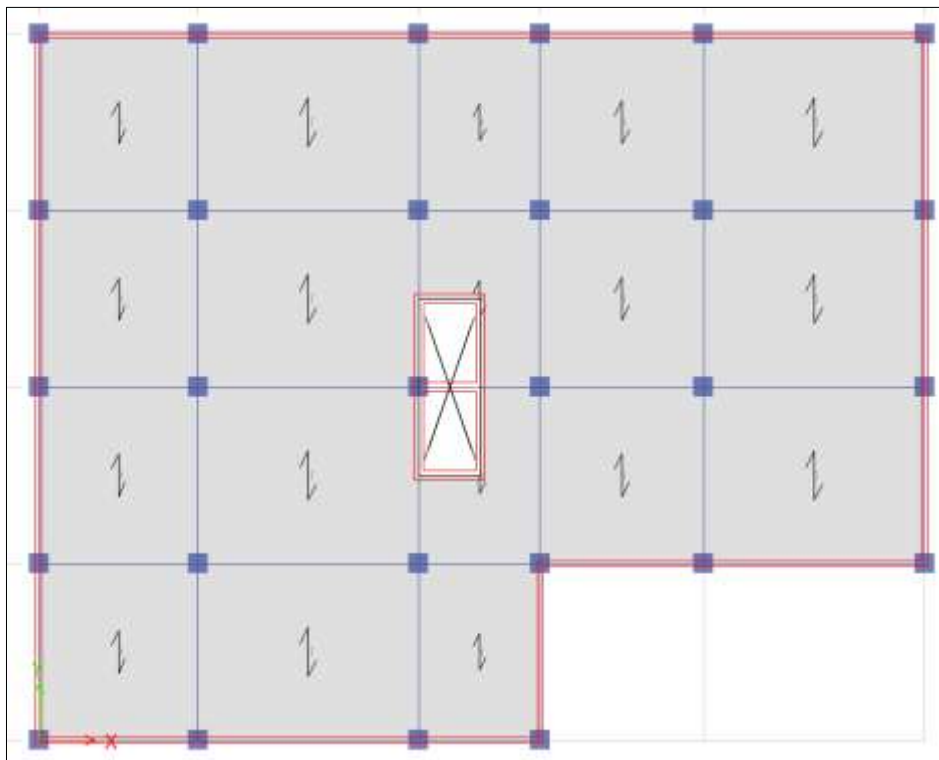


Figure IV.21 Vue en plan de la structure choisie

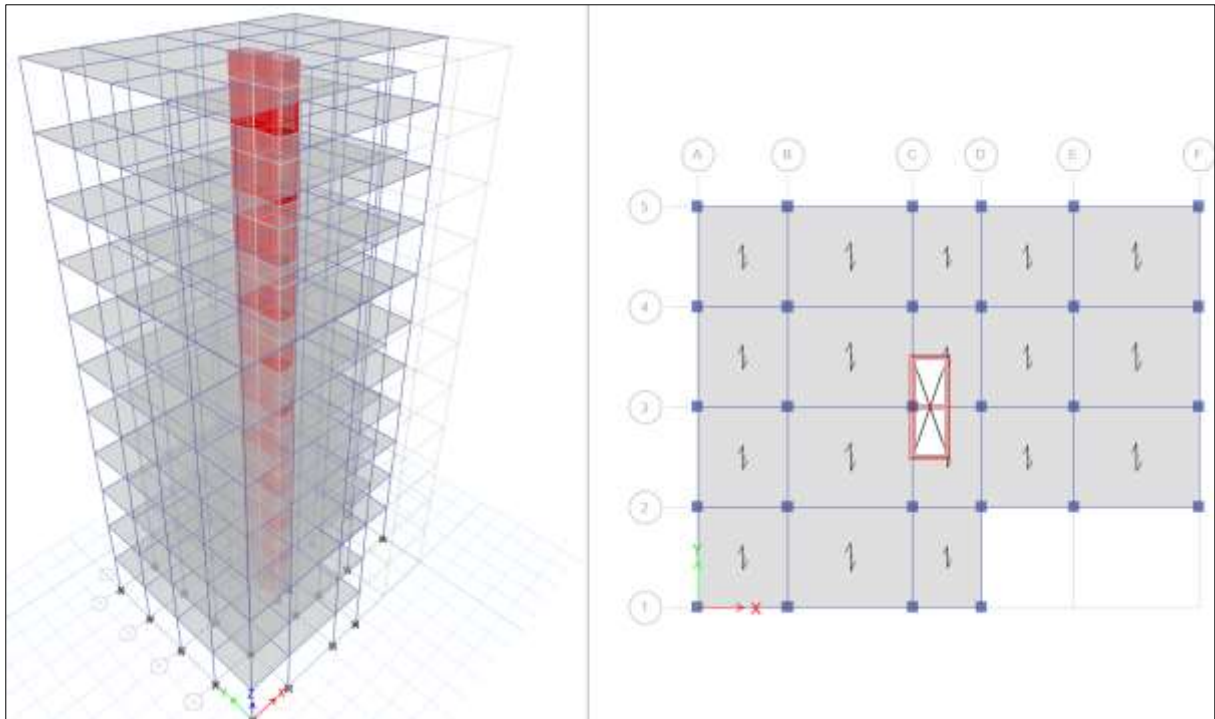


Figure IV.22 Modèle entièrement nu (MEN)

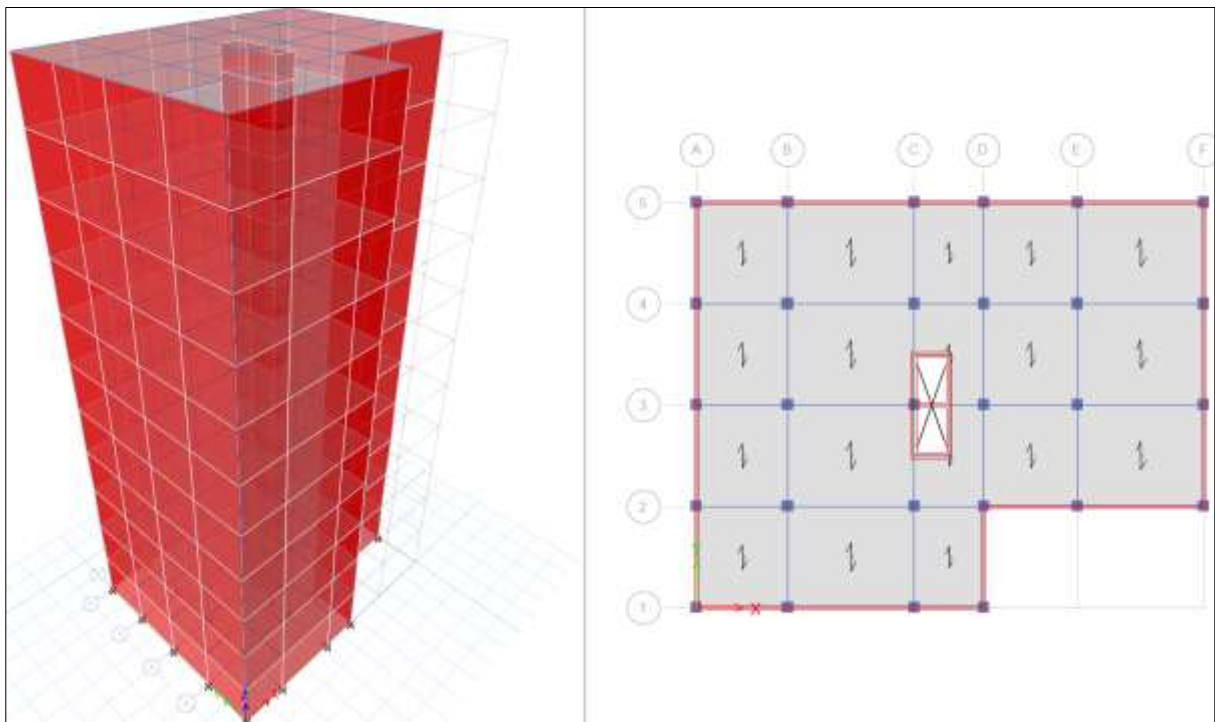


Figure IV.23 Modèle entièrement rempli (MER)

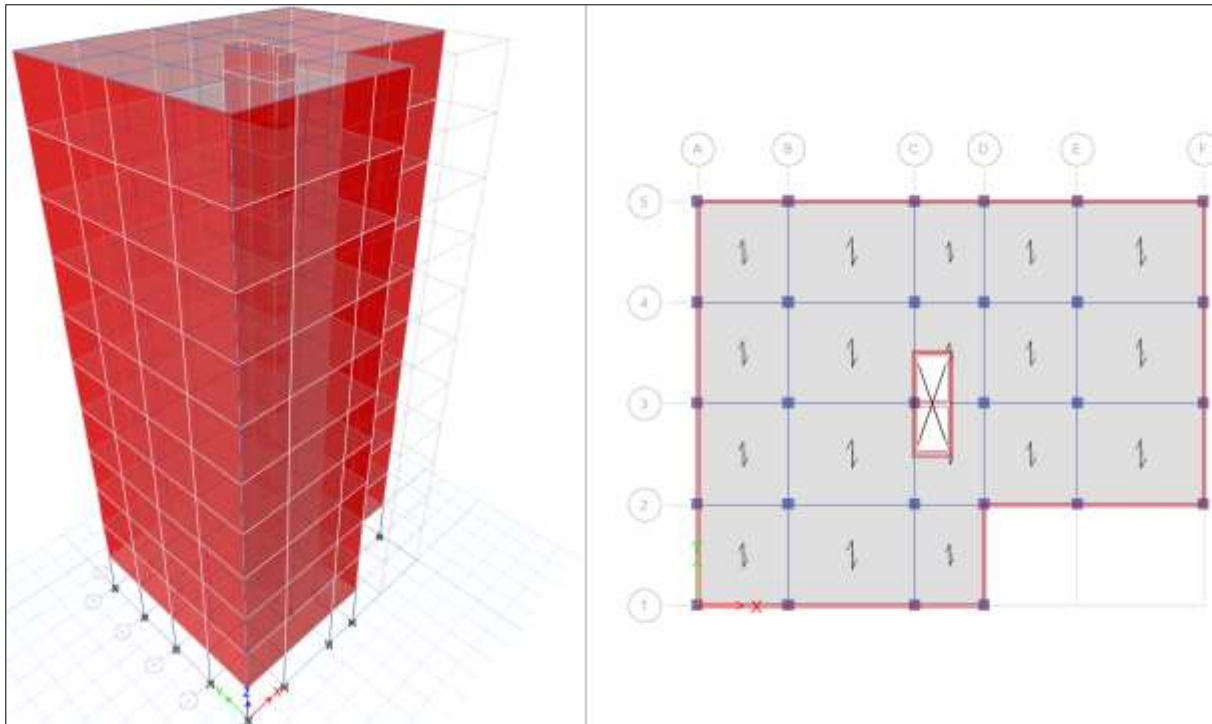


Figure IV.24 Modèle rempli avec RdC nu (MRN)

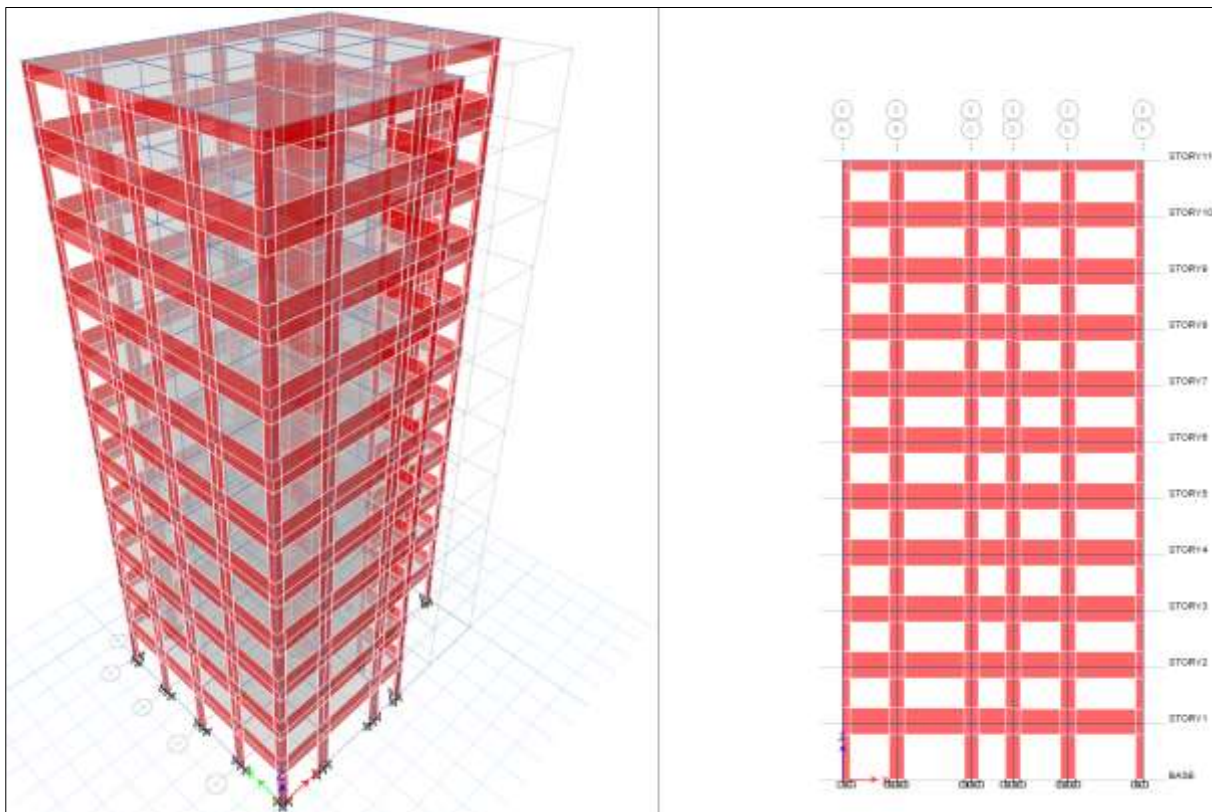


Figure IV.25 Modèle rempli avec ouvertures (MRO)

Ce bâtiment est implanté dans la wilaya de ANNABA classée en zone de moyenne sismicité (zone IIa), avec un site ferme et un groupe d'usage de 1B conformément aux règlement parasismique Algérien en vigueur (RPA99v2003).

Les murs extérieurs sont faits en double paroi en brique de 15 cm et 10cm d'épaisseur avec un vide d'air de 5cm, comme il est illustré dans le tableau IV.17

Tableau IV.17 - Caractéristiques géométriques et mécaniques des modèles

Désignation	Valeurs ou type
Résistance du béton (MPa)	25
Module d'élasticité du béton, $E_c$ (MPa)	32164
Résistance à la traction de l'acier (MPa)	500
Longueur totale du bâtiment (m)	20.05
Largeur totale du bâtiment (m)	16.00
Hauteur de l'étage (m)	3.74
Nombre de niveaux	11
Hauteur du bâtiment (m)	41.14
Longueur de travée // X (m)	3.60, 5.00, 2.75, 3.70 et 5.00
Longueur de travée // Y (m)	4.00 x 4
Résistance à la compression de la maçonnerie, $f_m$ (MPa)	2
Module d'élasticité de la maçonnerie, $E_m$ (MPa)	2000
Épaisseur des murs de maçonnerie, $t_m$ (m)	0.30

Pour les poutres principales, elles ont une section de 30x45 cm pour toutes les travées. Les poutres secondaires ont une section de 30x35 cm. De même, les sections des poteaux diminuent de 5 cm pour chaque trois niveaux, ils commencent par 60x60 cm et se terminent par 45x45 cm.

#### IV.4.2 Exploitations des résultats et interprétations

Après analyse des modèles suscités à l'aide du même logiciel (ETABS) utilisé en haut et par la méthode dynamique spectrale modale recommandée par le règlement parasismique algérien en vigueur (RPA99v2003). Dont le but de respecter le règlement national en considérant les critères de la période, de l'effort tranchant à la base, du déplacement maximal et du déplacement inter-étages, nous avons obtenu les résultats suivants :

#### **Comparaison en terme de période**

Tableau IV.18 - Comparaison en terme de période (Secondes)

	Mode 1	Mode 2	Mode 3
Modèle entièrement nu (MEN)	1.312	1.300	1.229
Modèle entièrement rempli (MER)	0.766	0.702	0.489
Ratio moyen MER/MEN	<b>49.28%</b>		
Modèle avec rez-de-chaussée nu (MRN)	0.778	0.723	0.543
Ratio moyen MRN/MEN	<b>46.97%</b>		
Modèle rempli avec ouvertures ( MRO)	0.993	0.959	0.747
Ratio moyen MRO/MEN	<b>29.92%</b>		

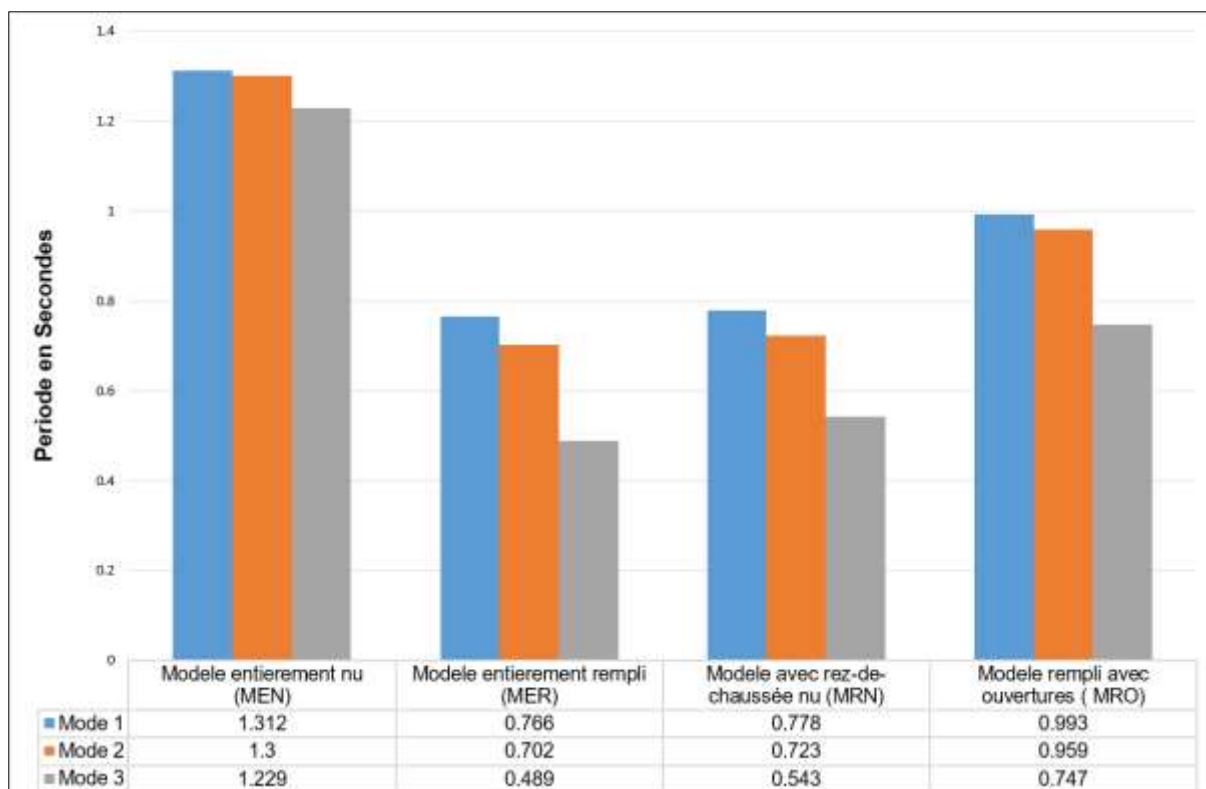


Figure IV.26 Comparaison en terme de période (Secondes)

A la lumière du tableau IV.18 et de la figure IV.26, on voit clairement que le modèle entièrement rempli, présente les valeurs les plus faibles de la période par rapport aux autres modèles analysés.

D'après le tableau IV, on peut voir que le modèle entièrement rempli (MER) augmente la rigidité du bâtiment moyennement par 49.28% par rapport au modèle entièrement nu (MEN). Le modèle avec rez-de-chaussée nu (MRN) augmente la rigidité du bâtiment moyennement par 46.97% par rapport au modèle entièrement nu (MEN). Le Modèle rempli avec ouvertures (MRO) augmente la rigidité du bâtiment moyennement par 29.92% par rapport au modèle entièrement nu (MEN).

Ces résultats nous confirment que la présence des murs de remplissage en maçonnerie chaînée contribue dans l'amélioration de la performance sismique du bâtiment. On constate aussi que la densité de remplissage augmente la rigidité de la structure.

### **Comparaison en terme de l'effort tranchant**

Tableau IV.19 - Comparaison en terme de l'effort tranchant (kN)

	$V_x$	$V_y$	$0.8V_{mse}$
Modèle entièrement nu (MEN)	1695.97	1634.44	1,383.88
Modèle entièrement rempli (MER)	3814.66	3526.32	3,197.29
Modèle avec rez-de-chaussée nu (MRN)	3809.42	3525.98	3,130.70
Modèle rempli avec ouvertures (MRO)	3002.52	2870.40	2,582.12

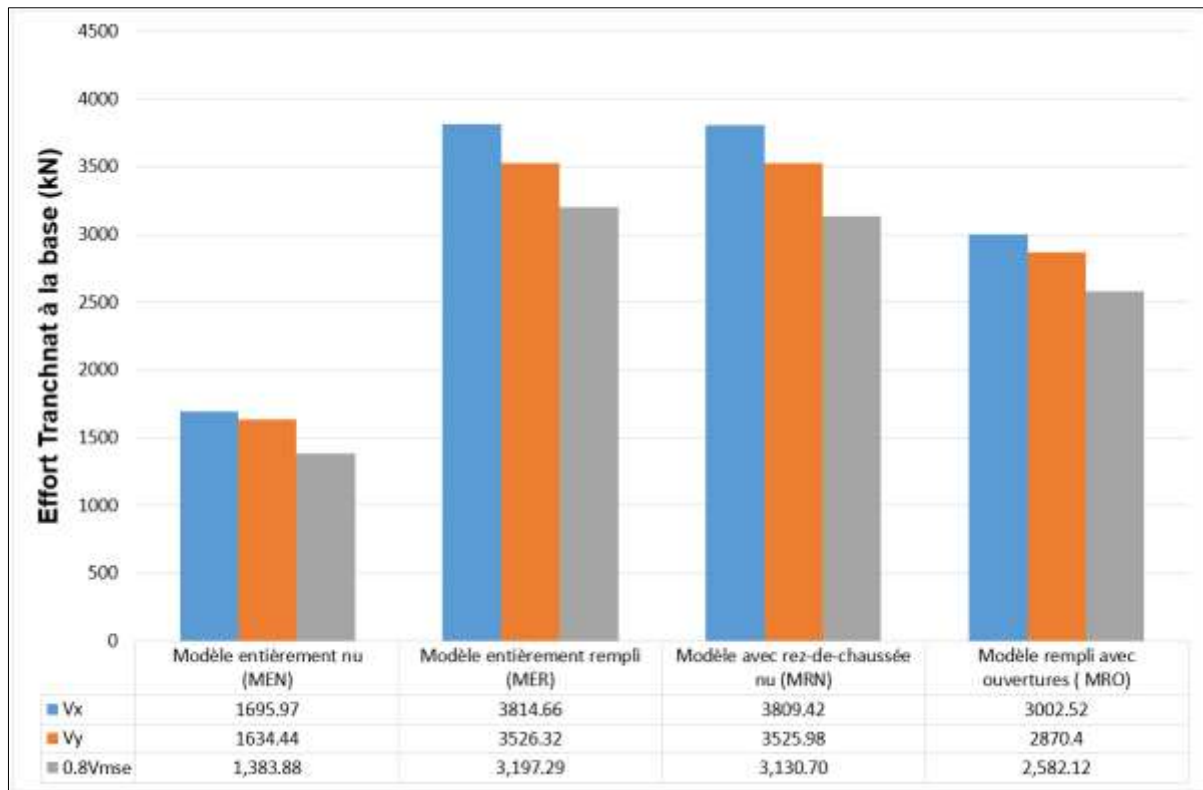


Figure IV.27 Comparaison en terme de l'effort tranchant (kN)

A la lumière du tableau IV.19 et de la figure IV.27, on voit clairement que le modèle entièrement rempli présente les valeurs les plus fortes de l'effort tranchant déterminé par la méthode dynamique spectrale modale ce qui nous donne une vérification satisfaite vis-à-vis l'article 4.3.6 du RPA99v 2003, malgré que tous les modèles vérifient l'article suscitée. En contrepartie, on peut dire que le taux minimal de remplissage en maçonnerie chaînée influe négativement sur la rigidité du bâtiment. Les autres variantes présentent une légère différence entre les trois efforts sus cités qui met en risque cette importante vérification.

## Comparaison en terme de déplacement maximal

Tableau IV.20 - Déplacement maximal sens X

STORY	Déplacement maximal (m) sens X			
	Modèle entièrement nu	Modèle entièrement rempli	Modèle rempli avec RdC nu	Modèle rempli avec ouvertures
STORY11	0.039	0.0225	0.0232	0.0342
STORY10	0.0369	0.0214	0.0221	0.0325
STORY9	0.0341	0.02	0.0207	0.0303
STORY8	0.031	0.0183	0.019	0.0276
STORY7	0.0273	0.0163	0.0171	0.0245
STORY6	0.0232	0.014	0.0148	0.021
STORY5	0.0189	0.0116	0.0125	0.0173
STORY4	0.0143	0.0091	0.01	0.0133
STORY3	0.0097	0.0064	0.0074	0.0092
STORY2	0.0054	0.0039	0.0048	0.0053
STORY1	0.0018	0.0015	0.0022	0.0019
STORY11	0.039	0.0225	0.0232	0.0342

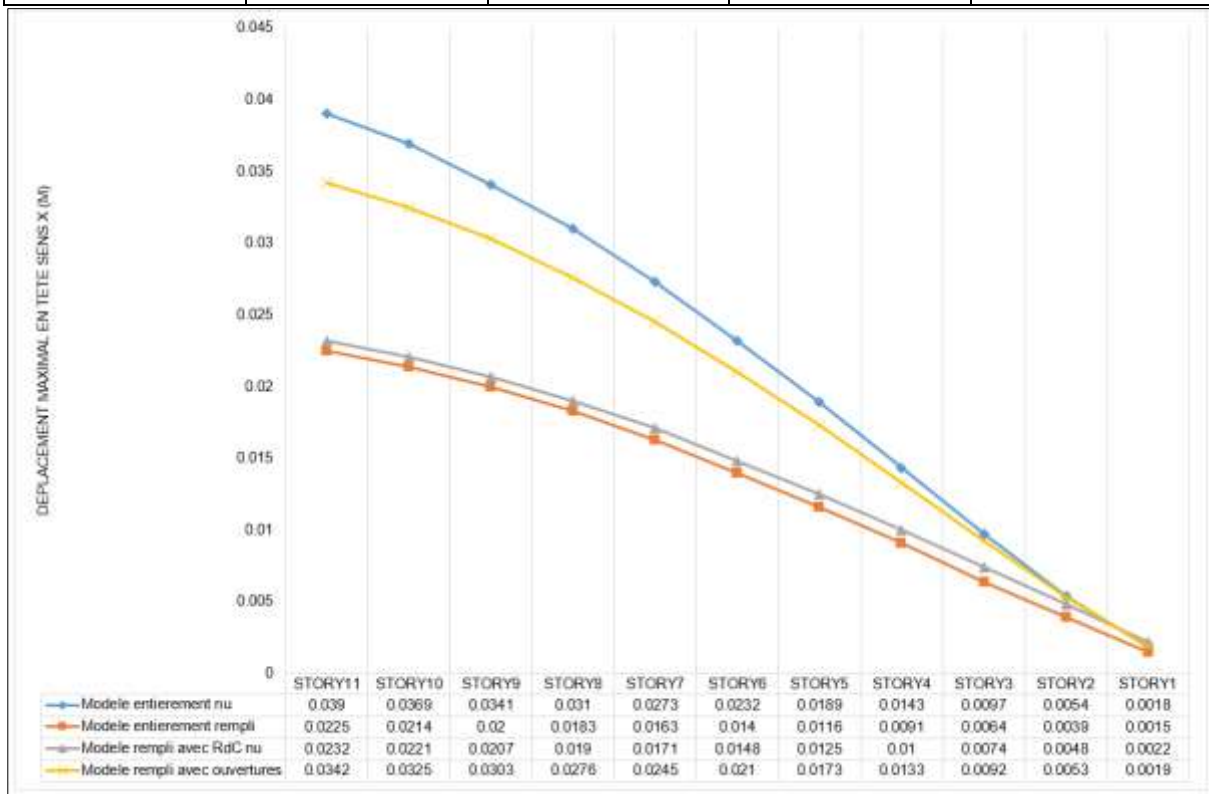


Figure IV.28 Déplacement maximal sens X

Tableau IV.21 - Déplacement maximal sens Y

STORY	Déplacement maximal (m) sens Y			
	Modèle entièrement nu	Modèle entièrement rempli	Modèle rempli avec RdC nu	Modèle rempli avec ouvertures
STORY11	0.046	0.0262	0.0271	0.0397
STORY10	0.0426	0.0245	0.0255	0.037
STORY9	0.0388	0.0226	0.0235	0.0339
STORY8	0.0345	0.0203	0.0213	0.0304
STORY7	0.0298	0.0179	0.0188	0.0266
STORY6	0.0249	0.0151	0.0161	0.0224
STORY5	0.0198	0.0123	0.0132	0.0181
STORY4	0.0147	0.0093	0.0103	0.0136
STORY3	0.0097	0.0064	0.0073	0.0092
STORY2	0.0053	0.0037	0.0046	0.0051
STORY1	0.0017	0.0014	0.002	0.0018
STORY11	0.046	0.0262	0.0271	0.0397

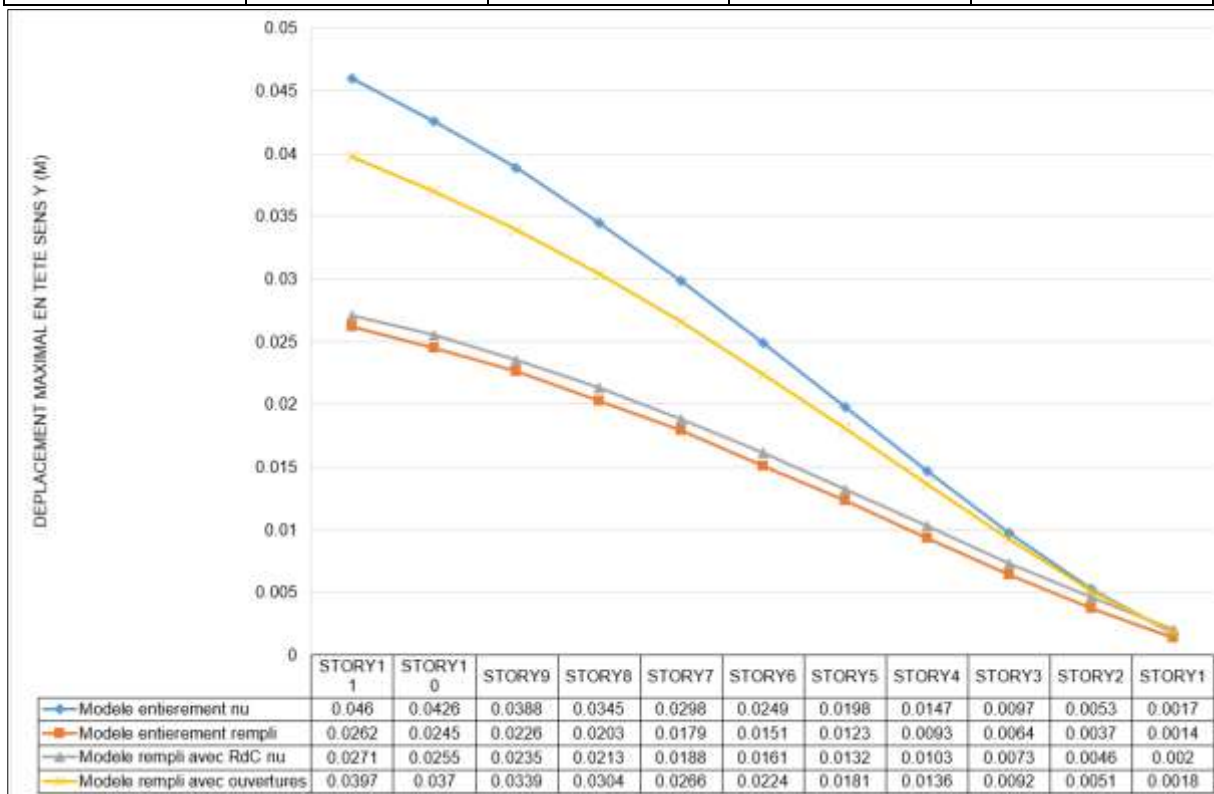


Figure IV.29 Déplacement maximal sens Y

L'analyse du tableau IV.20 avec la figure IV.28 et du tableau IV.21 avec la figure IV.29 à la fois qui représentent respectivement le déplacement maximal sens X et le déplacement maximal sens Y, nous donne que le modèle entièrement rempli (MER) présente les valeurs les plus faibles par rapport aux autres, suivi par le modèle avec rez-de-chaussée nu (MRN), ensuite le modèle rempli avec ouvertures (MRO) et en dernier lieu le modèle entièrement nu (MEN).

Sans oublier que tous les modèles analysés vérifient cette importante condition qui limite les déplacements.

A travers ces résultats, on peut dire que la négligence des murs de remplissage en maçonnerie chaînée dans la phase de conception peut conduire les concepteurs à une fausse évaluation de la réponse sismique de la structure.

### Comparaison en terme de déplacement inter-étages

Tableau IV.22 - Déplacement inter-étages sens X

STORY	Déplacement inter-étages (m) sens X			
	Modèle entièrement nu	Modèle entièrement rempli	Modèle rempli avec RdC nu	Modèle rempli avec ouvertures
STORY11	0.0130152	0.00408408	0.00403172	0.00662354
STORY10	0.0154836	0.00520982	0.00513128	0.00828597
STORY9	0.0175219	0.0062832	0.00617848	0.00985677
STORY8	0.0196537	0.00729113	0.00717332	0.01145375
STORY7	0.0214302	0.0081158	0.00799799	0.01277584
STORY6	0.0221782	0.00856086	0.00844305	0.01343034
STORY5	0.0231132	0.00901901	0.0089012	0.01415029
STORY4	0.0232628	0.00925463	0.00917609	0.01447754
STORY3	0.0215424	0.00896665	0.0090321	0.0137445
STORY2	0.0179894	0.00831215	0.00913682	0.01184645
STORY1	0.008976	0.00524909	0.00767074	0.00679371
STORY11	0.0130152	0.00408408	0.00403172	0.00662354

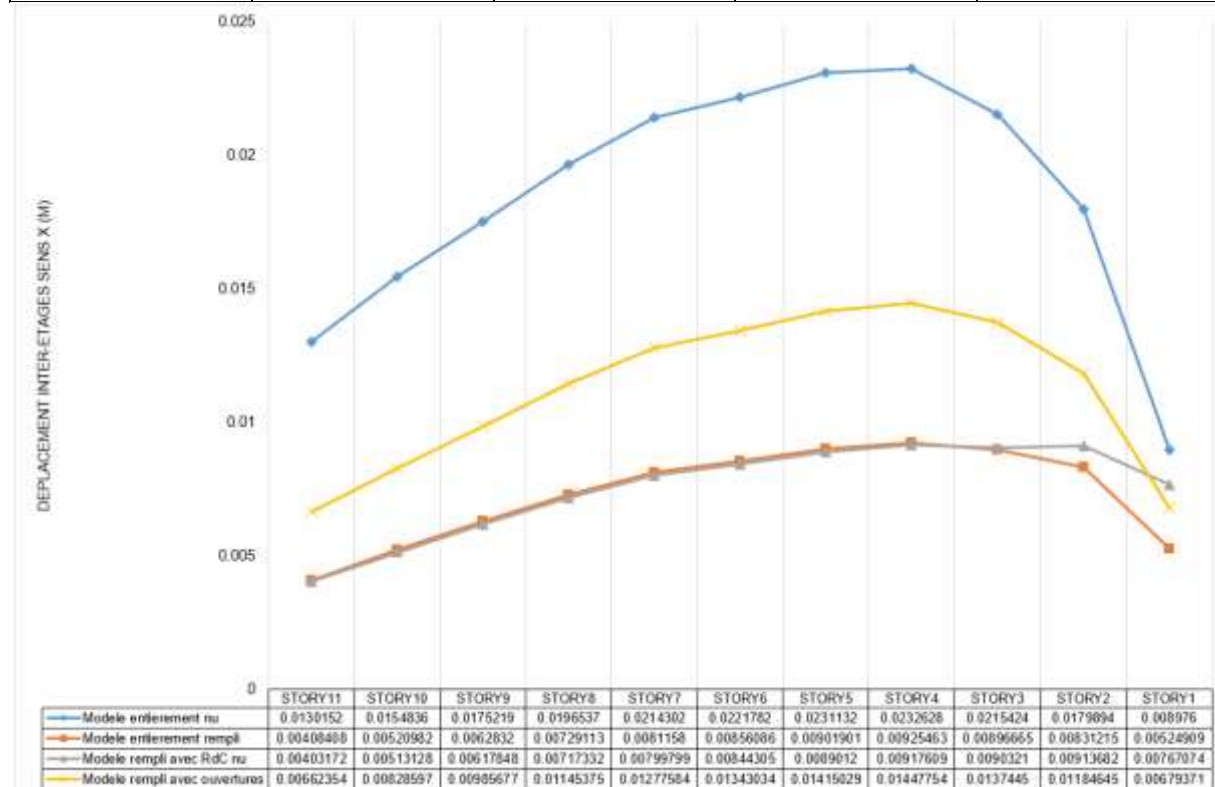


Figure IV.30 Déplacement inter-étages (m) sens X

Tableau IV.23 - Déplacement inter-étages sens Y

STORY	Déplacement inter-étages (m) sens Y			
	Modèle entièrement nu	Modèle entièrement rempli	Modèle rempli avec RdC nu	Modèle rempli avec ouvertures
STORY11	0.0175593	0.00607376	0.00607376	0.00977823
STORY10	0.020196	0.00712096	0.00712096	0.01134903
STORY9	0.0220099	0.00807653	0.00808962	0.01265803
STORY8	0.0238986	0.00900592	0.00901901	0.01399321
STORY7	0.0253946	0.00976514	0.00979132	0.01506659
STORY6	0.0256564	0.01014475	0.01018402	0.01552474
STORY5	0.025806	0.01039346	0.01045891	0.01582581
STORY4	0.0248897	0.01028874	0.01039346	0.01553783
STORY3	0.0222156	0.00950334	0.00966042	0.0141372
STORY2	0.0178772	0.00816816	0.00882266	0.01170246
STORY1	0.0085833	0.00480403	0.00712096	0.00632247
STORY11	0.0175593	0.00607376	0.00607376	0.00977823

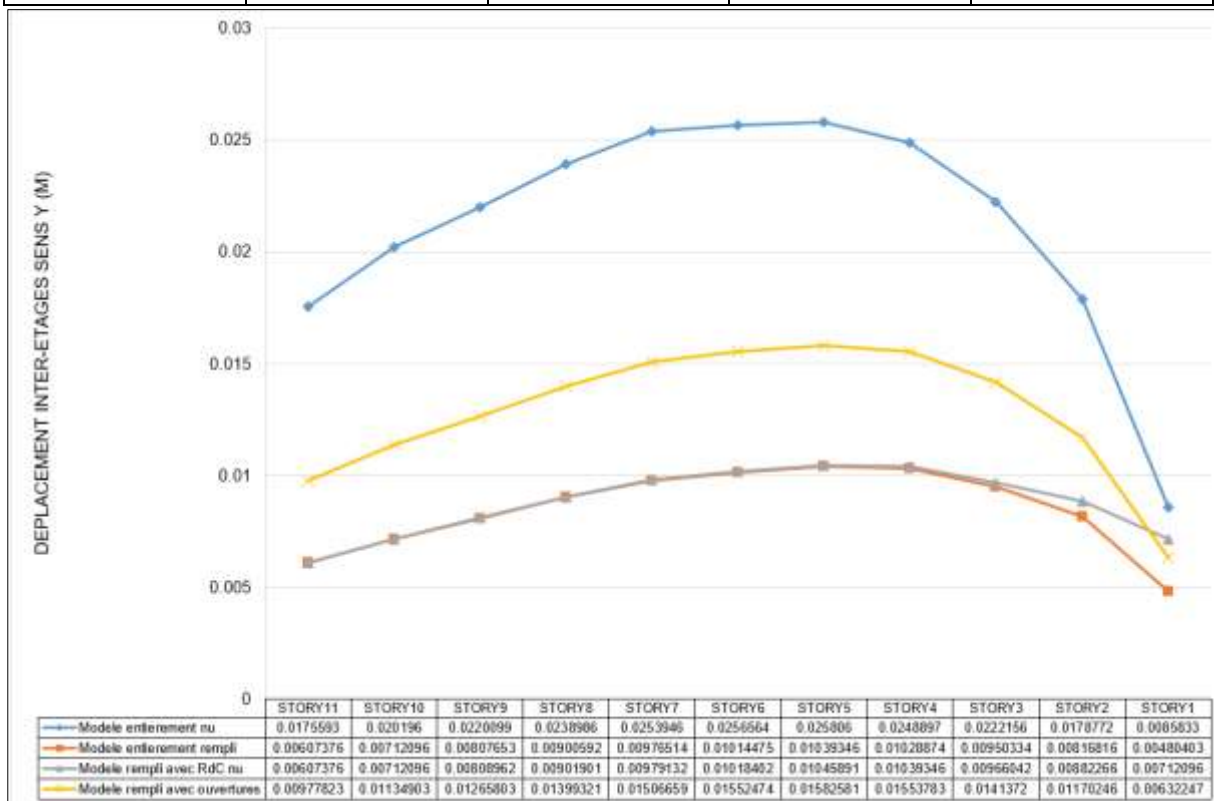


Figure IV.31 Déplacement inter-étages (m) sens Y

A vue d'œil, tous les modèles vérifient l'article 5.10 RPA 2003 concernant le déplacement inter-étages.

Par une simple lecture de tableau IV.22 avec la figure IV.30 et le tableau IV.23 avec la figure IV.31 qui représentent respectivement le déplacement inter-étages sens X et le déplacement inter-étages sens Y, on peut constater que le modèle entièrement rempli (MER) présente les valeurs les plus faibles par rapport aux autres, suivi par le modèle avec rez-de-chaussée nu (MRN), ensuite le modèle rempli avec ouvertures (MRO) et en dernier lieu le modèle entièrement nu (MEN)

De la même façon que la vérification de la condition précédente concernant le déplacement maximal en tête, on a constaté que l'inclusion des murs de remplissage en maçonnerie chaînée dans la phase d'analyse et de conception de ce type des bâtiments, influe considérablement sur les performances sismiques de la structure. Par contre on peut remarquer que la négligence de ces murs dans la modélisation et la simulation des bâtiments peut donner une interprétation incorrecte de la réponse sismique.

## CONCLUSION GENERALE

L'objectif principal de cette thèse est d'évaluer l'influence des murs de remplissage en maçonnerie chaînée des bâtiments en béton armé sous un chargement sismique. Cette évaluation est basée essentiellement sur le paramètre clé de la réponse sismique représenté par la période en se basant sur les critères, du nombre de travées, de la longueur de travée, du nombre de niveaux, de l'épaisseur de la maçonnerie chaînée, du rez-de-chaussée nu (RDC souple), du pourcentage des ouvertures dans les murs et du phénomène du poteau court.

Après cette évaluation, analyse et exploitation des résultats dans le chapitre précédent, on peut tracer les conclusions suivantes :

Avant de tracer les conclusions liées aux résultats obtenus, il faut noter que les portiques nus présentent des valeurs plus élevées de la période que les portiques soient partiellement ou entièrement remplis

1. Il y a une relation inverse entre l'augmentation du nombre de travée et les valeurs de la période de la structure. Il est très clair que l'introduction directe des murs de remplissage en maçonnerie chaînée dans la phase de modélisation de la structure, contribue dans la diminution des valeurs de période ce qui pousse la structure vers la rigidité et la résistance face aux actions sismiques.
2. Les grandes longueurs de travée influent inversement sur les valeurs de période.
3. L'augmentation du nombre de niveaux diminue les valeurs de période et par suite donne à la structure une rigidité additionnelle.
4. La modélisation des murs de remplissage en maçonnerie chaînée soit de 15cm d'épaisseur ou bien de 25cm d'épaisseur aide la structure d'abaisser les valeurs de la période et par suite d'apporter une résistance supplémentaire.
5. La présence d'un rez-de-chaussée nu (RdC souple) dans les structures partiellement remplies, donne une résistance mieux que les structures nues mais c'est moins que les structures entièrement remplies.
6. L'introduction des ouvertures dans les murs de remplissages en maçonnerie chaînée, par plusieurs pourcentages, contribue dans la diminution des valeurs de la période par rapport aux structures nues.
7. L'existence du phénomène du poteau court est généralement inévitable dans les structures, à cet effet nous avons étudié ce phénomène qui donne des valeurs moins que les valeurs de la période dans le cas des structures nues.

Sur la base de ce qui se précède, on peut dire que l'introduction des murs de remplissage en maçonnerie chaînée dans la phase de conception peut améliorer la réponse sismique des structures en béton armé sous actions sismiques.

En contrepartie la négligence de ces murs dans le processus de conception ou l'introduction de ces murs implicitement par des moyens proches, peut conduire à une fausse interprétation et aussi de donner aux concepteurs une analyse radicalement incorrecte et par suite une mauvaise idée sur le comportement réel de ce type de structures.

A cet effet il faut attirer l'attention des concepteurs, des calculateurs, des contrôleurs et de tous les chercheurs dans ce domaine, de la nécessité d'incorporer ces murs de remplissages en maçonnerie chaînée dans la phase de conception pour bien connaître le comportement réel des bâtiments en béton armé sous un changement sismique, et qui sont largement utilisés dans le monde et surtout dans notre pays.

Il est évident que la modélisation directe de ces murs dans la conception des bâtiments analysés contribue d'une façon très claire dans l'amélioration de la performance sismique des bâtiments en béton armé.

Il est indispensable de recommander l'introduction des murs de remplissage en maçonnerie dans la phase de conception des bâtiments en béton armé pour bien rapprocher au comportement réel de ce type de bâtiments sous chargement sismique.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- (CEN), E. C. for S. (2004). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance—Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. *European Standard EN 1998–1: 2004*. European Committee for Standardization Brussels.
- AFPS, A. F. du G. P., & Algerien, M. de l'Habitat. (2003). Seisme De Boumerdes 21 Mai 2003, Rapport Preliminaire, 1–9.
- Al-Chaar, G. (1998). *Non-ductile behavior of reinforced concrete frames with masonry infill panels subjected to in-plane loading*. CONSTRUCTION ENGINEERING RESEARCH LAB (ARMY) CHAMPAIGN IL.
- Al-chaar, G., Asce, M., Issa, M., Asce, M., Sweeney, S., & Asce, M. (2002). Behavior of Masonry-Infilled Nonductile Reinforced Concrete Frames, (August), 1055–1063.
- Al-Chaar, G., Lamb, G. E., & Issa, M. A. (2003). Effect of openings on structural performance of unreinforced masonry infilled frames. *ACI SPECIAL PUBLICATIONS*, 211, 247–262.
- Al-chaar, G., Mehrabi, A. B., & Manzouri, T. (2017). Finite Element Interface Modeling and Experimental Verificaion of Masonry-infilled R / C Frames, (July).
- Albanesi, T., Biondi, S., Candigliota, E., Le Maoult, A., & Nuti, C. (2008). SEISMIC FULL-SCALE TESTS ON A 3D INFILLED RC FRAME. *Proceedings of 14th WCEE, CD-ROM, Beijing, China*.
- Alfaiate, J., Sluys, L. J., & Pires, E. B. (2005). Mixed mode fracture in concrete and masonry. In *ICFXI, 11th international conference on fracture, Torino, Italy*.
- Alwashali, H., Suzuki, Y., & Maeda, M. (2017). SEISMIC EVALUATION OF REINFORCED CONCRETE BUILDINGS WITH, 1–12.
- Amato, G., Cavaleri, L., Fossetti, M., & Papia, M. (2008). Infilled frames: influence of vertical loads on the equivalent diagonal strut model. In *Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China*.
- Angel, R., Abrams, D. P., Shapiro, D., Uzarski, J., & Webster, M. (1994). *Behaviour of Reinforced Concrete Frames with Masonry Infills, Structural Research Series NO. 589*. UILU-ENG-94-2005, University of Illinois at Urbana, Illinois, USA.
- Anil, Ö., & Altin, S. (2007). An experimental study on reinforced concrete partially infilled frames. *Engineering Structures*, 29(3), 449–460.
- Asce, T., Project, P., Team, P., Committee, A. S., Rehabilitation, S., Committee, A. S., ... Register, A. O. (2000). FEMA 356 Prestandard November 2000, (November).
- Asteris, P G. (2008). Finite element micro-modeling of infilled frames. *Electronic Journal of Structural Engineering*, 8(8), 1–11.
- Asteris, P G, Asce, M., Antoniou, S. T., Sophianopoulos, D. S., Asce, M., & Chrysostomou, C. Z. (2011). Mathematical Macromodeling of Infilled Frames :

State of the Art, (December), 1508–1517.  
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000384](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000384).

- Asteris, Panagiotis G. (2003). Lateral stiffness of brick masonry infilled plane frames. *Journal of Structural Engineering*, 129(8), 1071–1079.
- Asteris, Panagiotis G, Cotsovos, D. M., Chrysostomou, C. Z., Mohebkhah, A., & Al-Chaar, G. K. (2013). Mathematical micromodeling of infilled frames: state of the art. *Engineering Structures*, 56, 1905–1921.
- Attard, M. M., Nappi, A., & Tin-Loi, F. (2007). Modeling fracture in masonry. *Journal of Structural Engineering*, 133(10), 1385–1392.
- Bahadir, F. (2020). Experimental study on three-dimensional reinforced concrete frames subjected to dynamic loading. *Structures*, 24(December 2019), 835–850.  
<https://doi.org/10.1016/j.istruc.2020.01.045>
- Baran, M., & Sevil, T. (2010). Analytical and experimental studies on infilled RC frames. *International Journal of the Physical Sciences*, 5(13), 1981–1998.
- Barros, M., Cavaco, E., Neves, L., & Júlio, E. (2019). Effect of non-structural masonry brick in fill walls on the robustness of a RC framed building severely damaged due to a landslide. *Engineering Structures*, 180(November 2018), 274–283.  
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.11.027>
- Basha, S. H., Surendran, S., Kaushik, H. B., & Asce, M. (2020). Empirical Models for Lateral Stiffness and Strength of Masonry-Infilled RC Frames Considering the Influence of Openings, 146(4). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0002562](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002562)
- Bazan, E., & Meli, R. (1980). Seismic analysis of structures with masonry walls. In *Proc., 7th World Conf. on Earthquake Engineering* (Vol. 5, pp. 633–640). International Association of Earthquake Engineering (IAEE) Tokyo.
- Braga, F., Manfredi, V., Masi, A., Salvatori, A., & Vona, M. (2011). Performance of non-structural elements in RC buildings during the L'Aquila, 2009 earthquake. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 9(1), 307–324.
- Buitrago, M., Bertolesi, E., Sagasetta, J., Calder, P. A., & Adam, M. (2021). Robustness of RC building structures with infill masonry walls: Tests on a purpose-built structure, 226(August 2020). <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111384>
- Butenweg, C., Marinković, M., & Salatić, R. (2019). Experimental results of reinforced concrete frames with masonry infills under combined quasi - static in - plane and out - of - plane seismic loading. *Bulletin of Earthquake Engineering*, (0123456789). <https://doi.org/10.1007/s10518-019-00602-7>
- Carol, I., Prat, P. C., & Lopez, C. M. (1997). Normal/shear cracking model: application to discrete crack analysis. *Journal of Engineering Mechanics*, 123(8), 765–773.
- Cavaleri, L., Fossetti, M., & Papia, M. (2005). Infilled frames: developments in the evaluation of cyclic behaviour under lateral loads. *Structural Engineering and Mechanics*, 21(4), 469–494.

- Chrysostomou, C. Z., & Asteris, P. G. (2012). On the in-plane properties and capacities of infilled frames. *Engineering Structures*, 41, 385–402.
- Chrysostomou, C. Z., Gergely, P., & Abel, J. F. (2002). A six-strut model for nonlinear dynamic analysis of steel infilled frames. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, 2(03), 335–353.
- Colombo, A., Negro, P., & Verzeletti, G. (1998). Infilled frames: certainties and uncertainties. In *Proceedings of the 11th European Conference on Earthquake Engineering, Paris, France* (pp. 6–11).
- Combesure, D., & Pegon, P. (2000). Application of the local-to-global approach to the study of infilled frame structures under seismic loading. *Nuclear Engineering and Design*, 196(1), 17–40.
- Computers and Structures, I. (2000). ETABS Tutorial ETABS ®.
- Crisafulli, F., & Carr, A. (2007). Proposed macro-model for the analysis of infilled frame structures PROPOSED MACRO-MODEL FOR THE ANALYSIS OF INFILLED FRAME STRUCTURES, (August 2015). <https://doi.org/10.5459/bnzsee.40.2.69-77>
- Crisafulli, Francisco J, & Carr, A. J. (2007). PROPOSED MACRO-MODEL FOR THE ANALYSIS OF INFILLED FRAME STRUCTURES, 40(2), 69–77.
- Crisafulli, Francisco J, Carr, A. J., & Park, R. (2000). Analytical modelling of infilled frame structures. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 33(1), 30–47.
- Crisafulli, Francisco Javier. (1997). Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills.
- Dawe, J. L., & Seah, C. K. (1989). Out-of-plane resistance of concrete masonry infilled panels. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 16(6), 854–864.
- Dazio, A. (2008). The effect of the boundary conditions on the out-of-plane behaviour of unreinforced masonry walls. In *14th World Conference on Earthquake Engineering* (pp. 12–17).
- Decanini, L. D., & Fantin, G. E. (1986). Modelos simplificados de la mampostería incluida en porticos. *Características de Stiffnessy Resistencia Lateral En Estado Limite. Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural*, 2, 817–836.
- Del Piero, G. (1989). Constitutive equation and compatibility of the external loads for linear elastic masonry-like materials. *Meccanica*, 24(3), 150–162.
- Dhakal, R., Rupakhety, R., & Gautam, D. (2020). System Identification and Seismic Performance Assessment of Representative RC Buildings in Kathmandu Valley, (December). <https://doi.org/10.3389/fbuil.2020.601116>
- Dhanasekhar, M., & Page, A. W. (1986). THE INFLUENCE OF BRICK MASONRY INFILL PROPERTIES ON THE BEHAVIOUR OF I NFILLED FRAMES. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 81(4), 593–605.

- Dolšek, M., & Fajfar, P. (2002). Mathematical modelling of an infilled RC frame structure based on the results of pseudo-dynamic tests. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(6), 1215–1230.
- Dorji, S., Derakhshan, H., Zahra, T., & Thambiratnam, D. (2020). SEISMIC DESIGN OF MASONRY-INFILLED FRAMES: A REVIEW OF CODIFIED SEISMIC DESIGN OF MASONRY-INFILLED FRAMES: A REVIEW OF CODIFIED APPROACHES, 7(November). [https://doi.org/10.14455/ISEC.2020.7\(2\).STR-48](https://doi.org/10.14455/ISEC.2020.7(2).STR-48)
- El-Dakhakhni, W. W., Elgaaly, M., & Hamid, A. A. (2003). Three-strut model for concrete masonry-infilled steel frames. *Journal of Structural Engineering*, 129(2), 177–185.
- Lemonis, M. E., Education, T., Asteris, P. G., Education, T., Zitouniatis, D., ... Education, T. (2019). Modeling of the lateral stiffness of masonry infilled steel moment-resisting frames Modeling of the lateral stiffness of masonry infilled steel moment - resisting frames, (May). <https://doi.org/10.12989/sem.2019.70.4.421>
- Eren, N., Brunesi, E., & Nascimbene, R. (2019). Influence of masonry infills on the progressive collapse resistance of reinforced concrete framed buildings. *Engineering Structures*, 178(October 2018), 375–394. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.10.056>
- Fardis, M N, Bousias, S. N., Franchioni, G., & Panagiotakos, T. B. (1999). Seismic response and design of RC structures with plan-eccentric masonry infills. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 28(2), 173–191.
- Fardis, M N, Bousias, S. N., & Panagiotakos, T. B. (1998). Seismic response and design of irregularly infilled rc structures. In *Proceedings 11th European Conference on Earthquake Engineering, Paris*.
- Fardis, Michael N. (2000). Design provisions for masonry-infilled RC frames. In *Proceedings of 12th World Conference on Earthquake Engineering* (p. 2553).
- Filippou, C. A., Kyriakides, N. C., & Chrysostomou, C. Z. (2020). Numerical Modelling and Simulation of the In-Plane Response of a Three-Storey Masonry-Infilled RC Frame Retrofitted with TRM, 2020.
- Fiorato, A. E., Sozen, M. A., & Gamble, W. L. (1970). *An investigation of the interaction of reinforced concrete frames with masonry filler walls*. University of Illinois Engineering Experiment Station. College of ....
- Flanagan, R. D., & Bennett, R. M. (1999). Bidirectional behavior of structural clay tile infilled frames. *Journal of Structural Engineering*, 125(3), 236–244.
- Fonseca, G. M., Silva, R. M., & Lourenço, P. B. (1998). The behaviour of two masonry infilled frames: a numerical study. In *Proceedings of the 4th World Conference on Comp. Mech. CD-ROM. Buenos Aires, Argentina*. Citeseer.
- Furtado, Andr, & Rodrigues, H. (2021). applied sciences A Review of the Performance of Infilled RC Structures in Recent Earthquakes.
- Furtado, André, Rodrigues, H., Arêde, A., Varum, H., & Rodrigues, H. (2018). Effect of the Panel Width Support and Columns Axial Load on the Infill Masonry Walls Out-

Of-Plane Behavior Effect of the Panel Width Support and Columns Axial Load on the Infill Masonry Walls Out-Of-Plane Behavior. *Journal of Earthquake Engineering*, 00(00), 1–29. <https://doi.org/10.1080/13632469.2018.1453400>

- Galli, M. (2006). Evaluation of the seismic response of existing RC frame buildings with masonry infills. *Master Degree in Earthquake Engineering Master Thesis, European School of Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk (ROSE School), ROSE School, Pavia.*
- Gentile, R., Pampanin, S., Raffaele, D., & Uva, G. (2019). Non-linear analysis of RC masonry - infilled frames using the SLaMA method: part 1 — mechanical interpretation of the infill / frame interaction and formulation of the procedure. *Bulletin of Earthquake Engineering*, (0123456789). <https://doi.org/10.1007/s10518-019-00580-w>
- Gergely, P., White, R. N., & Mosalam, K. M. (1994). Evaluation and modeling of infilled frames. In *Proc. of NCEER Workshop on Seismic Response of Masonry Infills*, Ed. DP Abrams, NCEER-94-0004.
- Giannakas, A., Patronis, D., & Fardis, M. (1987). 'The influence of the position and the size of openings to the elastic rigidity of infill walls. In *Proc., 8th Hellenic Concrete Conf* (pp. 49–56).
- Gkournelos, P. D., Triantafyllou, T. C., Asce, M., & Bournas, D. A. (2020). Integrated Structural and Energy Retrofitting of Masonry Walls: Effect of In-Plane Damage on the Out-of-Plane Response, 24(5), 1–9. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CC.1943-5614.0001066](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0001066)
- Griffith, M. (2008). Seismic Retrofit of RC Frame Buildings with Masonry Infill Walls: Literature Review and Preliminary Case Study. *JRC Publication and Technical Reports*, 72. <https://doi.org/10.1155/2009/135637>
- Guinea, G. V, Hussein, G., Elices, M., & Planas, J. (2000). Micromechanical modeling of brick-masonry fracture. *Cement and Concrete Research*, 30(5), 731–737.
- Hamburger, R. O., Chakradeo, A. S., & Consortium, U. S. C. U. S. E. (1993). Methodology for seismic capacity evaluation of steel-frame buildings with infill unreinforced masonry. In < 1993= Mil novecientos noventa y tres> *National Earthquake Conference: Earthquake Hazard Reduction in the Central and Eastern United States: A Time for Examination and Action* (pp. 173–182). US Central United States Earthquake Consortium (CUSEC).
- Han, D. J., & Chen, W.-F. (1987). Constitutive modeling in analysis of concrete structures. *Journal of Engineering Mechanics*, 113(4), 577–593.
- Han, S. W., & Lee, C. S. (2020). Cyclic behavior of lightly reinforced concrete moment frames with partial- and full-height masonry walls. <https://doi.org/10.1177/8755293019899960>
- Hashemi, A., & Mosalam, K. M. (2006). Shake-table experiment on reinforced concrete structure containing masonry infill wall. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 35(14), 1827–1852.

- Hendry, A. W. (1981). The Resistance of Brickwork Structures to Accidental Damage BT - Structural Brickwork. In A. W. Hendry (Ed.) (pp. 165–175). London: Macmillan Education UK. [https://doi.org/10.1007/978-1-349-81439-8\\_7](https://doi.org/10.1007/978-1-349-81439-8_7)
- Holmes, M. (1961). Steel frames with brickwork and concrete infilling. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 19(4), 473–478.
- Hsieh, S. S., Ting, E. C., & Chen, W.-F. (1988). Applications of a plastic-fracture model to concrete structures. *Computers & Structures*, 28(3), 373–393.
- Humayun, S., & Hemant, B. (2018). A novel macromodel for prediction of shear failure in columns of masonry infilled RC frames under earthquake loading. *Bulletin of Earthquake Engineering*, (0123456789). <https://doi.org/10.1007/s10518-018-00537-5>
- Islam, M., & Chowdhury, S. R. (2020). Effect of Gaps Between Infill Wall and Reinforced Concrete Frame Under in Plane Loading -A Review Effect of Gaps Between Infill Wall and Reinforced Concrete Frame Under in Plane Loading – A Review, (October). <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.17699.07205>
- Journal, A., & Basic, O. F. (2017). AUSTRALIAN JOURNAL OF BASIC AND Representation of The Masonry Walls Techniques By Using FEM, 11(November), 39–48. <https://doi.org/10.22587/ajbas.2017.11.13.5>
- Kadysiewski, S., & Mosalam, K. M. (2009). *Modeling of unreinforced masonry infill walls considering in-plane and out-of-plane interaction* (Vol. 70). Pacific Earthquake Engineering Research Center Berkeley, California, USA.
- Kakaletsis, D. J., & Karayannis, C. G. (2008). Influence of masonry strength and openings on infilled R/C frames under cycling loading. *Journal of Earthquake Engineering*, 12(2), 197–221.
- Kappos, A. J., & Ellul, F. (2000). Seismic design and performance assessment of masonry infilled RC frames. In *Proceedings of the 12th world conference on earthquake engineering, paper*.
- Kaushik, H. B., Rai, D. C., & Eeri, M. (2006). Code Approaches to Seismic Design of Masonry-Infilled Reinforced Concrete Frames : A State-of-the-Art Review, 22(4), 961–983. <https://doi.org/10.1193/1.2360907>
- Klingner, R. E., & Bertero, V. V. (1978). Earthquake resistance of infilled frames. *Journal of the Structural Division*, 104(6), 973–989.
- Kömür, M. A., Deneme, İ. Ö., & Kara, M. A. (2019). The effects of infill wall on dynamic characteristics of reinforced concrete frame systems, 2(3), 123–130.
- Liau, T. C., & Kwan, K. H. (1985). Static and cyclic behaviours of multistorey infilled frames with different interface conditions. *Journal of Sound and Vibration*, 99(2), 275–283.
- Liberatore, L., & Decanini, L. D. (2011). Effect of infills on the seismic response of high-rise RC buildings designed as bare according to Eurocode 8. *Ingegneria Sismica*, 3, 7–23.

- Liberatore, Laura, Decanini, L. D., & Liberatore, D. (2004). Seismic lateral deformation and energy demands in bare and infilled RC frames. In *13th World Conference on Earthquake Engineering*.
- Liu, M., Cheng, Y., & Liu, X. (2011). Shaking table test on out-of-plane stability of infill masonry wall. *Transactions of Tianjin University*, 17(2), 125.
- Lotfi, H R, & Shing, P. B. (1991). An appraisal of smeared crack models for masonry shear wall analysis. *Computers & Structures*, 41(3), 413–425.
- Lotfi, Hamid R, & Shing, P. B. (1994). Interface model applied to fracture of masonry structures. *Journal of Structural Engineering*, 120(1), 63–80.
- Lourenco, P. B. (2020). Pushover Analysis of Unreinforced Irregular Masonry Buildings: Lessons From Different Modeling Approaches, (September). <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110830>
- Lourenço, P. B. (1996). Computational strategies for masonry structures [Ph. D. thesis]. *Delft University, The Netherlands*.
- Lu, X., Yang, Z., Chea, C., & Guan, H. (2019). International Journal of Disaster Risk Reduction Experimental study on earthquake-induced falling debris of exterior infill walls and its impact to pedestrian evacuation. *International Journal of Disaster Risk Reduction*, (October), 101372. <https://doi.org/10.1016/j.ijdr.2019.101372>
- Madan, A., Reinhorn, A. M., Mander, J. B., & Valles, R. E. (1997). Modeling of masonry infill panels for structural analysis. *Journal of Structural Engineering*, 123(10), 1295–1302.
- Magdi, M., Mohamed, A., Gomma, S., & El, H. (2019). Seismic evaluation of reinforced concrete structures infilled with masonry infill walls. *Asian Journal of Civil Engineering*, (1963). <https://doi.org/10.1007/s42107-019-00158-6>
- Mainstone, R. J. (1974). *Supplementary note on the stiffnesses and strengths of infilled frames*. Building Research Establishment, Building Research Station.
- Mallick, D. V, & Garg, R. P. (1971). Effect of openings on the lateral stiffness of infilled frames. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 49(2), 193–209.
- Mallick, D. V, & Severn, R. T. (1967). The behaviour of infilled frames under static loading. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 38(4), 639–656.
- Mansouri, A., Marefat, M. S., & Khanmohammadi, M. (2014). Experimental evaluation of seismic performance of low-shear strength masonry in fi lls with openings in reinforced concrete frames with de fi cient seismic details, 1210(September 2013), 1190–1210. <https://doi.org/10.1002/tal>
- Marinković, M., & Butenweg, C. (2019). Innovative decoupling system for the seismic protection of masonry infill walls in reinforced concrete frames. *Engineering Structures*, 197(July), 109435. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109435>
- Mehrabi, A. B., & Shing, P. B. (1997). Finite element modeling of masonry-infilled RC frames. *Journal of Structural Engineering*, 123(5), 604–613.

- Mehrabi, A. B., Shing, P. B., Schuller, M. P., & Noland, J. L. (1994). Performance of masonry-infilled R/C frames under in-plane lateral loads. *Rep. CU/SR-94*, 6.
- Minotto, M., Asce, S. M., Verlato, N., Ph, D., Donà, M., Ph, D., ... Ph, D. (2020). Strengthening of In-Plane and Out-of-Plane Capacity of Thin Clay Masonry Infills Using Textile- and Fiber-Reinforced Mortar, *24(6)*, 1–22. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CC.1943-5614.0001067](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0001067)
- Mochizuki, S. (1988). Inelastic behavior of framed shear wall governed by slip failure of wall panel. *Ratio*, *1(1)*, 2–7.
- Mohammadi, M., & Nikfar, F. (2013). Strength and stiffness of masonry-infilled frames with central openings based on experimental results. *Journal of Structural Engineering*, *139(6)*, 974–984.
- Mohebkah, A., Tasnimi, A. A., & Moghadam, H. A. (2007). A modified three-strut (MTS) model for masonry-infilled steel frames with openings.
- Mondal, G., & Jain, S. K. (2008). Lateral stiffness of masonry infilled reinforced concrete (RC) frames with central opening. *Earthquake Spectra*, *24(3)*, 701–723.
- Mosalam, K. M., White, R. N., & Ayala, G. (1998). Response of infilled frames using pseudo-dynamic experimentation. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, *27(6)*, 589–608.
- Mosalam, K. M., White, R. N., & Gergely, P. (1997). Computational strategies for frames with infill walls: Discrete and smeared crack analyses and seismic fragility.
- Nasiri, E., & Liu, Y. (2019). The out-of-plane behaviour of concrete masonry in fills bounded by reinforced concrete frames. *Engineering Structures*, *184*(July 2018), 406–420. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.01.098>
- Nasiri, E., & Liu, Y. (2020). Effect of prior in-plane damage on the out-of-plane performance of concrete masonry in fills, *222*(May 2019). <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111149>
- National Center for Integrated Building Studies and Research. (1996). Règles de conception et de calcul des maçonneries DTR C 2-45.
- Negro, P., Anthoine, A., Combescure, D., Magonette, G., Molina, J., Pegon, P., & Verzeletti, G. (1995). Tests on Four-Storey Full-Scale Reinforced Concrete Frame with Masonry Infills. *Preliminary Report, Special Publication No. 1*, 95.
- Negro, P., & Colombo, A. (1997). Irregularities induced by nonstructural masonry panels in framed buildings. *Engineering Structures*, *19(7)*, 576–585.
- Negro, Paolo, & Verzeletti, G. (1996). Effect of infills on the global behaviour of R/C frames: energy considerations from pseudodynamic tests. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, *25(8)*, 753–773.
- Papia, M, Cavaleri, L., & Fossetti, M. (2003). Infilled frames: developments in the evaluation of the stiffening effect of infills. *Structural Engineering and Mechanics*, *16(6)*, 675–693.

- Papia, MAURIZIO, & Cavaleri, L. (2000). Effetto irrigidente dei tamponamenti nei telai in ca. In *Atti della 2a conferenza plenaria "La sicurezza delle strutture in calcestruzzo armato sotto azioni sismiche con riferimento ai criteri progettuali di resistenza al collasso e di limitazione del danno dell'eurocodice* (Vol. 8, pp. 85–94).
- Patel, D. B., & Pindoria, K. (2001). Repair and strengthening guide for earthquake damaged low rise domestic buildings in Gujarat. *India GREAT Publication*, 1–91.
- Paulay, T., & Priestley, M. J. N. (1992). Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings.
- Personeni, S., Di Pilato, M., Palermo, A., & Pampanin, S. (2008). Numerical investigations on the seismic response of masonry infilled steel frames. In *The 14th World Conference on Earthquake Engineering* (pp. 12–17).
- Polyakov, S. V. (1960). On the interaction between masonry filler walls and enclosing frame when loaded in the plane of the wall. *Translations in Earthquake Engineering*, 2(3), 36–42.
- Pook, L. L., & Dawe, J. L. (1986). Effects of interface conditions between a masonry shear panel and surrounding steel frame. In *Proceedings of 4th Canadian Masonry Symposium, University of New Brunswick Press, Fredericton, NB, Canada* (pp. 910–921).
- Porto, F., Donà, M., Verlato, N., & Guidi, G. (2020). Experimental Testing and Numerical Modeling of Robust Unreinforced and Reinforced Clay Masonry Infill Walls , With and Without Openings, 6(December). <https://doi.org/10.3389/fbuil.2020.591985>
- Pujol, S., & Fick, D. (2010). The test of a full-scale three-story RC structure with masonry infill walls. *Engineering Structures*, 32(10), 3112–3121. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.05.030>
- Pul, S., & Emin, M. (2019). Cyclic behaviors of different type of hollow brick infill walls : A hinged rigid frame approach. *Construction and Building Materials*, 211, 899–908. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.03.285>
- Riddington, J. R. (1977). Analysis of infilled frames subject to racking with design recommendations.
- Risi, M. T. De. (2020). Recent Findings and Open Issues concerning the Seismic Behaviour of Masonry Infill Walls in RC Buildings, 2020.
- Rivero, C. E., & Walker, W. H. (1982). *An Analytical Study of the Interaction Frames and Infill Masonry Walls*. University of Illinois Engineering Experiment Station. College of ....
- Rodrigues, H., & Varum, H. (2021). The role of the openings in the out-of-plane behaviour of masonry infill walls, 244(December 2020). <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112793>
- Rots, J. G., & De Borst, R. (1987). Analysis of mixed-mode fracture in concrete. *Journal of Engineering Mechanics*, 113(11), 1739–1758.

- Rpa, D. (2003). REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 99 / version 2003.
- Sattar, S. (2014). Influence of Masonry Infill Walls and Other Building Characteristics on Seismic Collapse of Concrete Frame Buildings.
- Schmidt, T. (1989). An approach of modelling masonry infilled frames by the FE method and a modified equivalent strut method. *Annual Journal on Concrete and Concrete Structures.* Darmstadt, Germany: Darmstadt University.
- SeismoStruct User Manual 2018. (2018).
- Shan, S., Li, S., Metin, M., Sezen, H., & Wang, S. (2019). Effect of partial infill walls on collapse behavior of reinforced concrete frames. *Engineering Structures*, 197(May), 109377. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109377>
- Shing, P. B., & Mehrabi, A. B. (2002). Behaviour and analysis of masonry-infilled frames. *Progress in Structural Engineering and Materials*, 4(3), 320–331.
- Smith, B. S. (1967). Methods for predicting the lateral stiffness and strength of multi-storey infilled frames. *Building Science*, 2(3), 247–257.
- Smyrou, E., Blandon, C., Antoniou, S., Pinho, R., & Crisafulli, F. (2011). Implementation and verification of a masonry panel model for nonlinear dynamic analysis of infilled RC frames. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 9(5), 1519–1534.
- Sonpal, A., Kumar, M., & Sarma, H. D. (2019). Effect of Gap Between Column and Masonry Infill on the Response of Masonry- Effect of Gap Between Column and Masonry Infill on the Response of Masonry-Infilled Reinforced Concrete Frames, (June).
- Stavridis, A., & Shing, P. B. (2010). Finite-element modeling of nonlinear behavior of masonry-infilled RC frames. *Journal of Structural Engineering*, 136(3), 285–296.
- Stevens, D. J., & Liu, D. (1992). Strain-based constitutive model with mixed evolution rules for concrete. *Journal of Engineering Mechanics*, 118(6), 1184–1200.
- Surendran, S., & B Kaushik, H. (2012). Masonry infill RC frames with openings: review of in-plane lateral load behaviour and modeling approaches. *The Open Construction and Building Technology Journal*, 6(1).
- Syrmakizis, C. A., & Asteris, P. G. (2001). Influence of infilled walls with openings to the seismic response of plane frames. In *Proc. 9th Can. Masonry Symp.*
- Syrmakizis, C. A., & Vratsanou, V. Y. (1986). Influence of infill walls to RC frames response. In *Proceedings of the eighth European conference on earthquake engineering* (Vol. 3, pp. 5–6).
- Te-Chang, L., & Kwok-Hung, K. (1984). Nonlinear behaviour of non-integral infilled frames. *Computers & Structures*, 18(3), 551–560.
- Thiruvengadam, V. (1985). On the natural frequencies of infilled frames. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 13(3), 401–419.
- Tong, X., Hajjar, J. F., Schultz, A. E., & Shield, C. K. (2005). Cyclic behavior of steel

- frame structures with composite reinforced concrete infill walls and partially-restrained connections. *Journal of Constructional Steel Research*, 61(4), 531–552.
- Trapani, F. Di, Tomaselli, G., Cavaleri, L., & Bertagnoli, G. (2021). Macroelement Model for the Progressive-Collapse Analysis of Infilled Frames Macroelement Model for the Progressive-Collapse Analysis of Infilled Frames, (April). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0003014](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0003014)
- Tu, Y.-H., Chuang, T.-H., Liu, P.-M., & Yang, Y.-S. (2010). Out-of-plane shaking table tests on unreinforced masonry panels in RC frames. *Engineering Structures*, 32(12), 3925–3935.
- Varum, H., Rodrigues, H., & Costa, A. (2005). Numerical model to account for the influence of infill masonry on the RC structures behaviour. In *Proceedings of XII Portuguese Society Meeting/III International Material Symposium, University of Aveiro, Portugal*.
- Walls, I., Al-chaar, G. K., & Mehrabi, A. (2008). Constitutive Models for Nonlinear Finite Element Analysis of Masonry Prisms Constitutive Models for Nonlinear Finite Element Analysis of Masonry Prisms and Infill Walls, (March).
- Willam, K. J., & Warnke, E. P. (1974). Constitutive Model for the Triaxial Behavior of Concrete, IABSE Report Vol. 19, 1974. In *Colloquium on "Concrete Structures Subjected to Triaxial Stress", ISMES Bergamo*.
- Xie, X., Qu, Z., Fu, H., & Zhang, L. (2021). Effect of prior in-plane damage on the out-of-plane behavior of masonry infill walls. *Engineering Structures*, 226(October 2020), 111380. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111380>
- Xie, X., Zhang, L., & Qu, Z. (2020). A Critical Review of Methods for Determining the Damage States for the In-plane Fragility of Masonry Infill Walls A Critical Review of Methods for Determining the Damage States for the In-plane Fragility of Masonry Infill Walls. *Journal of Earthquake Engineering*, 00(00), 1–22. <https://doi.org/10.1080/13632469.2020.1835749>
- Yekrangnia, M., & Asteris, P. G. (2020). Multi-strut macro-model for masonry infilled frames with openings. *Journal of Building Engineering*, 32(July), 101683. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2020.101683>