
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE



École Nationale Polytechnique
École Doctorale « Ingénierie et Environnement »
Option
Construction et Environnement

Mémoire de Magister

Présenté par :

NOUI Saleh

Ingénieur d'Etat en Génie Civil

Thème :

ETUDE DU COMPORTEMENT SISMIQUE DES PORTIQUES
EN BETON ARME AVEC REMPLISSAGES

Soutenu le : 15 Mai 2011

Devant le jury composé de :

Président : Mr BALI Abderrahim

Professeur, ENP

Rapporteur : Mr KADID Abdelkrim

Maître de conférences, U.BATNA

Examineurs : Mr BELKACEMI Smain

Maître de conférences, ENP

Mr SILHADI Kamel

Maître de conférences, ENP

Promotion 2010

Remerciement

Je remercie Dieu qui nous a donné la force et le courage qu'il faut pour atteindre nos objectifs dans ce modeste travail.

Je voudrais exprimer ici toute ma plus profonde gratitude à mon directeur de mémoire monsieur Abdelkrim KADID qui nous a témoigné de sa confiance et de son aide scientifique et qui, par son expérience et son compétence, nous a transmis l'esprit de recherche.

J'aimerais aussi formuler ma plus vive reconnaissance Monsieur le Professeur Abderrahim BALI Coordonnateur de L'école Doctorale Ingénierie Et Environnement.

Mes plus sincères remerciements s'adressent aussi à monsieur le président et les membres du jury chargés d'examiner ce travail

En fin j'adresse toute ma profonde gratitude à tous ceux qui, de près ou de loin m'ont aidés et soutenu dans ce parcours.

Dédicaces

À... *Mon précieux père*

Ma chère mère

Mes chers grands parents

Mes frères

Toute la famille NOUI

Tous Mes proches, et surtout FODIL et HAKIM

À mes collègues Fouzi M , Fellahi.A,Bougerra.W ,Hamza R et Hamoud T

*À mes amis Salhi.adel, Boulanour.Azzouzi,Mehfoud.Touhari,Ahmed Atia, Saleh H,
Mohamed. ch.*

ainsi qu'à tous les autres ...

À tout le groupe du BET « BAUS »

À toute la promotion de l'école doctorale ingénierie et environnement 2010

Noui Saleh

ملخص:

هذه الدراسة متعلقة بتقدير تأثير جدران الحشو على التجاوب الزلزالي لإطارات من الخرسانة المسلحة من أجل بلوغ هذا الهدف ثلاث هياكل من الخرسانة المسلحة ذات خصائص ديناميكية مختلفة تمت دراستها تحت تأثير ثلاث اوكسيلرورغرامات جزائرية مسجلة، نماذج من عناصر الخرسانة المسلحة وجدران الحشو من الأجر تمت دراستها في إطار طريقة العناصر الدقيقة جدران الحشو من الأجر تم تمثيلها في إطار قاعدة المحاور وعناصر الخرسانة المسلحة بقاعدة الألياف توزيع اللامرونة على طول العنصر وخلال سمك المقطع المعتبر، برنامج الحساب : سيسمو ستراكل - استعمل من أجل التحليل غير الخطي للهياكل المحشوة وغير المحشوة بالأجر .

أنجز اختبار رقمي مكثف والنتائج المحصل عليها بينت أن جدران الحشو من الأجر تستطيع أن تغير السلوك الكلي للهياكل الخرسانة المسلحة و في النهاية دراسة بعض الخصائص من أجل تقييم درجة تأثير بعض العناصر .

الكلمات المفاتيح: إطارات خرسانة مسلحة محشو : إطارات بالأجر : نموذج حلقي غير خطي ، العناصر الدقيقة : تحليل حركي ، تحليل حركي ترايدي

Résumé :

Cette étude concerne l'évaluation de l'influence des panneaux de remplissage sur la réponse sismique des portiques en béton armé. Pour atteindre cet objectif, trois structures en béton armé ayant des caractéristiques dynamiques différentes sont analysées sous l'action de trois accélérogrammes Algériens enregistrés. Les modèles pour les éléments en béton armé et les panneaux de remplissage sont développés dans le cadre de la méthode des éléments finis. Les panneaux de remplissage ont été modélisés par l'approche des bielles et les éléments en béton armé par l'approche en fibres. La distribution de l'inélasticité le long de l'élément ainsi qu'à travers l'épaisseur de la section a été considérée. Le code de calcul Seismostruct a été utilisé pour l'analyse non linéaire des structures avec et sans remplissages. Une expérimentation numérique intensive a été entreprise. Les résultats obtenus indiquent que les panneaux de remplissage peuvent modifier le comportement global des structures en béton armé. Finalement, une étude paramétrique a été faite pour évaluer l'influence de certains paramètres.

Mots clés : portique en BA avec remplissage, portique maçonnée, modèle cyclique NL, bielle équivalente, méthode EF, analyse dynamique, analyse dynamique incrémental.

Abstract:

This study is concerned with the assessment of the effect of infill panels on the seismic response of reinforced concrete frames. To meet this objective, three reinforced concrete structures with different dynamic characteristics are analyzed under three recorded Algerian accelerograms. The models for the reinforced concrete members and infill panels were developed within the framework of the finite element method. The infill panels were modeled with the strut approach and the RC elements with the fiber approach. The spread of inelasticity along the element and through the depth of the section was considered. The computer code Seisostruct has been used for the non linear analysis of the structures with and without infill panels. An intensive numerical experimentation has been undertaken. The results obtained indicate that infill panels can modify the overall seismic behaviour of RC buildings. Finally, a parametric study has been conducted to evaluate the influence of some parameters.

Keywords: Masonry infilled RC frames, Masonry frames, nonlinear cyclic model, strut approach, FE method, dynamic analysis, incremental dynamic analysis.

CHAPITRE I : Introduction générale et synthèse bibliographique

I-1- introduction générale	1
I-2- synthèse bibliographique.....	4
I-3- Objectif du mémoire.....	5

CHAPITRE II : Techniques de résolution non linéaire en dynamique

II-1-Introduction et définitions.....	6
II-2 - l'analyse non linéaire.....	7
II.2.1 Principe de l'analyse.....	8
II.2.2. Equation incrémentale de l'équilibre.....	9
II-3 Intégration temporelle	10
II.3.1 Les méthodes implicites.....	11
II.3.2. méthode de newmark.....	12
II – 4- choix de la méthode d'intégration dans le code de calcul seismstruc.....	16

Chapitre III Aspects de modélisation et lois constitutive

III-1-Interaction ossature remplissage en maçonnerie sous sollicitations sismique.....	17
III-1-1- modes de rupture des murs en maçonnerie sollicités dans leur plan et hors Plan.....	19
III-1-2- Comportement sismique des panneaux de maçonnerie non armée.....	20
III-1-3- Processus de fonctionnement des bielles dans une structure	21
III-2- Performance des panneaux de remplissage lors d'un séisme.....	22
III-3-Méthodes de calcul et de modélisation des maçonneries	23
III-3-1- Apport de la méthode des éléments.....	23
III-3-2- Modélisations par bielles équivalente	24
III-4- Modélisation de la maçonnerie dans le logiciel seismostruct.....	31
III-5-Paramètres mécaniques et géométriques.....	33
III-5-4- paramètres empiriques	38
III-5-5- Courbe de cisaillement de remplissage de maçonnerie.....	39
III-6-lois de comportement.....	41
III-6-1-loi de comportement de l'acier.....	42
III-6-2- loi de comportement du béton.....	43

III-7-modèle fibre.....	44
Chapitre IV Applications	
IV.1- Généralités.....	45
IV.2. description des structures.....	46
IV.3. application 01:structure de deux niveaux	
IV.3.1 Modélisation.....	50
IV.3.2 Modélisation des panneaux de maçonnerie.....	51
IV.3.3 Résultats modaux.....	52
IV.3.4 Analyse dynamique non linéaire	53
IV.3.5. Analyse dynamique incrémentale.....	61
IV.4. Application02:structure de quatre niveaux	
IV.4.1. Résultats de l'analyse modale.....	64
IV.4.2. Résultats de l'analyse dynamique non linéaire.....	67
IV.4.3. Analyse dynamique incrémentale.....	71
IV.5.Application03:portique de huit niveaux.....	76
IV.5.2. Résultats de l'analyse modale.....	76
IV.5.3. Résultats de l'analyse dynamique non linéaire.....	77
IV.5.3. Résultats de l'analyse dynamique incrémentale.....	77
IV.6.Application04: Influence de la distribution des panneaux de maçonnerie sur la réponse des structures.....	87
IV.7.Influence des caractéristiques géométriques et mécaniques des remplissages en maçonnerie sur la réponse des structures	
IV.7.1.influence de l'épaisseur des panneaux de maçonnerie.....	95
IV.7.2.influence de module d'élasticité de la maçonnerie sur la réponse des Structures.....	96
V. Conclusions et Recommandations.....	100

LISTE DES FIGURES

Figure (II.1): caractéristiques du système.....	08
Figure(II.2): les forces agissant sur la masse	08
Figure(II.3) : définition des coefficients d'influence non linéaires rigidité non linéaire et amortissement visqueux non linéaire	09
Figure (II.4): Schéma d'intégration de l'accélération linéaire	13
Figure(III.1): Panneau avant l'action sismique	17
Figure (III.2): Sous chargement dans le plan du panneau : formation d'une diagonale comprimée et d'une diagonale tendue	17
Figure (III.3) : Changement de direction du chargement : inversion des sollicitations des diagonales	17
Figure(III.4): Après chargement: formation d'une fissure en X	18
Figure (III.5): Transmission de la bielle équivalente par cisaillement de la tête du poteau ...	18
Figure (III.6): fissuration possible d'un mur cisailé et transfert d'effort	19
Figure (III.7): Mécanismes de rupture dans le plan des remplissages et colonnes de béton...	20
Figure(III.8) Mécanisme de transfert d'efforts d'un Mur maçonné soumis aux charges latérales	21
Figure(III.9): Dégâts modérés à un immeuble de 5 étages. Photo. Séisme de Kocaeli en Turquie 1999.....	21
Figure(III.10): Fissure en X, caractéristique dans un mur de remplissage en maçonnerie. Photo. Séisme de Kocaeli en Turquie 1999	22
Figure(III.11): Détail de panneau.....	22
Figure (III.12): Assimilation d'une structure à un Système triangulé	27
Figure (III.13): Le système triangulé hyperstatique à étudier	27
Figure (III.14): modèle des bielles (crisafulli 1997)	30
Figure (III.15): (a) modèle d'hystérésis de bielle de maçonnerie, (b) configuration d'élément de panneau de remplissage	31
Figurer (III.16) configuration d'élément de panneau de remplissage	32
Figure (III.17) : variation du rapport b_w / d_w en fonction du paramètre	32
Figure (III.18): variation de l'aire en fonction de la déformation.....	35
Figure (III.19) : courbe de cisaillement de remplissage de maçonnerie	36
Figure (III.20) : le modèle d'acier de Menegotto Pinto (seismostruct).....	41

Figure (III.21): le modèle non linéaire uniaxial du béton (seismostruct)	42
Figure (III.22) : modèle en fibre	44
Figure. (IV. 1): vue en plan, structure (01)	46
Figure. (IV. 2): structure (01)	46
Figure. (IV. 3): coupe pour les poteaux (30x40).....	47
Figure. (IV. 4): coupe pour les poutres (30x40)	47
Figure. (IV. 5): vue en plan, structure (02)	47
Figure. (IV. 6): structure (02)	48
Figure. (IV. 7): coupe pour les poutres (30x55)	48
Figure. (IV. 8): coupe pour les poteaux (45x45).....	48
Figure. (IV. 9): coupe pour les poteaux (60x60).....	49
Figure. (IV. 10): structure (03)	49
Figure. (IV.11): portique 2D a deux niveaux avec Remplissage en maconnerie.....	50
Figure (IV.12): portique 2D a deux niveaux sans Remplissage en maconnerie.....	50
Figure (IV.13): modélisation d'une panneau de maconnerie dans le seismostruct.....	51
Figure (IV.14): modes propres du portique- modèle avec remplissage	52
Figure (IV.15): modes propres du portique- modèle sans remplissage	52
Figure (IV.16): accélérogramme de darelbeidha.....	53
Figure (IV.17): accélérogramme de chenoua	54
Figure (IV.18): accélérogramme de Cirta	54
Figure (IV.19): Effort tranchant a la base, structure01.acc darelbeidha	55
Figure (IV.20): Déplacement au sommet, structure01.acc darelbeidha.....	55
Figure (IV.21): Vitesse au sommet, structure 01.acc darelbeidha	56
Figure (IV.22): accélération au sommet, structure 01.acc darelbeidha.....	56
Figure (IV.23): Effort tranchant a la base, structure 01.acc chenoua	57
Figure (IV.24): Déplacement au sommet, structure 01.acc chenoua.....	57
Figure (IV.25): Vitesse au sommet, structure 01.acc chenoua	58
Figure (IV.26): accélération au sommet, structure 01.acc chenoua	58
Figure (IV.27): Effort tranchant a la base, structure 01.acc cirta.....	59
Figure (IV.28): Déplacement au sommet, structure 01. acc cirta.....	59
Figure (IV.29): Vitesse au sommet, structure 01.acc cirta	60
Figure (IV.30): Accélération au sommet, structure 01. acc cirta	60
Figure (IV.31): effort tranchant max -déplacement max, structure 01, acc darelbeidha	60
Figure(IV.32): effort ranchant max déplacement max, structure 01, acc chenoua	60

Figure (IV.33): Effort tranchant max -déplacement max, structure 01, acc cirta	63
Figure (IV.34): portique a quatre niveaux avec Remplissage en maconnerie	64
Figure(IV.35): portique a quatre niveaux sans Remplissage en maconnerie	65
Figure (IV.36) modes propres du portique, 04 niveaux avec remplissage	65
Figure (IV.37) modes propres du portique niveaux sans remplissage	66
Figure (IV.38): Effort tranchant a la base, structure02.acc darelbeidha	67
Figure (IV.39): Déplacement au sommet, structure02.acc darelbeidha.....	67
Figure (IV.40): Vitesse au sommet, structure 02.acc darelbeidha	68
Figure (IV.41): accélération au sommet, structure 02.acc darelbeidha.....	68
Figure (IV.42): Effort tranchant a la base, structure 02.acc chenoua	69
Figure (IV.43): Déplacement au sommet, structure 02.acc chenoua.....	69
Figure (IV.44): Vitesse au sommet, structure 02.acc chenoua	70
Figure (IV.45): accélération au sommet, structure 02.acc chenoua	70
Figure (IV.46): Effort tranchant a la base, structure 01.acc cirta.....	71
Figure (IV.47): Déplacement au sommet, structure 02. acc cirta.....	71
Figure (IV.48): Vitesse au sommet, structure 02.acc cirta	72
Figure (IV.49): Accélération au sommet, structure 02. acc Cirta	72
Figure (IV.50): Effort tranchant max -déplacement max, structure 02, acc darelbeidha	73
Figure (IV.51): Effort tranchant max -déplacement max, structure 02, acc chenoua.....	73
Figure (IV.52): Effort tranchant max -déplacement max, structure 02, acc Cirta.....	74
Figure (IV.53): portique a huit niveaux avec et sans Remplissage	76
Figure (IV.54): Modes propres du portique 8 niveaux avec remplissage	77
Figure (IV.55): modes propres du portique 8 niveaux sans remplissage	77
Figure (IV.56): Effort tranchant a la base, structure03.acc darelbeidha	78
Figure (IV.57): Déplacement au sommet, structure03.acc darelbeidha.....	78
Figure (IV.58): Vitesse au sommet, structure 03.acc darelbeidha	79
Figure (IV.59): accélération au sommet, structure 03.acc darelbeidha.....	79
Figure (IV.60): Effort tranchant a la base, structure 03.acc chenoua	80
Figure (IV.61): Déplacement au sommet, structure 03.acc chenoua.....	80
Figure (IV.62): Vitesse au sommet, structure 03.acc chenoua	81
Figure (IV.63): accélération au sommet, structure 03.acc chenoua	81
Figure (IV.64): Effort tranchant a la base, structure 03.acc Cirta.....	82
Figure (IV.65): Déplacement au sommet, structure 03. acc Cirta.....	82
Figure (IV.66): Vitesse au sommet, structure 03.acc Cirta	83

Figure (IV.67): accélération au sommet, structure 03,acc Cirta	83
Figure (IV.68): Effort tranchant max -déplacement max, structure 03,Acc arelbeidha.....	84
Figure (IV.69): Effort tranchant max -déplacement max, structure 03,acc chenoua.....	84
Figure (IV.70): Effort tranchant max -déplacement max, structure 03,acc cirta	85
Figure (IV.71): portique a deux niveaux avec RDC sans Remplissage.....	87
Figure (IV.72): Effort tranchant max -déplacement max, structure 01avec Etage souple, acc darelbeidha	87
Figure(IV.73): effort tranchant max déplacement max, structure 01avec Etage souple. acc chenoua.....	88
Figure (IV.74): Effort tranchant max -déplacement max, structure 01,acc Cirta.....	88
Figure (IV.75): portique a quatre niveaux avec RDC sans Remplissage.....	89
Figure (IV.76): Effort tranchant max -déplacement max, structure 02,acc darelbeidha.....	89
Figure (IV.77): Effort tranchant max -déplacement max, structure 02,acc chenoua.....	90
Figure (IV.78): Effort tranchant max -déplacement max, structure 02 acc cirta	90
Figure (IV.79): portique a huit niveaux avec RDC sans Remplissage	91
Figure (IV.80): Effort tranchant max -déplacement max, structure 03, acc darelbeidha.....	91
Figure (IV.81): Effort tranchant max -déplacement max, structure 03,acc chenoua.....	92
Figure (IV.82): Effort tranchant max -déplacement max, structure 03,acc cirta	92
Figure (IV.83): Effort tranchant max -déplacement max, structure 02,acc darelbeidha (Influence de e).....	95
Figure (IV.84): Effort tranchant max -déplacement max, structure 02,acc chenoua (Influence de e).....	95
Figure (IV.85): Effort tranchant max -déplacement max, structure 02, acc Cirta (Influence de e).....	96
Figure (IV.86): Effort tranchant max -déplacement max, structure 02, acc darelbeidha (Influence de E).....	97
Figure (IV.87): Effort tranchant max -déplacement max, structure 02, acc chenoua (Influence de E).....	97
Figure (IV.88): Effort tranchant max -déplacement max, structure 02, acc cirta(Influence de E).....	98

Liste des tableaux

Tableau III.1 : paramètres mécaniques et géométriques des panneaux de maçonneries	37
Tableau III.2: paramètres empiriques des panneaux de maçonneries.....	39
Tableau IV.1: période et facteurs de participation modale, 2 niveaux avec remplissage	52
Tableau IV.2: période et facteurs de participation modale, 2 niveaux sans remplissage	52
Tableau IV.3: période et facteurs de participation modale, 4 niveaux avec remplissage	65
Tableau IV.4: période et facteurs de participation modale, 4 niveaux sans remplissage	65
Tableau IV.5: période et facteurs de participation modale, 8 niveaux avec remplissage	76
Tableau IV.6: période et facteurs de participation modale, 8 niveaux sans remplissage	76

CHAPITRE I :

INTRODUCTION GENERALE ET SYNTHESE

BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE I Introduction générale et Synthèse bibliographique

I.1. Introduction générale

La maçonnerie est largement utilisée à travers le monde y compris dans les zones à risque sismique élevé, notamment comme remplissage affectant à la fois la performance structurale et non structurale des constructions, comme en Algérie. Etant considérés comme des éléments non structuraux, les remplissages en maçonnerie sont utilisés soit comme closions soit comme murs extérieurs dans les constructions. La perte de ces murs a de sérieuses implications concernant non seulement la sécurité des bâtiments mais aussi leur fonctionnalité. La sécurité peut être affectée par la désintégration des murs en maçonnerie de manière fragile. De plus la destruction des murs de remplissage qui servent à partager l'espace et à définir la fonctionnalité de l'ouvrage, peut affecter négativement l'usage du bâtiment. En tant qu'éléments structuraux, les remplissages en maçonnerie affectent le comportement des structures en termes de rigidité (une augmentation de la rigidité est souvent associée avec une augmentation des forces sur le bâtiment soumis à des charges sismiques). fréquence naturelle, amortissement et comportement structural global. Typiquement, les remplissages en maçonnerie sont constitués matériaux fragiles qui perdent leur capacité portante de manière très rapide. L'effet combiné de fragilité et de rigidité élevée a un effet négatif sur le comportement des portiques entourant les remplissages. Dans le but d'étudier le comportement relativement complexe des structures avec remplissages en maçonnerie, une étude numérique dynamique non linéaire utilisant des accélérogrammes algériens enregistrés sera entreprise afin de mieux appréhender tous les aspects inhérents à la modélisation par éléments finis de l'interaction portiques-remplissages. Y seront en particulier détaillés, les différents modèles proposés pour les remplissages, la représentation de la distribution de la non linéarité et les différentes lois de comportement du béton et de la maçonnerie.

I.2. Synthèse bibliographique

Sigmund V et Sigmund Z [01] ont indiqué que les portiques avec remplissage sont des systèmes composites avec le béton armé ou l'acier comme système primaire et habituellement des murs en maçonnerie. Il est évident que les remplissages

augmentent la rigidité de la structure sous charges normales, mais sous chargement extrême leur comportement est inconnu et doit être traité avec caution. Le modèle analytique utilisé pour les calculs doit contenir les remplissages en maçonnerie et ne doit pas être basé sur un système de portiques avec une amplification empirique des charges. Le seul moyen pour tenir compte de l'effet favorable ou défavorable des remplissages est de les intégrer dans le modèle de la structure. La réhabilitation des structures pour améliorer leurs performances est devenue largement utilisée à travers le monde. Les portiques avec panneaux de remplissage sont une solution de substitution acceptable. Dans cet article, les auteurs ont testé la possibilité d'utiliser un modèle linéaire pour simuler le comportement non linéaire des portiques avec remplissages pour deux cas limites de chargement sismique : l'état limite de service et l'état limite de la capacité portante. Ils ont tenté de remplacer le modèle non linéaire de la bielle par des sections de murs linéaires avec deux modules d'élasticité pour les remplissages.

Asteris[02] a proposé un critère capable de décrire la séparation entre le portique et le remplissage, dans le but de mieux simuler le comportement complexe des portiques avec remplissages sous charges sismiques.

Les panneaux de remplissage en maçonnerie augmentent de manière significative la rigidité des structures, leur contribution n'est pas souvent considérée principalement à cause de manque de connaissance du comportement composé de portique et du remplissage. Cependant plusieurs travaux de recherche expérimentale montrée qu'il y a une interaction forte entre l'ossature en béton armé et le remplissage en maçonnerie. Le comportement de la structure dépend non seulement de la rigidité relative du portique mais aussi de la rigidité du remplissage la géométrie et des forces de la maçonnerie. Les remplissages augmentent considérablement la rigidité globale et l'inertie de la structure ainsi que l'énergie dissipée.

Alain Le Maout et Elena Candigliota [03] ont entrepris une campagne d'essais sur table vibrante au laboratoire EMSI du CEA/Saclay sur une Maquette de portique maçonné de 55 tonnes. La structure est représentative du premier étage d'un portique béton armé double étage précédemment testé. L'objectif principal est d'obtenir des informations sur le comportement de structures réelles. Lors de ces essais, les doubles murs de briques de qualité moyenne et de mortier d'assez bonne qualité ont eut un bon comportement dans le plan. Mais l'endommagement dans le

plan a néanmoins favorisé l'écrasement hors plan d'une paroi intérieure lors d'un essai à très fort niveau (une accélération de l'ordre 0.45 g). Les déformations de la partie génie civil de la maquette sont restées faibles, les déplacements étant bloqués par les murs. L'énergie a été dissipée dans les murs, en particulier lors de nombreuses fissurations dans les joints en mortier. Aucun dommage majeur lié à des concentrations de contraintes n'est apparu dans la partie génie civil du portique. Les analyses de comparaison essais – calculs du comportement de la maçonnerie sont en cours de réalisation. Elles doivent en particulier permettre d'évaluer les niveaux de concentration de Contrainte lors des chocs entre les murs et les poteaux.

Salah et al [04] ont étudié l'influence des remplissages en maçonnerie sur la réponse sismique de bâtiments à hauteur faible, moyenne et grande respectivement. Le système portique équivalent a été utilisé. Le système est composé d'un milieu continu homogénéisé pour les éléments en béton armé avec des bielles diagonales en compression pour les remplissages. Le système proposé permet une des analyses non linéaires dynamiques et statiques très sophistiquées. Les effets du nombre d'étages, du nombre de travées, proportions et emplacements des remplissages ont été étudiés. Les résultats obtenus indiquent une augmentation significative de la rigidité et de la période de la structure en fonction de la position et du pourcentage de la maçonnerie. Le remplissage inférieur est trouvé donner une rigidité accrue pour le système par rapport aux remplissages supérieurs.

Giuseppina et al [05] ont noté le récent regain d'intérêt de la part de la communauté scientifique pour l'étude du comportement sous charges sismiques des portiques avec panneaux de remplissage. Bien que certains codes insistent sur la nécessité de prendre en considération les panneaux de remplissage, ils ne donnent pas cependant des règles claires sur la manière de les considérer. Dans leur travail, ils ont considéré des codes américain et européen où ils ont constaté aussi des lacunes. De plus, un outil simplifié est proposé pour évaluer l'effet des remplissages et pouvant être intégré dans les codes de calcul et utilisé dans la pratique. Cette approche est basée sur l'approche conventionnelle de la diagonale mais tient aussi compte de certains aspects de l'interaction entre le portique et le remplissage qui sont considérés essentiels dans la littérature mais non inclus dans les modèles disponibles.

Demir et Sivri [06] ont étudié les effets des murs en maçonnerie sur la réponse sismique des structures en béton armé. Différentes configurations des panneaux de remplissage ont été considérées pour examiner les effets des panneaux des panneaux irréguliers sur la performance des structures. Le modèle bielle a été adopté pour la maçonnerie. L'une des principales conclusions de cette étude est que les panneaux de remplissage doivent être considérés comme des éléments non structuraux car une distribution régulière des panneaux de remplissage peut résulter en un comportement global irrégulier de la structure.

Kormaz et al [07] ont indiqué que les remplissages en maçonnerie sont rarement inclus dans les analyses car considérés comme éléments non structuraux. Cependant, ces panneaux peuvent affecter la réponse de la structure bien que leur complexité soit un handicap pour leur prise en compte. Dans cette étude, une structure en béton armé à trois niveaux avec différentes quantités de remplissages a été considérée pour évaluer la contribution des remplissages. La technique de la bielle a été adoptée dans cette étude. Une analyse pushover a été faite avec le code de calcul SAP2000. Les résultats trouvés indiquent que la capacité de la structure, les déplacements et les déplacements entre les niveaux sont grandement affectés. Les résultats de l'analyse élastique montrent que la stabilité et l'intégrité des portiques en béton armé sont améliorées et que les distributions irrégulières des panneaux de remplissage en élévation peuvent résulter en des déplacements inacceptables dans les portiques à étage souple. Enfin, le comportement des structures avec remplissages peut être prédit de manière adéquate par l'intermédiaire de modèles à bielles.

Smyrou et al [08] ont indiqué que de nombreuses tentatives de modélisation analytique des remplissages ont été entreprises par de nombreux chercheurs à travers le monde. Dans cette contribution, ils ont décrit la mise en œuvre dans un code en éléments finis utilisant une modélisation par fibres, d'un modèle cyclique non linéaire ayant deux bielles pour décrire le comportement des remplissages en maçonnerie. En premier lieu, les performances du modèle ont été comparées aux résultats obtenus à partir d'essais pseudo-dynamiques sur des modèles réduits ou grandeur réelle de portiques. Ensuite, une étude a été entreprise pour évaluer chaque paramètre du modèle afin d'aboutir à des recommandations concernant l'utilisation du modèle en analyse par éléments finis. De plus, un intervalle de valeurs pour les propriétés géométriques des panneaux de remplissage a été aussi défini.

I.3.Objectifs du présent mémoire :

Ce travail de recherche vise deux objectifs principaux :

- Permettre à l'impétrant de maîtriser tous les aspects relatifs à la modélisation du comportement des structures sous charges sismiques dans le cadre de la méthode des éléments finis.
- Evaluer l'influence des remplissages en maçonnerie sur la réponse sismique des portiques en béton armé.

Pour atteindre ces objectifs, le mémoire est structuré en 5 chapitres. Le premier chapitre a été consacré à une introduction générale ainsi qu'à une synthèse bibliographique. Dans le chapitre deux, ont été exposées certains aspects de l'analyse non linéaires ainsi que certaines méthodes d'intégration pas à pas implémentées dans le code de calcul Seismosoft. Tous les aspects de modélisation par éléments finis ainsi que les lois de comportement adoptées ont été décrites de manière détaillée dans le chapitre trois. Dans le chapitre quatre a été entreprise une simulation numérique très intensive sur trois types de structures soumises à trois accélérogrammes Algériens enregistrés. Une analyse dynamique classique et une analyse dynamique incrémentale ont été faites. Les conclusions pouvant être tirées de cette étude, les recommandations ainsi que les perspectives futures ont été exposées au chapitre cinq.

CHAPITRE II :
TECHNIQUES DE RESOLUTION NON
LINEAIRE EN DYNAMIQUE

CHAPITRE II Techniques de résolution non linéaire en dynamique

II-1-Introduction et définitions :

Notre étude porte sur l'analyse dynamique non linéaire des portiques en béton armé avec et sans remplissages en maçonnerie. Dans ce qui suit, on exposera de manière détaillée les méthodes les plus usuelles de résolution des systèmes non linéaires. [10]

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

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

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

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

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

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

Sources de non linéarités :

Elles appartiennent à l'une des deux classes suivantes:

Non linéarités géométriques (cinématiques) :

Elles interviennent quand les déplacements et éventuellement les déformations sont suffisamment importantes. Dans ce cas les caractéristiques de rigidité de la structure sont non linéaires. En effet, lorsque les déplacements sont grands, les équations d'équilibre basées sur la géométrie initiale ne sont plus valides et doivent être modifiées pour prendre en compte les variations géométriques. Ceci affecte les relations FORCES-DEPLACEMENT, car des

forces internes supplémentaires sont générées, si ces déplacements causent de grandes déformations alors les termes non linéaires de déformation doivent être pris en compte.

Non linéarités constitutives (matérielle ou rhéologique) :

Elles se produisent dans le cas où le comportement du matériau ne peut plus être considéré comme élastique linéaire. Ces non linéarités sont propres au matériau et les paramètres physiques supposés indépendants des déplacements.

Les non linéarités peuvent être :

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

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

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

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

II-2 l'analyse non linéaire:

II.2.1 Principe de l'analyse

Dans le cas de structures linéaires soumises à des chargements dynamiques arbitraires, l'intégrale de Duhamel ou l'étude dans le domaine des fréquences procurent généralement la technique de résolution la plus commode. Il faut cependant souligner 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.

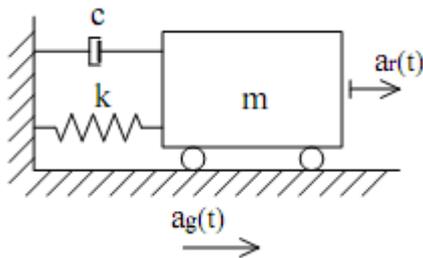
La méthode qui est probablement la plus puissante en analyse non linéaire est celle de l'intégration pas à pas. Dans cette technique, la réponse est calculée de pas à pas pour une

suite de d'intervalles de temps relativement courts Δt , généralement choisis fixes pour la commodité des calculs. L'équilibre dynamique est établi au début et à la fin de chaque intervalle de temps, et le mouvement du système pendant l'incrément de temps est approché sur la base d'un comportement présumé (qui ignore généralement 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. [11]

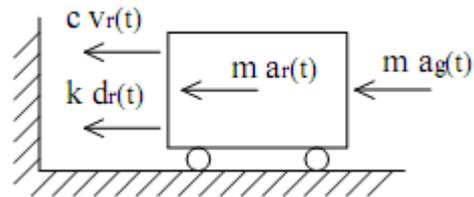
II.2.2. Equation incrémentale de l'équilibre

La structure que nous considérerons à présent est le système à un degré de liberté de la figure (II.1) Les caractéristiques du système sont : m , k , c et $p(t)$ qui peuvent représenter non seulement des éléments simples et localisés comme ceux qui interviennent sur le schéma, mais encor des grandeurs généralisées. [12], [13]

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



Figure(II.1) : caractéristiques du système



Figure(II.2) : les forces agissant sur la masse du système

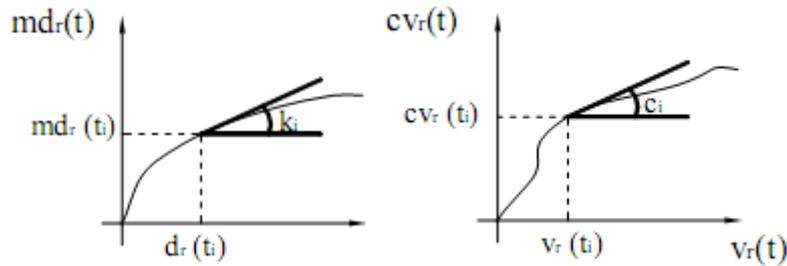


Figure (II.3) : définition des coefficients d'influence non linéaires, rigidité non linéaire et amortissement visqueux non linéaire

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

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

Et après un court instant Δt l'équation devient

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

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

$$\Delta f_I(t) + \Delta f_D(t) + \Delta f_S(t) = \Delta p(t) \tag{II-5}$$

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

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

La substitution des expressions des différentes forces de l'équation (II-6), dans l'équation

(II-5), résulte en la forme finale de l'équation incrémentale de l'équilibre à l'instant t :

$$m\Delta\ddot{u}(t) + c(t)\Delta\dot{u}(t) + k(t)\Delta u(t) = \Delta p(t) \quad (\text{II-7})$$

Les propriétés des matériaux peuvent dans ce type d'analyse représenter n'importe quelle forme de non – linéaire. Ainsi, la force de rappel f_s ne doit pas nécessairement ne dépendre que du déplacement, comme c'est le cas pour un matériau élastique non linéaire : un matériau à hystérésis non linéaire peut tout aussi bien être choisi, avec une force qui dépend aussi bien de l'histoire passée de la déformation que de la valeur actuelle du déplacement ; la seule condition requise est que les caractéristiques de rigidité soient complètement définies par l'histoire passée et par l'état actuel de la déformation. Il est de plus bien évident que l'hypothèse implicite d'une masse constante est arbitraire : elle pourrait elle aussi être variable dans le temps. [11]

II-3 Intégration temporelle :

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

Les schémas implicite et explicite. Ce dernier est facile à mettre en œuvre car il permet de calculer le résultat de l'équation au temps $t+\Delta t$ en fonction des quantités à l'instant t , l'inconvénient majeur de cette méthode réside dans la nécessité de considérer un pas de temps relativement petit pour permettre la convergence du schéma. Les méthodes implicites sont plus lourdes à mettre en œuvre dès qu'il s'agit de traiter des problèmes fortement non linéaires, en effet, afin que l'équation d'équilibre, soit validé à l'instant $t+\Delta t$, une convergence est effectuée sur Δt , ainsi si les non linéarités sont importantes pendant Δt , la convergence du problèmes sera difficile, en revanche, l'avantages de telles méthode est la stabilité inconditionnelle du schéma permettant ainsi l'utilisation d'un plus grand pas de temps. [14]

II.3.1 Les méthodes implicites :

Newmark [13], [14], [15] a proposé une méthode, qui relie les accélérations, les vitesses et les déplacements à l'instante $t+\Delta t$ comme suite :

$$u_{t+\Delta t} = u_t + \Delta t \dot{u}_t + \frac{\Delta t^2}{2} \left[(1-2\beta)\ddot{u}_t + 2\beta\ddot{u}_{t+\Delta t} \right] \quad (\text{II-8})$$

$$\dot{u}_{t+\Delta t} = \dot{u}_t + \Delta t \left[(1-\gamma)\ddot{u}_t + \gamma\ddot{u}_{t+\Delta t} \right] \quad (\text{II-9})$$

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

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

$$M \ddot{u}_{t+\Delta t} + C \dot{u}_{t+\Delta t} + k u_{t+\Delta t} = F_{t+\Delta t}^{ext} \quad (\text{II-10})$$

A partir de l'équation (II-8), il est possible d'exprimer les accélérations à $t+\Delta t$ uniquement en fonction des termes connus et des déplacements à $t+\Delta t$:

$$\ddot{u}_{t+\Delta t} = \frac{u_{t+\Delta t} - u_t}{\beta \Delta t^2} - \frac{\dot{u}_t}{\beta \Delta t} \left[\frac{1}{2\beta} - 1 \right] \ddot{u}_t \quad (\text{II-11})$$

En substituant l'équation (II-11) dans l'équation (II-9) on obtient l'expression des vitesses a $t + \Delta t$ uniquement en fonction des termes connus et des déplacements nodaux a $t + \Delta t$:

$$\dot{u}_{t+\Delta t} = \left(1 - \frac{\gamma}{\beta} \right) \dot{u}_t + \Delta t \left[(1-\gamma) - \left(\frac{\gamma}{2\beta} - \gamma \right) \right] \ddot{u}_t + \frac{\gamma}{\Delta t \beta} (u_{t+\Delta t} - u_t) \quad (\text{II-12})$$

L'équation à résoudre est réécrite sous la forme :

$$[M] \left\{ \ddot{u}_{t+\Delta t} \right\} + [C] \left\{ \dot{u}_{t+\Delta t} \right\} + [K] \left\{ u_{t+\Delta t} \right\} = F_{t+\Delta t}^{ext} \quad (\text{II-13})$$

La méthode de Newmark [13], [14], [17], [18] exprime les déplacements totaux et les vitesses à l'instant $t + \Delta t$ en fonction des déplacements, des vitesses et accélérations à l'instant t et des accélérations à $t+\Delta t$:

$$\left\{ \dot{u}_{t+\Delta t} \right\} = \left\{ \dot{u}_t \right\} + \Delta t \left((1-\gamma) \left\{ \ddot{u}_t \right\} + \gamma \left\{ \ddot{u}_{t+\Delta t} \right\} \right) \quad (\text{II.14})$$

$$\left\{ u_{t+\Delta t} \right\} = u_t + \Delta t \left\{ \dot{u}_t \right\} + \frac{\Delta t^2}{2} \left((1-2\beta) \left\{ \ddot{u}_t \right\} + 2\beta \left\{ \ddot{u}_{t+\Delta t} \right\} \right) \quad (\text{II.15})$$

Les variables γ et β sont les paramètres d'intégration. Ils conditionnent la précision et la convergence d'un calcul. La méthode de l'accélération moyenne, où $\gamma=0.5$ et $\beta=0.25$, est la plus utilisée. En particulier la stabilité inconditionnelle de l'algorithme est obtenue pour $2\beta \geq \gamma \geq \frac{1}{2}$. Des choix particuliers de γ et β permettent de retrouver des schémas d'intégration connus :

Accélération moyenne constante ($\gamma = \frac{1}{2}$, $\beta = \frac{1}{4}$), Accélération linéaire ($\gamma = \frac{1}{2}$, $\beta = \frac{1}{6}$),

Différence centrale ($\gamma = \frac{1}{2}$, $\beta = 0$)

On notera que seul le premier schéma d'intégration est inconditionnellement stable; les deux autres ne sont stables que si le pas de temps est inférieur à une valeur critique, t_{crit} proportionnelle à la période propre.

A titre d'illustration, le schéma d'accélération linéaire suppose que l'accélération varie linéairement au cours de l'incrément Δt (figure II.6). [17]

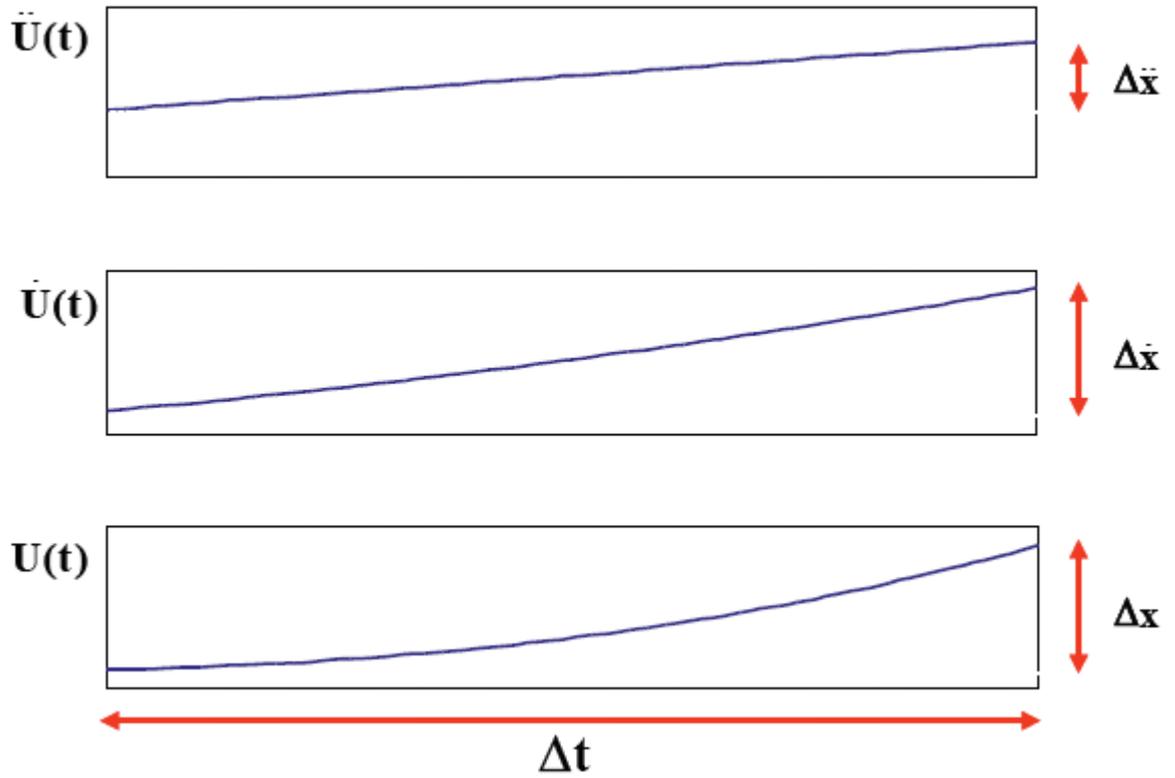


Figure (II.4): Schéma d'intégration de l'accélération linéaire

On peut combiner les équations [II.14] et [II.15] pour isoler les vitesses et les accélérations à l'instant $t+\Delta t$ et les exprimer uniquement en fonction de termes connus et des déplacements à

$t+\Delta t$. En isolant $\left\{ \ddot{u}_{t+\Delta t} \right\}$ dans (II.11):

$$\left\{ \ddot{u}_{t+\Delta t} \right\} = \frac{1}{\beta \Delta t^2} \left\{ u_{t+\Delta t} \right\} - \frac{1}{\beta \Delta t^2} \left\{ u_t \right\} - \frac{1}{\beta \Delta t} \left\{ \dot{u}_t \right\} - \left(\frac{1}{2\beta} - 1 \right) \left\{ \ddot{u}_t \right\} \quad (\text{II.16})$$

En réinjectant (2.16) dans (2.14) on obtient:

$$\left\{ \dot{u}_{t+\Delta t} \right\} = \left(1 - \frac{\gamma}{\beta} \right) \left\{ \dot{u}_t \right\} + \left(\Delta t(1-\gamma) - \Delta t \left(\frac{\gamma}{2\beta} - \gamma \right) \right) \left\{ \ddot{u}_t \right\} - \frac{\gamma}{\beta \Delta t} u_t + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \left\{ u_{t+\Delta t} \right\} \quad (\text{II.17})$$

Les expressions des accélérations [II.16] et des vitesses [II.17] sont réinjectées dans [2.13] et on obtient une équation où la seule inconnue est le déplacement :

$$[K^*]\{u_{t+\Delta t}\} = \{F_{t+\Delta t}^*\} \quad (\text{II.18})$$

Avec:

$$[K^*] = [K] + \frac{1}{\Delta t^2 \beta} [M] + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} [C] \quad (\text{II.19})$$

$$\begin{aligned} \{F_{t+\Delta t}^*\} = \{F_{t\Delta t}\} + [M] & \left(\frac{1}{\Delta t^2 \beta} \{u_t\} + \frac{1}{\Delta t \beta} \{\dot{u}_t\} + \left(\frac{1}{2\beta} - 1 \right) \{\ddot{u}_t\} \right) \\ + [C] & \left(\frac{\gamma}{\Delta t \beta} \{u_t\} + \left(\frac{\gamma}{\beta} - 1 \right) \{\dot{u}_t\} + \Delta t \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) \{\ddot{u}_t\} \right) \end{aligned} \quad (\text{II.20})$$

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

$$M\ddot{u}_{t+\Delta t} + (1-\alpha) C\dot{u}_{t+\Delta t} - C\dot{u}_t + (1-\alpha)Ku_{t+\Delta t} = F_{t+\alpha\Delta t}^{ext} \quad (\text{II-21})$$

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

$$\alpha \in \left[-\frac{1}{3}, 0 \right], \beta = \left[\frac{(1-\alpha)^2}{4} \right], \gamma = \frac{1-\alpha}{2} \quad (\text{II-22})$$

On obtient un schéma d'intégration inconditionnellement stable, On marquera que lorsque $\alpha = 0$, on retrouve un schéma de Newmark. [14], [18],

Dans le code de calcul SeismoStruct, une telle intégration peut être effectuée au moyen de deux algorithmes implicites ; l'algorithme d'intégration de Newmark et l'algorithme d'intégration de Hilbert Hughes et Taylor, La méthode d'intégration de Newmark exige la définition de deux paramètres ; (β) et (γ). $\beta = 0.25(\gamma + 0.5)^2$, si $\gamma = 0.5$ est adopté, les valeurs obtenus dans le programme seismostruct sont ($\beta=0.25$ et $\gamma=0.5$).

L'algorithme de Hilber-Hughes-Taylor, d'autre part, demande la caractérisation d'un paramètre additionnel (α). Si $\beta = 0.25(\gamma + 0.5)^2$ et $\gamma = 0.5 - \alpha$ avec $-\frac{1}{3} \leq \alpha \leq 0$ Les valeurs obtenus dans le programme seismostruct sont [$\alpha = -0.1$, $\beta = 0.3025$ et $\gamma = 0.6$]. [17], [18].

CHAPITRE III :

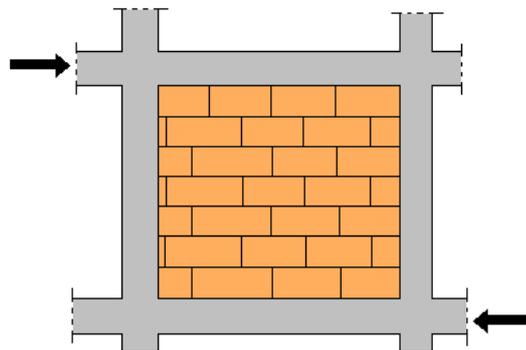
**ASPET DE MODELISATION ET LOIS
CONSTITUTIVES**

CHAPITRE III Aspects de modélisation et lois constitutives

III.1 Interaction ossature-remplissage en maçonnerie sous sollicitations sismiques

III.1.1. Actions des panneaux de remplissage en maçonnerie sur ossatures en béton armé

Les panneaux de remplissages développent, suivant leurs diagonales dans un sens, puis dans l'autre, des bielles actives fonctionnant en compression et constituant avec l'ossature un système triangulé [19]. Lorsqu'un chargement horizontal (chargement sismique) agit parallèlement au plan d'un panneau de remplissage, ce dernier se déforme en parallélogramme. Il se découpe alors de la maçonnerie une diagonale active comprimée et une diagonale active tendue ; cette dernière cède en donnant lieu à une fissure oblique. Lorsque les effets s'inversent, c'est au tour de l'autre diagonal de céder (la fameuse fissuration en X). (Figures .III.1, 2, 3,4)



Figure(III.1): Panneau avant l'action sismique

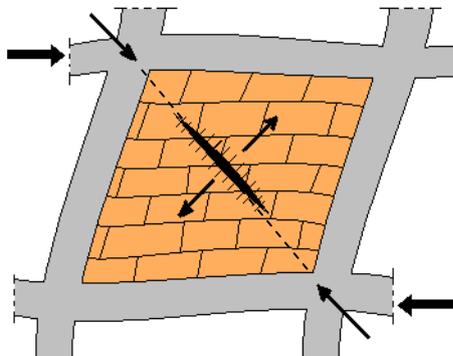


Figure (III.2) Sous chargement dans le plan du panneau : formation d'une diagonale comprimée et d'une diagonale tendue.

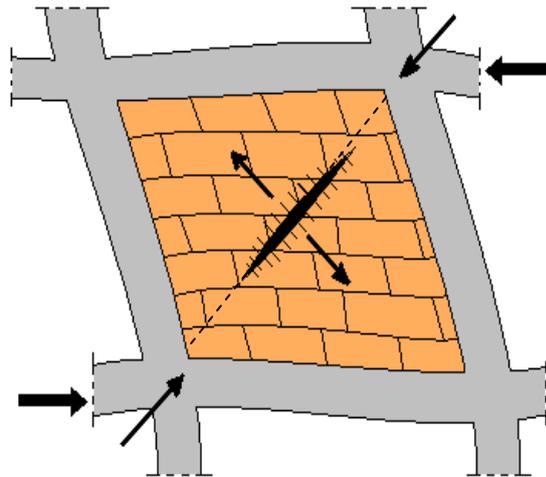
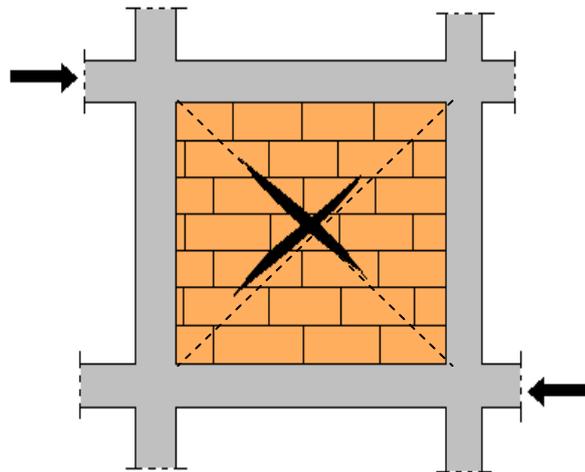


Figure (III.3) Changement de direction du chargement :
inversion des sollicitations des diagonales.



Figure(III.4) Après chargement: formation d'une fissure en X.

Les bielles développent à leur extrémité supérieure une composante verticale ascendante qui tend à délester le poteau, et une composante horizontale qui tend à le cisailer (figure III.5). D'où la possibilité d'un glissement entre la poutre et le panneau de maçonnerie conduisant à un effort tranchant égal à l'effort sismique horizontal [19].

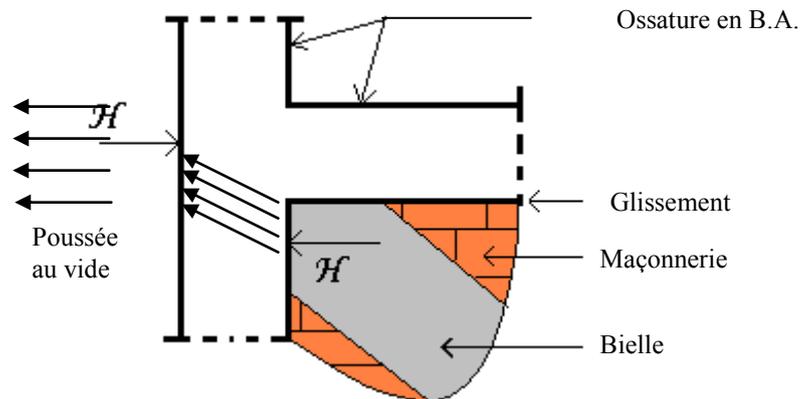


Figure (III.5) Transmission de la bielle équivalente par cisaillement de la tête du poteau.

III.1.2. Modes de rupture des murs en maçonnerie sollicités dans leur plan et hors plan

Dans un mur soumis à des forces verticales et horizontales dans son plan, on peut observer plusieurs types de rupture, représentés à la figure (III.6):

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

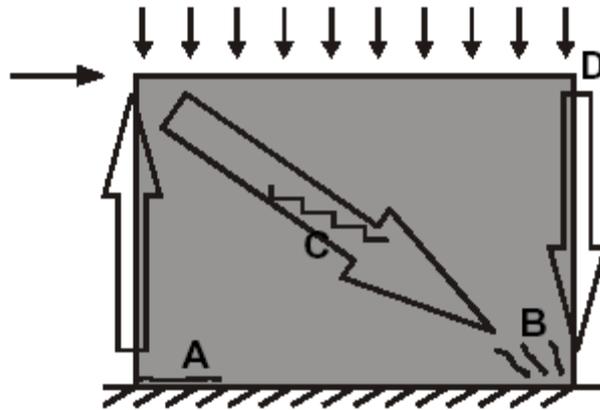


Figure (III.6) Fissurations possibles d'un mur cisailé et transfert d'efforts.

La résistance d'une construction en maçonnerie est d'abord apportée par la résistance en compression que ce matériau peut offrir, car la résistance en traction des maçonneries de remplissage (non chaînée et non armée) est presque négligeable [20].

II.1.3. Comportement sismique des panneaux de maçonnerie non armée:

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

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

Dans le cas des cadres en béton armé avec remplissage en maçonnerie, les modes de rupture habituels des éléments en béton sont ceux dus à l'interaction des efforts dans les éléments (flexion cisaillement, flexion charge axiale), les rotations aux joints extérieurs, l'ancrage dans les fondations, etc. Les modes de rupture concernant spécifiquement les remplissages et leur action sur les colonnes de béton sont illustrés à la Figure (III.7). Le mécanisme de rupture relatif à l'étage flexible (rez-de-chaussée sans remplissage) et celui relatif aux colonnes courtes ou captives (remplissage partiel) sont d'autres modes de rupture possibles. [21]

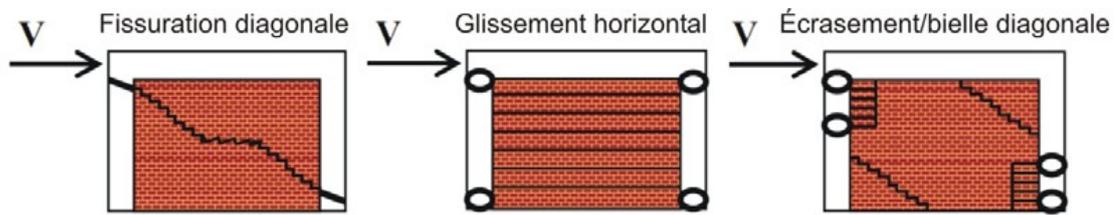
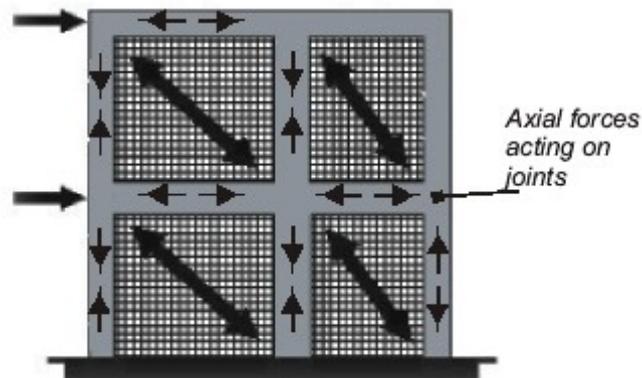


Figure (III.7): Mécanismes de rupture dans le plan des remplissages et colonnes de béton armé

III.1.3. Processus de fonctionnement des bielles dans une structure

Sous un effort horizontal croissant (figure.III.8), les bielles fonctionnent d'abord élastiquement, puis il est évident que le blocage, permettant leur mise en compression, ne se fait pas simultanément dans la structure entière, de sorte que certaines bielles se mettent en fonctionnement avant les autres. En outre, les bielles n'ont pas la même inclinaison ni la même section [20], [22], [23], de sorte qu'avant épuisement global du système certaines bielles viennent « au secours » de celles qui sont arrivées au terme de leur phase plastique. Le déplacement latéral de la structure devient alors important, et la compatibilité des déformations impose que l'ossature (poteaux - poutres) reprenne une certaine partie (faible) de l'effort extérieur horizontale. Quand toutes les bielles sont épuisées, l'effort total se reporte sur l'ossature, et c'est la ruine.



Figure(III.8) Mécanisme de transfert d'efforts d'un Mur maçonné soumis aux charges latérales

III.2. Performance des panneaux de remplissage lors d'un séisme :

Certains dégâts sont typiquement liés à la construction des immeubles (figure III.9). Ainsi les murs de remplissage en maçonnerie étant plus rigides que les cadres en béton armé, des fissures en X s'ouvrent dans la maçonnerie sous l'effet d'efforts horizontaux (figure.III.10). Ces fissures sont symptomatiques de la fragilité de ces murs (manque de ductilité): lorsque la maçonnerie s'écroule,

la rigidité horizontale de la structure est fortement réduite rendant celle-ci susceptible à de grandes déformations qui peuvent conduire à sa ruine [24].



Figure(III.9): Dégâts modérés à un immeuble de 5 étages. Photo. Séisme de Kocaeli en Turquie 1999.



Figure(III.9): Fissure en X, caractéristique dans un mur de remplissage en maçonnerie.

III.3.Méthodes de calcul et de modélisation des maçonneries :

Il existe plusieurs méthodes de calcul de la maçonnerie, dans ce qui suit, on essayera d'exposer certaines méthodes de calcul et de modélisation.

III.3.1. Méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis, est de plus en plus utilisée pour l'analyse de comportement des ouvrages maçonnés. Elle convient plus spécifiquement à l'étude des corps de maçonnerie non fracturés et permet notamment, en fonction de la nature du problème, d'envisager des calculs élastiques ou des calculs non linéaires pour mieux connaître certains comportement dynamiques sous chargement quelconques (séismes, etc.).

Donc deux types d'analyse sont généralement utilisés: les calculs en élasticité et les calculs non linéaires.

a. Les calculs élastiques

La méthode des éléments finis permet non seulement de réaliser des modèles structuraux précis et performants, mais surtout de définir des conditions aux limites proches de la réalité. La méthode des éléments finis offre en outre l'avantage de faciliter le calcul des modèles imbriqués les uns sur les autres.

Cependant, les modèles élastique ont deux inconvénients importants: ils ne prennent pas en compte la fissuration existante ou celle qui va se développer en cours de chargement, ainsi que les propriétés d'anisotropie et de non-linéarité du matériau (qui n'a qu'une très faible résistance à la traction et se fissure dès qu'il est tendu, cette fissuration modifiant la distribution des contraintes).

b. Les calculs non linéaires

Les analyses non linéaires par éléments finis (dans des états bidimensionnels de contraintes), s'avèrent indispensables pour prendre en compte les mouvements d'appuis qui sortent du champ d'application du calcul à la rupture ou pour valider les études des ouvrages complexes soumis à des chargements quelconques.

En conclusion la méthode des éléments finis permet à la fois de mieux appréhender le comportement d'ensemble de la structure et de déterminer le champ de contraintes dans les zones vulnérables.

III.3.2. Modélisations par bielles équivalentes

Cette modélisation est basée sur le comportement du panneau de remplissage lors d'un chargement dans son plan, où il a été observé par plusieurs les chercheurs que la maçonnerie se comporte comme une entretoise diagonale travaillant en compression.

Plusieurs modèles sont proposés et validés par de nombreux chercheurs dans ce domaine, dans la littérature on trouve le modèle à une, deux et trois bielles équivalentes respectivement.

Il y a lieu de rappeler et de souligner que les panneaux de remplissage se caractérisent par le fait qu'ils sont construits après le portique et ne sont donc pas porteurs. Il faut tenir compte de cette caractéristique dans la modélisation: si le poids propre est réellement appliqué au modèle, il faut donc introduire les bielles après avoir appliqué le chargement vertical. La qualité de la modélisation dépend fortement de l'identification des caractéristiques des diagonales (rigidité initiale, rigidité fissurée, résistance...). Plusieurs formules de la largeur et de la diagonale équivalente sont données dans la littérature. Dans ce qui suit on présentera 5 formules parmi les plus courantes : Mainstone, Dawe, Durrani, Paulay, et Secchi Mandriani et al, [25]

a. Mainstone

Cette approche est la plus utilisée. La largeur de la diagonale équivalente W_{diag} est fonction d'un facteur λ_h :

$$W_{diag} = 0.175.(\lambda_h.H)^{-0.4}.\sqrt{H^2 + L^2} \quad (III.1)$$

$$\lambda_h = \sqrt[4]{\frac{E_w.t_w.\sin 2\theta}{4.E_c.I_c.H}} \quad (III.2)$$

E_c : Module d'Young du portique,

I_c : Inertie de la section du portique,

E_w : Module d'Young du remplissage,

t_w : Epaisseur du remplissage,

H : Hauteur du remplissage,

L : Longueur du remplissage,

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

b. Dawe et Seah

la largeur de la diagonale vaut :

$$W_{diag} = \frac{\pi}{1.5.\lambda_h} \cos \theta + \frac{\pi}{1.5.\lambda_t} \sin \theta \quad (III.3)$$

$$\lambda_t = \sqrt[4]{\frac{E_w.t_w.\sin 2\theta}{4.E_c.I_b.L}} \quad (III.4)$$

$$\lambda_h = \sqrt[4]{\frac{E_w \cdot t_w \cdot \sin 2\theta}{4 \cdot E_c \cdot I_c \cdot H}} \quad (\text{III.5})$$

I_b et I_c sont les inerties respectivement des poutres et des poteaux.

c. Durrani et Luo,

La formule donnée par Durani, elle a été validée sur des résultats de calcul éléments finis.

$$W_{diag} = \gamma \cdot \sin 2\theta \cdot \sqrt{H^2 + L^2} \quad (\text{III.6})$$

$$\gamma = 0.32 \cdot \sqrt{\sin 2\theta} \cdot \left(\frac{H^4 \cdot E_w \cdot t_w}{m \cdot E_c \cdot I_c \cdot H_{in}} \right)^{-0.1} \quad (\text{III.7})$$

$$m = 6 \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot E_b \cdot I_c \cdot H}{\pi \cdot E_c \cdot I_c \cdot L} \right) \quad (\text{III.8})$$

d. **Recommandations pour l'utilisation des formules précédentes [25]**

Les formules précédentes ont été appliquées à l'étude d'un portique avec remplissage testé au LNEC de Lisbonne sous chargement statique - cyclique. Cette étude a donné les valeurs suivantes de largeur de la diagonale pour la rigidité initiale :

- 9.25% de la longueur pour Mainstone
- 36.7% de la longueur pour Dawe
- 18.7% de la longueur pour Durrani
- 25% de la longueur pour Paulay

Rappelons qu'un calcul éléments finis non linéaire effectué lors de la même étude avait donné 51% de la longueur de la diagonale pour la rigidité initiale et 25% de la longueur pour la rigidité sécante au début de l'écrasement de la maçonnerie. Des valeurs similaires ont été trouvées pour

des panneaux de géométries différentes sans ouvertures et l'influence de la présence des ouvertures (portes et fenêtres) a été étudiée par plusieurs chercheurs.

Il faut remarquer que la définition du module de Young de la maçonnerie peut varier selon les auteurs et les tests utilisés pour mesurer ce module; tests sur des blocs simples, de murs comprimés parallèlement ou perpendiculairement aux trous, de compression diagonale...

De plus, ces formules ont été validées sur d'autres types de maçonnerie (briques pleines) et portiques (portiques en acier pour Mainstone, par exemple).

Enfin, aucune de ces formules ne prend en compte le fait que le mur soit chargé verticalement.

La formule de Mainstone donne des valeurs trop faibles alors que les 2 autres formules permettent d'approcher relativement correctement la rigidité sécante au début de l'écrasement de la maçonnerie. Enfin, la règle très simplifiée donnée par Paulay, donne des résultats très corrects dans le cas du portique étudié.

Caractéristiques de la bielle de Sacchi Mandrianai :

Les caractéristiques de la bielle équivalente dépendent directement des caractéristiques des matériaux les constituant (brique et mortiers). [26]

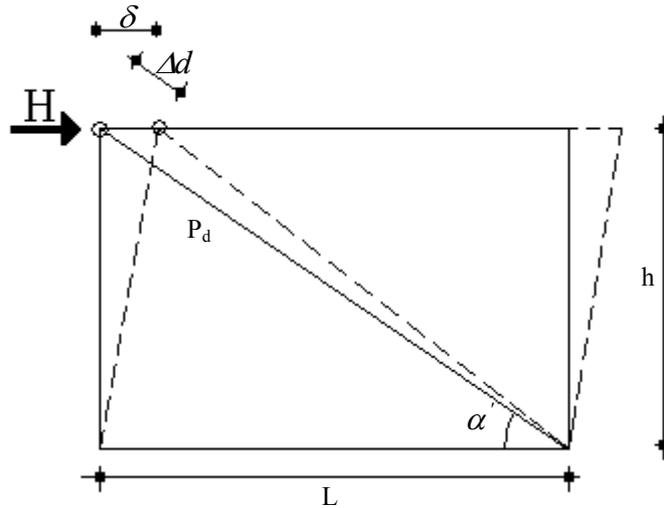
- Le module d'élasticité E_d ;
- La résistance à la compression f_{md} ;
- La déformation à la rupture ξ_d .
- Les caractéristiques géométriques
 - La largeur effective b
 - L'épaisseur e (égale à celle de la maçonnerie)

Largeur effective de la bielle

La structure est schématisée dans la figure (III.11), où:

δ : est le déplacement horizontal du système considéré ;

Δd : est le raccourcissement de la diagonale, telle que : $\Delta d = \delta \cdot \cos \alpha'$



Figure(III.11): Détail de panneau

Sacchi Mandriani considère que le système (maçonnerie cadre) a le même comportement qu'une poutre et travaille comme un ensemble monolithique.

Le déplacement en tête du panneau se compose d'un déplacement de flexion et d'un déplacement de cisaillement.

A partir de la relation entre déformation de la bielle et son déplacement, et la relation entre la contrainte dans la bielle et la force extérieure, on déduit l'expression la largeur effective de la bielle :

$$b = \frac{d}{E_d \cdot e \cdot \cos^2 \alpha} \left(\frac{H}{\delta} \right) \quad (III.9)$$

Où $\left(\frac{H}{\delta} \right)$ est la rigidité de la structure, qui peut être déterminée par les courbes expérimentales

« force – déplacement » horizontales.

Dans le modèle de la bielle diagonale, la charge a une inclinaison par rapport aux lits de mortier, en particulier aux alvéoles de la brique.

Le module d'élasticité diagonal de la bielle est donné par la relation :

$$\frac{1}{E_d} = \frac{\cos^4 \alpha}{E_l} + \left(\frac{1}{G_t} - \frac{2 \cdot V_t}{E_l} \right) \cdot \sin^2 \alpha \cdot \cos^2 \alpha + \frac{\sin^4 \alpha}{E_t} \quad (III.10)$$

$$E_L = E_b \cdot \frac{\theta_t + \frac{E_m \cdot t}{E_b \cdot T}}{1 + \frac{t}{T}} \quad (\text{III.11})$$

$$E_t = E_b \cdot \frac{\theta_L + \frac{E_m \cdot t}{E_b \cdot T}}{1 + \frac{t}{T}} \quad (\text{III.12})$$

$$\frac{1}{G_{lt}} = \frac{1}{E_t} + \frac{1}{E_t} + \frac{2 \cdot \nu_{lt}}{E_t} \quad (\text{III.13})$$

Avec:

L : longueur de la brique ;

T : hauteur de la brique ;

e : épaisseur de la maçonnerie ;

t : épaisseur du mortier ;

E_b : module élastique réel de la brique ;

E_m : module élastique du mortier ;

θ : coefficient de remplissage de la brique, telle que :

$$\theta = \frac{\text{Surface nette}}{\text{Surface brute}}$$

ν_{lt} : coefficient de poisson dans la direction transversale.

En conclusion, quelle que soit la méthode, le modèle de calcul doit tenir compte, aussi fidèlement que possible, des éléments de remplissage, même lorsque la résistance de ces derniers n'est pas prise en compte dans les calculs.

Les poteaux de béton armé bordant les panneaux de maçonnerie négligés doivent être vérifiés dans les mêmes conditions que si ces panneaux étaient actifs.

M. Davidovici [27] préconise la méthodologie suivante pour l'étude des ossatures maçonnées:

- 1- détermination et distribution des efforts en assimilant la structure à un *système triangulé* dont les éléments diagonaux sont constitués par les bielles de compression de pente $\frac{1}{2}$ à 2, susceptibles de se former dans la maçonnerie. Les panneaux avec ouverture et les panneaux partiels ne sont pas pris en compte (figure III.12).

- 2- vérification de la structure sous l'action des forces déterminées en (1) sans la présence des panneaux de maçonnerie.
- 3- Justification de la résistance de tous les poteaux retenus dans le modèle aux cisaillements développés par les poussées des bielles dans l'hypothèse d'un glissement entre la poutre et le panneau. Dans cette vérification, il faut considérer la composante verticale de la bielle et l'action verticale du séisme.
- 4- Il y a lieu de vérifier, pour les poteaux d'angle et de rive, que les poussées au vide de l'effort tranchant sont correctement équilibrées et reportées sur les poutres
- 5- Vérification des poteaux bordant les panneaux de maçonneries négligés.

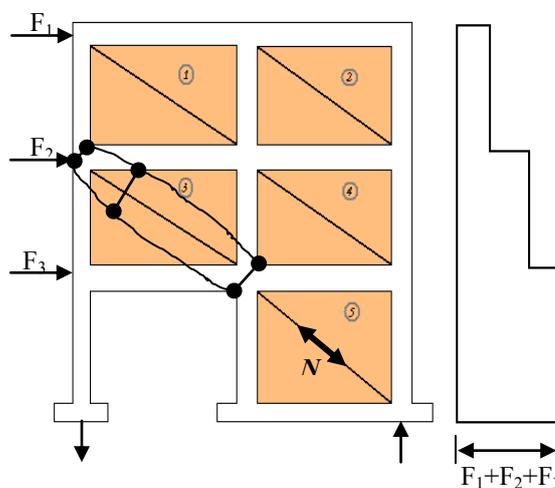


Figure (III.12): Assimilation d'une structure à un Système triangulé

Le calcul des efforts se fait suivant les méthodes des systèmes triangulés mais on lève habituellement l'hyperstatisme en définissant à chaque étape la part d'effort tranchant du séisme (ou vent) qui est reprise par chaque remplissage.

On aura par exemple: panneau 1- $F_1/2$
 2- $F_1/2$
 3- $(F_1 + F_2)/2$
 4- $(F_1 + F_2)/2$
 5- $F_1 + F_2 + F_3$

Les efforts normaux dans les diagonales s'en déduisent compte tenu de leur inclinaison, puis, de proche en proche, les efforts normaux dans les poteaux et poutres.

Les remplissages doivent être vérifiés à la compression et pour cela il faut pouvoir visualiser la bielle envisager. On la trace à partir de la diagonale du béton au nœud. La vérification est faite pour la première section droite intégralement en maçonnerie soit $\frac{N}{b.e} \leq \overline{\sigma}$

($\overline{\sigma}$, Contrainte admissible pour la maçonnerie, si N correspond à la sollicitation de compression).

Il reste alors à étudier un système triangulé plan hyperstatique dont les membrures sont les poteaux, les montants sont les traverses et les diagonales celles précisées plus haut. Cette étude peut être approchée:

- Par superposition de systèmes triangulés isostatiques
- Par une étude directe du système triangulé hyperstatique (méthode matricielle par exemple)
- Souvent également lorsque tout les panneaux interviennent de façon semblable par l'étude d'un refend plein dont en déduit la valeur des cisaillements permettant la vérification de chaque panneaux.

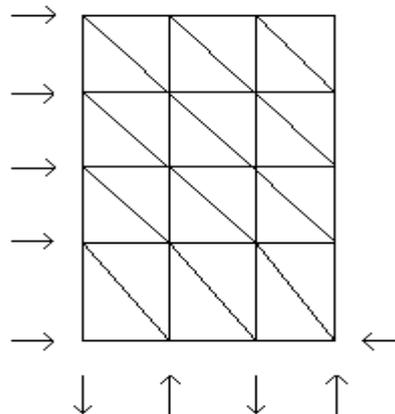


Figure (III.13): Le système triangulé hyperstatique à étudier.

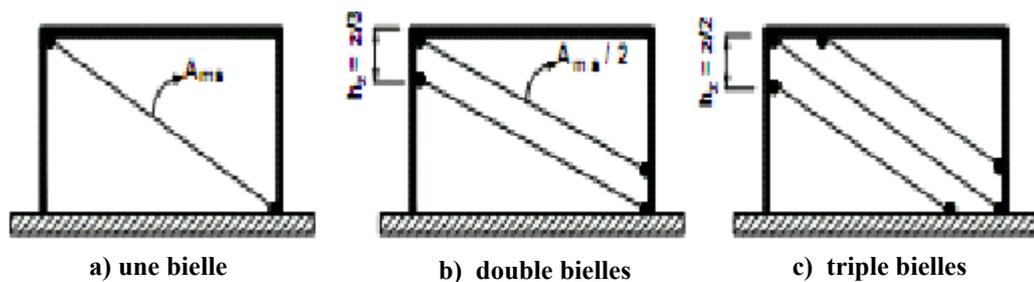
- S'il ne comporte pas d'ouvertures, ces murs peuvent être considérés comme des remplissages portés à chaque étage.
- S'il comporte des ouvertures, ces murs sont considérés comme des tympans portés à chaque étage et résistant par flexion à la bielle.

L'étude est habituellement menée étage par étage, les planchers assurant la transmission de la force horizontale des murs situés au-dessus aux murs situés en dessous.

III.4. Modélisation de la maçonnerie dans le logiciel seismostruct :

Des travaux de recherche intensifs ont été entrepris à fin de prévoir l'influence des panneaux de remplissage car il est bien reconnu que leur présence modifie de manière significative le comportement structural des structures en portiques (rigidité, masse, période,...).

Une approche élastique linéaire n'est pas adéquate même sous charges de service, par conséquent l'utilisation des relations constitutives sophistiquées est nécessaire. Un modèle cyclique non linéaire ayant deux bielles est utilisé au sein du code de calcul (seismostruct) pour décrire le comportement des panneaux de remplissage. Comme souligné par Crisafulli, le modèle avec deux bielles se comporte de manière satisfaisante et moins compliqué comparé aux modèles ayant une bielle et trois bielles respectivement. Ce modèle est capable de représenter plus exactement l'effet local entre le cadre (portique) et le remplissage en maçonnerie. [08], [28]



Figure(III.14) modèle des bielles (crisafulli 1997)

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

Dans le seismostruct le remplissage est considéré comme un élément de panneau de maçonnerie à quatre nœuds développé et au début et programmé par Crisafulli et mis en application dans le seismostruct par Blandon pour connaître la réponse non linéaire des panneaux de remplissage dans les structures en portiques. Chaque panneau est représenté par six bielles ; chaque direction de diagonale représente deux bielles capables de reprendre les charges axiales selon deux les coins

diagonaux opposés et une troisième pour reprendre le cisaillement du haut vers le bas du panneau. Cette dernière bielle agit seulement à travers la diagonale qui est en compression, par conséquent son activation dépend de la déformation du panneau de remplissage.

Les bielles sous charges axiales utilisent le **modèle d'hystérésis** des bielles de maçonnerie développé par Crisafulli, alors que les bielles de cisaillement utilisent un modèle **bilinéaire**

En outre comme il peut être observé dans la figure (III.15.b) ci-dessous que les quatre nœuds internes sont utilisés pour tenir compte des points actuels de contact entre l'ossature (cadre) et le panneau de remplissage. Toutes les forces internes sont transformées aux quatre nœuds extérieurs. La définition des nœuds 1 et 2 ainsi que des nœuds 3 et 4 doit être dans le même plan horizontal où l'élément est relié au cadre (portique). [29]

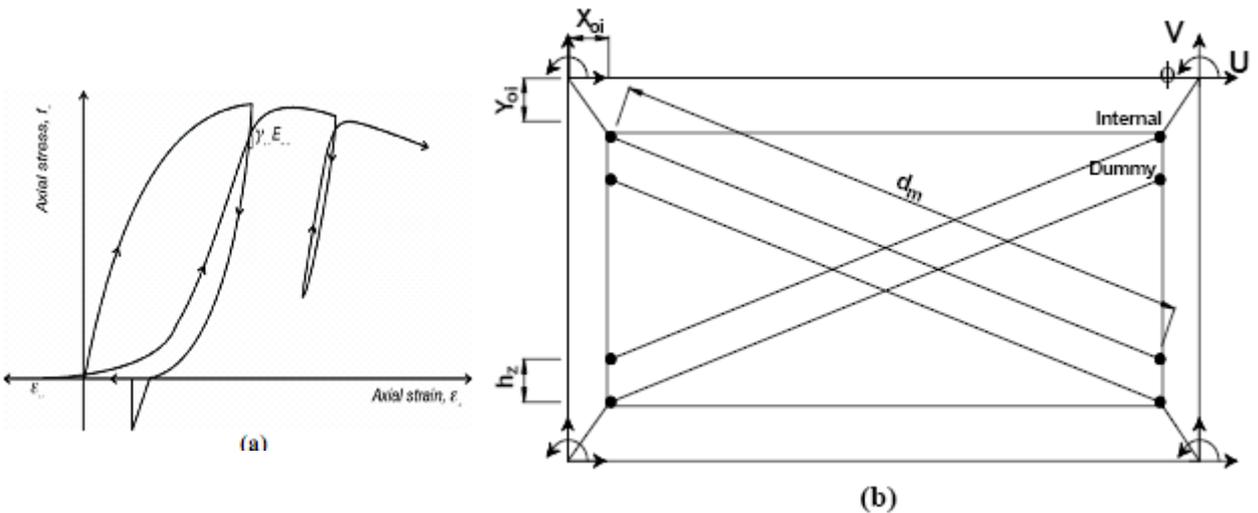


Figure (III.15): (a) modèle d'hystérésis de bielle de maçonnerie, (b) configuration d'élément de panneau de remplissage

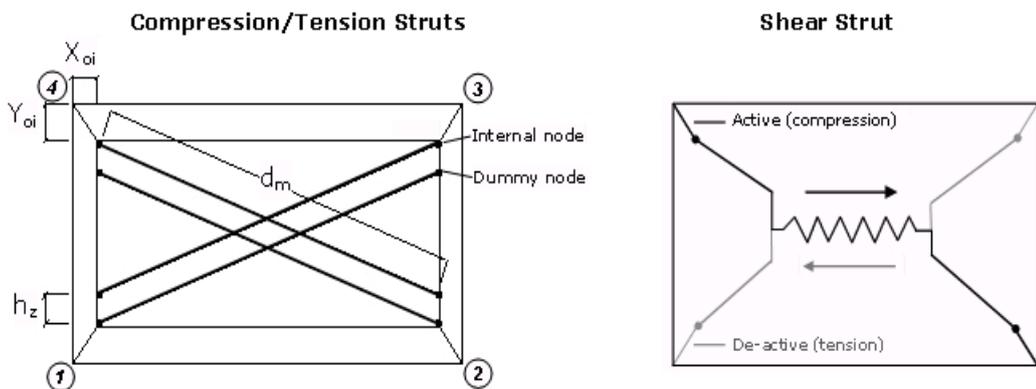


Figure (III.16) configuration d'élément de panneau de remplissage

III.5. Paramètres mécaniques et géométriques :

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

Une liste des variables requises comme données est présentée ci dessous, ainsi que des recommandations pour le choix de leurs valeurs. [08], [29],

- **Résistance à la compression** $f_{m\theta}$: c'est le paramètre qui contrôle principalement la résistance de la bielle et qui doit être distingué de la résistance standard de la maçonnerie en tenant compte de l'inclinaison des contraintes principales de compression et du mode de rupture prévu dans le panneau de remplissage, sa valeur pour les panneaux longs et courts est estimée entre 5MPa et 3.5MPa respectivement

- **module d'élasticité** E_m : ce paramètre représente la pente initiale de la courbe contrainte-déformation et sa valeur montre une grande variation puisque la maçonnerie est composée de briques et de mortier (matériau composite) dont les propriétés de comportement sont distinctes. Plusieurs chercheurs ont supposé un comportement élastique linéaire pour les deux matériaux et la somme de la déformation des briques et des joints de mortier est égale à la déformation en compression de la maçonnerie

D'autres chercheurs ont considéré que le module d'élasticité des panneaux de maçonnerie pouvait être lié de d'une certaine manière à la résistance à la compression du matériau définie ci dessus. Les équations empiriques de Crisafulli et Smyrou résultent en les valeurs suivantes :

$$400 f_{m\theta} < E_m < 1000 f_{m\theta}.$$

- **Résistance a' la traction** f_t : puisqu'elle est beaucoup plus faible que la résistance a la compression et son effet sur la réponse globale plus faible (elle peut même être nulle) , la valeur de f_t d'après des essais de compressions diagonaux de Varvim est de 0.575MPa (valeur uniforme)

- **Déformation sous contrainte maximale**, ε_m' représente la déformation correspondant à la résistance maximale et influe sur la branche ascendante de la courbe contrainte-déformation à travers la modification de la rigidité sécante. La valeur 0.0012 donne les meilleurs résultats

- **Déformation ultime** ε_u : celle-ci est utilisée pour contrôler la branche descendante (décroissante) de la courbe de contrainte- déformation qui est modélisé par une parabole pour obtenir un meilleur contrôle de la réponse de la bielle. Pour de plus grandes valeurs telles que $20 \varepsilon_m'$, la diminution de la résistance à la compression devient plus lisse. La valeur de 0.024 est adoptée.

- **Déformation de fermeture** ε_{cl} : ce paramètre définit la déformation à partir de laquelle une fissure partielle se ferme permettant ainsi le développement de contraintes de compression. Pour de grandes valeurs son effet n'est pas considéré dans l'analyse. Les valeurs suggérées sont comprises entre 0 et 0.003. La valeur adoptée dans le modèle est 0.003.
 - **Contrainte maximale de cisaillement** τ_{max} : c'est la contrainte de cisaillement admissible dans le panneau de remplissage et elle peut être estimée en utilisant les expressions suggérées dans la théorie modifiée de Mann et de Müller en fonction du mode de rupture prévu. La valeur de 1MPa est adoptée.
 - **Excentrement horizontal et vertical, xoi et yoi** : ceux-ci représentent la réduction des dimensions du panneau de remplissage dues à la profondeur des membres de l'ossature. En d'autres termes, ces paramètres fournissent la distance entre les nœuds formant les coins externes et internes
 - **Longueur de contact équivalente Hz** : présentée sous forme de pourcentage de la dimension verticale du panneau, donnant la distance effective entre les nœuds internes et les nœuds factices, elle est utilisée pour prendre en compte d'une certaine façon la longueur de contact entre l'ossature et le panneau de remplissage. Des résultats raisonnables peuvent être obtenus, pour des valeurs comprises entre 1/3 et 1/2 de la longueur de contact.
- L'équation (III.14) donne la longueur de contact z , comme définie par Stafford Smith, qui a introduit le paramètre adimensionnel relatif de rigidité λ

$$z = \frac{\pi}{2\lambda} \quad (III.14)$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_m t_w \sin(2\theta)}{4E_c I_p h_w}} \quad (III.15)$$

E_c : Module d'Young du portique,

I_c : Inertie de la section du poteau,

E_m : Module d'Young du remplissage,

t_w : Epaisseur du remplissage,

h_w : Hauteur du remplissage,

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

Ces paramètres sont expliqués sur la figure (III.16, 17).

- **T_w** : représente l'épaisseur du panneau, qui peut être soit égale à la largeur des briques de panneau seules (par exemple 12 centimètres), soit inclure également la contribution du plâtre (par exemple $12+2 \times 1.5=15$ centimètre).
- **Aire de la bielle A_1** : l'aire de la bielle est définie comme étant le produit de l'épaisseur du panneau par la largeur équivalente de la bielle, et qui varie normalement entre 10% et 25% de la diagonale du panneau de remplissage. Il y a nombreuses expressions empiriques pour l'évaluation de la largeur équivalente et qui sont présentées sur le schéma (III.17), [30]

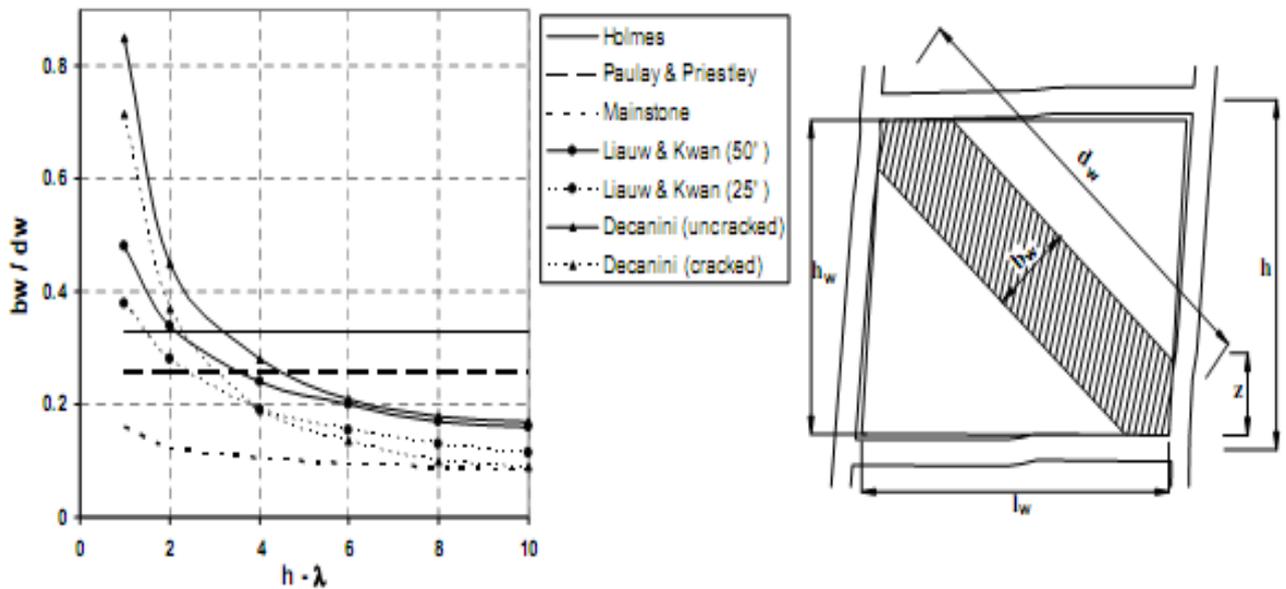


Figure (III.17) : variation du rapport b_w / d_w en fonction du paramètre

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

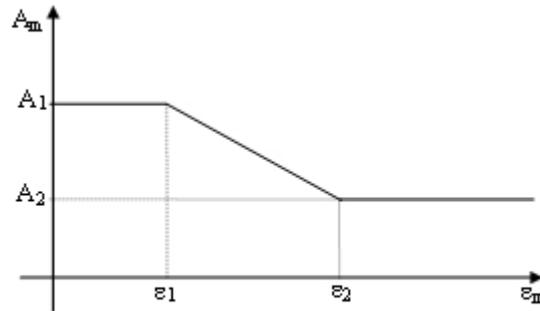


Figure (III.18): variation de l'aire en fonction de la déformation

Des déformations comprises entre 0.0003 et 0.0009 sont généralement adoptées tandis que l'aire résiduelle est considérée égale à 10% de l'aire initiale.

- **Poids spécifique (γ):** représente le poids volumique du panneau. La valeur 10 kN/m^3 est adoptée.

Remarque:

L'effet des ouvertures peut être pris en compte en réduisant l'aire équivalente et par conséquent la rigidité des panneaux de remplissage au début des calculs. Plusieurs chercheurs suggèrent différents facteurs de réduction pour décrire la diminution de la rigidité, selon les dimensions et la position des ouvertures. Asteris propose des facteurs de réduction de rigidité pour différents pourcentages d'ouverture. Dans le modèle l'aire de la bielle pour un remplissage avec une petite fenêtre, une grande fenêtre et une porte est estimée à 70%, 60% et 50% respectivement de l'aire équivalente de la bielle calculée sans tenir compte de la présence des ouvertures. Ces pourcentages sont légèrement élevés car dans le modèle d'hystérésis le module élastique ne reste pas constant et de plus l'option mentionnée précédemment pour diminuer l'aire initiale est utilisée. En conclusion, aucune réduction de résistance due aux ouvertures n'est considérée puisque ce point n'est pas entièrement clarifié. [31]

Le tableau suivant présente les propriétés des paramètres essentiels requis pour les bielles diagonales de la maçonnerie [32]

Paramètres requis (bielle de maçonnerie)	Formule adopté /valeur	Référence
$f_{m\theta}$: résistance a la compression	1.5MPa a 3.5MPa	Calvi <i>et al.</i> [2004] Bal <i>et al.</i> [2006]
Module d'élasticité $E_{m\theta}$	$1000 f_{m\theta} = 1500 \text{ MPA}$	Crisafulli [1997] Calvi <i>et al.</i> [2004]
Epaisseur du panneau t_w	De 0.1m a 0.25m	Calvi <i>et al.</i> [2004] Bal <i>et al.</i> [2006]
Longueur de la bielle d_w	Variable calculé a partir de la géométrie de la bielle	Voir la figure (III.17)
Paramètre relatif de rigidité λ	$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_m t_w \sin(2\theta)}{4E_c I_p h_w}}$ E_c : Module élastique du béton θ : angle de la bielle avec l'horizontal I_p : Moment d'inertie h_w : Hauteur du panneau de remplissage	Stafford Smith et Carter [1969]
Largeur de la bielle b_w	$b_w = \frac{0.95 h_w \cos\theta}{\sqrt{\lambda h_w}}$ Varier entre $0.1 d_w$ et $0.4 d_w$	Liauw et Kwan [1984]
Coefficient de réduction pour les ouvertures	$r_{ac} = 0.78 e^{-3.22 \ln A_a} + 0.93 e^{-0.762 \ln A_e}$	Bertoldi <i>et al.</i> [1994]
Aire initiale de la bielle A_{ms1}	$A_{ms1} = b_w d_w$, mur sans ouverture $A_{ms1} = b_w d_w r_{ac}$, mur avec ouverture	Bertoldi <i>et al.</i> [1994]
Aire résiduelle de la bielle A_{ms2}	$0.1 A_{ms1}$	Bal <i>et al.</i> [2006]
Z longueur de contact	$z = \frac{\pi}{2\lambda}$	Stafford Smith et Carter [1969]
X_{0i} excentrement horizontal	Variable calculé a partir de la géométrie	Voir la figure(III.15)
Y_{0i} excentrement vertical	Variable calculé a partir de la géométrie	Voir la figure(III.15)

TABLEAU III. 1 : paramètres mécaniques et géométriques des panneaux de maçonneries

III.5.4. paramètres empiriques : [08], [28], [29]:

Un certain nombre de paramètres empiriques qui contribuent au modèle doivent être définis. Une brève explication est donnée ci-dessous:

γ_{un} : Le module de déchargement proportionnellement E_{m0} et modifie les cycles internes.

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

α_{ch} : Il prévoit la contrainte dont laquelle la courbe de rechargement a un point d'inflexion, commandant le gras des boucles.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

TABLEAU III. 2 : paramètres empiriques des panneaux de maçonneries

III-5-5 Courbe de cisaillement du remplissage en maçonnerie: [30], [28], [32], [33]

C'est le modèle de cisaillement pour la maçonnerie, au début développé et programmé par Crisafulli et ensuite mis en application dans le code de calculs Seismostruct par Blandon. Ce modèle doit être utilisé presque exclusivement pour l'élément de remplissage.

Il est important de rappeler que la résistance au cisaillement résulte de la combinaison de deux mécanismes, à savoir la résistance d'adhérence et la résistance de frottement entre les joints de mortier et les briques. La résistance au cisaillement peut être exprimée donc comme étant la somme de la force initiale de cisaillement d'adhérence τ_0 et le produit du coefficient de frottement μ par la valeur absolue de la force de compression normale dans la direction perpendiculaire aux lits des joints de mortier. Cette approche a pour but d'estimer la résistance au cisaillement qui est adoptée par des codes de conception, indépendamment du mécanisme de rupture (rupture par frottement de cisaillement, rupture par traction diagonale, rupture par compression) développé dans le panneau de remplissage.

Les valeurs de τ_0 et μ peuvent être évaluées par les essais de cisaillement directs.

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

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

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

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

•**Facteur de réduction de cisaillement α_s** : Ce paramètre empirique représente le rapport entre la contrainte de cisaillement maximale et la contrainte moyenne dans le panneau, il peut être compris entre 1.4 et 1.65, d'après crisafulli.

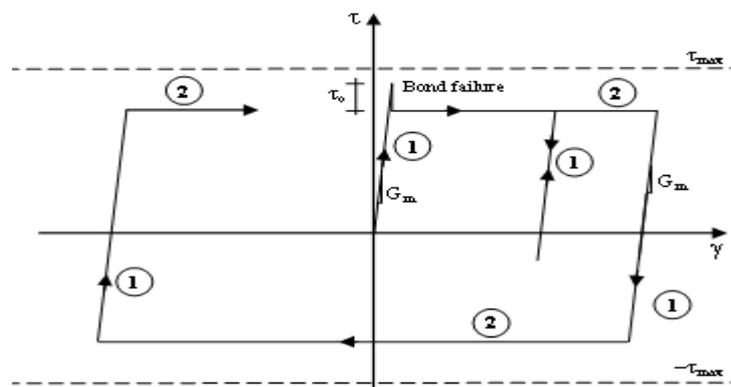


Figure (III.19): Courbe de cisaillement de remplissage de maçonnerie

III-6-les lois de comportement:

III-6-1-Le modèle d'acier de Menegotto-Pinto dans le logiciel Seissoft: [34], [35], [36]

Le comportement de (contrainte-déformation) de l'acier de renforcement utilisé (voir la figure (III.20)) a été proposé par Menegotto et de Pinto, et ensuite par Filippou pour inclure l'écroutissage isotrope. C'est un modèle précis et commode, dû à son efficacité et sa très bonne concordance avec des résultats expérimentaux. Il a été modifié et amélioré par Fragiadakis pour atteindre une meilleure stabilité et exactitude.

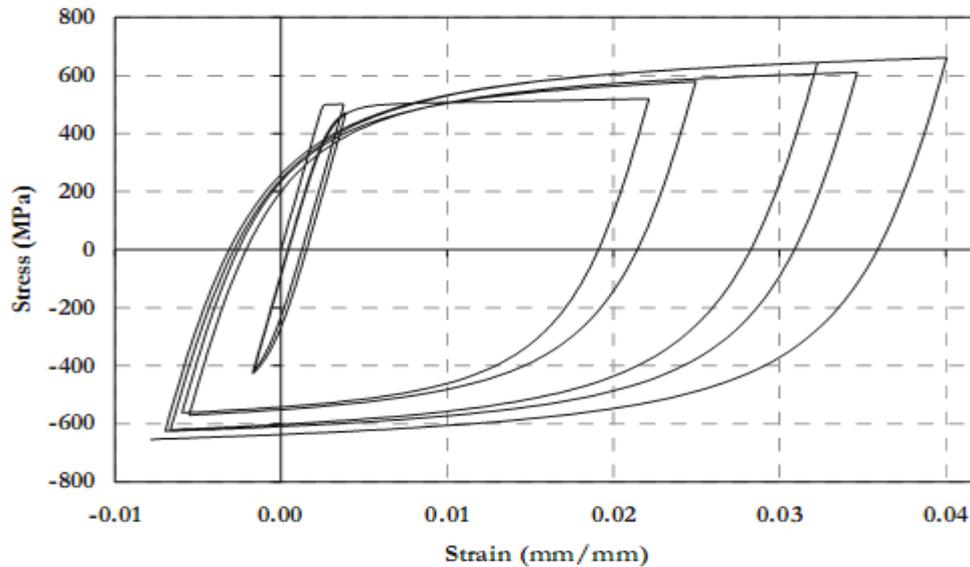


Figure (III. 20): Le modèle d'acier de Menegotto-Pinto (seismostruct)

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

- **Module d'élasticité** E_s : c'est la rigidité initiale du matériau, elle peut être varier entre 200GPa et 210GPa, la valeur adoptée dans le modèle est de 200GPa
- **Limite élastique** f_y : C'est la contrainte de plastification. Sa valeur change typiquement de 230 MPa jusqu'à 650 MPa La valeur adoptée dans le modèle est de 500 MPa.
- **Paramètre d'écroutissage** u : C'est le rapport entre la rigidité E_{sp} et la rigidité élastique initiale (E_s) du matériel.

$$E_{sp} = \frac{(f_{ult} - f_y)}{(\varepsilon_{ult} - \frac{f_y}{E_s})}, \text{ où } f_{ult} \text{ et } \varepsilon_{ult} \text{ de et représentent la capacité ultime ou maximale de la}$$

contrainte du matériau et de sa déformation respectivement. Sa valeur varie généralement de 0.005 à 0.015. La valeur de 0.005 est adoptée.

•**Paramètre initial de la forme de la courbe de transition R_0** : C'est la valeur initiale (de premier cycle de chargement) du paramètre R , qui contrôle la transition de la forme de la courbe de transition entre l'état initial et l'état post-élastique qui est nécessaire pour représenter exactement les effets de Baushinger. La valeur de 20 est adoptée pour ce paramètre.

•**Coefficients de calibrage de la forme de la courbe de transition a_1 et a_2** : Ce sont les deux coefficients employés pour calibrer les changements qui doivent être appliqués au paramètre R_0 afin d'obtenir le paramètre actualisé de la courbe de transition R_n de la forme de la courbe de transition, a_1 est généralement pris égal à 18.5, a_2 peut varier entre 0.05 et 0.15. Les valeurs 18.5 et 0.15 pour ces deux coefficients sont utilisées.

•**Coefficients de calibrage de l'écroutissage isotrope a_3 et a_4** : Ce sont les deux coefficients utilisés pour définir le degré avec lequel l'écroutissage est introduit dans les caractéristiques cycliques de la réponse en contraintes déformations du matériau. Dans le cas de a_3 , une variation comprise entre 0.01 et 0.025 peut être trouvée dans la pratique, tandis que pour le coefficient a_4 des oscillations comprises entre 2 et 7 sont généralement observées. Cependant, il y a lieu de noter que la contribution de l'écroutissage isotrope habituellement plus petite que celle de l'écroutissage cinématique, la variation de ces paramètres n'affecte pas sensiblement les caractéristiques de la réponse cyclique du matériau. Les valeurs de 0.025 et 2, sont attribuées par défaut pour les deux coefficients a_3 et a_4 respectivement.

•**Poids spécifique γ** : sa valeur est de 78 KN/m^3 .

III-6-2-Le modèle non linéaire uniaxial du béton dans le logiciel Seismosoft [37], [38]:

Le béton est modélisé par un modèle avec confinement constant non linéaire (figure III.21), et représente un bon compromis entre simplicité et exactitude : la figure suivante montre le modèle non linéaire uniaxial, suivant le modèle constitutif proposé par Mander.

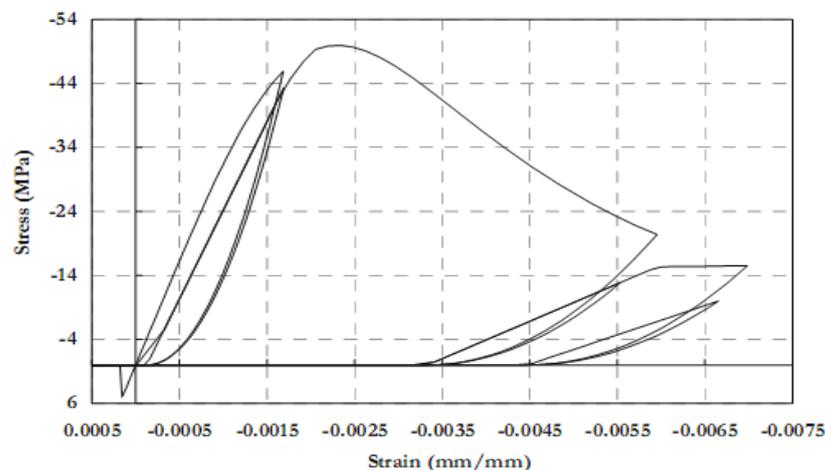


Figure (III. 21): modèle non linéaire uniaxial du béton(seismostruct)

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

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

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

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

•**Facteur de confinement** k_c

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

•**Poids spécifique** γ

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

III-6-3-Modèle fibre: [39], [40], [41],

Chaque élément poutre ou poteau est divisé en nombre d'éléments fini selon la variation des propriétés géométriques ou mécaniques. Après avoir défini les lois constitutives des matériaux (béton, acier) et la distribution des armatures dans la section d'élément, Les sections des éléments sont subdivisées en secteurs, appelés les fibres, dont le nombre et les dimensions changeant selon le niveau de la précision effectuée. (Voir figure (III.22))

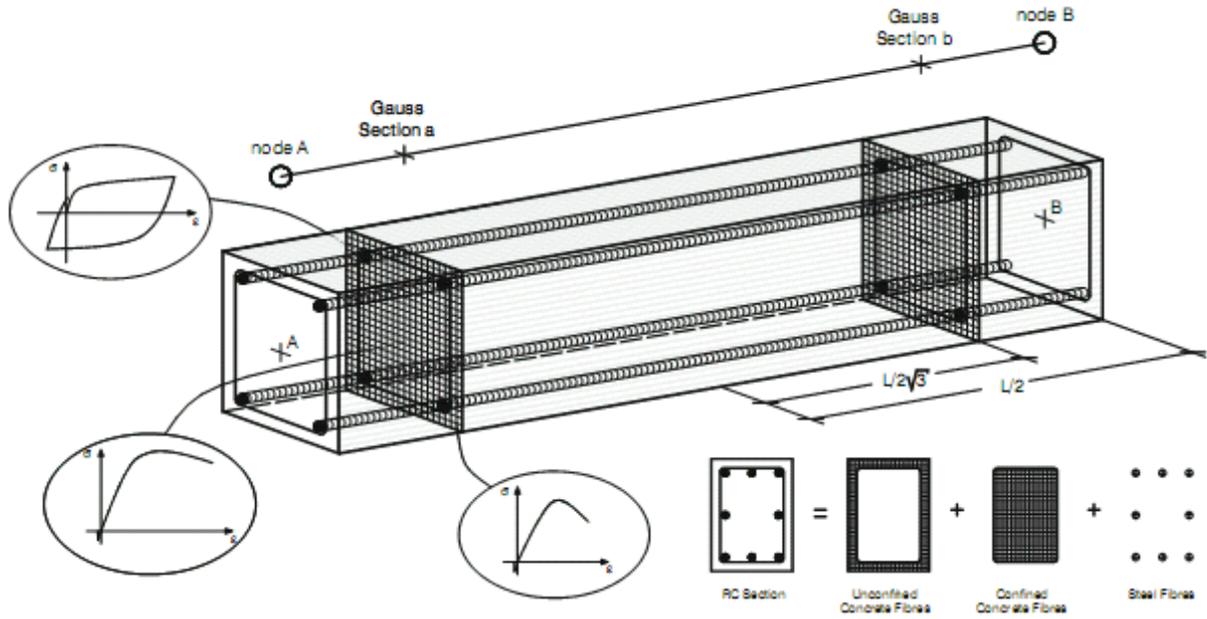


Fig. (III. 22): modèle en fibre(seismostruct)

CHAPITRE IV :
APPLICATIONS

CHAPITRE IV Applications

IV.1 Généralités:

Les modèles structuraux de base considérés dans la présente étude consistent en des portiques en béton armé. Trois structures sont considérées dans notre étude, (structure à deux niveaux, structure à quatre niveaux et structure à huit niveaux). Deux cas seront considérés pour chaque structure: structure sans panneaux de remplissage en maçonnerie et structure avec panneaux de remplissage en maçonnerie

L'objectif principal de cette étude est d'évaluer les effets des remplissages en maçonnerie sur les portiques en béton armé et pour cela une analyse dynamique non linéaire a été entreprise sur ces trois structures soumises a trois accélérogrammes Algériens enregistrés. Toutes les structures sont modélisées en tant que systèmes à deux dimensions

IV.2. Description des structures

Structure01: Il s'agit d'un portique 2D à deux niveaux avec remplissages en maçonnerie en briques creuses dont les caractéristiques sont les suivantes :

- dimension en plan : $L_x = (3 \times 4.00) = 12,00$ m
- hauteur : $H = 2 \times 3.00 = 6.00$ m
- les poutres de section (30×40) cm²
- les poteaux de section (30×40) cm²

Structure02: portique 2D à quatre niveaux avec remplissages en maçonnerie en briques creuses dont les caractéristiques sont les suivantes :

- dimension en plan : $L_{x1} = 6.00$ m, $L_{x2} = 4.00$ m
- hauteur : $H = 4 \times 3.00 = 12.00$ m
- les poutres de section (30×55) cm²
- les poteaux de section (45×45) cm²

Structure03: portique 2D à huit niveaux avec remplissages en maçonnerie en briques creuses dont les caractéristiques sont les suivantes :

- hauteur : $H = 8 \times 3.00 = 24.00$ m
- les poutres de section (30×40) cm²
- les poteaux de section (60×60) cm²

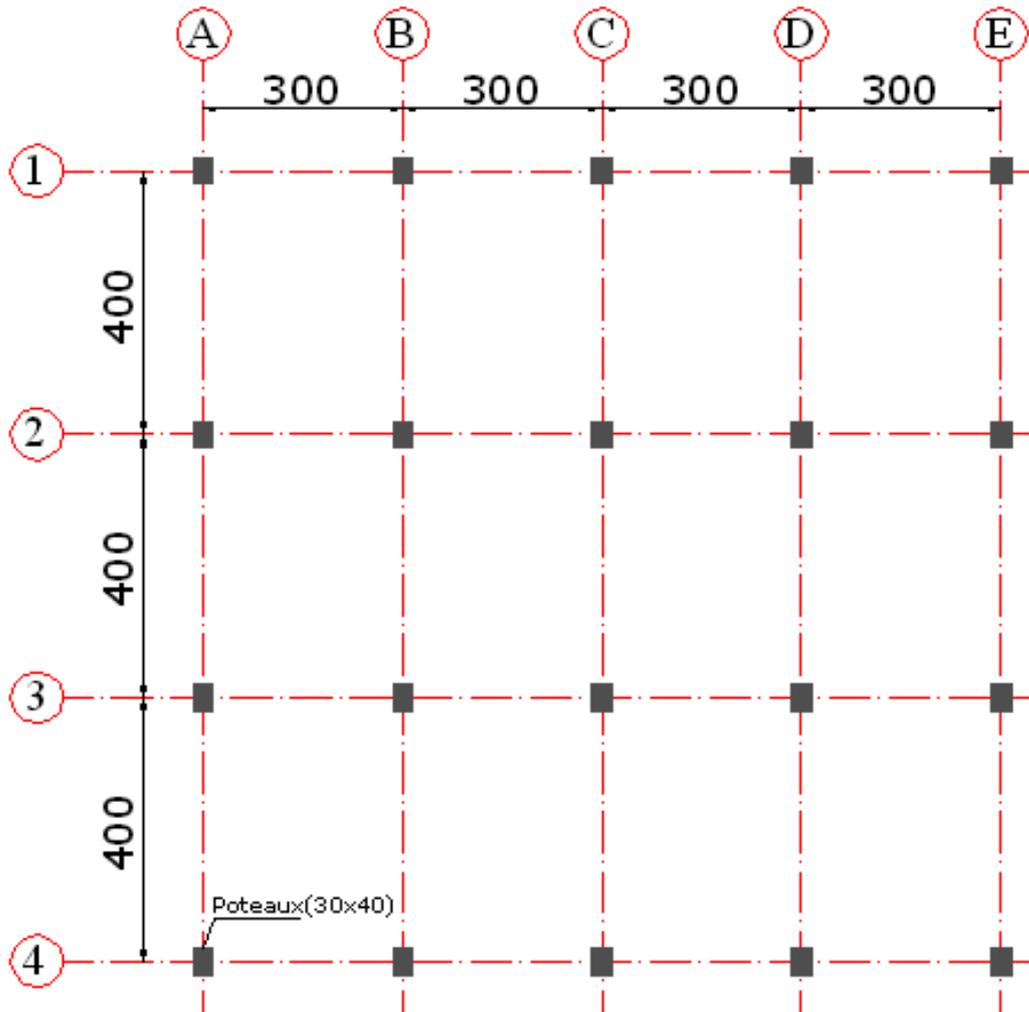


Figure. (IV. 1):vue en plan, structure01

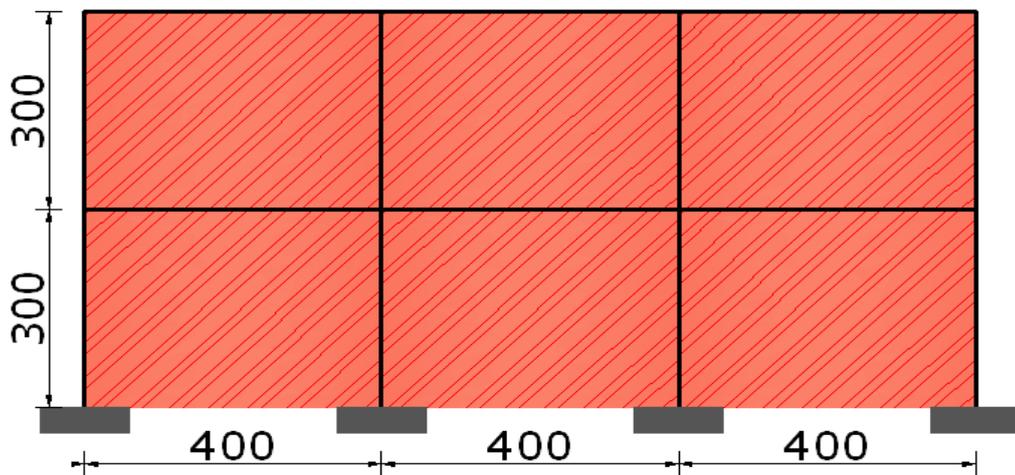


Figure. (IV. 2) : structure 01

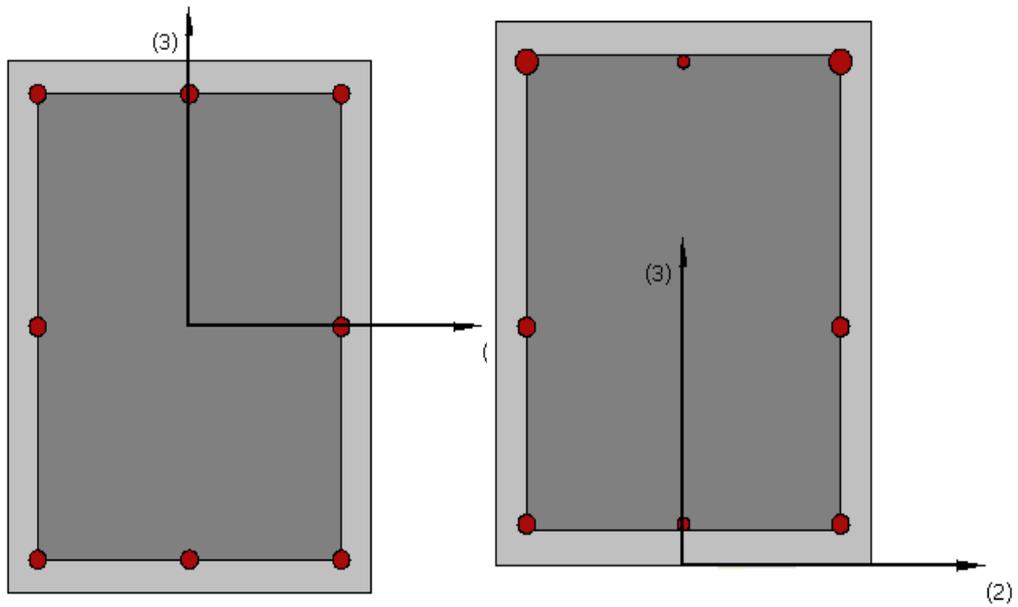


Figure. (IV. 3):coupe pour les poteaux(30x40)

Figure. (IV. 4):coupe pour les poutres(30x40)

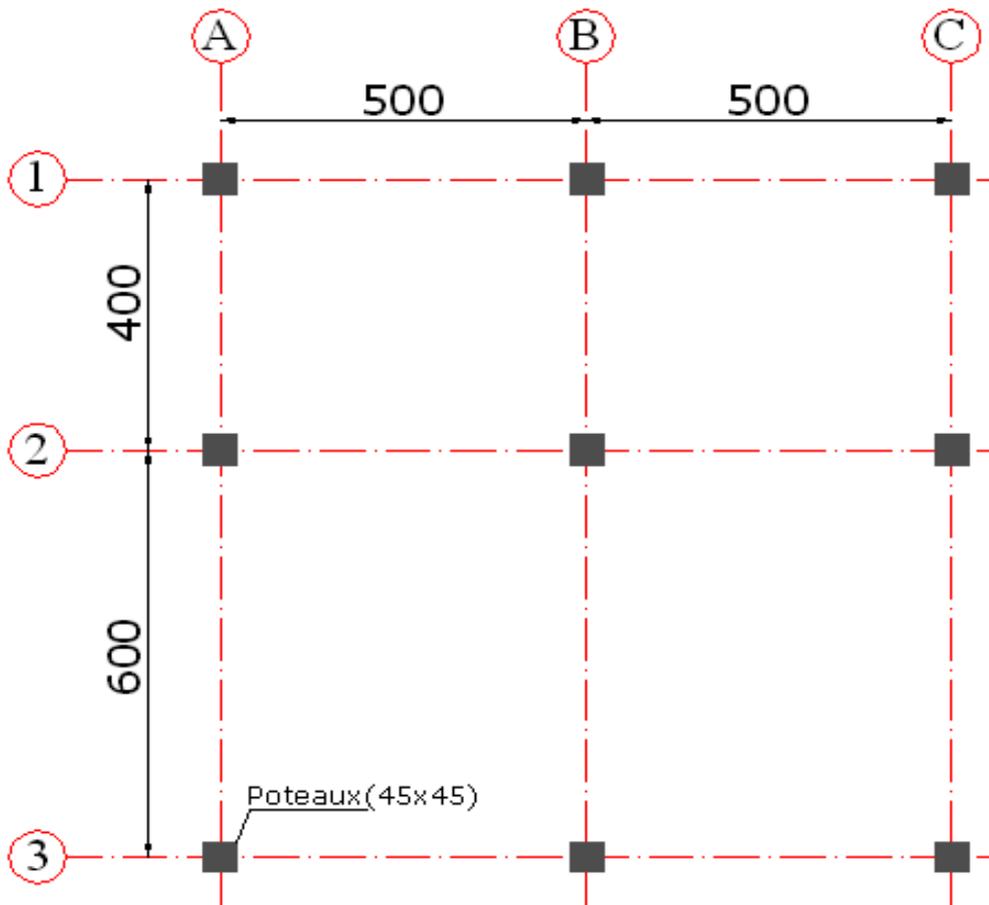


Figure. (IV. 5):vue en plan, structure02

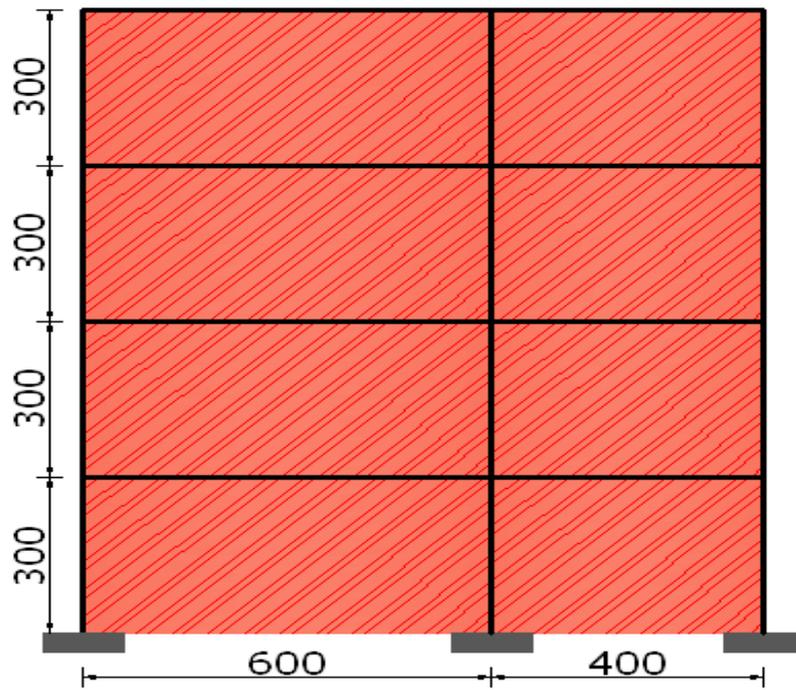


Figure. (IV. 6):structure02

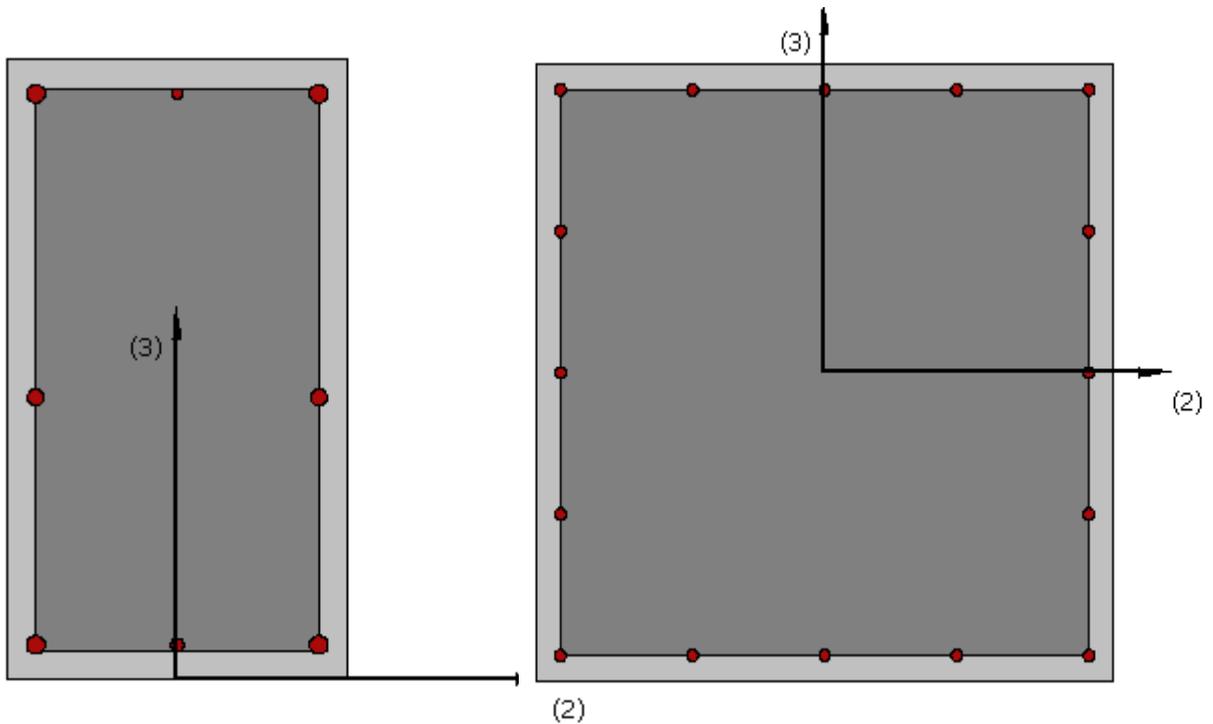


Figure. (IV. 7):coupe pour les poutres(30x55)

Figure. (IV. 8):coupe pour les poteaux(60x60)

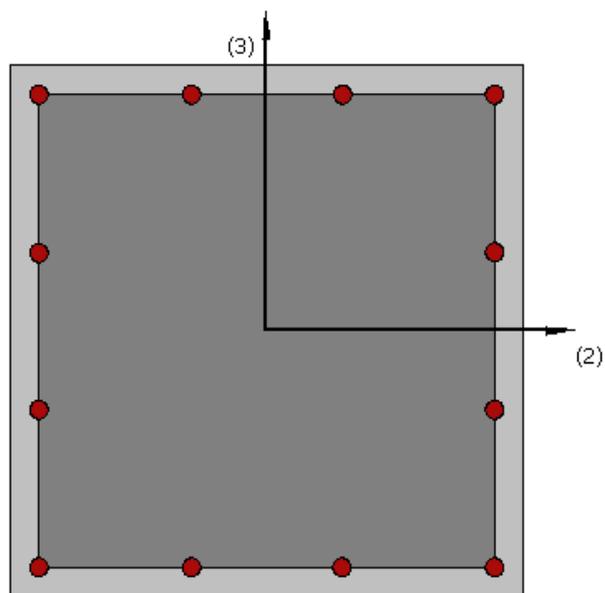


Figure. (IV. 9):coupe pour les poteaux(45X45)

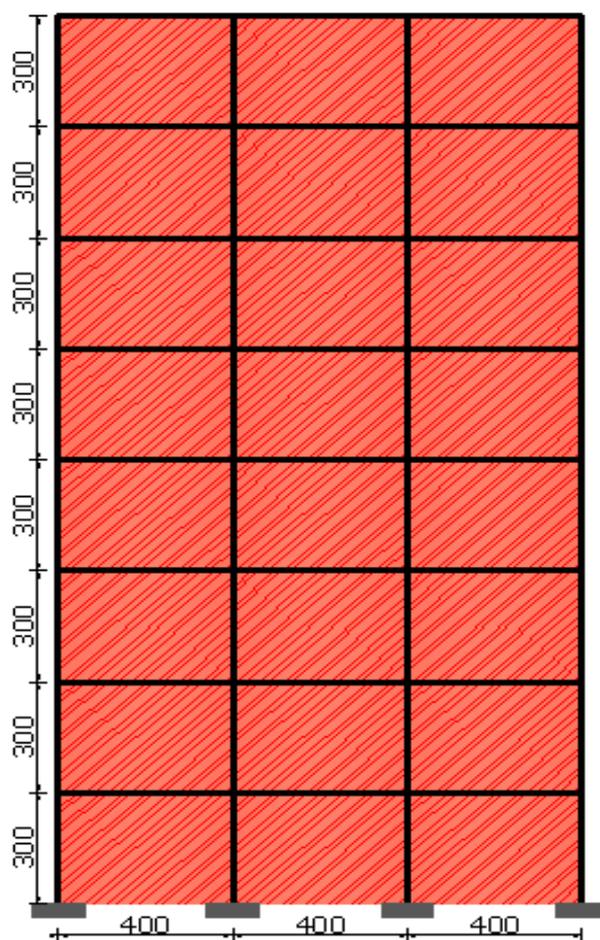


Figure. (IV. 10):structure03

IV.3. Application 01:

IV.3.1. Modélisation :

La figure suivante montre une vue d'ensemble de l'ossature avec remplissage

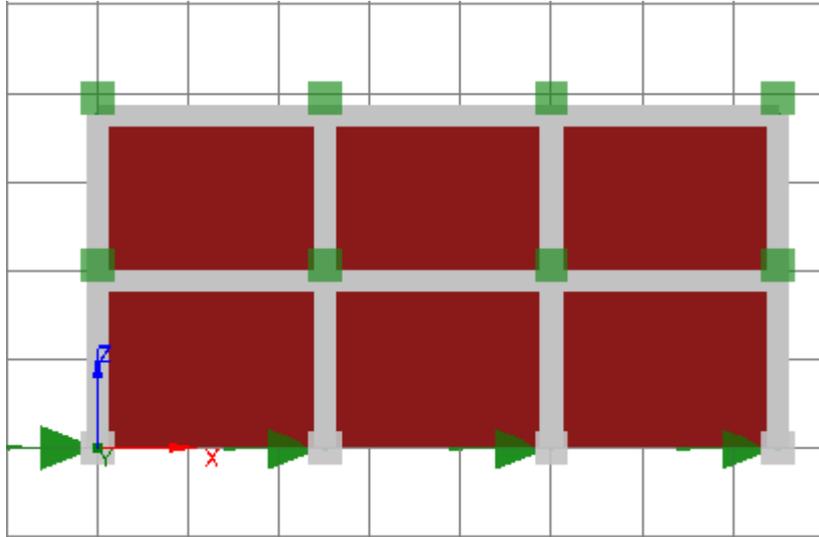


Figure. (IV. 11):portique 2D a deux niveaux avec Remplissage en maconnerie

La figure suivante montre une vue d'ensemble de l'ossature sans remplissage

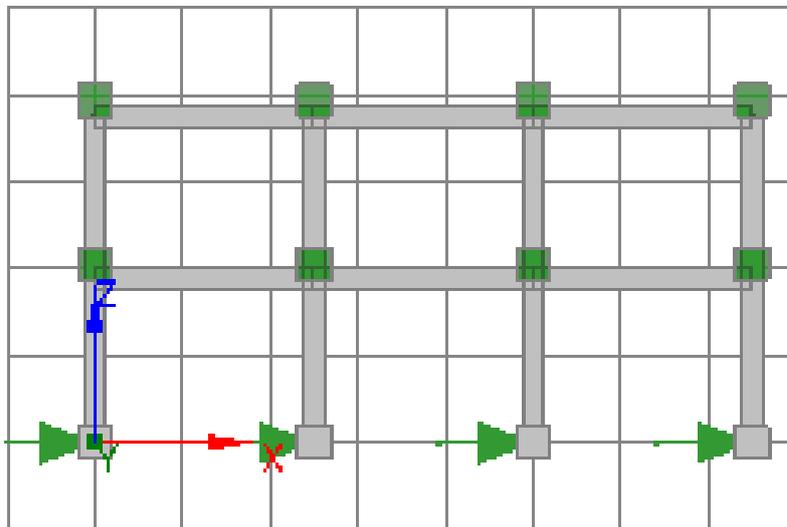


Figure (IV. 12):portique 2D a deux niveaux sans Remplissage en maconnerie

IV.3.2. Modélisation des panneaux de maçonnerie:

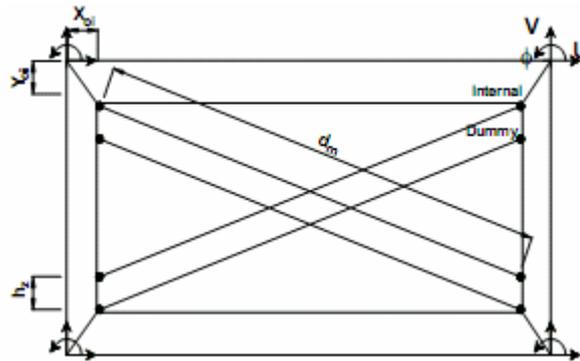


Figure (IV. 13):modélisation d'une panneau de maçonnerie dans le seismostruct

Détermination des paramètres géométriques des bielles:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

-Surface initiale de la bielle $A_{ms1} : A_{ms1} = b_w d_w = 4.965 m^2$

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

IV.3.3 Résultats modaux :

Périodes et facteurs de participation modale: (portique avec remplissage)

Mode	Fréquence (rad/s)	Période (s)	η_x (%) cumulé
1	4.05	0.24	85.72
2	10.85	0.09	92.65

TABLEAU IV. 1 : Périodes et facteurs de participation modale

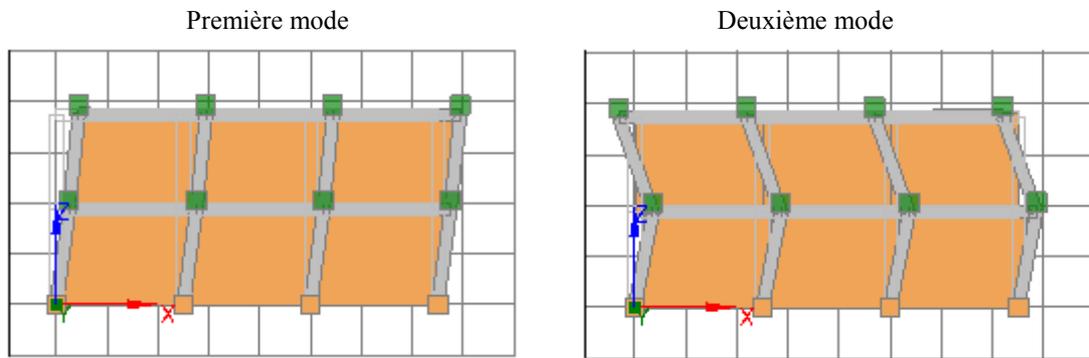


Figure (IV.14): modes propres du portique- modèle avec remplissage

Périodes et facteurs de participation modale: (portique sans remplissage)

Mode	Fréquence (rad/s)	Période (s)	η_x (%) cumulé
1	3.82	0.26	87.23
2	12.25	0.08	97.44

TABLEAU IV. 2 : Périodes et facteurs de participation modale

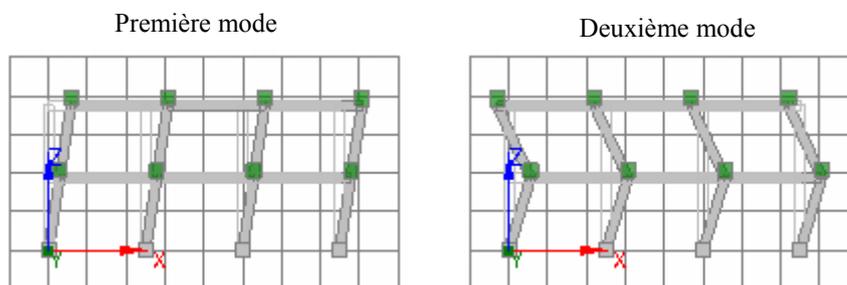


Figure (IV.15): modes propres du portique- modèle avec remplissage

Conclusion: On remarque que les propriétés modales sont faiblement affectées par la présence de la maçonnerie.

IV.3.4 Analyse dynamique non linéaire : [43]

L’analyse dynamique non linéaire du comportement de ces structures a été faite en utilisant le logiciel de calcul Seismostruct, Un modèle en fibres est utilisé pour stimuler le comportement des poutres et des poteaux., la matrice d’amortissement C est évaluée en utilisant la combinaison de Rayleigh $C = \alpha_M M + \alpha_K K$.

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

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

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

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

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

Choix des accélérogrammes: Trois accélérogrammes enregistrés lors des séismes de Constantine en 1986 et de Boumredes en 2003 ont été utilisés dans cette étude.

a- accélérogramme de DAR EL BEIDA caractérisé par une accélération maximale du sol égale à 0.499 g, figure IV.16

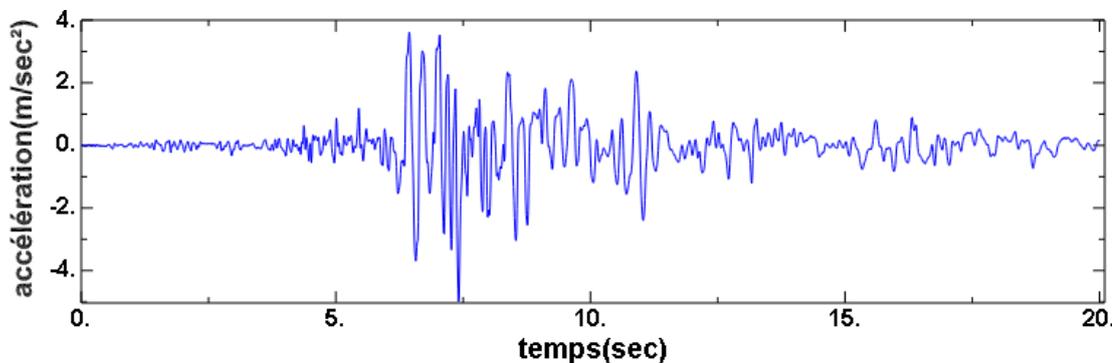


Figure (IV.16): Accélérogramme de Dar El Beidha

b- Accélérogramme de CHENOUA, dont l'accélération maximale est de 0.213g, figure (IV.17)

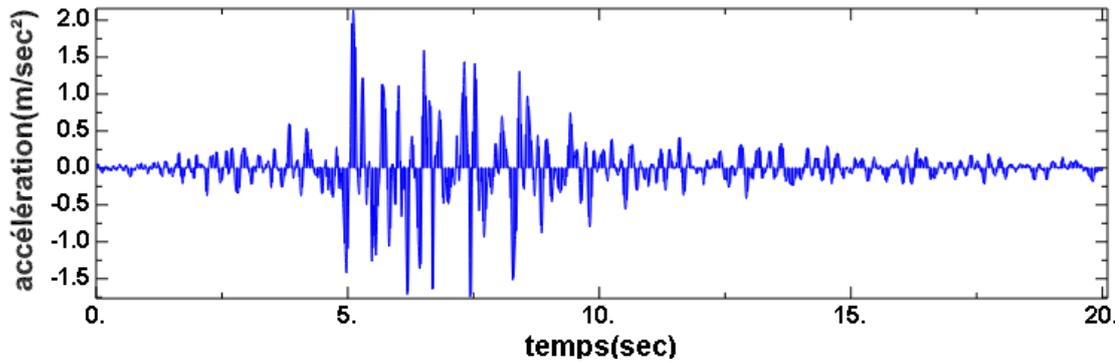


Figure (IV.17): accélérogramme de chenoua

c- Accélérogramme de CIRTA, dont l'accélération maximale de 0.11g.

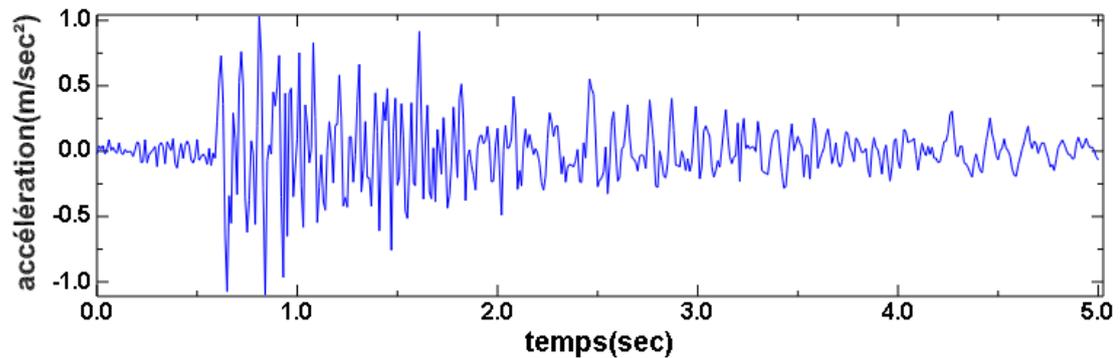


Figure (IV.18): accélérogramme de Cirta

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

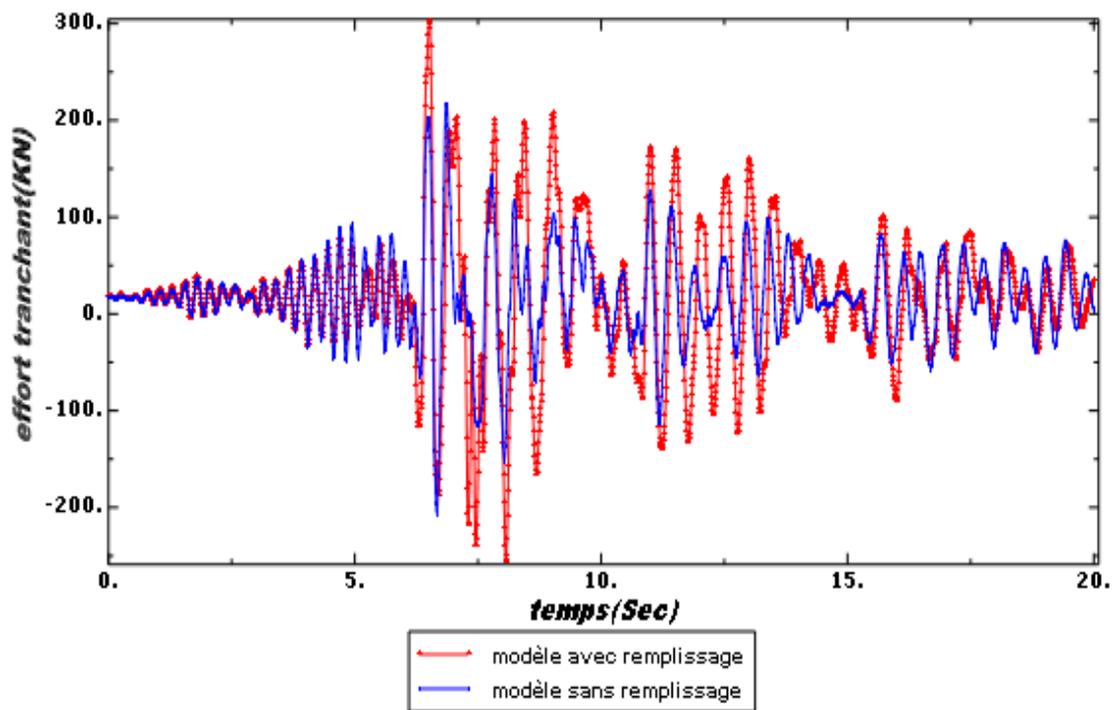


Figure (IV.19): Effort tranchant a la base, structure01.acc DAR ELBIDHA

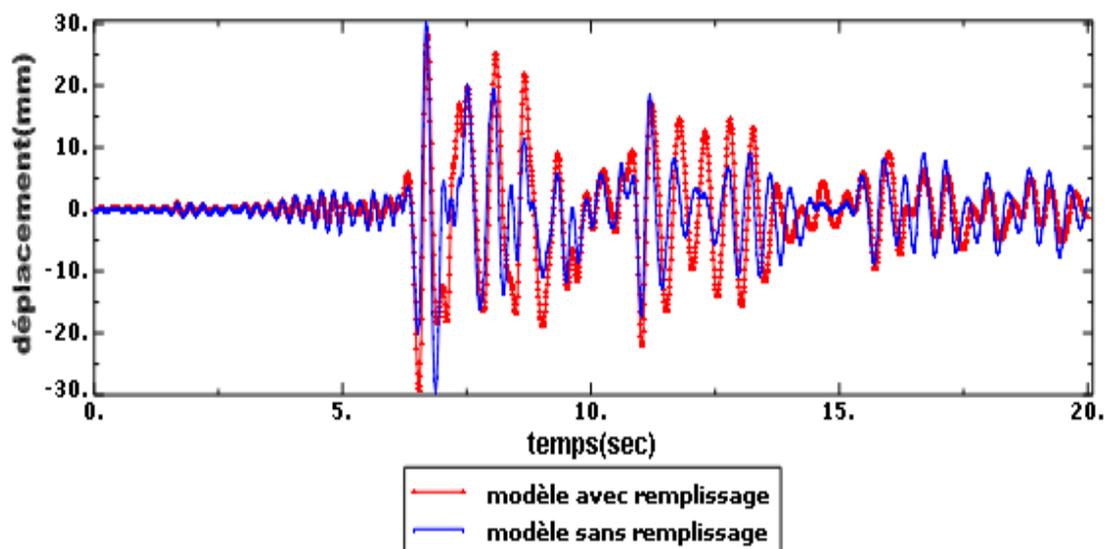


Figure (IV.20): Déplacement au sommet, structure01.acc DAR ELBIDHA

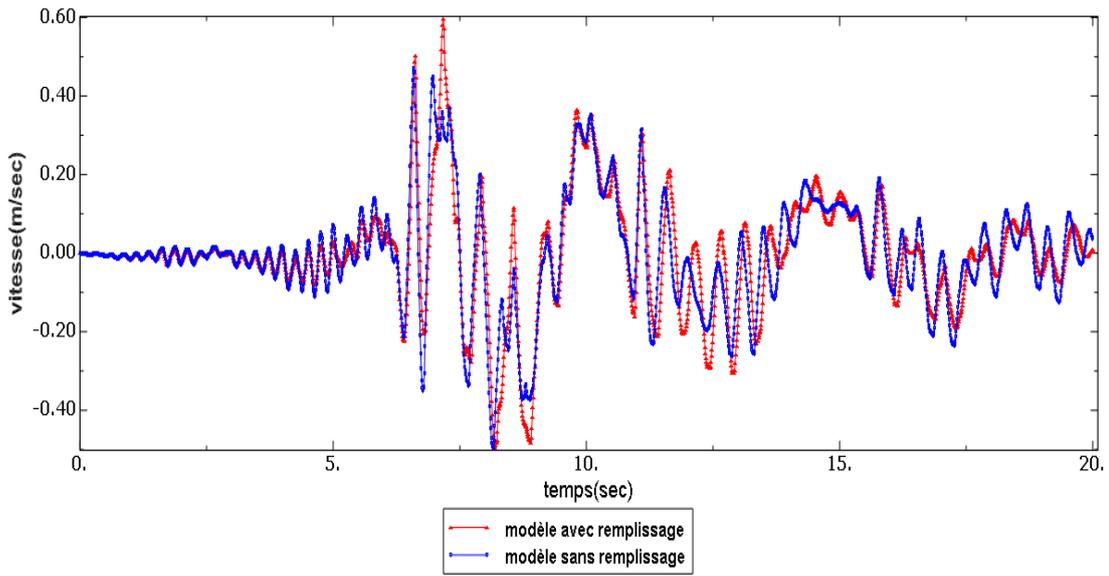


Figure (IV.21): vitesse au sommet, structure 01.acc DAR ELBIDHA

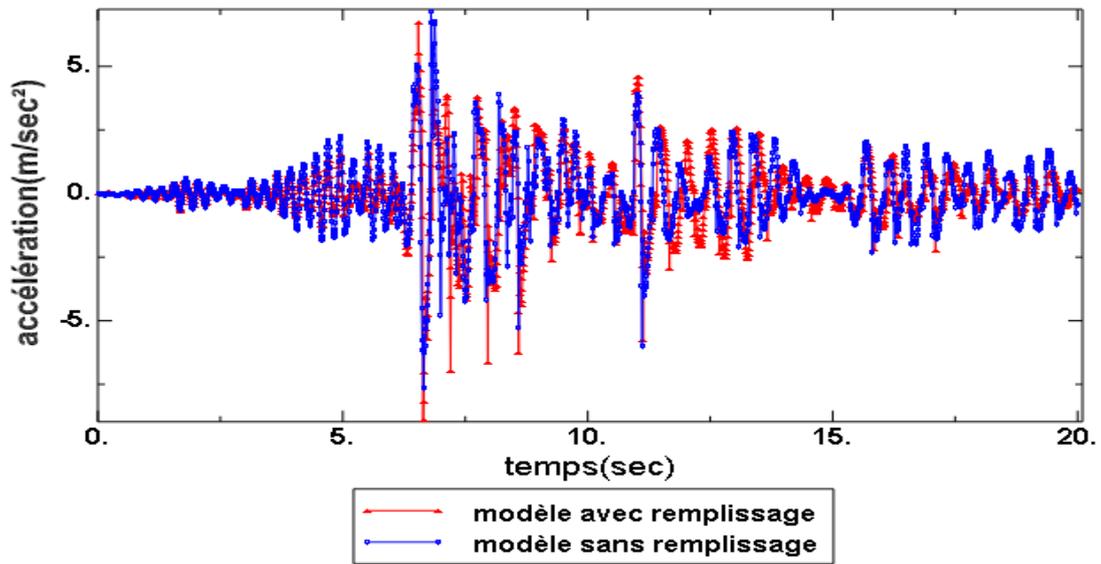


Figure (IV.22): accélération au sommet, structure 01.acc DAR ELBIDHA

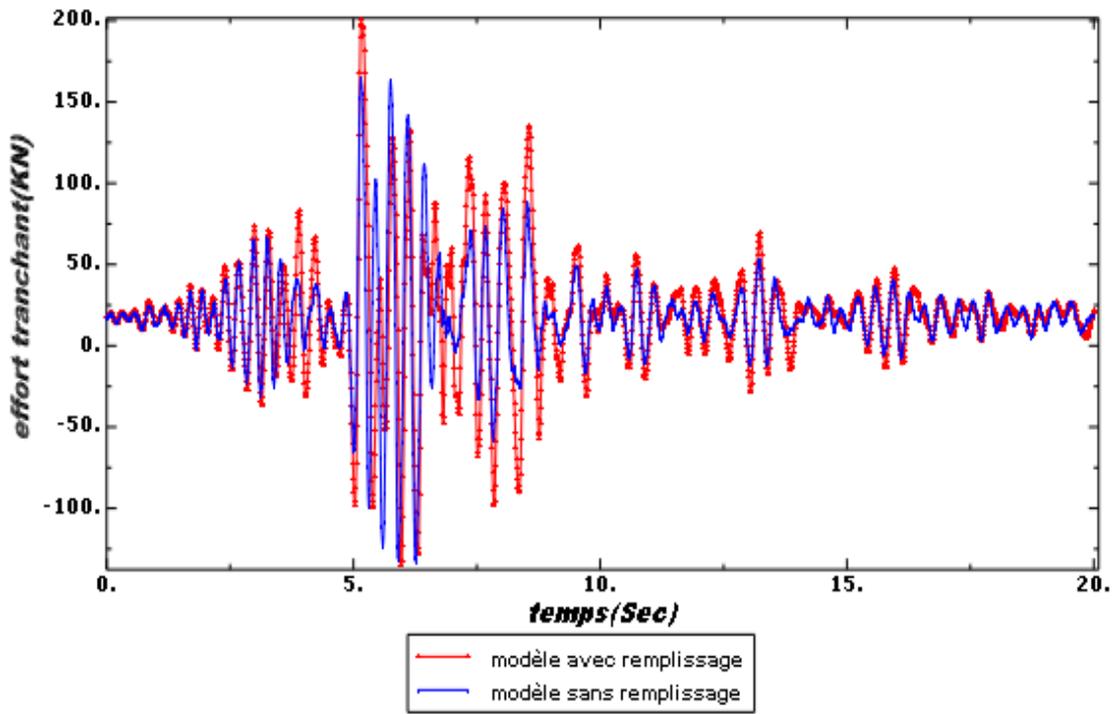


Figure (IV.23): Effort tranchant a la base, structure 01.acc CHENOUA

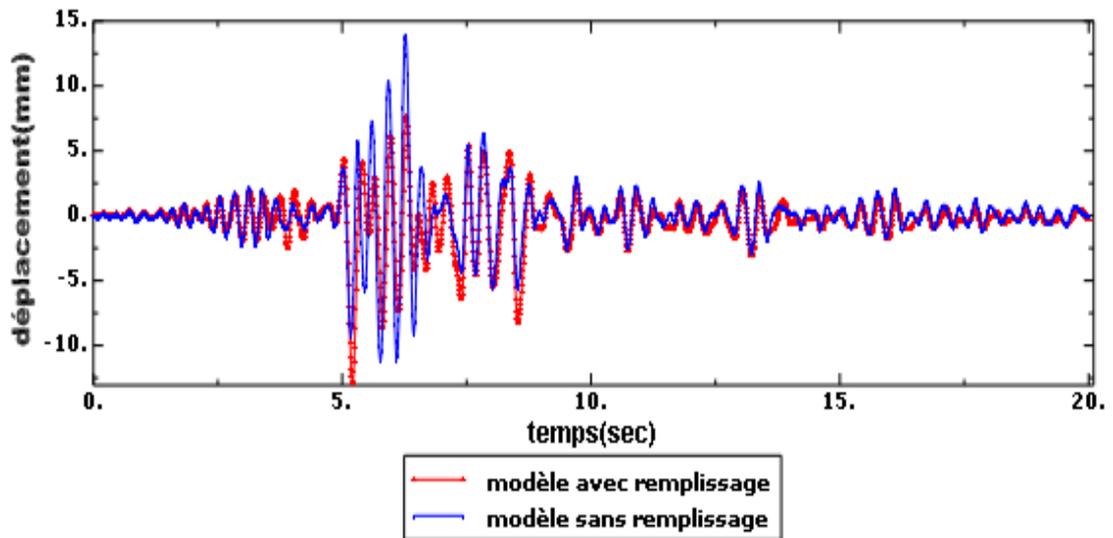


Figure (IV.24): Déplacement au sommet, structure01.acc CHENOUA

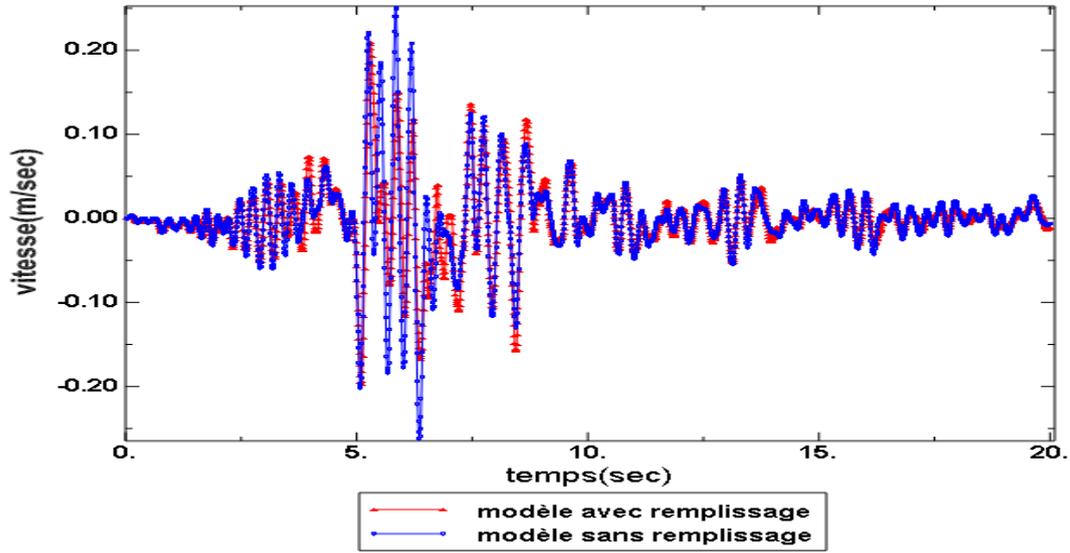


Figure (IV.25): Vitesse au sommet, structure 01.acc CHENOUA

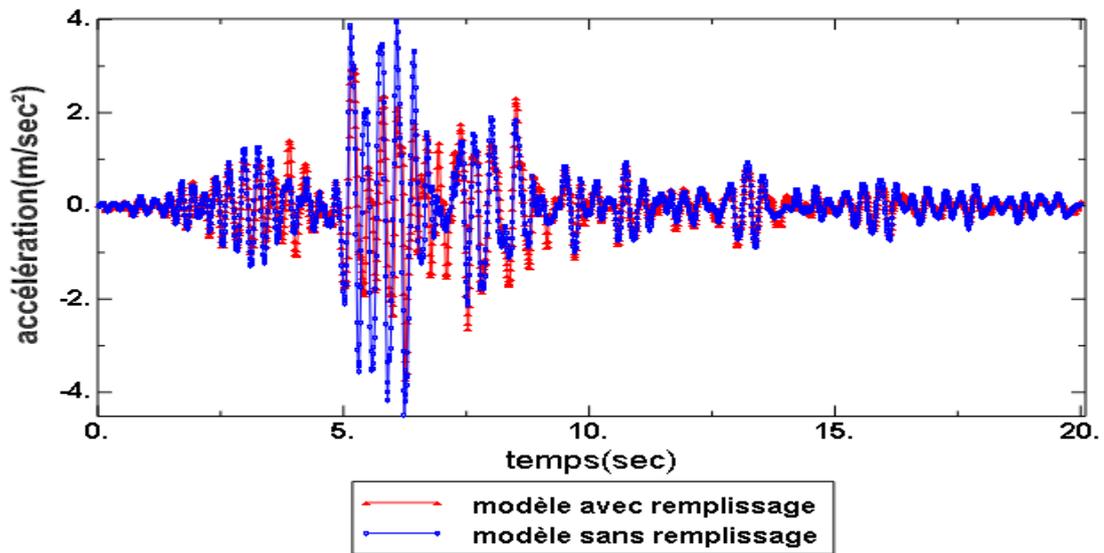


Figure (IV.26): accélération au sommet, structure 01.acc CHENOUA

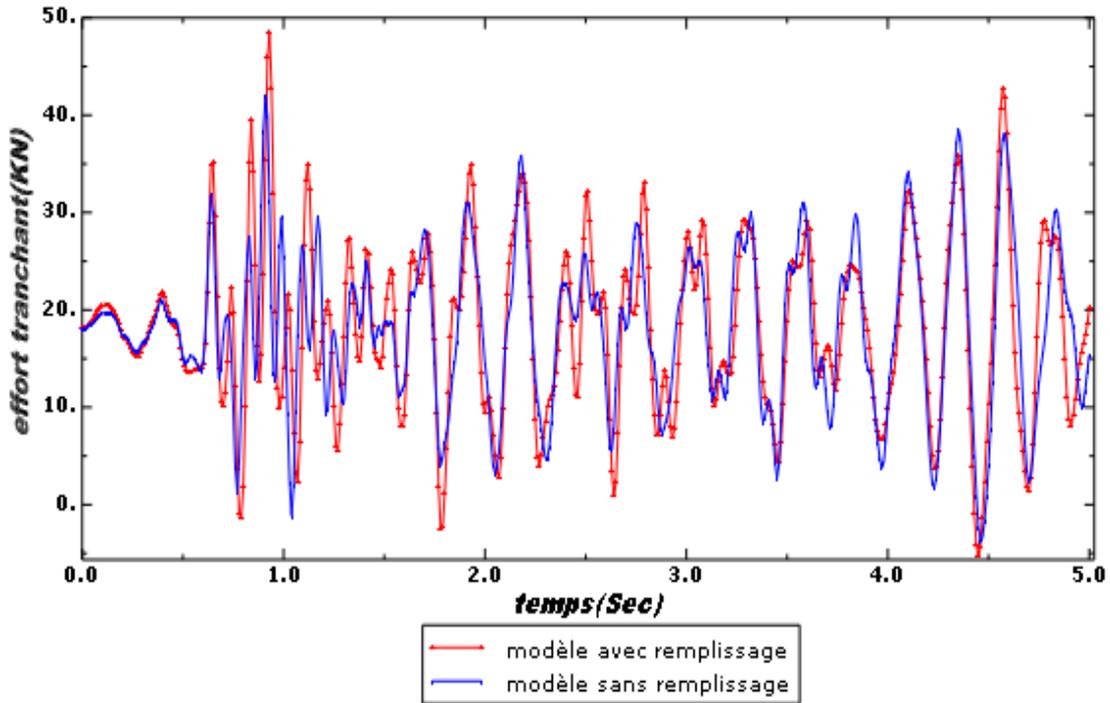


Figure (IV.27): Effort tranchant a la base, structure 01. acc CIRTA

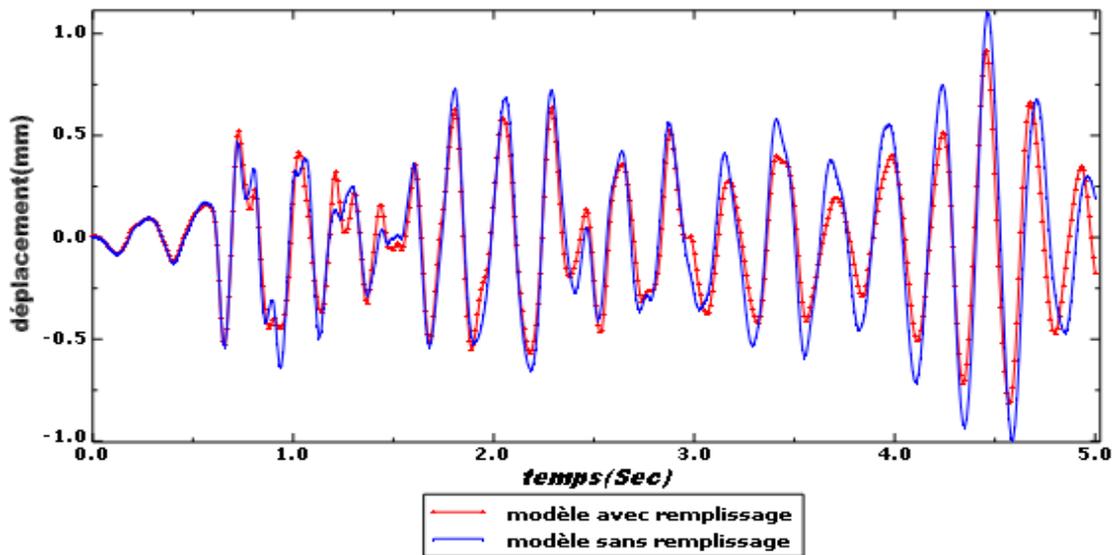


Figure (IV.28): Déplacement au sommet, structure 01. acc CIRTA

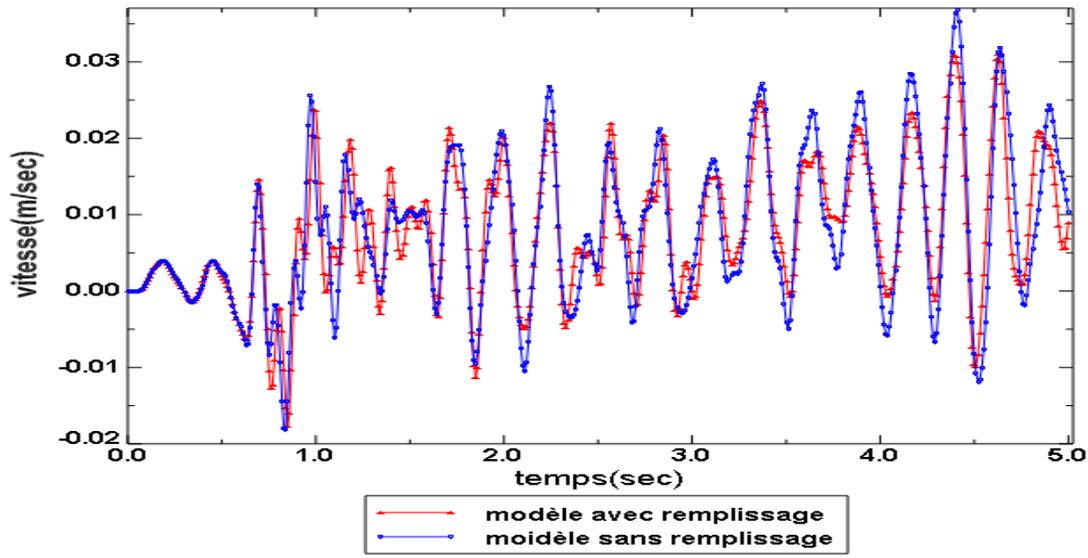


Figure (IV.29): Vitesse au sommet, structure 01. acc CIRTA

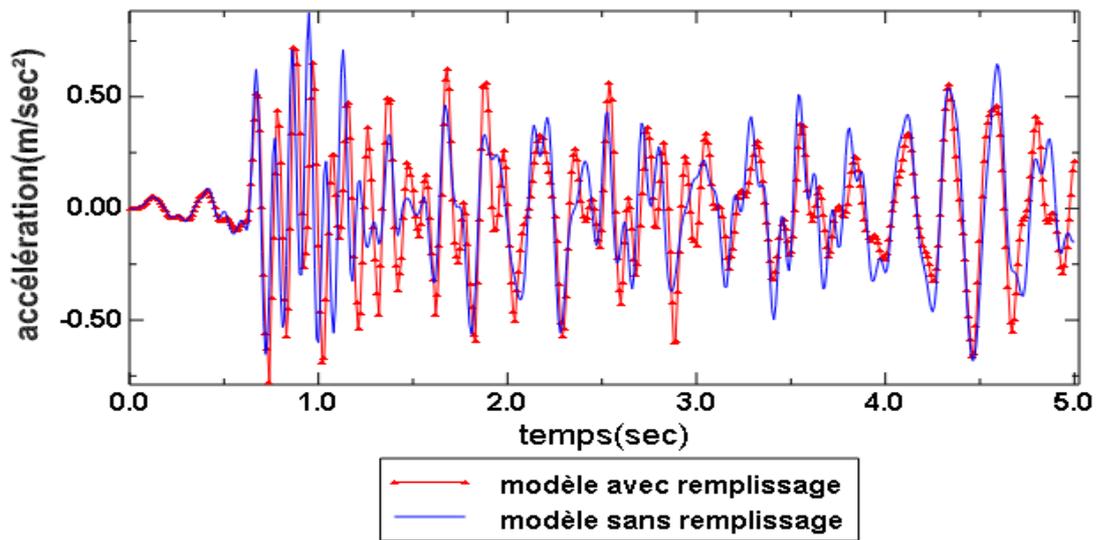


Figure (IV.30): Accélération au sommet, structure 01. acc CIRTA

Résultats de l'analyse dynamique et discussions:

Les figures ci-dessus présentent les résultats des calculs dynamiques pour le portique à deux niveaux pour les deux situations suivantes : avec et sans remplissage.

Structure (01) sous l'action de l'accélérogramme de Dar El Beida :

On constate une augmentation de l'effort tranchant maximal à la base de l'ordre 38.10% pour le modèle avec remplissage par rapport au modèle sans remplissage (de 218.45KN à 301.68KN), figure (IV.19), et une diminution du déplacement maximal relatif au sommet de l'ordre de 3.42%(de 3.02cl à 2.92cm), figure (IV.20).

Pour la vitesse et l'accélération, il y a lieu de noter une augmentation de la vitesse de 25.53 % figure (IV.21), et une diminution de 07.02% figure de l'accélération dans le modèle avec remplissage par rapport au modèle sans remplissage figure (IV.22).

Structure (01) sous l'action de l'accélérogramme de chenoua:

Il ya une augmentation de l'effort tranchant totale à la base de 21.33% (de 164.77 à 199.92KN), figure (IV.23), et une diminution du déplacement de 7.85% (de 1.40 à 1.29cm) pour le modèle avec remplissage par rapport au modèle sans remplissage figure (IV.24).

Pour la vitesse et l'accélération ; on constate une diminution pour ces deux paramètres avec des taux de 25% et 33.22% respectivement, figure (IV. (25, 26)).

Structure (01) sous l'action de l'accélérogramme de Cirta:

On voit une augmentation de l'effort tranchant à la base de l'ordre de 15.56% (de 41.96KN à 48.49KN), figure (IV.27), et une diminution de déplacement relatif maximal de 18.18% (de 0.11cm à 0.09cm) du modèle avec remplissage par rapport au modèle sans remplissage figure (IV.28).

Pour la vitesse et l'accélération on constate une diminution dans les deux paramètres de (20%, 20.83%) respectivement, figure (IV. (29, 30)).

Ces pourcentages variables d'un accélérogramme à un autre suggèrent une influence possible du contenu fréquentiel de chaque accélérogramme sur la réponse de la structure.

IV.3.5. Analyse dynamique incrémentale:

Pour l'évaluation de la capacité sous charges latérales des structures, l'analyse dynamique incrémentale temporelle est une solution alternative à l'analyse statique non linéaire. Elle offre l'avantage de considérer les propriétés dynamiques de la structure et tient compte ainsi de la modification de la rigidité et de la période de la structure sous sollicitations dynamiques.

La structure est soumise à une série d'analyses dynamiques non linéaires d'intensité croissante, les valeurs maximales de l'effort tranchant à la base sont alors tracées en fonction des valeurs des déplacements maximaux afin d'obtenir la courbe de capacité ou d'enveloppe (IDA).[44]

Résultats l'Analyse dynamique incrémentale

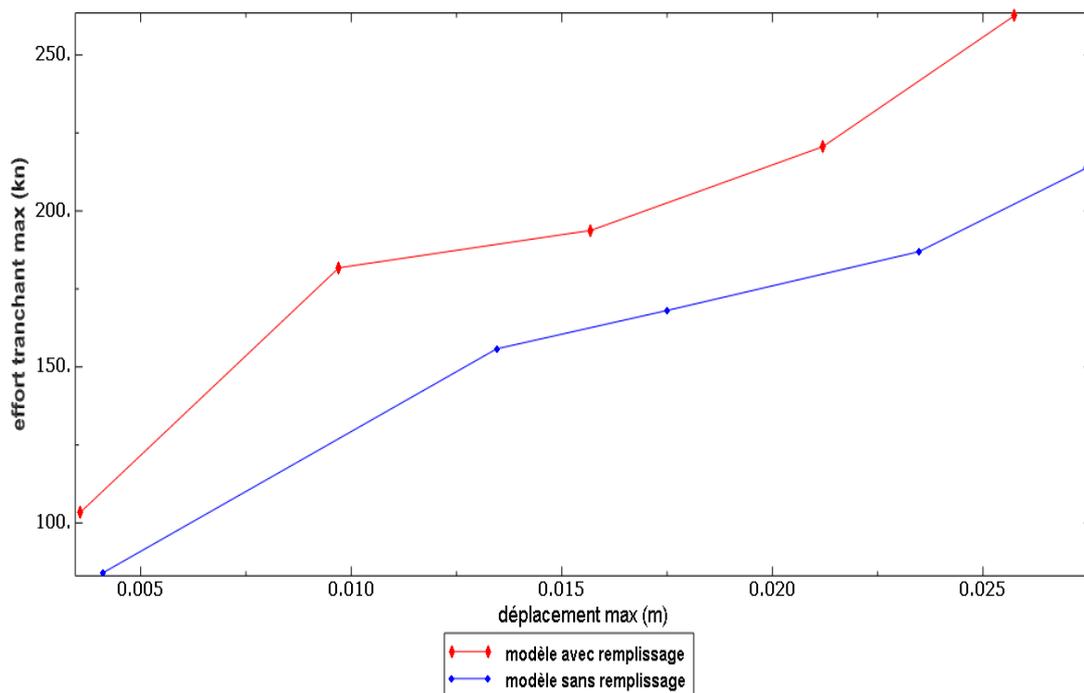


Figure (IV.31): Effort tranchant max -déplacement max, structure 01. acc DAR ELBIDHA

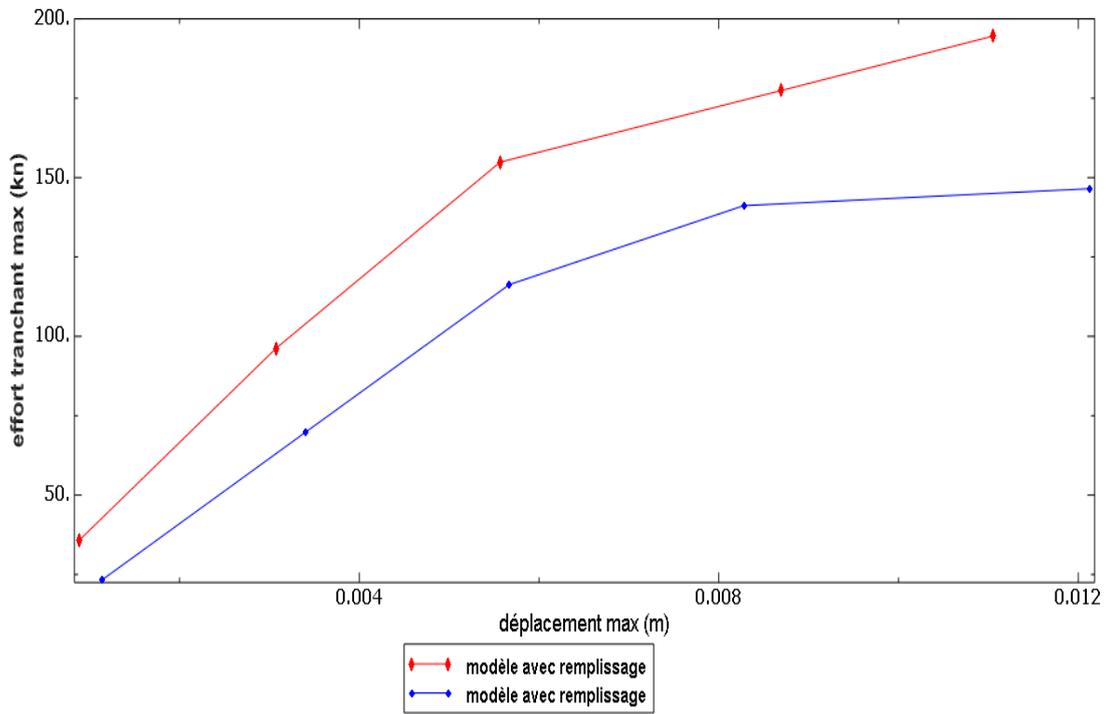


Figure (IV.32): Effort tranchant max -déplacement max, structure 01. acc CHENOUA

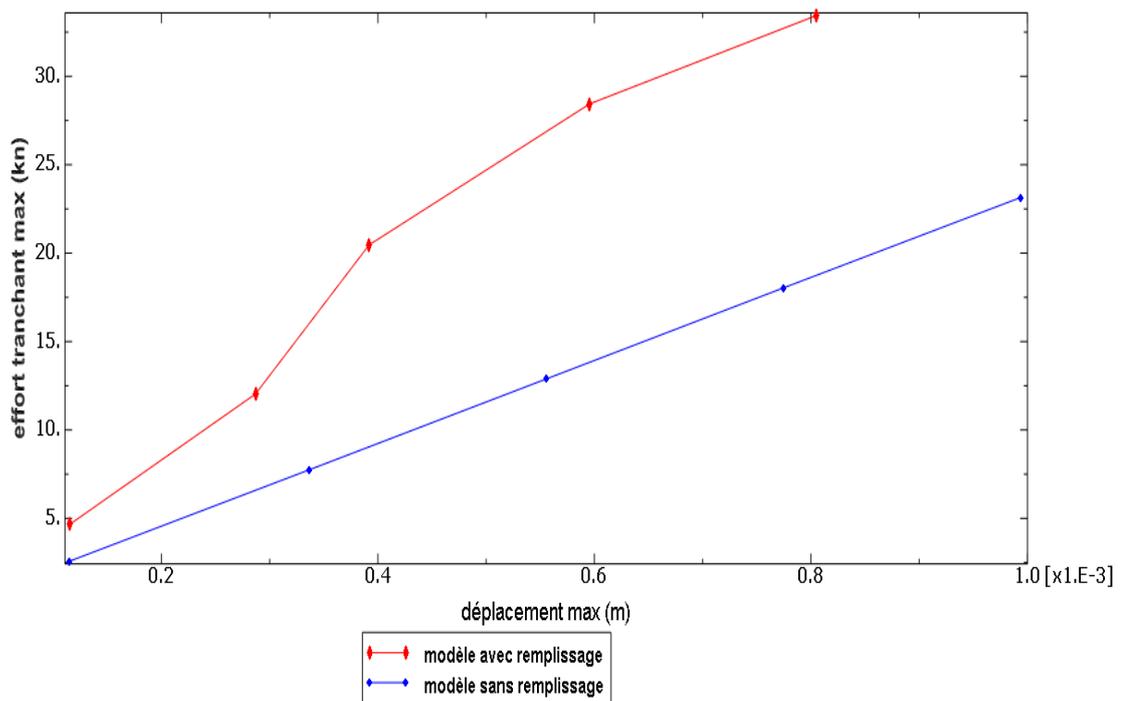


Figure (IV.33): Effort tranchant max -déplacement max, structure 01. acc CIRTA

Résultats et discussions

Structure (01)

Sous l'action de l'accélérogramme de darelbidha :

Les remplissages en maçonnerie résultent en une augmentation de la capacité de la structure de l'ordre de 18.60% par rapport au modèle sans remplissage. (L'effort tranchant maximal à la base augmente de 213.72KN à 262.56KN), figure (IV.31).

Sous l'action de l'accélérogramme de chenoua:

De manière similaire au cas précédent, le pourcentage d'augmentation de la capacité est de l'ordre de 32.80%. (de 146.50KN à 194.56KN), figure (IV.32).

Sous l'action de l'accélérogramme de Cirta:

On constate un accroissement de la capacité de l'ordre de 44.46% (de 23.14KN à 33.43KN) du modèle avec remplissage par rapport au modèle sans remplissage, figure (IV.33).

On constate que la capacité portante latérale de la structure est améliorée par la présence de la maçonnerie. Ces pourcentages variables d'un accélérogramme à un autre suggèrent une influence possible du contenu fréquentiel de chaque accélérogramme sur la réponse de la structure.

Il y a lieu de noter aussi une diminution de la capacité de déformation des portiques avec remplissages pouvant être expliquée par le comportement fragile du remplissage sous accélérations élevées

IV.4. Application02:

Cette application concerne en l'analyse d'un portique à quatre niveaux.

Deux situations seront étudiées :

- portique sans panneaux de remplissage
- portique avec panneaux de remplissage

Les figures suivantes montre une vue d'ensemble de l'ossature avec remplissage et sans remplissage

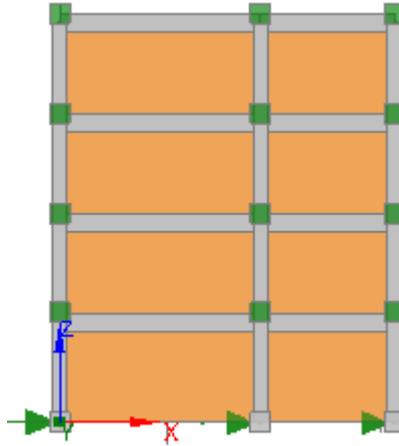
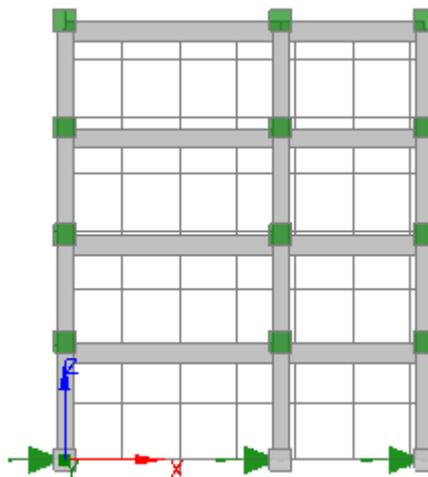


Figure (IV. 34):portique 2D a quatre niveaux avec Remplissage en maconnerie



Figure(IV. 35):portique 2D a quatre niveaux sans Remplissage en maconnerie

IV.4.1. Résultats de l'analyse modale:

Périodes et facteurs de participation modale: (portique avec remplissage)

Mode	Fréquence (rad/s)	Période (s)	η_x (%) cumulé
1	22.8	0.43	82.99
2	68.5	0.14	93.12
3	113.5	0.08	96.23

TABLEAU VI. 3 : Périodes et facteurs de participation modale

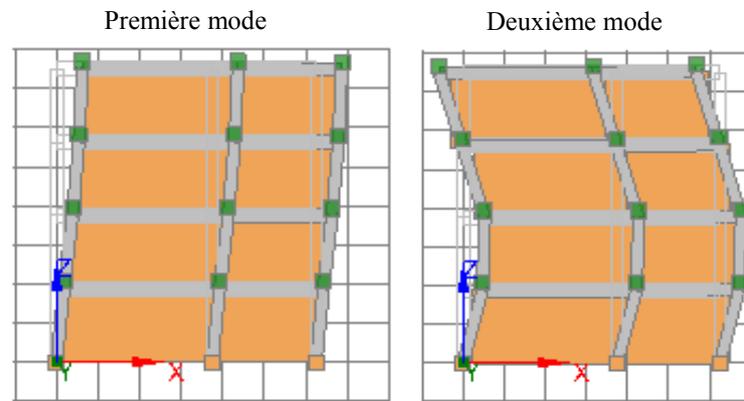


Figure (IV.36) modes propres du portique- modèle 04 niveaux avec remplissage-

Périodes et facteurs de participation modale: (portique sans remplissage)

Mode	Fréquence (rad/s)	Période (s)	η_x (%) cumulé
1	21.6	0.46	82.98
2	69.00	0.14	93.84
3	124.3	0.08	97.96

TABLEAU IV. 4 : Périodes et facteurs de participation modale

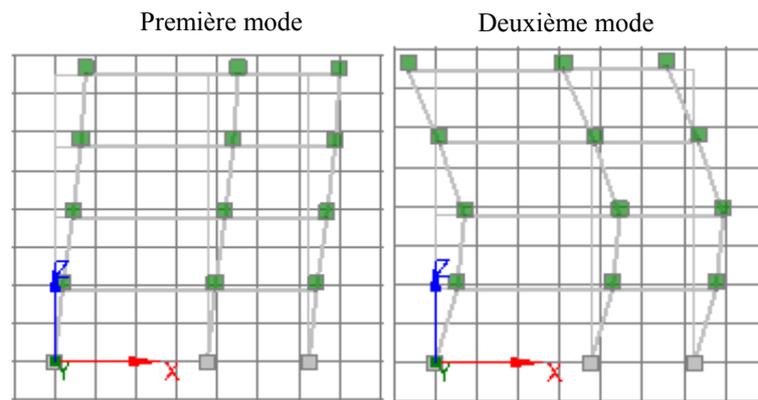


Figure (IV.37) modes propres du portique- modèle 04 niveaux sans remplissage

Pour les propriétés modales, les conclusions sont identiques à ceux de la structure précédente.

IV.4.2. Résultats de l'analyse dynamique non linéaire:

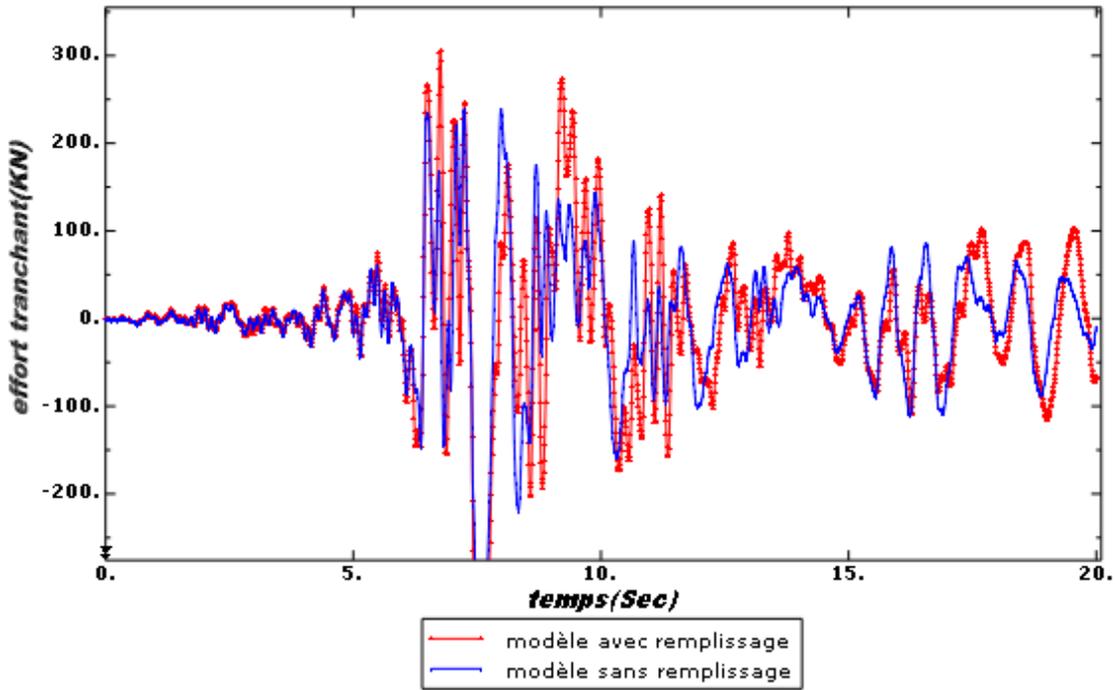


Figure (IV.38): Effort tranchant a la base, structure02.acc DAR ELBIDHA

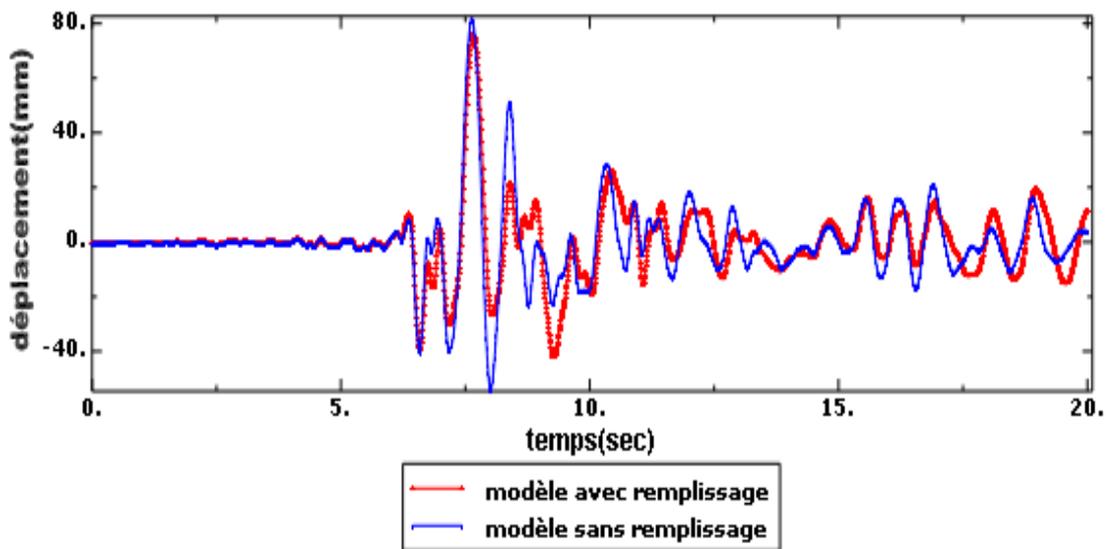


Figure (IV.39): Déplacement au sommet, structure02.acc DAR ELBIDHA

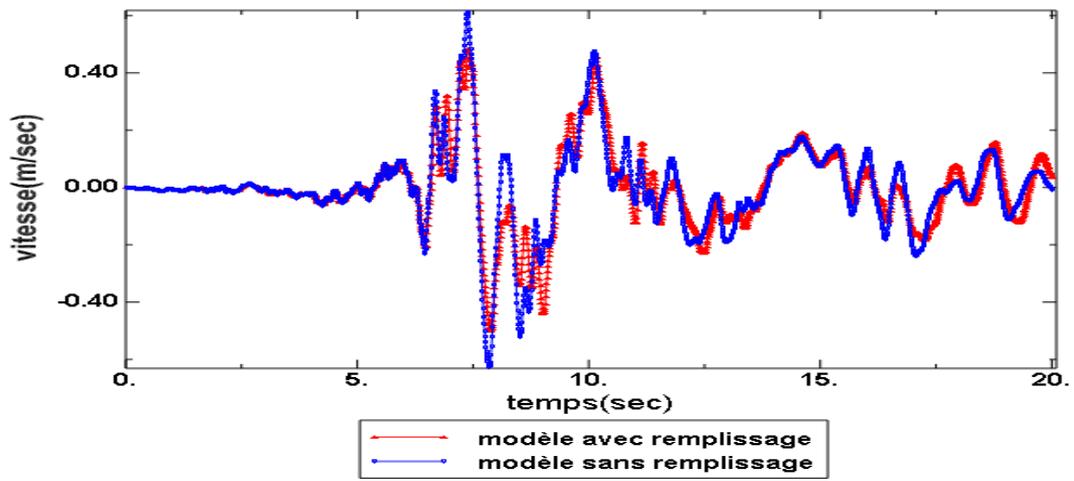


Figure (IV.40): Vitesse au sommet, structure 02.acc DAR ELBIDHA

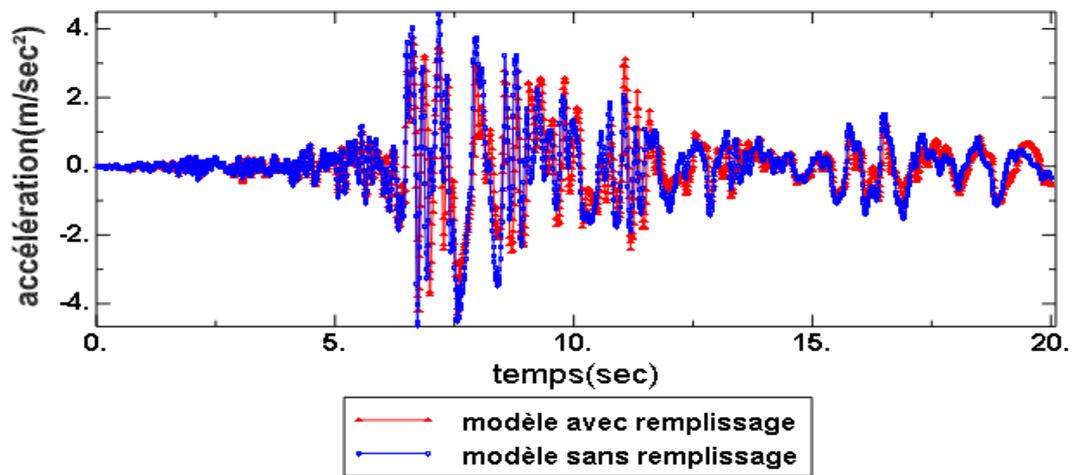


Figure (IV.41): accélération au sommet, structure 02.acc DAR ELBIDHA

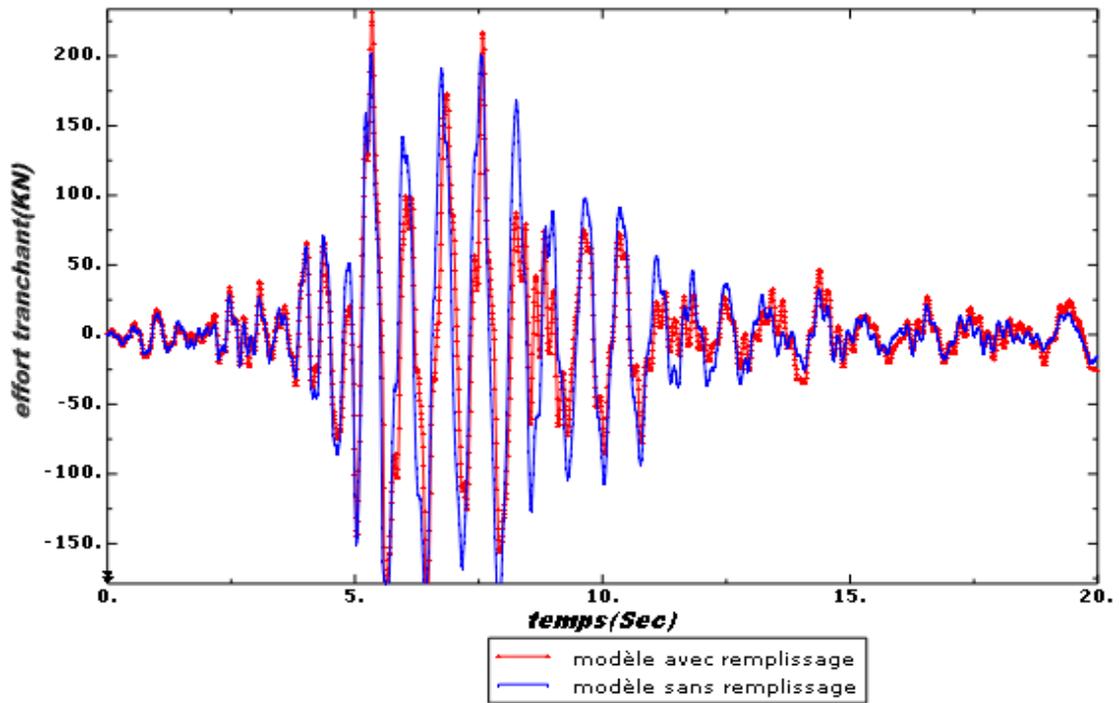


Figure (IV.42): Effort tranchant a la base, structure 02.acc CHENOUA

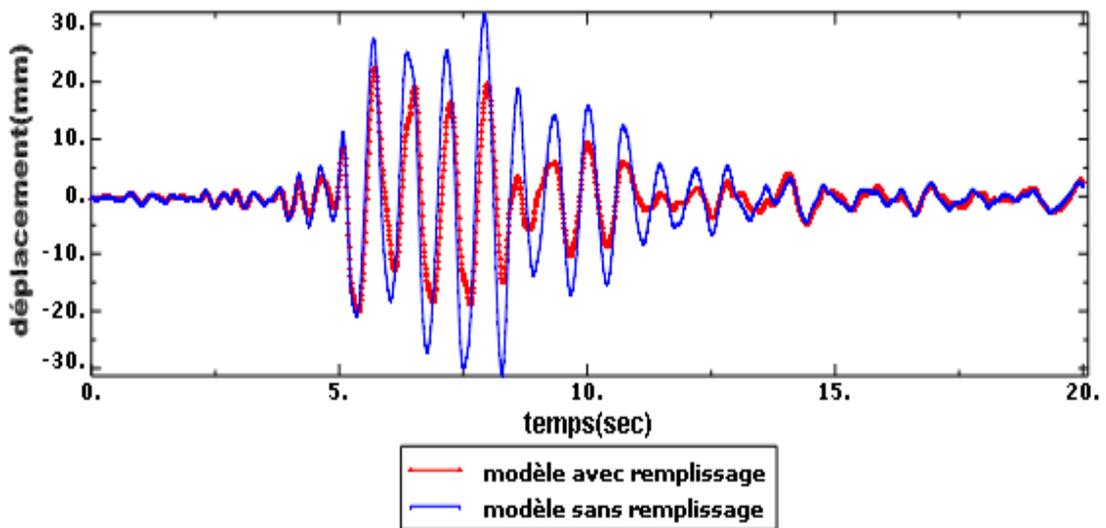


Figure (IV.43): Déplacement au sommet, structure 02.acc CHENOUA

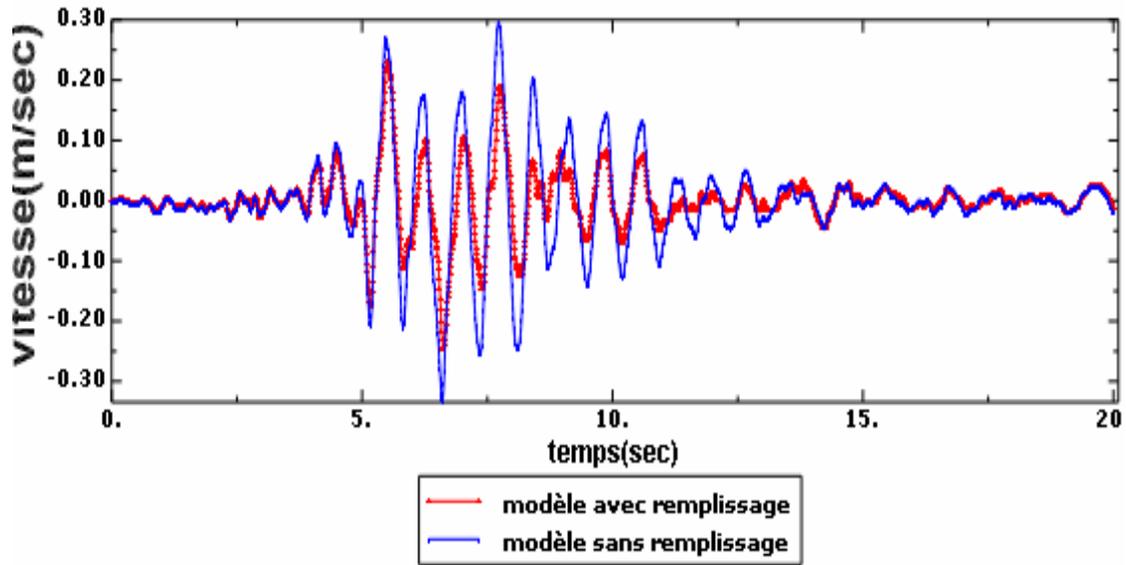


Figure (IV.44): Vitesse au sommet, structure 02.acc CHENOUA

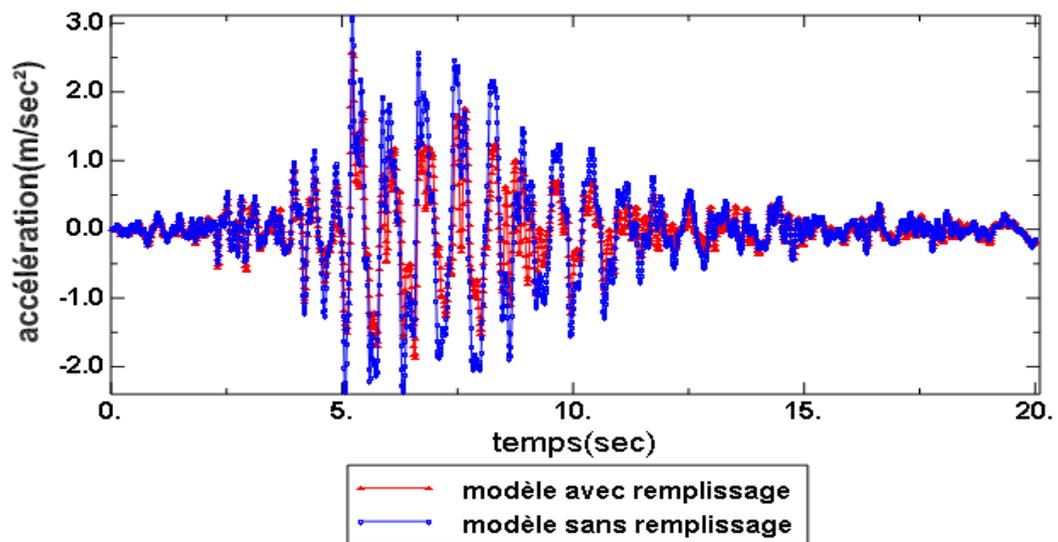


Figure (IV.45): accélération au sommet, structure 02.acc CHENOUA

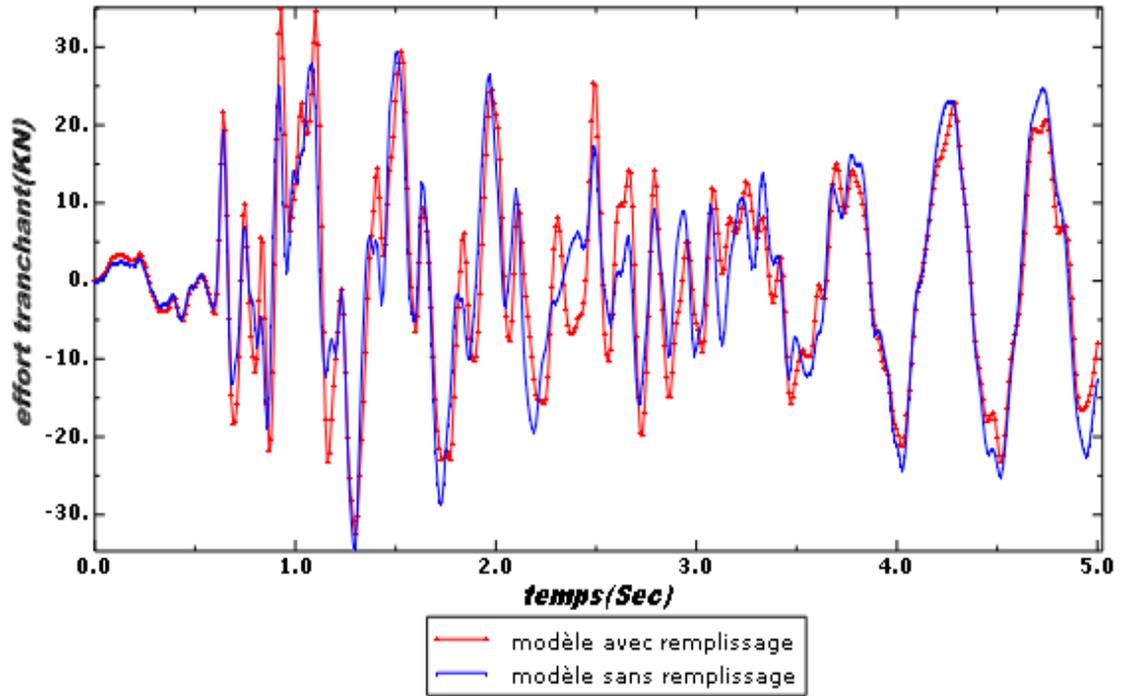


Figure (IV.46): Effort tranchant a la base, structure 01. acc CIRTA

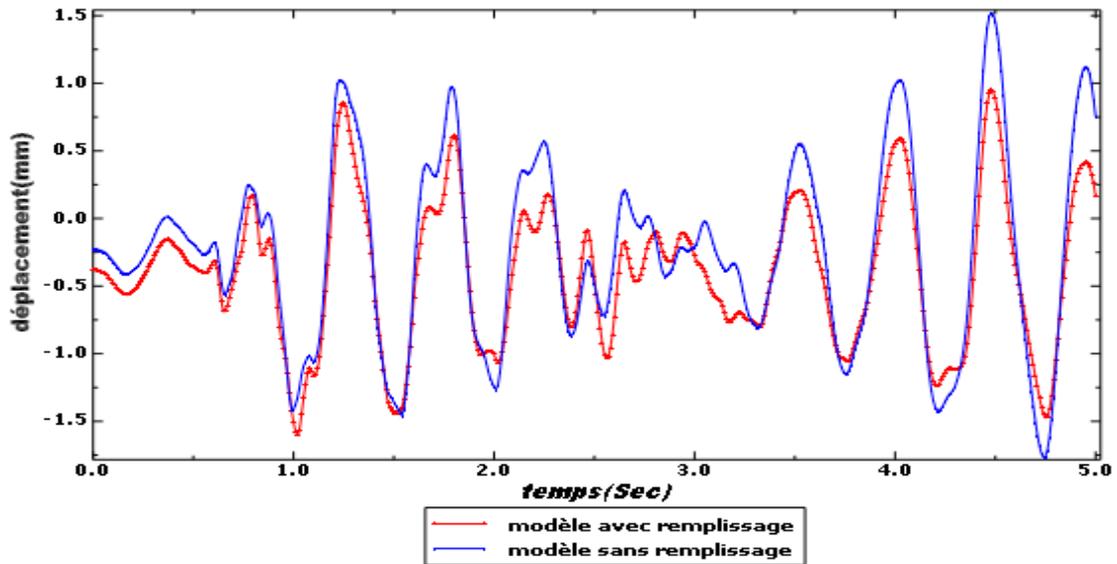


Figure (IV.47): Déplacement au sommet, structure 02. acc CIRTA

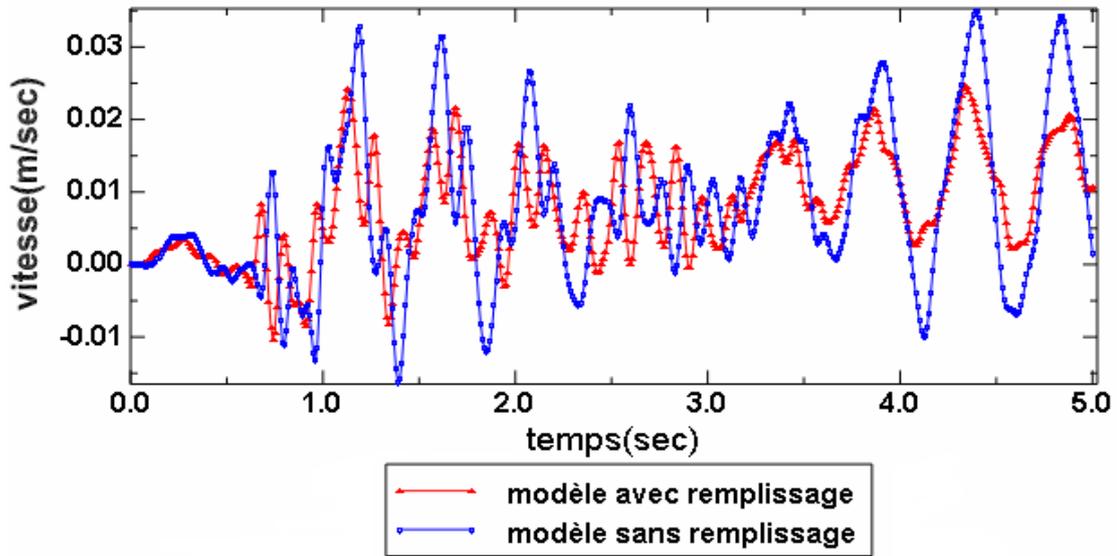


Figure (IV.48): Vitesse au sommet, structure 02.acc CIRTA

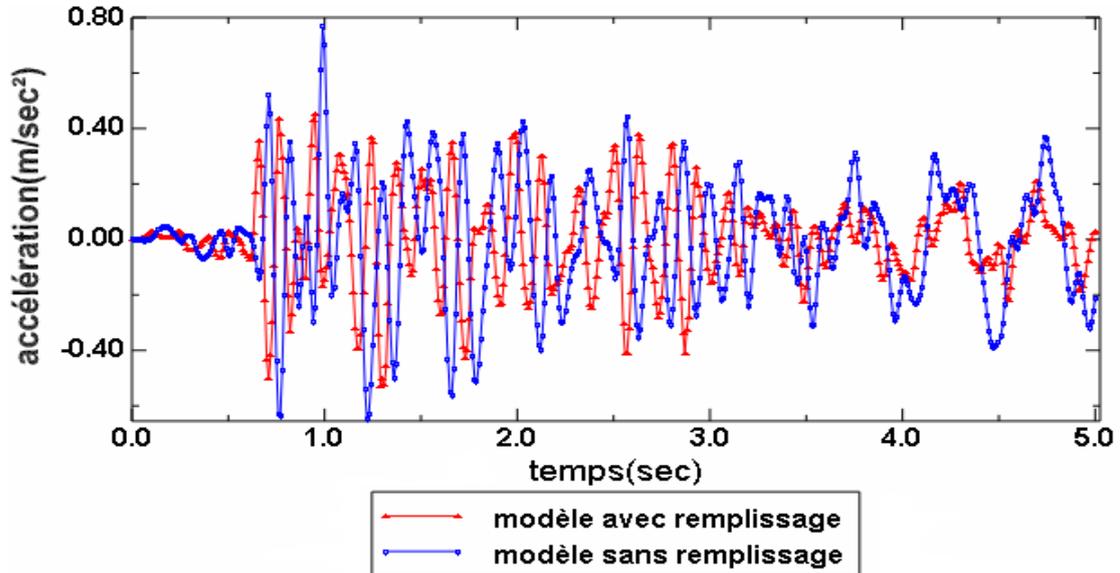


Figure (IV.49): Accélération au sommet, structure 02. acc CIRTA

IV.4.3. Résultats de l'analyse incrémentale:

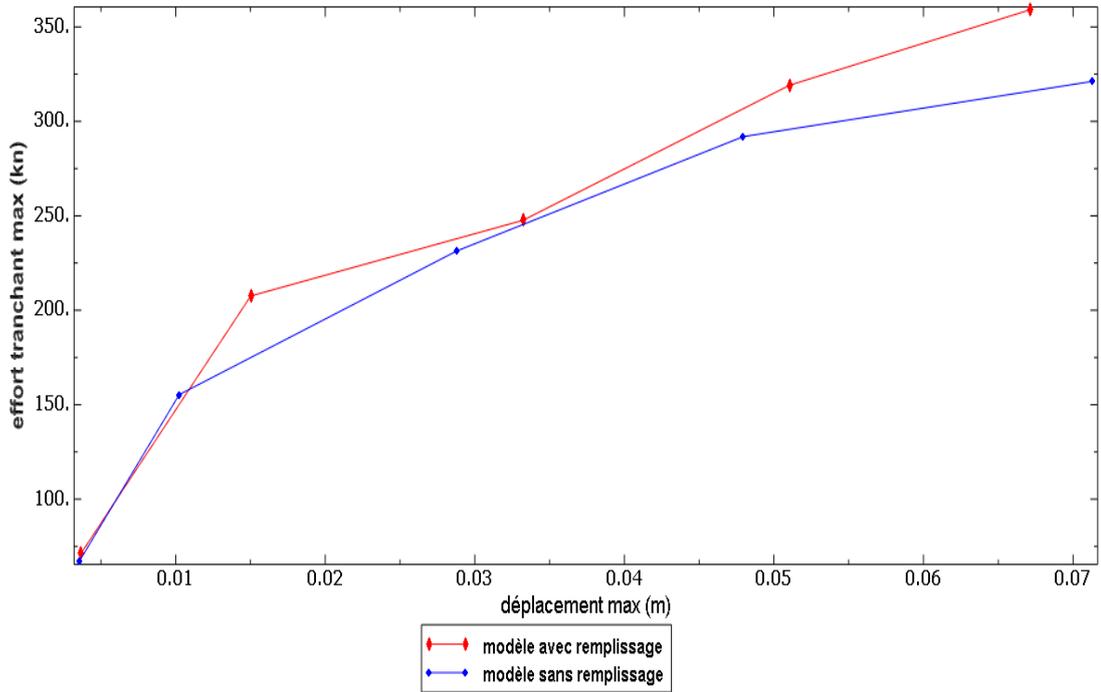


Figure (IV.50): Effort tranchant max -déplacement max, structure 02. acc DAR ELBIDHA

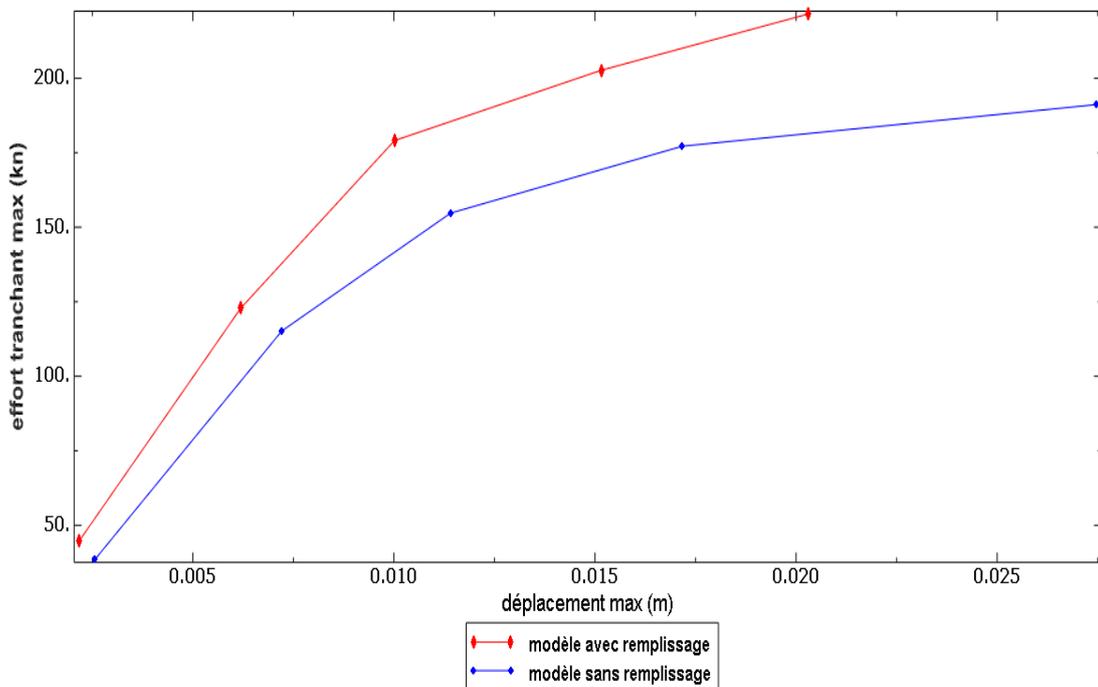


Figure (IV.51): Effort tranchant max -déplacement max, structure 02. acc CHENOUA

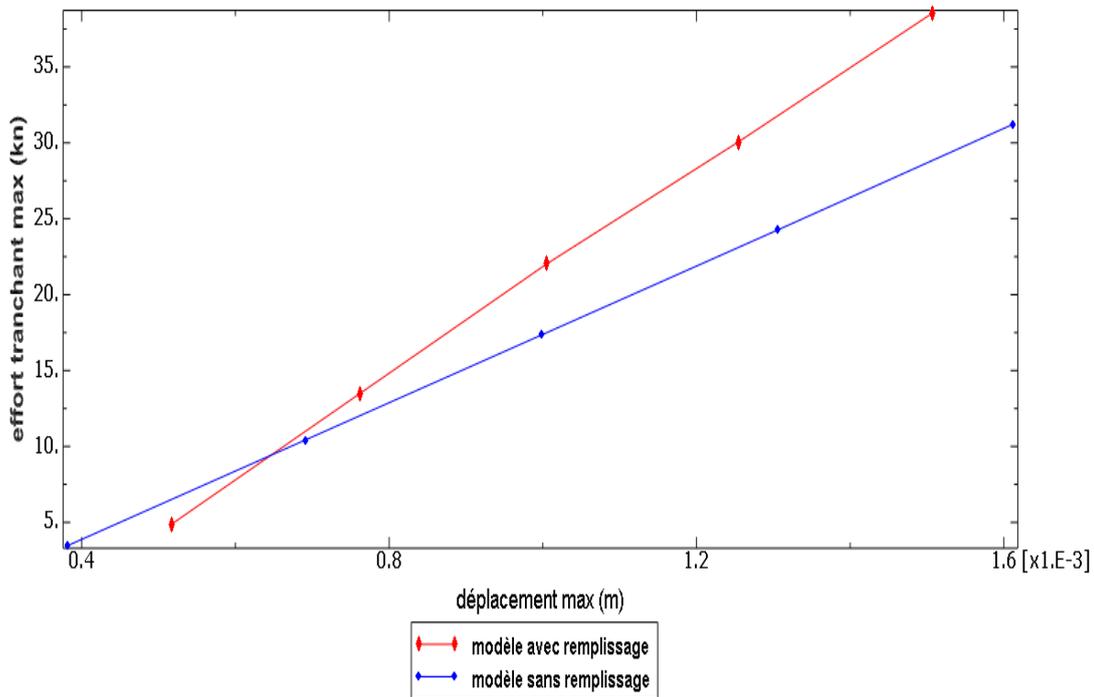


Figure (IV.52): Effort tranchant max -déplacement max, structure 02. acc CIRTA

Résultats et discussion:

Structure (02)

Sous l'action de l'accélérogramme de darelbidha :

On constate une augmentation de l'effort tranchant totale à la base de l'ordre 26.76% du modèle avec remplissage par rapport au modèle sans remplissage (de 240.07KN à 304.72KN), figure (IV.38), et une diminution de déplacement relatif maximal de 7.44%(de8.20cm a 7.59cm), figure (IV.39).

Pour la vitesse et l'accélération on voit qu'il ya une diminution dans les deux paramètres respectivement (27.08%,18.08%) du modèle avec remplissage par rapport sans remplissage, figures (IV. (40,41)).

Structure (02) sous l'action de l'accélérogramme de chenoua:

Il ya une augmentation de l'effort tranchant totale à la base de l'ordre 15.04% (de 201.36KN à 231.94KN), figure (IV.42), et une diminution du déplacement de 29.65% (de 3.17cm à 2.23cm) du modèle avec remplissage par rapport sans remplissage, Figure (IV.43)

Pour la vitesse et l'accélération ; on constate une diminution pour ces deux paramètres avec des taux de (37.5%, 18.92%), figures (IV. (44,45)).

Structure (02) sous l'action de l'accélérogramme de Cirta:

On voit une augmentation de l'effort tranchant à la base de l'ordre 17.73% (de 29.49KN a 34.72KN), figure (IV.46), et une diminution de déplacement relatif maximal de 5.88%(de 0.17cm a 0.16cm), figure (IV.47), du modèle avec remplissage par rapport au modèle sans remplissage

Pour la vitesse et l'accélération on voit une diminution dans les deux paramètres respectivement de (45.83%, 68.88%), figures (IV. (48,49)).

Capacités

Structure (02)

Sous l'action de l'accélérogramme de darelbidha :

Les remplissages en maçonnerie résultent en une augmentent de la capacité de la structure de l'ordre de 11.80% par rapport au modèle sans remplissage (L'effort tranchant maximal à la base augmente (de 321.20KN à 359.13KN), figure (IV.50).

Sous l'action de l'accélérogramme de chenoua:

De manière similaire au cas précédent, le pourcentage d'augmentation de la capacité est de l'ordre de 13.73% (de 191.12KN à 221.55KN) figure (IV.51).

Sous l'action de l'accélérogramme de Cirta:

On constate un accroissement de la capacité de l'ordre 23.74% du modèle avec remplissage par rapport au modèle sans remplissage (de 31.22KN à 38.55KN), figure (IV.52).

Il est important de noter que les pourcentages obtenus pour cette structure sont inférieurs à ceux de la structure précédente suggérant une influence des caractéristiques dynamiques sur la réponse sismique des portiques en béton armé avec remplissages en maçonnerie.

IV.5. Application03:

Cette application consiste en l’analyse d’un portique à huit niveaux.

La figure suivante montre une vue d’ensemble de l’ossature avec remplissage et sans remplissage

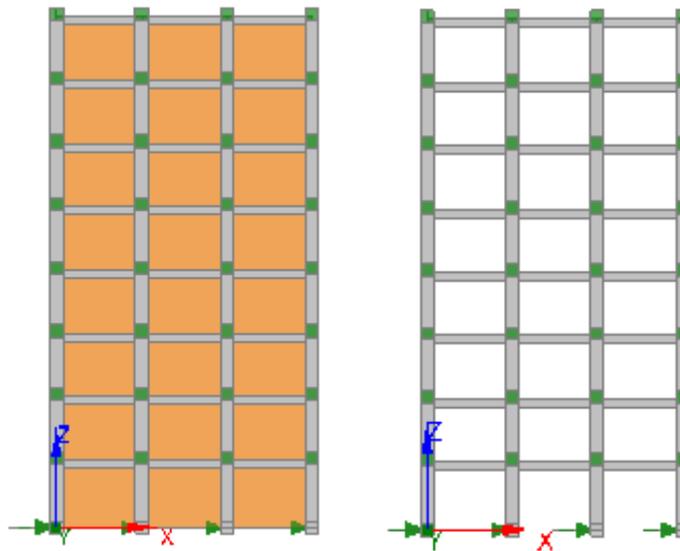


Figure (IV. 53):portique 2D a huit niveaux avec et sans Remplissage en maconnerie

IV.5.1. Résultats de l'analyse modale:

Périodes et facteurs de participation modale: (portique avec remplissage)

Mode	Fréquence (rad/s)	Période (s)	η_x (%) cumulé
1	12.58	0.794	77.82
2	40.10	0.249	87.92
3	74.29	0.085	92.12

TABLEAU IV. 5 : Périodes et facteurs de participation modal

Périodes et facteurs de participation modale: (portique sans remplissage)

Mode	Fréquence (rad/s)	Période (s)	η_x (%) cumulé
1	12.30	0.81	76.71
2	40.90	0.244	87.58
3	80.5	0.124	92.31

TABLEAU VI. 6 : Périodes et facteurs de participation modale

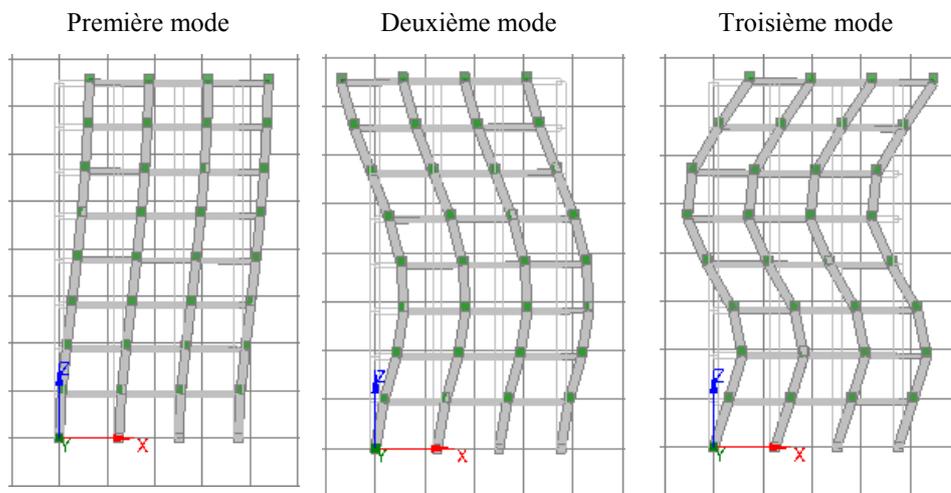


Figure (IV.54): Modes propres du portique- modèle 8 niveaux avec remplissage

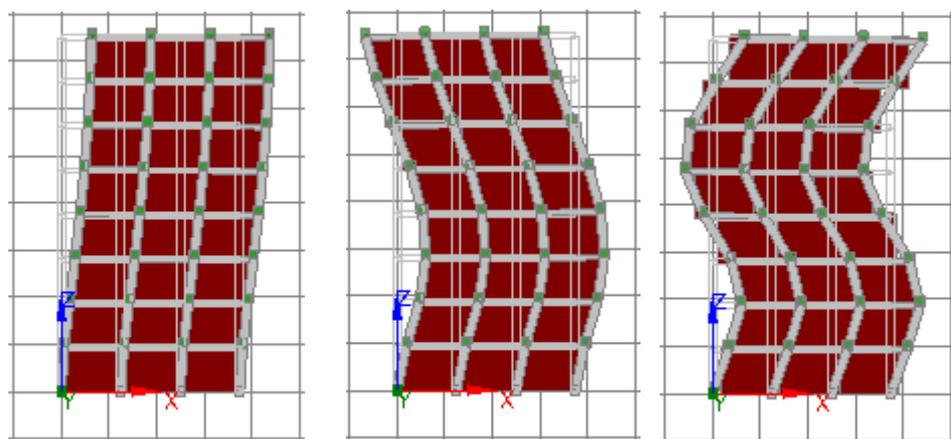


Figure (IV.55): Déformées propres du portique- modèle 8 niveaux avec remplissage

IV.5.2. Résultats de l'analyse dynamique non linéaire:

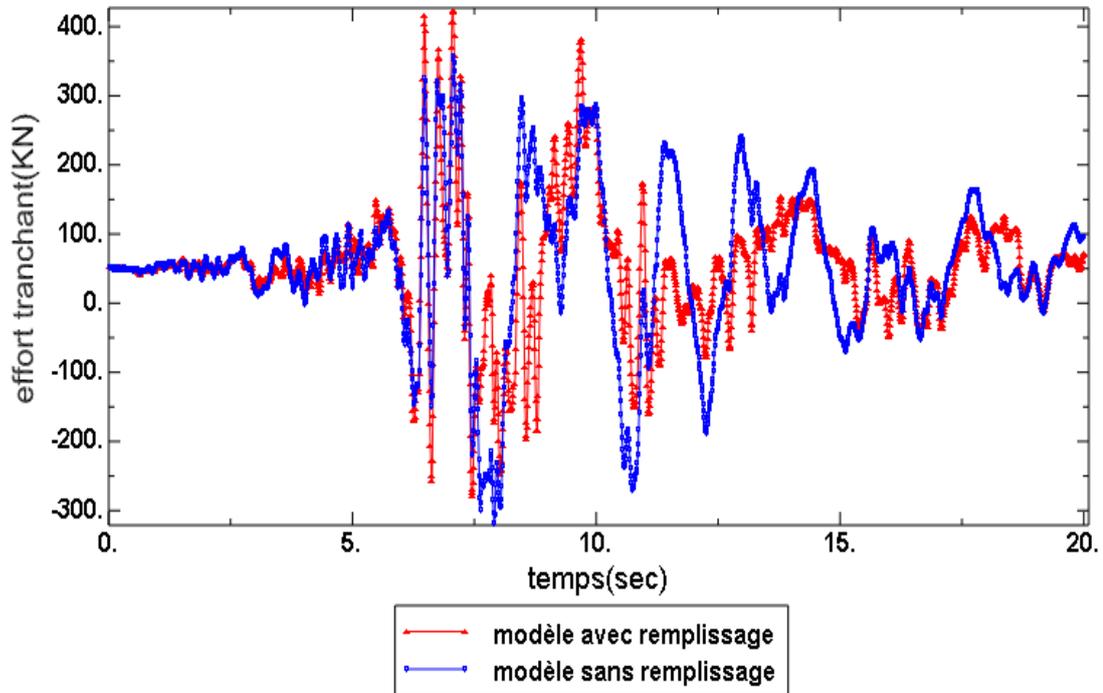


Figure (IV.56): Effort tranchant a la base, structure03.acc DAR ELBIDHA

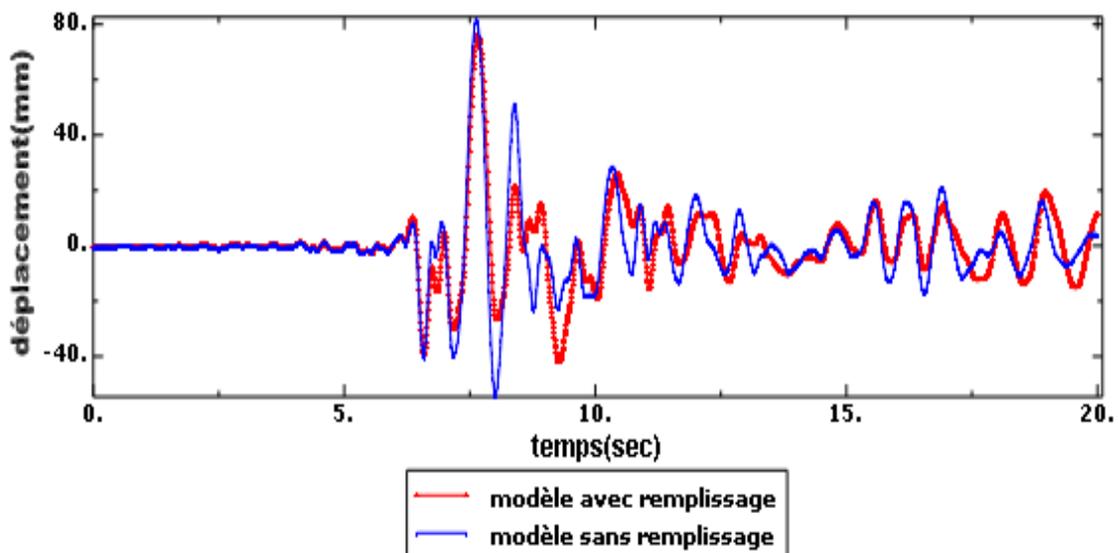


Figure (IV.57): Déplacement au sommet, structure03.acc DAR ELBIDHA

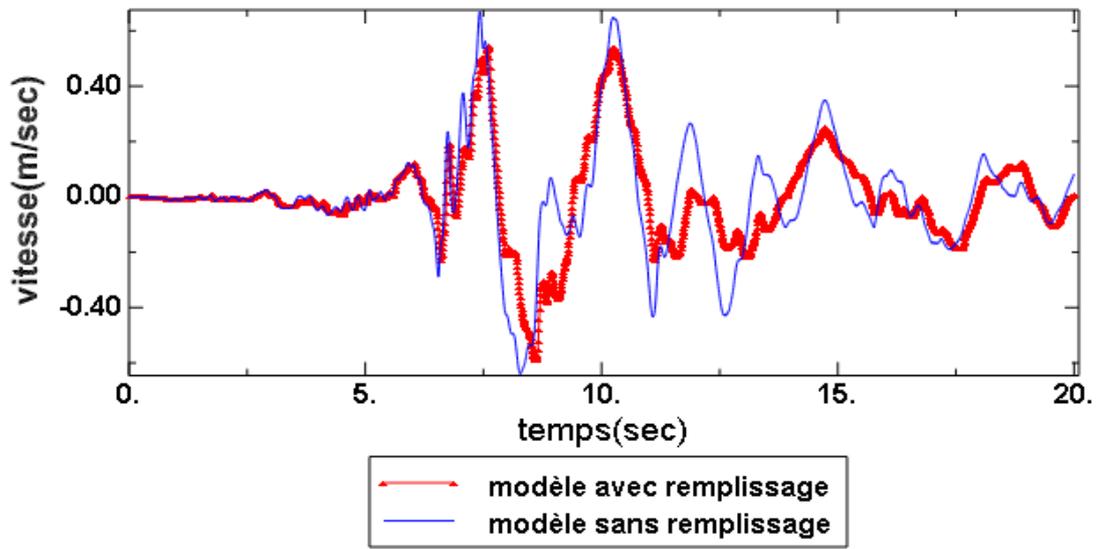


Figure (IV.58): Vitesse au sommet, structure 03.acc DAR ELBIDHA

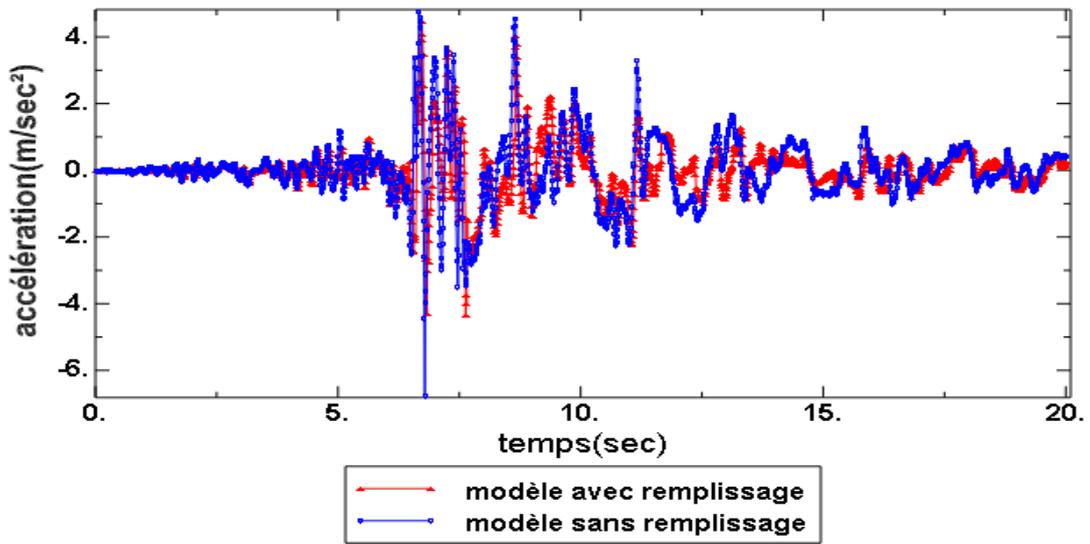


Figure (IV.59): accélération au sommet, structure 03.acc DAR ELBIDHA

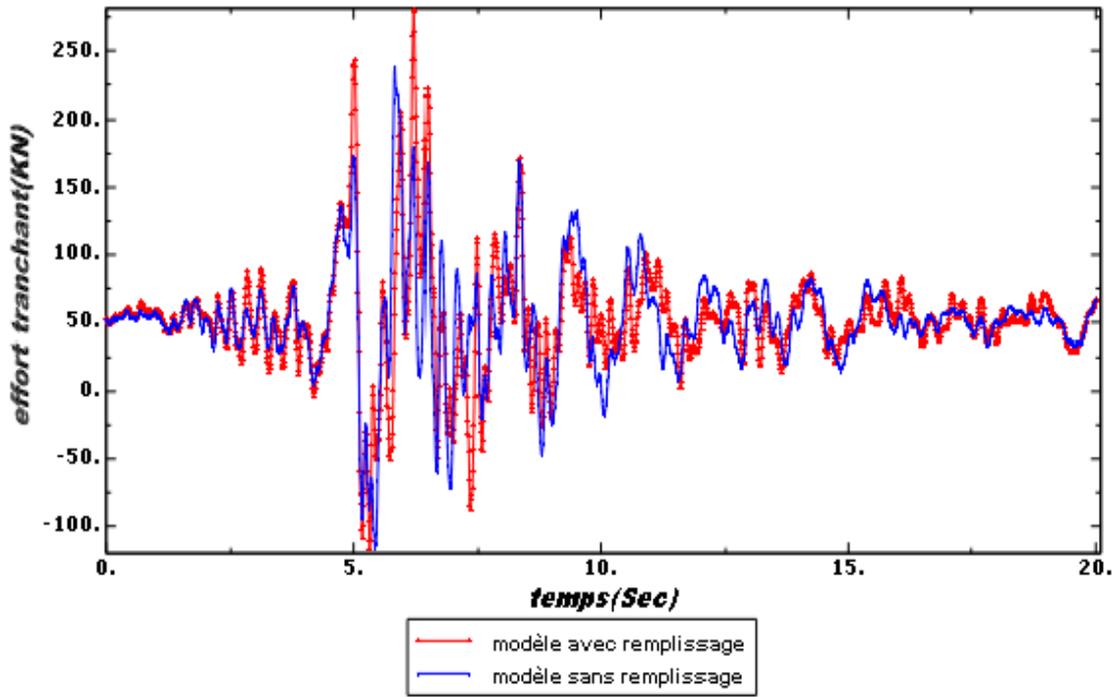


Figure (IV.60): Effort tranchant a la base, structure 03.acc CHENOUA

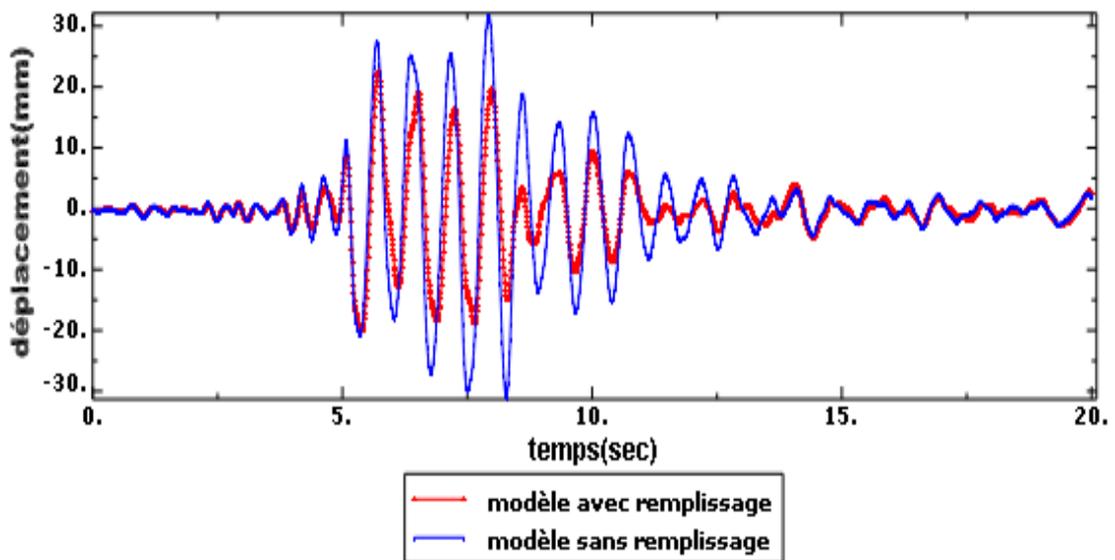


Figure (IV.61): Déplacement au sommet, structure 03.acc CHENOUA

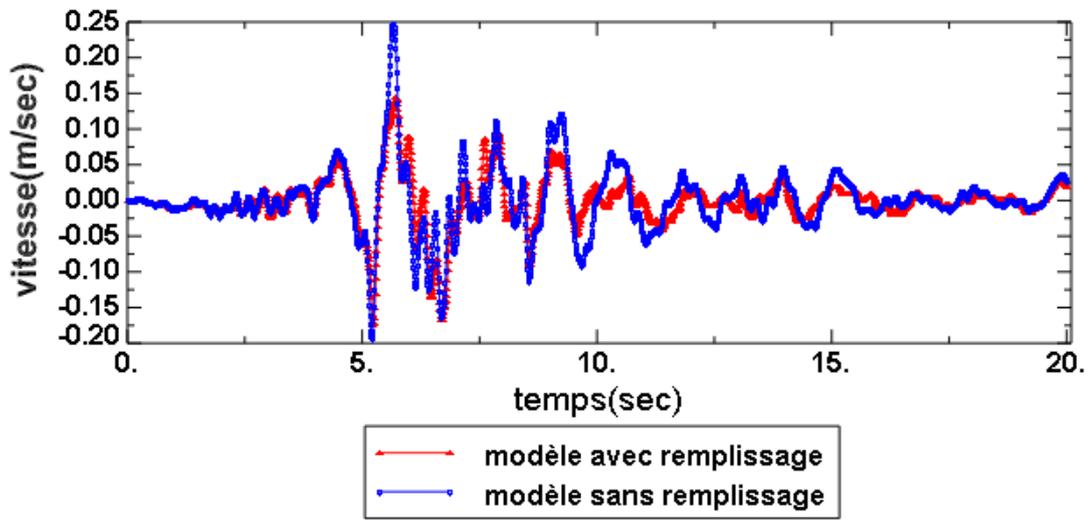


Figure (IV.62): Vitesse au sommet, structure 03.acc CHENOUA

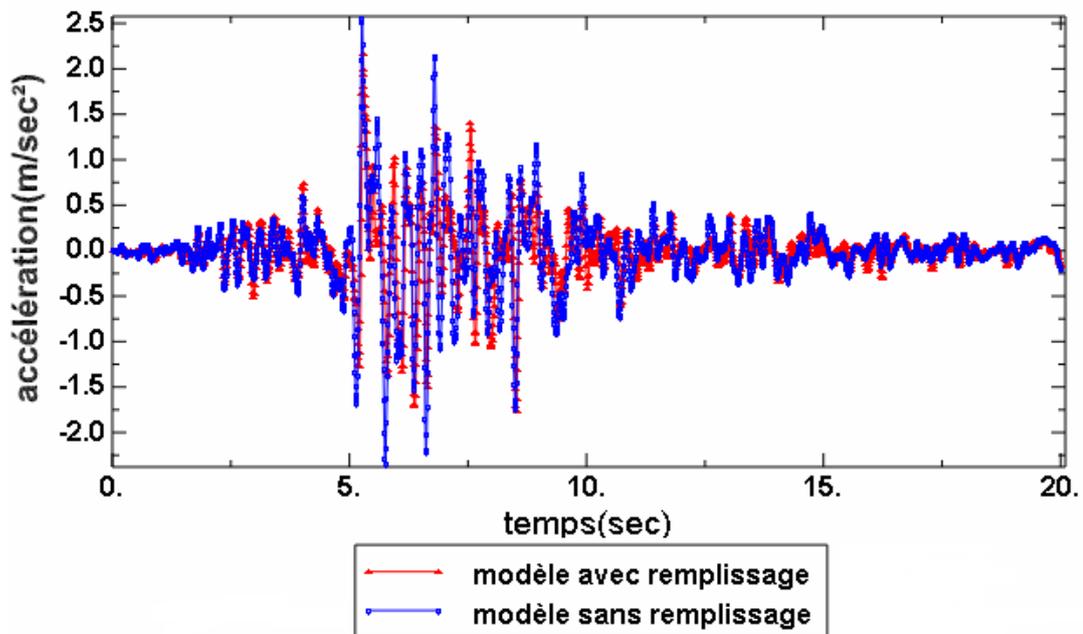


Figure (IV.63): accélération au sommet, structure 03.acc CHENOUA

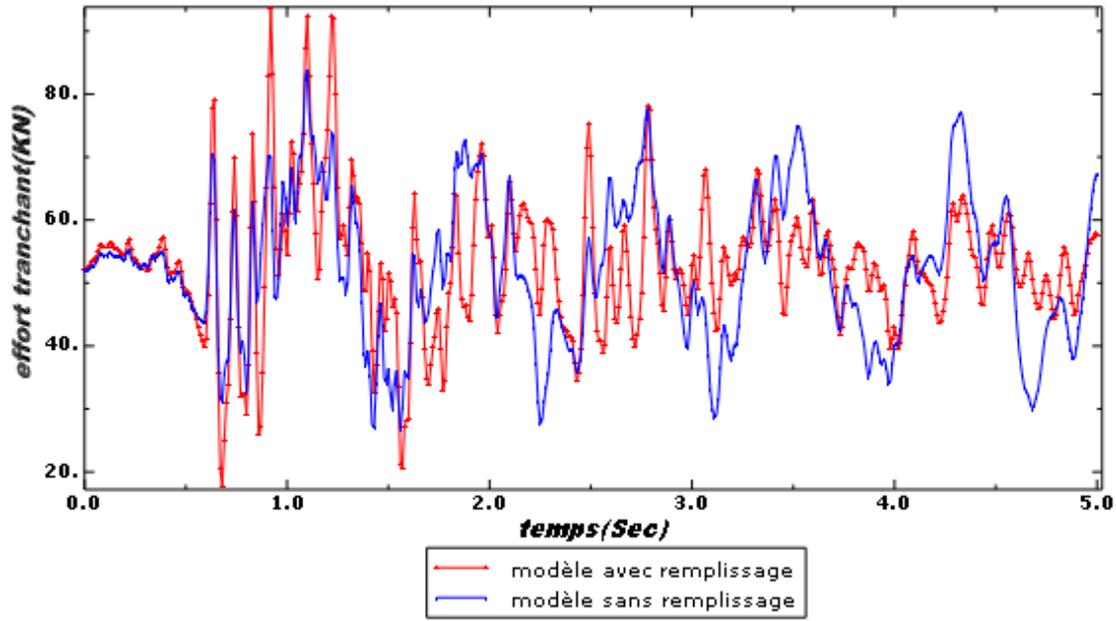


Figure (IV.64): Effort tranchant a la base, structure 03.acc CIRTA

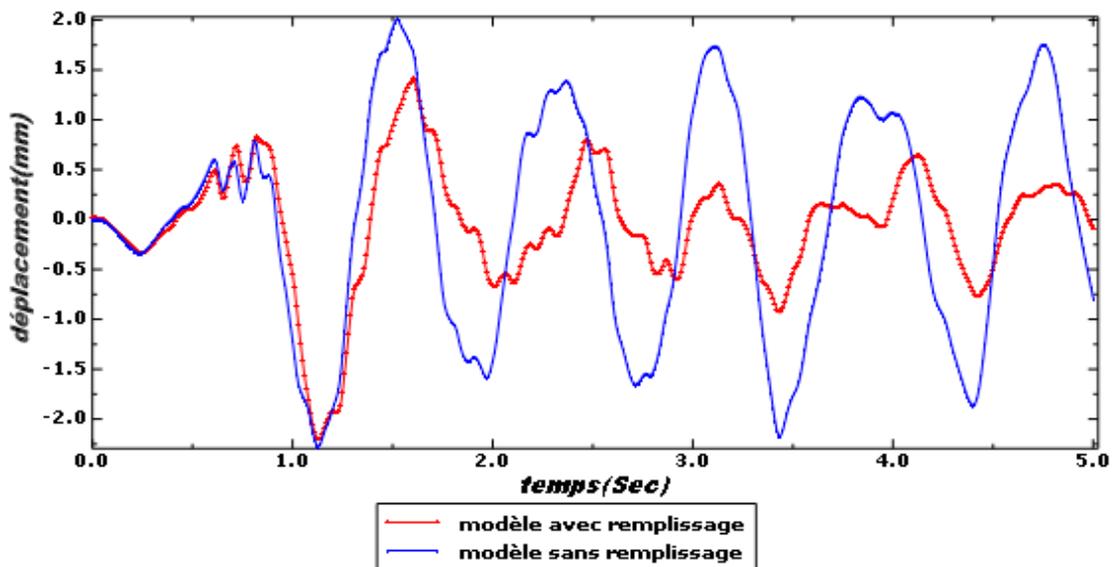


Figure (IV.65): Déplacement au sommet, structure 03. acc CIRTA

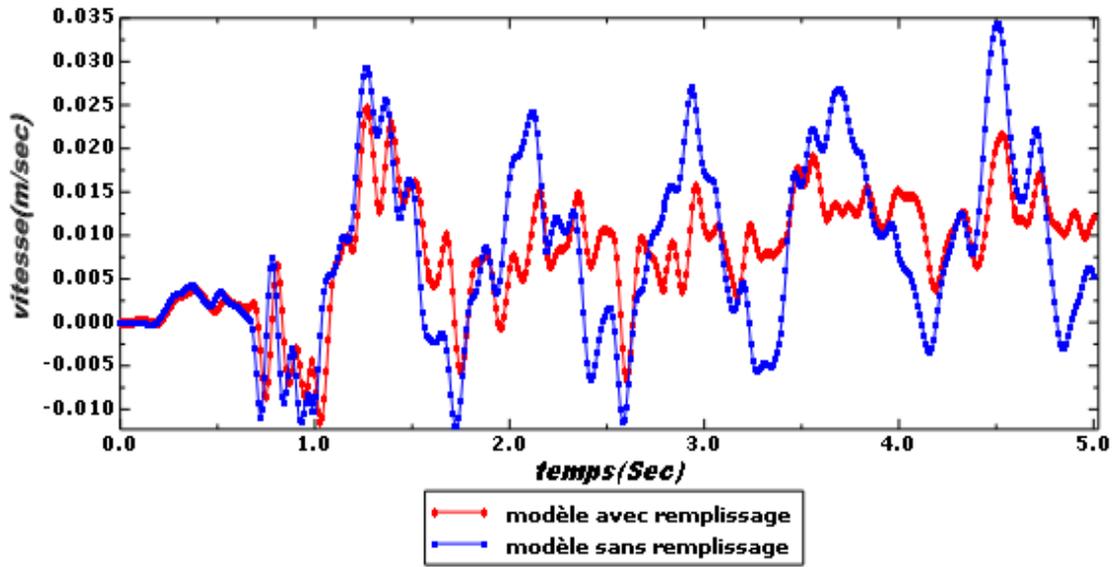


Figure (IV.66): Vitesse au sommet, structure 03.acc CIRTA

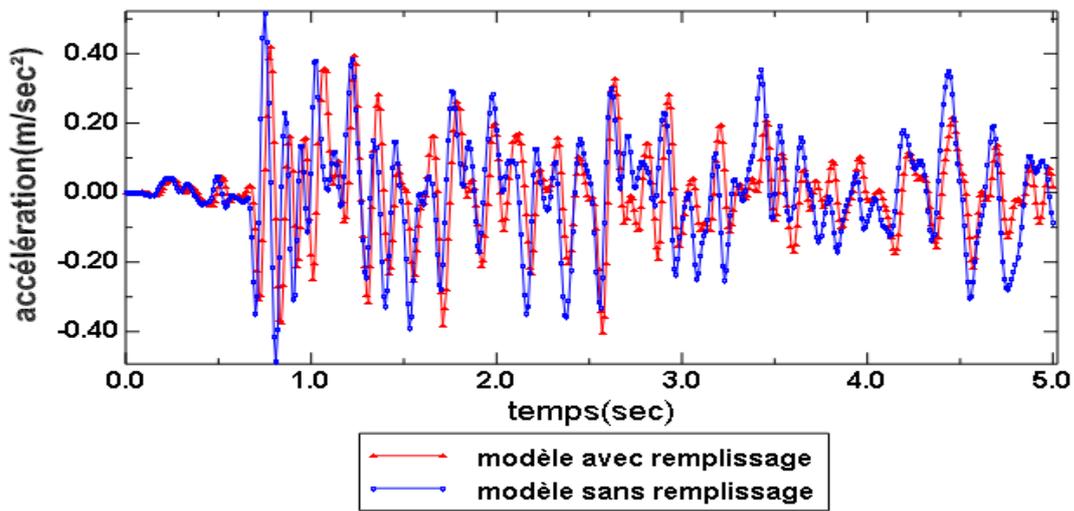


Figure (IV.67): accélération au sommet, structure 03.acc CIRTA

IV.5.3. résultats de l'analyse dynamique incrémentale:

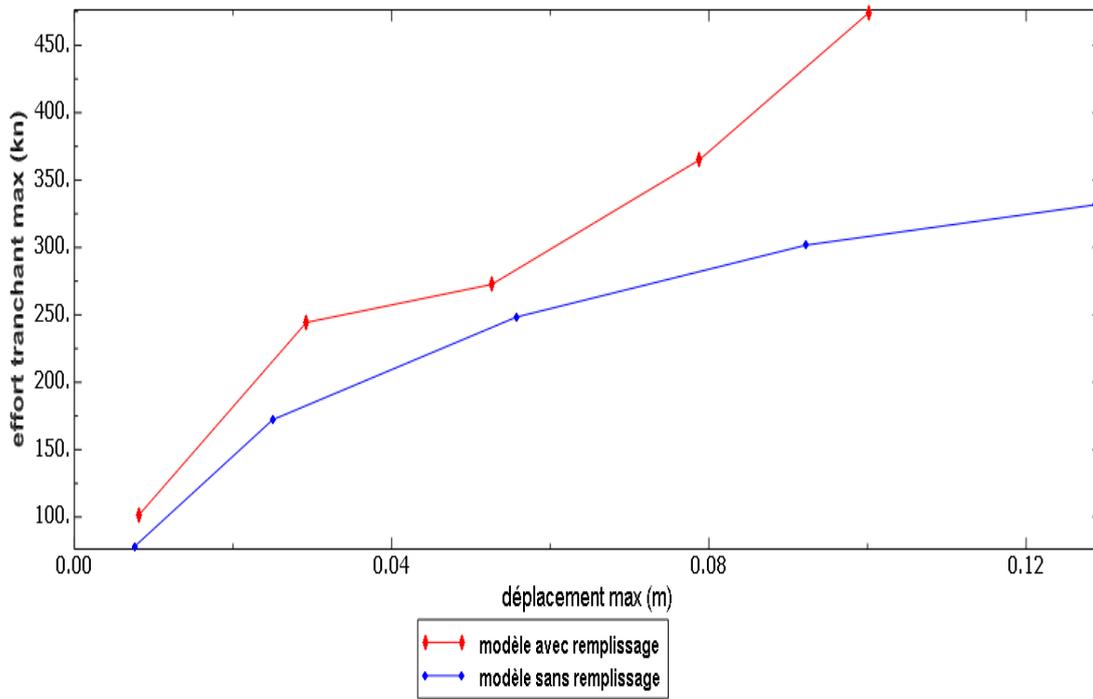


Figure (IV.68): Effort tranchant max -déplacement max, structure 03. acc DAR ELBIDHA

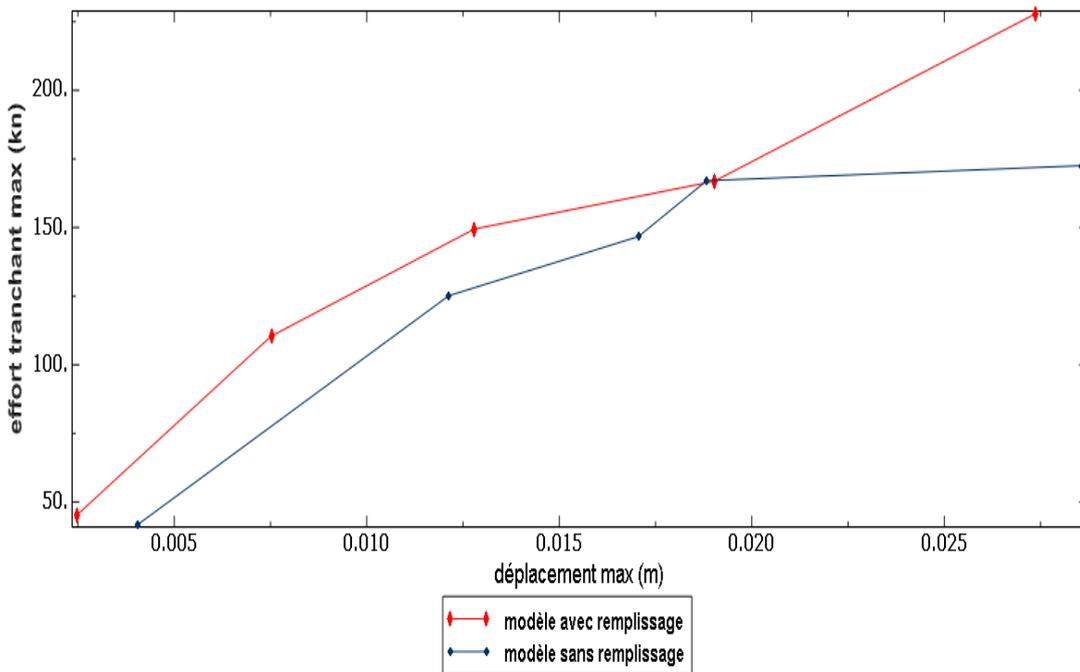


Figure (IV.69): Effort tranchant max -déplacement max, structure 03. acc CHENOUA

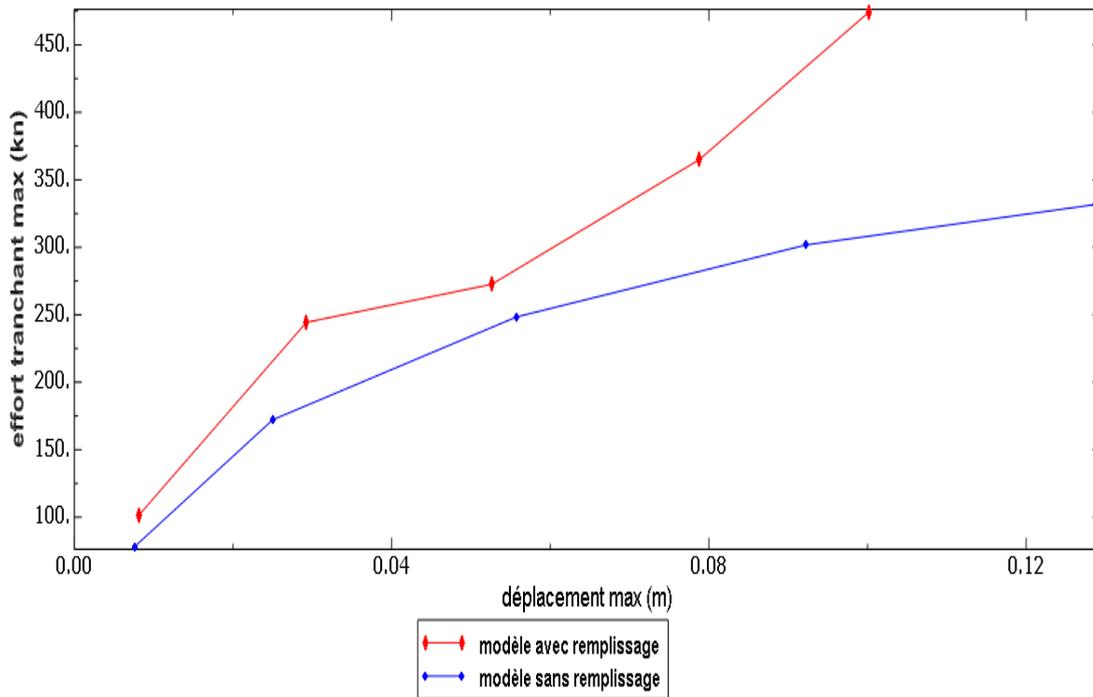


Figure (IV.70): Effort tranchant max -déplacement max, structure 03. acc CIRTA

Résultats et discussion

Structure (03)

Sous l'action de l'accélérogramme de darelbidha :

On constate une augmentation de l'effort tranchant total à la base de l'ordre 29.85% du modèle avec remplissage par rapport au modèle sans remplissage (de 361.53KN à 469.45KN), figure (IV.56), et une diminution du déplacement relatif maximal de 23.34% (de 14.61cm à 11.02cm), figure (IV.57).

Pour la vitesse et l'accélération on voit qu'il ya une diminution dans les deux paramètres de (22.22%, 7.20%) respectivement pour le modèle avec remplissage par rapport au modèle sans remplissage figures (IV. (58,59)).

Sous l'action de l'accélérogramme de chenoua:

Il ya une augmentation de l'effort tranchant total à la base de l'ordre 17.17% (de 238.40 à 279.34KN, figure (IV.60) et une diminution du déplacement de 6.58% (de 3.34cm à 3.12cm), figure (IV.61), du modèle avec remplissage par rapport sans remplissage.

Pour la vitesse et l'accélération ; on constate une diminution pour ces deux paramètres avec des taux de (65.51%, 18.05%), figures (IV. (62,63)).

Sous l'action de l'accélérogramme de Cirta:

On constate une augmentation de l'effort tranchant à la base de l'ordre de 14.92%(de 83.87KN à 96.39KN), figure (IV.64) et une diminution de déplacement relatif maximal de 10%(de 0.22cm à 0.20cm), figure (IV.65), du modèle avec remplissage par rapport au modèle sans remplissage.

Pour la vitesse et l'accélération on voit une diminution dans les deux paramètres de (41.66%, 21.42%) respectivement, figures (IV. (66,67)).

Capacités**Structure (03)****Sous l'action de l'accélérogramme de darelbidha :**

Les remplissages en maçonnerie résultent en une augmentation de la capacité de la structure de l'ordre de 43.02% par rapport au modèle sans remplissage (de 331.63KN à 474.32KN), figure (IV.68).

Sous l'action de l'accélérogramme de chenoua: On constate un accroissement de la capacité de l'ordre 32.12%(de 172.54KN à 227.96KN) du modèle avec remplissage par rapport au modèle sans remplissage figure (IV.69).

Sous l'action de l'accélérogramme de Cirta:

De manière similaire au cas précédent, le pourcentage d'augmentation de la capacité est de l'ordre de 45.74% (de 32.22KN à 46.96KN), figure (IV.70).

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

IV.6. Application04:

IV.6.1. Influence de la distribution des panneaux de maçonnerie sur la réponse des structures:

Dans cette application, on va essayer d'étudier le comportement de structures ayant un RDC dégagé créant ainsi ce qui est communément appelé étage souple.

Structure01:

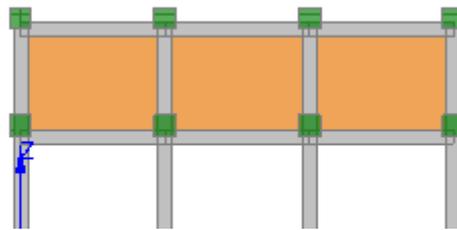


Figure (IV. 71):portique 2D a deux niveaux avec RDC sans Remplissage

Résultats l'Analyse dynamique incrémentale: Les figures ci-dessous présentent les résultats de l'analyse dynamique incrémentale pour le portique à deux niveaux pour trois cas : modèle sans remplissage, modèle avec remplissage total et modèle avec remplissage partiel (étage souple).

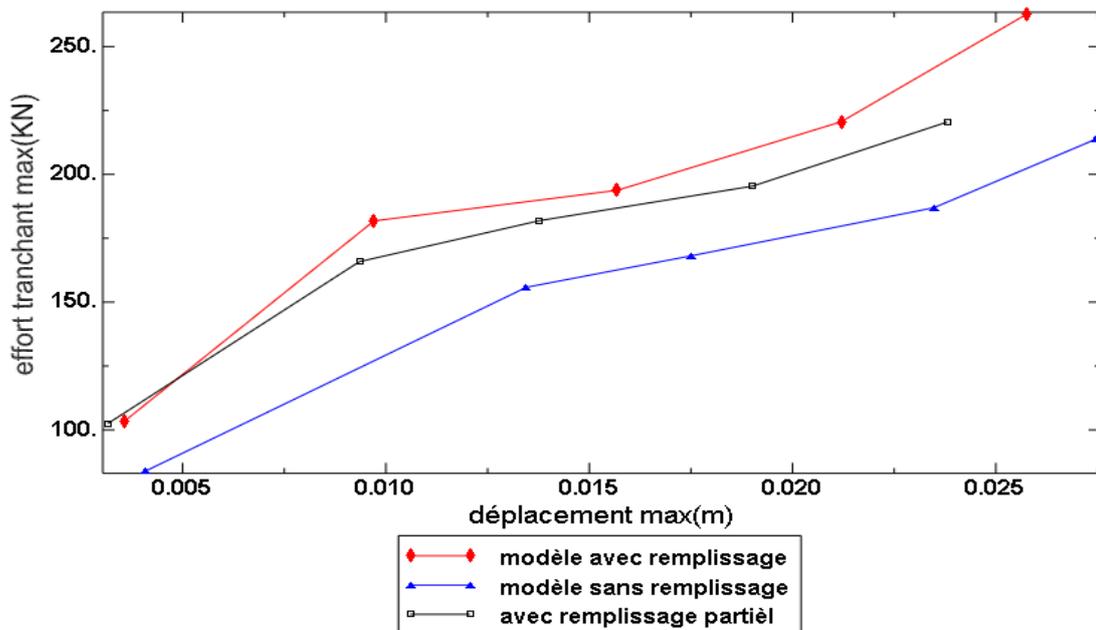


Figure (IV.72): Effort tranchant max -déplacement max, structure 01avec RDC sans remplissage. acc DARELBIDHA

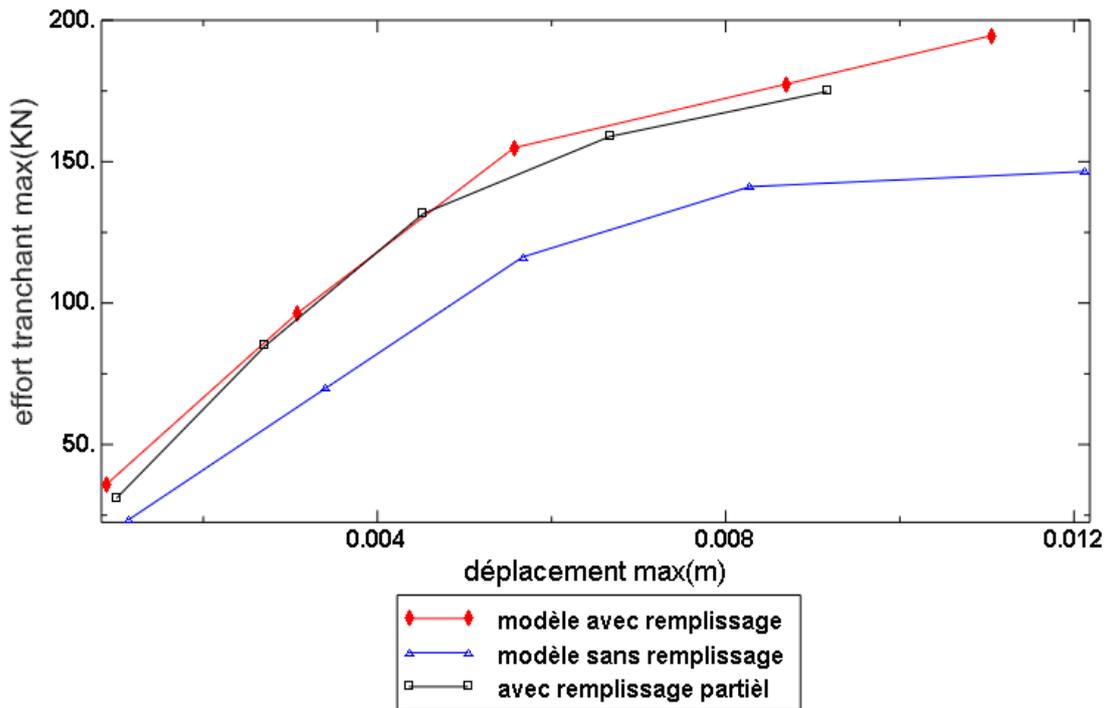


Figure (IV.73): Effort tranchant max -déplacement max, structure 01 avec RDC sans remplissage. acc CHENOUA

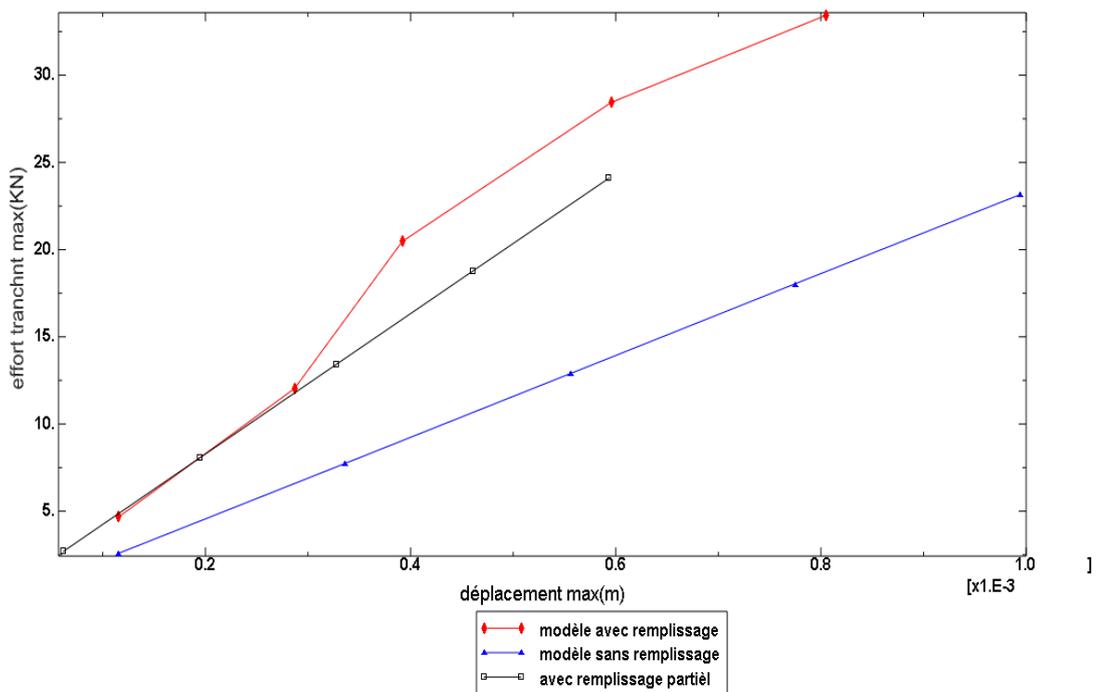


Figure (IV.74): Effort tranchant max -déplacement max, structure 01. acc CIRTA

Structure02:

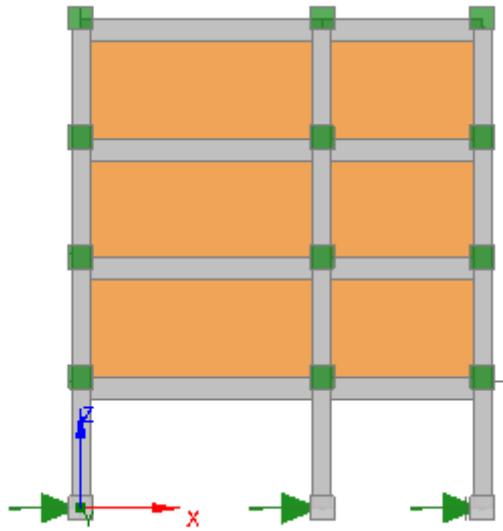


Figure (IV. 75):portique 2D a quatre niveaux avec RDC sans Remplissage

Les figures ci-dessus présentent les résultats de l'analyse dynamique incrémentale pour le portique de quatre niveaux pour les trois cas déjà considérés pour la structure précédente.

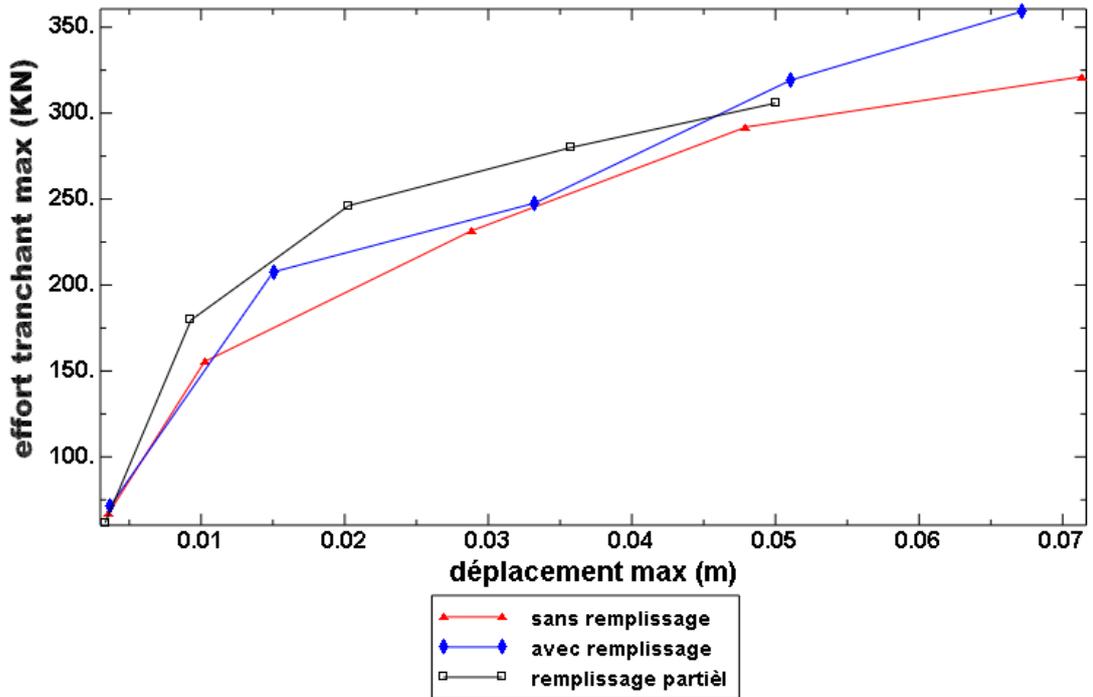


Figure (IV.76): Effort tranchant max -déplacement max, structure 02. acc DARELBIDHA

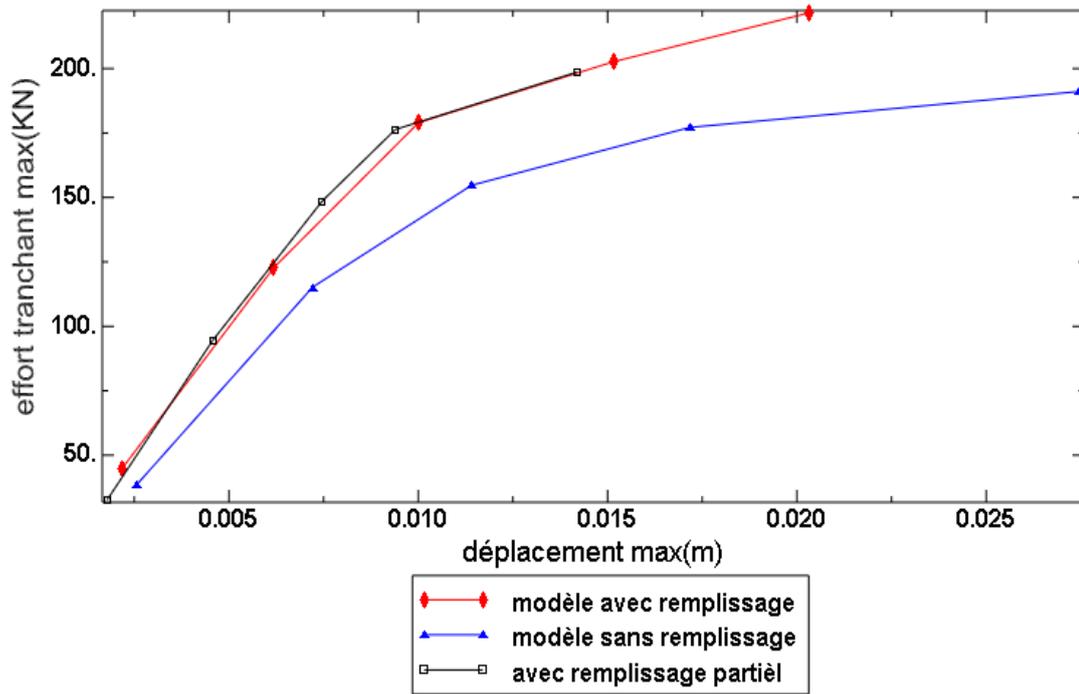


Figure (IV.77): Effort tranchant max -déplacement max, structure 02. acc CHENOUA

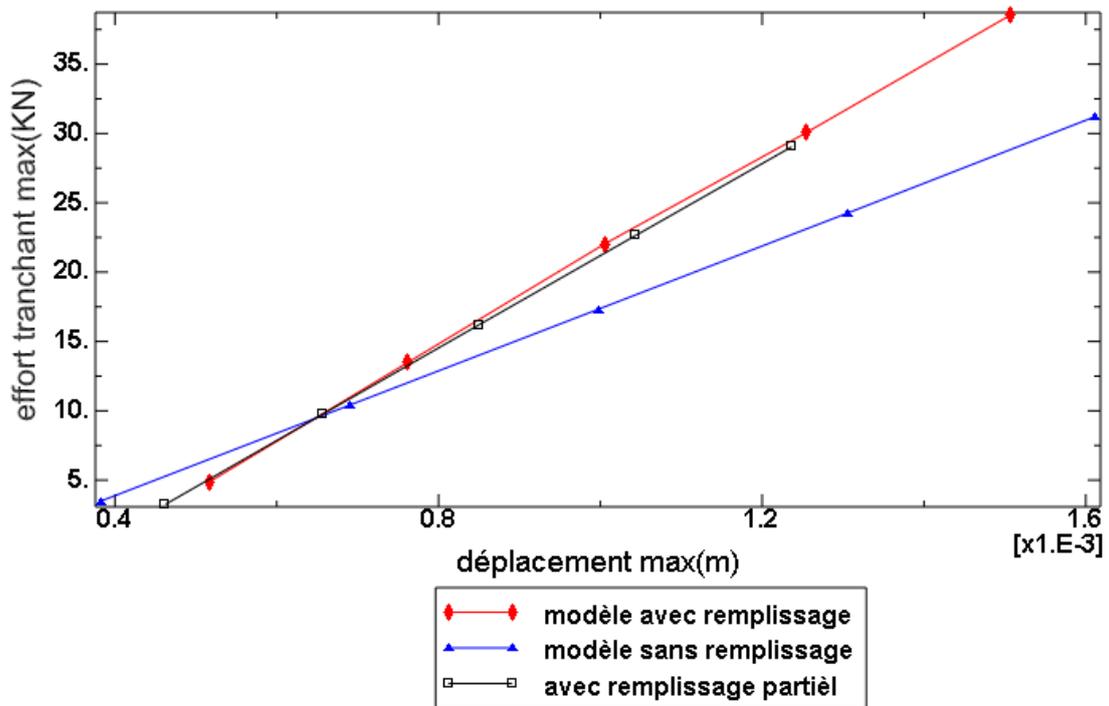


Figure (IV.78): Effort tranchant max -déplacement max, structure 02. acc CIRTA

Structure03:

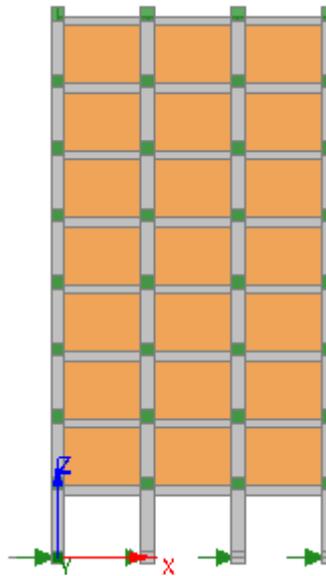


Figure (IV. 79):portique 2D a huit niveaux avec RDC sans Remplissage

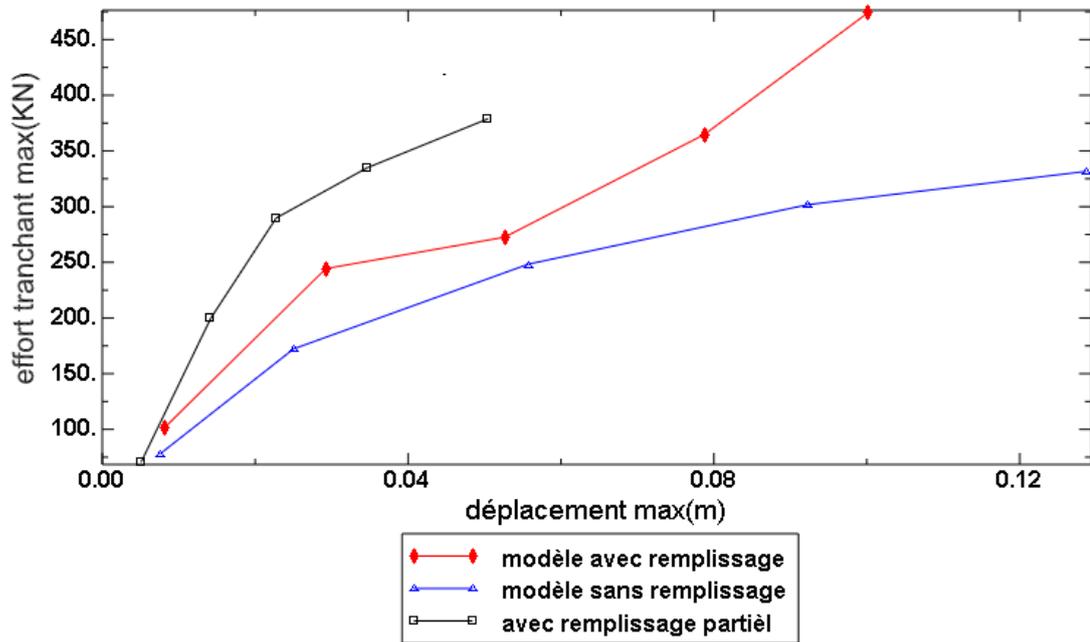


Figure (IV.80): Effort tranchant max -déplacement max, structure 03. acc DARELBIDHA

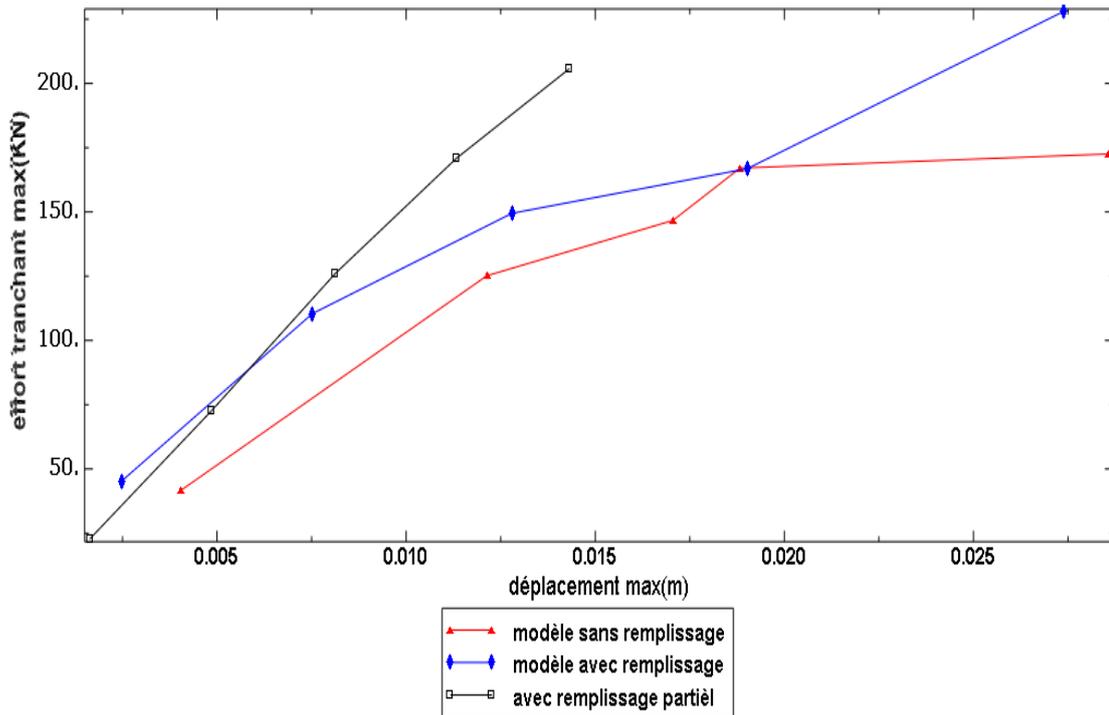


Figure (IV.81): Effort tranchant max -déplacement max, structure 03. acc CHENOUA

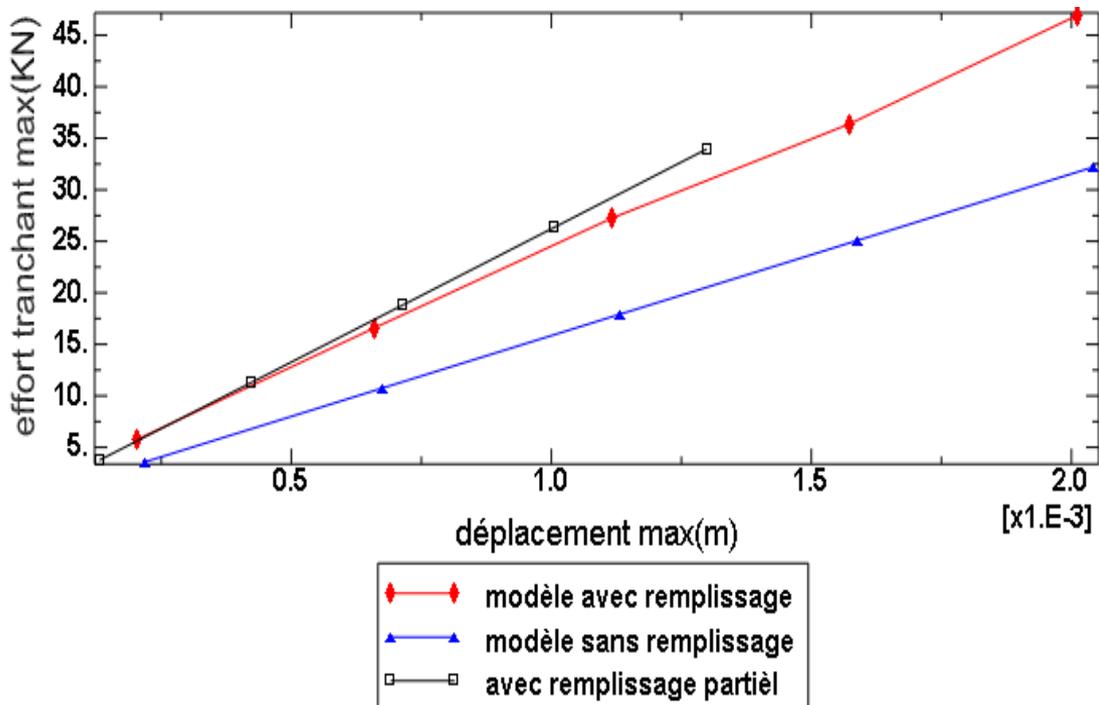


Figure (IV.82): Effort tranchant max -déplacement max, structure 03. acc CIRTA

Discussions:**Structure (01):**

Sous l'action de l'accélérogramme de darebidha: Les remplissages partiels en maçonnerie résultent en diminution de la capacité de la structure de l'ordre de 16.02% (de 262.56KN à 220.49KN) par rapport au modèle avec remplissage complet et une augmentation de l'ordre de 3.07% (de 213.72% à KN 220.49 KN) par rapport au modèle sans remplissage, figure (IV.72).

Sous l'action de l'accélérogramme de chenoua: On constate une diminution de la capacité de l'ordre 10.13% (de 194.56 à 174.84 KN) du modèle avec remplissage partiel par rapport au modèle avec remplissage complet et une augmentation de 19.34% (de 146.50 KN à 174.84 KN) par rapport au modèle sans remplissage, figure (IV.73).

Sous l'action de l'accélérogramme de cirta: de manière similaire au cas précédent le pourcentage de diminution de la capacité est de l'ordre de 27.9% de (33.43 KN à 24.10KN) avec une augmentation de l'ordre de 4.10% par rapport au modèle sans remplissage, figure (IV.74).

Structure 02 :

Sous l'action de l'accélérogramme de darebidha: Il ya une diminution de la capacité de la structure de l'ordre de 14.84% (de 359.13KN à 305.81KN) et de 4.80% du modèle avec remplissage partiel par rapport aux modèles avec remplissage complet et sans remplissage, figure (IV.76).

Sous l'action de l'accélérogramme de chenoua: on constate une diminution de la capacité de l'ordre de 10.34% et une augmentation de l'ordre de 7.01% du modèle avec remplissage partiel par rapport aux modèles avec remplissage et sans remplissage, figure (IV.77).

Sous l'action de l'accélérogramme de cirta: de manière similaire les pourcentages de diminution de la capacité sont 24.69% et 7.01%, figure (IV.78).

Structure 03:

Sous l'action de l'accélérogramme de darebidha: il ya une diminution de la capacité de l'ordre 20.11% du modèle avec remplissage partiel par rapport au modèle avec remplissage complet (de 474.36KN à 378.92KN) et une augmentation de l'ordre de 14.25% par rapport au modèle sans remplissage (de 331.63 à 378.92), figure (IV.80).

Sous l'action de l'accélérogramme de chenoua: de même manière au cas précédent une

diminution de 9.76% de la capacité (de 227.96KN à 205.71KN) et une augmentation de l'ordre de 19.22% (de 172.54KN à 205.71KN) , figure (IV.81).

Sous l'action de l'accélérogramme de cirta: On constate une diminution de la capacité de l'ordre de 27.70% (de 46.96 à 33.95), et une augmentation de l'ordre de 5.15% (de 32.21à 33.95) du modèle avec remplissage partiel par rapport aux modèle avec remplissage complet et sans remplissage respectivement, figure (IV.82).

Il est important de noter que pour des niveaux faibles d'accélération, la structure avec remplissage total et la structure avec étage souple ont un comportement presque identique, mais pour des niveaux d'accélération plus élevés, la capacité des structures avec étage souple est largement plus faible que celle du remplissage total indiquant une chute de la capacité portante latérale. De plus, le contenu fréquentiel des différents séismes utilisés dans cette étude ainsi que les caractéristiques dynamiques ont une influence assez importante sur le comportement des remplissages total et partiel qui n'obéit pas à une règle définie et ceci est en accord avec certains chercheurs qui ont trouvé que l'influence des remplissages peut être aléatoire et recommandent donc sa prise en considération.

IV.7. Influence des caractéristiques géométriques et mécaniques des remplissages en maçonnerie sur la réponse des structures:

IV.7.1. influence de l'épaisseur des panneaux:

Afin d'essayer de quantifier l'influence de l'épaisseur du remplissage, on considérera deux épaisseurs pour le remplissage, 30 cm et 15 cm.

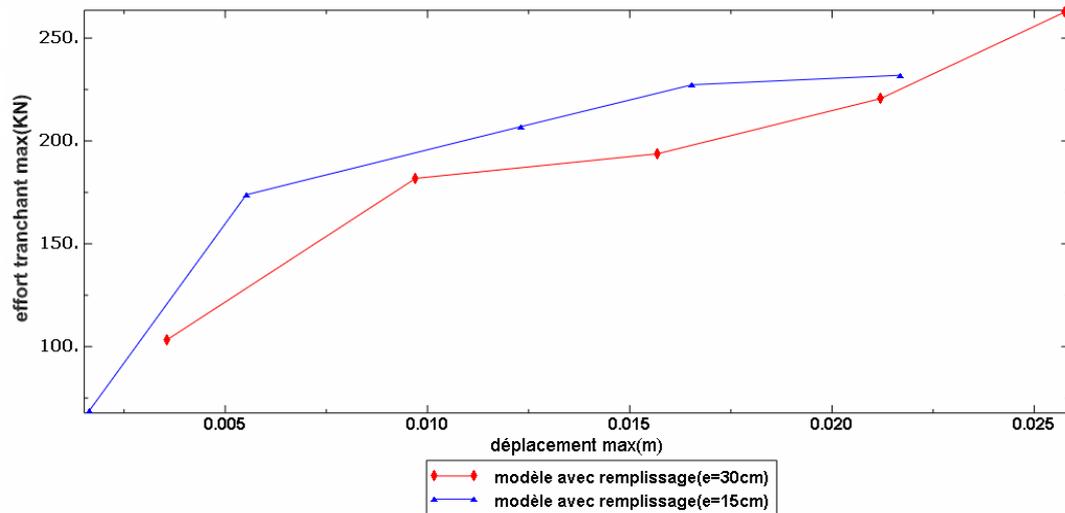


Figure (IV.83): Effort tranchant max -déplacement max, structure 02. acc DARELBIDHA (Influence de e)

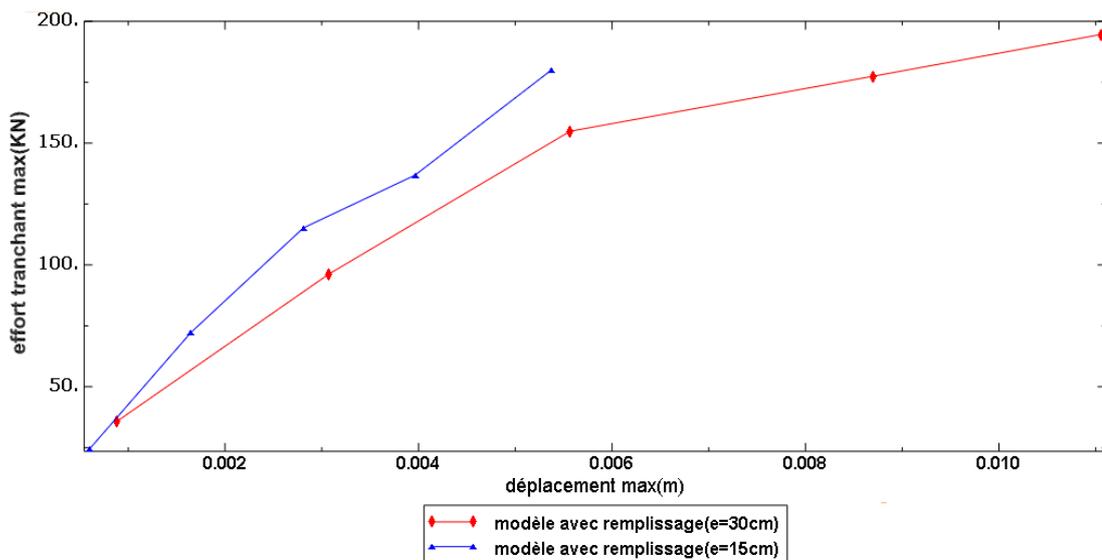


Figure (IV.84): Effort tranchant max -déplacement max, structure 02. acc CHENOUA (Influence de e)

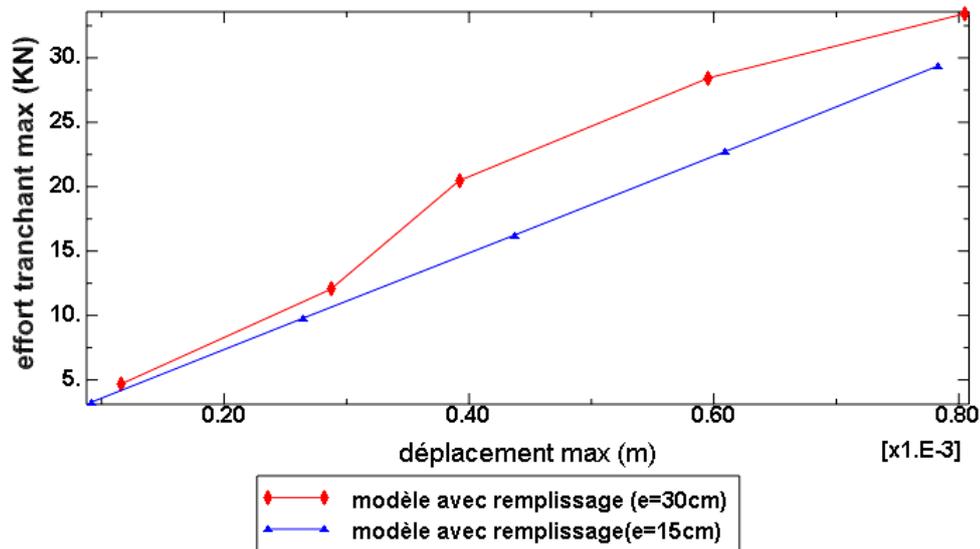


Figure (IV.85): Effort tranchant max -déplacement max, structure 02. acc CIRTA
(Influence de e)

Discussion:

On constate que sous les trois accélérogrammes la capacité ultime de la structure augmente avec l'augmentation de l'épaisseur avec un taux variable d'un accélérogramme à un autre. Pour l'accélérogramme de Chenoua, il est important de noter que la capacité en déformation de la structure avec une épaisseur du remplissage est de 0.006 m alors que cette capacité de déformation est supérieure à 0.01 m.

IV.7.2.influence de module d'élasticité de la maçonnerie sur la réponse des structures:

Dans ce cas on considérera deux modules d'élasticité pour le remplissage, $E = 2000$ MPa et $E = 3500$ MPa. Pour voir l'influence de module d'élasticité du maçonnerie sur la réponse des structures en béton armé.

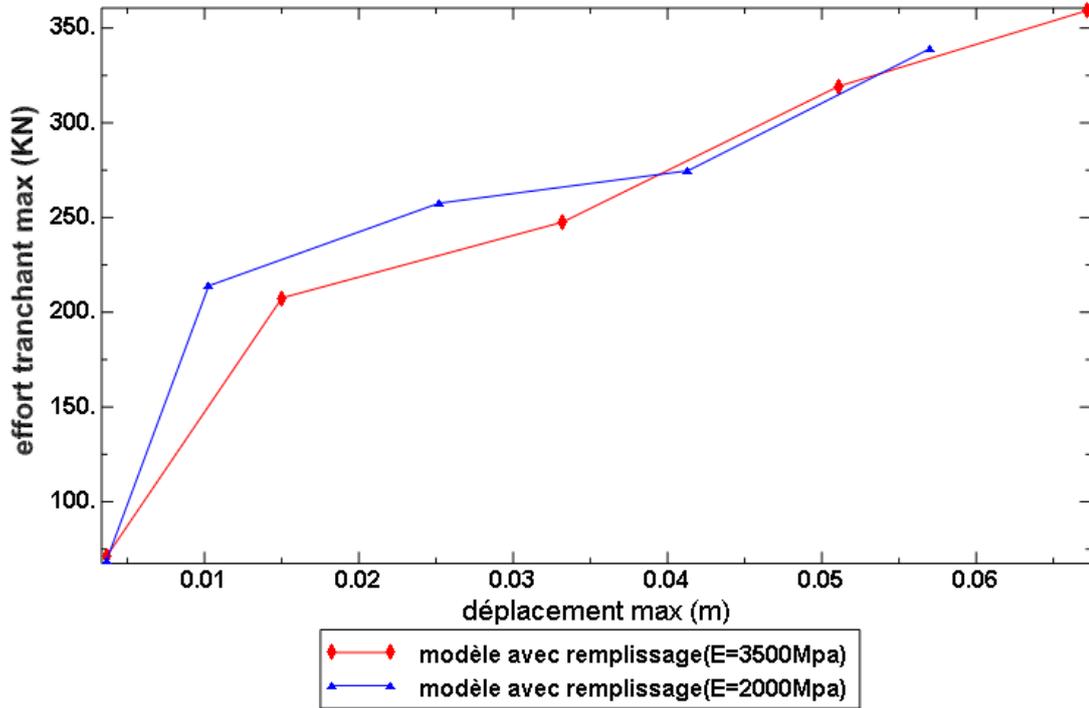


Figure (IV.86): Effort tranchant max -déplacement max, structure 02. acc DARELBIDHA (Influence de E)

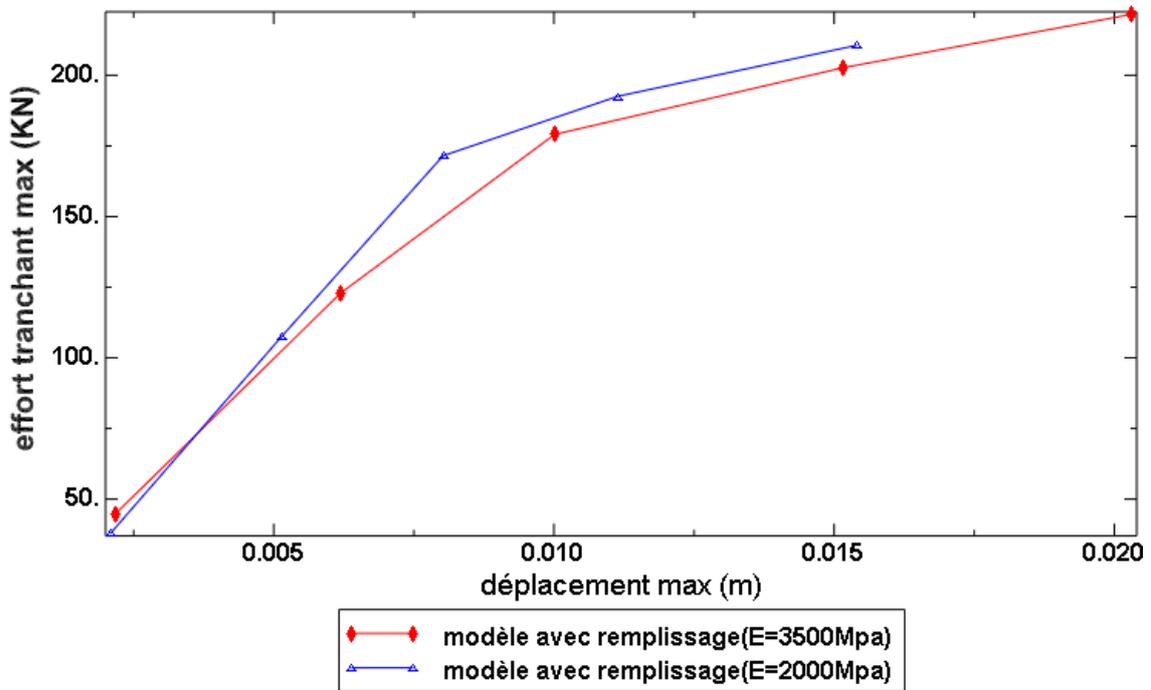


Figure (IV.87): Effort tranchant max -déplacement max, structure 02. acc chenoua (Influence de E)

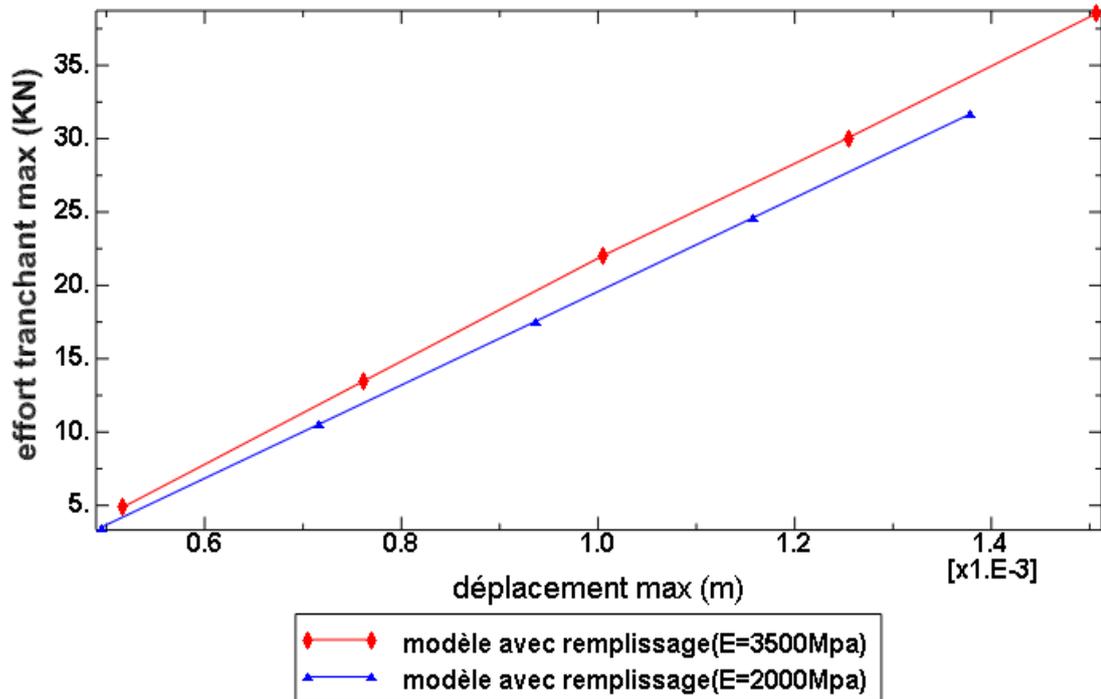


Figure (IV.88): Effort tranchant max -déplacement max, structure 02. acc circa (Influence de E)

Dans ce cas, On constate une diminution de la capacité en déformation de la structure avec remplissage en maçonnerie avec un module d'élasticité égal à $E = 2000$ MPa par rapport au modèle ayant un module d'élasticité de 3500 MPa à cause d'une diminution de la rigidité. La capacité portante augmente avec l'accroissement de E dépendent, il y a lieu de noter que l'influence du modula d'élasticité E est moins importante que celle de l'épaisseur du remplissage pour certains contenus fréquentiels des séismes.

CHAPITRE V :
CONCLUSIONS ET
RECOMMANDATIONS

Conclusions et recommandations

Conclusions

Dans ce mémoire, le comportement sous charges sismiques des portiques en béton armé avec et sans remplissages en maçonnerie a été étudié grâce à une analyse dynamique non linéaire. Une attention particulière a été accordée à la variation des propriétés des remplissages ainsi qu'à leur distribution.

- En premier lieu, il est très important de noter que la prise en compte des remplissages en maçonnerie dans le modèle complique davantage l'étude des structures sous charges sismiques à cause de la relative complexité du modèle de la maçonnerie et du nombre relativement important de paramètres nécessaires pour la définition du modèle à bielles pour les remplissages. Ceci peut être une explication à la non prise en compte systématique de la maçonnerie dans les modèles de calcul.
- Des résultats obtenus de cette étude, il ressort d'une part que la maçonnerie augmente la capacité latérale portante et réduit la demande en déformation qui peut réduire l'endommagement dans les structures, d'autre part, une distribution irrégulière de la maçonnerie comme dans le cas d'un étage dégagé peut résulter en un mécanisme souple caractérisé par un comportement relativement fragile de la structure.
- Les propriétés modales n'ont pas été grandement influencées par la présence des remplissages.
- Le contenu fréquentiel des accélérogrammes Algériens enregistrés utilisés dans cette étude a une influence conséquente sur la réponse des structures avec maçonnerie.
- Le comportement des structures dépend dans une large mesure de leurs propriétés dynamiques.
- La méthode d'analyse incrémentale dynamique s'est avérée un outil très pratique car elle permet de visualiser les capacités des structures sous accélérations croissantes permettant ainsi à l'analyste de mieux appréhender le comportement d'une structure donnée.

- Le module d'élasticité et l'épaisseur des panneaux de remplissage sont deux paramètres important devant être considérés dans les analyses des structures avec remplissages.
- Au-delà du domaine élastique, les propriétés structurales des portiques en béton armé changent sous des niveaux croissants d'accélération. Durant un fort tremblement de terre, il y a lieu de s'attendre à une chute de la rigidité, à une diminution de la période et à des pourcentages d'amortissement relativement élevés. Les demandes induites par les remplissages peuvent être importantes et doivent être considérées avec caution.
- Une bonne modélisation avec une bonne exécution adéquate sont absolument nécessaires.
- Dans certains cas, les résultats obtenus sont relativement aléatoires suggérant la nécessité de considérer dans les analyses les panneaux de remplissage comme éléments structuraux au lieu de les négliger.
- Le modèle à bielles peut être considéré comme un modèle simple mais relativement performant pour la modélisation des panneaux de remplissage.
- Le code de calcul Seismosoft peut être considéré comme un outil très performant pour l'analyse dynamique non linéaire des structures.

Recommandations:

- Éviter les rez-de-chaussée flexibles : de nombreux effondrements de bâtiments lors des tremblements de terre sont à mettre sur le compte d'éléments de stabilisation présents dans les étages supérieurs, mais absents au rez-de-chaussée où seules des colonnes relativement minces subsistent. Cela entraîne un rez-de-chaussée flexible horizontalement (« soft storey ») et conduit au dangereux mécanisme de colonnes (mécanisme d'étage).
- Éviter les remplissages partiels dans les cadres: L'insertion sans joint de remplissage partiel dans les cadres a pour conséquence l'apparition du phénomène des colonnes courtes. Cela entraîne une rupture par cisaillement ou – en cas de résistance au cisaillement suffisant.
- L'étude de la structure considère celle-ci comme un portique. On prend la précaution de ne pas monter les remplissages en contact raide avec les portiques, en interposant sur les côtés verticaux et supérieurs des remplissages un joint flexible.

Pour améliorer la capacité la qualité d'absorption de l'énergie de la structure on peut intercaler à l'interface au niveau des deux angles supérieurs par exemple, un tampon d'un matériau déformable

- La modélisation par le modèle cyclique non linéaire des bielles permet de suivre correctement le comportement global d'une ossature en béton armé remplie de maçonnerie dès lors que des caractéristiques correctes sont attribuées à ces bielles, donc nous recommandons aux ingénieurs des bureaux d'études de bien modéliser la maçonnerie de remplissage par un modèle approprié.

Par ailleurs, le modèle de calcul doit tenir compte, de façon aussi fidèle que possible, des éléments de remplissage, même lorsque la résistance de ces derniers n'est pas prise en compte dans les calculs.

- Les poteaux de béton armé bordant les panneaux de maçonnerie négligés doivent être vérifiés dans les mêmes conditions que si ces panneaux étaient actifs.

Perspectives

- Entreprendre une analyse 3D de manière à mieux considérer l'influence de la répartition des panneaux sur le comportement torsionnel des structures.
- Comparer une analyse avec modèle à bielles et une analyse avec modèle continu.
- Faire une analyse Pushover afin de pouvoir directement comparer les demandes induites et les capacités dans le même format.
- Entreprendre des études expérimentales afin de valider les résultats numériques.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [01] **Sigmund Z, Sigmund V**: A possibility of simple modeling of frame with infill, 2007
- [02] **G. Asteris**: Finite Element Micro-Modeling of Infilled Frames, Electronic Journal of Structural Engineering 2008
- [03] **Alain Le Maout, Elena Candigliota**: Comportement sismique d'un portique maçonné sur une table vibrante du CEA/Saclay, 7ème Colloque National AFPS 2007 Ecole Centrale Paris.
- [04] **Salah El-Din Fahmy Taher, Hamdy Mohy El-Din Afefy**: Role of masonry infill in seismic resistance of RC structures, , The Arabian Journal for Science and Engineering, October 2008
- [05] **Giuseppina Amato, Marinella Fossetti, Liborio Cavaleri, Maurizio Papia**: An updated model of equivalent diagonal struts for infill panel, 2005
- [06] **F. Demir, M. Sivri**: Earthquake Response of Masonry Infilled Frames, ECAS2002 International Symposium on Structural and Earthquake Engineering, October 2002, Middle East Technical University, Ankara, Turkey
- [07] **Kasim Armagan KORKMAZ, Fuat DEM and Mustafa Sivri**: Earthquake Assessment of R/C Structures with Masonry Infill Walls, International Journal of Science & Technology, 2007
- [08] **Eleni SMYROU1, Carlos BLANDON-URIBES1, Stelios ANTONIOU, Rui PINHO and Helen CROWLEY**: implementation and verification of a masonry panel model for non linear pseudo dynamic analysis of infilled RC frames, First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Switzerland, 3-8 September 2006
- [09] Règle parasismique algériennes (RPA 99 version2003) DTR B C 2 48
- [10]: méthode des éléments finis (cour de 5 eme année, KADID.A 2006)
- [11] **R.W.Clough et J.Penzien** "Dynamique des structures, tome 1 principes fondamentaux" université de California, Edition Pluralis, 1980
- [12] **J.L. Domingues Costa**: Rigid-Plastic Seismic Design of Reinforced Concrete Structures, Ph.D. Thesis, BYG-DTU – Department of Civil Engineering Technical University of Denmark2006
- [13]: **Anil K. Chopra**: Numerical Evaluation of Dynamic Response, dynamics of structures university of California at Berkeley2006

Références bibliographiques

- [14] **Vanina LINCK**: modélisation numérique temporelle d'un contact frotant, these de doctorat 2005, institute national de sciences appliquées de Lyon
- [15] **Alain PECKER**: dynamique des structures et des ouvrages, Ecole Nationale Des Ponts Et Chaussees Edition 2006
- [16] **Clough R.W., Penzien J. [1994]** Dynamics of Structures, 2nd Edition, McGraw Hill.
- [17] **Newmark N.M. [1959]** "A method of computation for structural dynamics," *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, Vol. 85, No. EM3, pp. 67-94.
- [18] **Hilber H.M., Hughes T.J.R., Taylor R.L. [1977]** "Improved numerical dissipation for time integration algorithms in structural dynamics," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 5, No. 3, pp. 283-292.
- [19] **Victor DAVIDOVICI**: Séisme de BOUMERDES 21 mai 2003 Rapport de mission
- [20] **Donald Anderson Svetlana**: seismic design guide for masonry building, Canadian Concrete Masonry Producers Association, April 2009
- [21] **M.-J. Nollet¹, K. Lefebvre², O. Chaallal¹**: Développement de courbes de fragilité des bâtiments existants par la méthode des éléments appliqués, 2005
- [22] **FEMA 356infill**: masonry, seismic rehabilitation prestandard.
- [23] **Hemant B. Kaushik, Durgesh C. Rai, M.EERI, and Sudhir K. Jain, M.EERI**: Code Approaches to Seismic Design of Masonry Infilled Reinforced Concrete Frames: A State-of-the-Art Review, *Earthquake Spectra*, Volume 22, pages 961–983, November 2006, Earthquake Engineering Research Institute.
- [24] **Marc Badoux, Ersan Göksu, Pierino Lestuzzi, Jost Studer**, Le séisme de Kocaeli en Turquie – Mission de reconnaissance, 19 Janvier 2000
- [25]: **D. COMBESCURE**: Modélisation des structures de genie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000, rapport de recherche (2001)
- [26] **Mario Galli**: evaluation of the seismic response of existing RC frame buildings with masonry infills, December, 2006
- [28] **Crisafulli F.J. [1997]** Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Structures
- [29] **Crisafulli F.J., Carr A.J., Park R. [2000]** "Analytical modelling of infilled frame structures – a general overview," *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, Vol. 33, No 1.

Références bibliographiques

[30] **Paulay T., Priestley M.J.N. [1992]** Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, John Wiley & Sons Inc., New York.

[31] **Asteris P.G.[2003]** Lateral stiffness of brick masonry infilled plane frames, ASCE journal of structural engineering vol129, pp.1071-1079

[32] **Helen CROWLEY and Rui PINHO:** Simplified equations for estimating the period of vibration of existing buildings, Geneva, Switzerland, 3-8 September 2006

[33] **Wan Q., Yi W. [1986]** "The shear strength of masonry walls under combined stresses," Proceedings of the Fourth Canadian Masonry Symposium, University of New Brunswick, Canada.

[34] **Menegotto M., Pinto P.E. [1973]** "Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending," Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads,

[35] **Yassin M.H.M. [1994]** Nonlinear analysis of prestressed concrete structures under monotonic and cyclic loads, PhD Thesis, University of California, Berkeley, USA International Association for Bridge and Structural Engineering, Zurich, Switzerland, pp. 15-22.

[36] **Filippou F.C., Fenves G.L. [2004]** "Methods of analysis for earthquake-resistant structures", Chapter 6 in 'Earthquake Engineering - From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering', eds. Y. Bozorgnia and V.V. Bertero, Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom.

[37] **Mander J.B., Priestley M.J.N., Park R. [1988]** "Theoretical stress-strain model for confined concrete," Journal of Structural Engineering, Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1826.

[38] **Martinez-Rueda J.E., Elnashai A.S. [1997]** "Confined concrete model under cyclic load," Materials and Structures, Vol. 30, No. 197, pp. 139-147.

[39] **Rui PINHO**2006, Nonlinear Dynamic Analysis of Structures Subjected to Seismic Action, Department of Structural Mechanics, University of Pavia, Italy 2006

Références bibliographiques

[40] **Crisfield M.A. [1990]** "A consistent co-rotational formulation for non-linear, three dimensional, beam elements," *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, Vol. 81, pp. 131-150.

[41] **Guido MAGENES and Stefano PAMPANIN:** seismic response of gravity load design frames with masonry infills

[42] **Fragiadakis M., Pinho R., Antoniou S. [2008]** "Modelling inelastic buckling of reinforcing bars under earthquake loading," in *Progress in Computational with Masonry Infills Dynamics and Earthquake Engineering*, Eds. M. Papadrakakis, D.C. Charmpis, N.D., PhD Thesis, University of Canterbury, New Zealand.

[43] **Priestley M.J.N., Grant D.N. [2005]** "Viscous damping in seismic design and analysis," *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 9, Special Issue 1, pp. 229-255.

[44] **Hamburger R.O., Foutch D.A., Cornell C.A. [2000]** "Performance basis of guidelines for evaluation, upgrade and design of moment-resisting steel frames," *Proceedings of the Twelfth World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand, paper No. 2543.

[45] **Seismosoft, version 5.0.0**, www.seismostruct.com, universitè de Pavia
ITALY