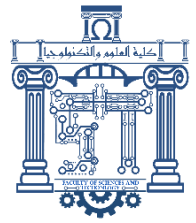




الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
Republique Algerienne Democratique Et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي



Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة العربي التبسي - تبسة

Université Larbi Tébessi – Tébessa –

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme de Master Académique**

En : Génie Civil

Spécialité : Structures

Par : Labidi Abdelmadjid

Sujet

**Influence de la présence des murs de remplissage avec
ouverture sur le comportement sismique des ouvrages
contreventés par portiques en béton arme**

Présenté et soutenu publiquement, le 13 / 06 / 2022, devant le jury composé de :

M^f Boulaaras Said

Maître Assistant A

Président

M^f Layadi Ismail

Maître de Conférences B

Examineur

M^f Boudjellal Abdelouahab

Maître de Conférences B

Rapporteur

Promotion : 2021/2022

شكر وعرفان

قال رسول الله ﷺ : من لا يشكر الناس لا يشكر الله

الحمد لله الذي وفقني و أوصلني لهذه المرحلة العلمية من حياتي

أما بعد فاني اقدم جزيل الشكر للاستاذ المشرف الدكتور بوجلال عبد الوهاب
وأیضا للاستاذ حركاتي الهادي و الاستاذ بوطقوقة جمال على مساعدتي في هذه
المذكرة ، وكل من ساعدني حتى في الامور البسيطة

اشكر عائلتي التي ساهمت في دعمي المادي و المعنوي خاصة الوالدين
حفظهما الله ورعاهما واطال في عمرهما

وجميع اخوتي و اخواتي

Résumé:

Les remplissages de maçonnerie sont utilisés pour combler les vides entre les éléments résistants verticaux et horizontaux des cadres de bâtiment en supposant que ces remplissages ne participeront pas à la résistance en zones sismiques.

La présence de murs en maçonnerie avec des ouvertures, qu'il s'agisse de fenêtres, de portes contribuent favorablement à la résistance en zones séismique, selon la taille des ouvertures dans les murs.

Les murs en maçonnerie de remplissage diminuent les déplacements et la période propre en raison de l'augmentation de la rigidité globale du bâtiment.

L'influence de la présence des murs de remplissage en maçonnerie avec ouverture s'atténue à mesure que la hauteur de l'ossature augmente.

Pour un pourcentage d'ouverture supérieur à 45 %, la réduction de rigidité tend vers zéro. Plus le mur est épais, moins il y a de déplacement. L'ouverture de la porte a entraîné une plus grande résistance, une dissipation d'énergie et des réductions de rigidité par rapport aux ouvertures de fenêtre.

Mots clé : Portique, béton armé, séisme, maçonnerie, remplissage, confinement, interaction, endommagement.

Abstract :

Masonry infills are used to fill voids between vertical and horizontal resisting members of building frames on the assumption that these infills will not contribute to the resistance in seismic zones.

The presence of masonry walls with openings, whether windows or doors, contribute favorably to resistance in seismic zones, depending on the size of the openings in the walls.

Infill masonry walls decrease displacements and proper period due to increased overall building stiffness.

The influence of the presence of masonry infill walls with openings diminishes as the height of the frame increases.

For an opening percentage greater than 45%, the reduction in stiffness tends towards zero. The thicker the wall, the less displacement there is. Opening the door resulted in greater strength, energy dissipation, and stiffness reductions compared to window openings.

Keywords : Frame, reinforced concrete, seism, masonry, infill, confinement, interaction, damage.

ملخص:

تُستخدم حشوات البناء لملء الفراغات بين عناصر المقاومة الرأسية والأفقية لإطارات المبنى على افتراض أن هذه الحشوات لا تساهم في المقاومة في المناطق الزلزالية.

يساهم وجود حوائط حجرية مع فتحات ، سواء كانت نوافذ أو أبواب ، بشكل إيجابي في المقاومة في المناطق الزلزالية ، اعتماداً على حجم الفتحات في الجدران ، تقلل جدران البناء من عمليات التشنج والفترة المناسبة بسبب زيادة صلابة المبنى الإجمالية.

يتضاءل تأثير وجود جدران حشو البناء مع الفتح مع زيادة ارتفاع الإطار، بالنسبة لنسبة الفتح التي تزيد عن 45% ، فإن انخفاض الصلابة يميل نحو الصفر. كلما كان الجدار أكثر سمكاً ، قلت الإزاحة. أدى فتح الباب إلى زيادة القوة ، وتبديد الطاقة ، وتقليل الصلابة مقارنة بفتحات النوافذ.

الكلمات المفتاحية: الإطارات. الخرسانة المسلحة. الزلازل. جدران البناء. احتواء. تفاعل. ضرر

Table des matières :

Introduction Générale.....	1
Chapitre 1 : Aspects Bibliographiques sur le comportement des bâtiments contreventés par Portiques en béton armé avec remplissage de maçonnerie en zones sismiques	
1.Introduction	4
2.Séismes	4
3.La nature des tremblements de terre	5
3.1. Causes des tremblements de terre.....	5
3.2. Forces naturelles	6
4.Intensité et magnitude des tremblements de terre.....	7
4.1. Échelles d'intensité	7
5. Échelle de Richter	10
6.Pathologie des structures en portiques de béton armé sous l'effet des Séismes	11
6.1. Définition de pathologie	11
6.2. Dommages subis par les portiques	11
6.2.1. Poteaux courants	11
6.2.2. Poteaux courts	13
6.2.3. Nœud d'ossature poteau-poutre	13
6.2.4. La fissuration.....	14
6.3. Les principales causes de la pathologie sismique	15
6.3.1. Qualité de réalisation	15
6.3.2. Erreurs de matérielles.....	16
6.3.3. Mauvaise mise en œuvre	16
6.3.4. Insuffisances diverses	16
6.3.5. Mauvaise conception structurale.....	16
7.Comportement des structures.....	17

8. Structure en béton armé	18
8.1. Portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide	18
8.2. Portiques auto-stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide	18
8.3. Structure en maçonnerie	19
8.4. Structures en maçonnerie porteuse chaînée.....	19
8.5. Coefficient de comportement R	19
9. Évaluation de la ductilité des structures en portique	19
9.1. Mécanisme de rupture des portiques étages	19
9.2. Ductilité requise dans un mécanisme du a la rotation des poutres	20
10. Comportement d'un élément linéaire	21
10.1. Fonctionnement d'un portique en béton arme	22
11. conclusions	22
Chapitre II : Chapitre 2. Comportement mécanique de la maçonnerie de remplissage sous diverses sollicitations	
1.Introduction	24
2.Définition	24
3.Eléments de maçonnerie	28
3.1. Brique moulée main	28
3.2. Brique pressée.....	28
3.3. Brique étirée	28
3.4. Les blocs de béton cellulaire	29
3.5. Le parpaing	29
3.6. La brique	30
4.Le mortier	30
4.1. Mortier dosage courant	31
4.2. Mortier de joint mince.....	31

4.3. Mortier léger	31
5. Maçonnerie confinée	31
5.1. Définition	31
6.maçonnerie porteuse chaînée	32
7.Principes de calcul des murs en maçonnerie.....	32
8.Les comportements de la maçonnerie	32
8.1. Comportement en compression de la maçonnerie	32
8.2. Comportement de la maçonnerie sous charge	35
8.2.1. Cisaillement et sous charge diagonal :	35
8.3. Comportement bi axial de la maçonnerie	37
8.3.1. Mécanisme de rupture sous compression axiale	38
8.4. Comportement de la maçonnerie vis-à-vis de la charge concentrée CONCENTREE.....	39
9. La conclusion.....	41
Chapitre 3 : Modélisations sur le comportement des structures en portiques de béton armé avec remplissage avec ouvertures en maçonnerie sous l'effet des séismes	
1.Introduction.....	42
2.L'interaction des unités et du mortier	43
2.1. Micro Modélisation	44
2.2. Macro-modélisation	46
2.2.1. Méthode diagonale	48
2.2.2. Méthode diagonale modifiée.....	50
3. Modélisation du portique	52
4. Les méthodes de modélisation des portiques avec murs de remplissage	52
5. Les méthode de modélisation numérique	53
5.1. La méthode des éléments finis.....	53

5.2. La méthode des éléments discrets	54
5.3. La méthode mixte	55
6. Travaux d'essais sur les portiques en béton armé avec murs de remplissage en maçonnerie avec ouvertures soumis à un chargement dans son plan.....	55
7. Conclusions	58
Chapitre 04 : Influence des Murs Remplissage en Maçonnerie avec Ouverture sur le Comportement des Structures en Portiques de Béton Armé sous l'Effet des Séismes	
1.Introduction	60
1. Comportement du béton :	61
2.1. Comportement du béton a la compression	61
2.2. Comportement de béton a la traction	62
3. Comportement d'acier	63
4. Paramètres d'endommagement par compression et traction du béton	63
5. Validation d'un portique sous une charge sismique	64
6. Description du modèle	65
6.1. Portique avec et sans mur remplissage avec ouverture	65
7. Etude paramétrique	67
7.1. Etude de l'effet de la présence du mur de remplissage avec ouvertures	68
7.2. Effet du mur de remplissage pour un portique avec plusieurs travées et plusieurs étages	70
7.2.1. Cas d'un portique avec 2 travées et 2 étages	70
7.2.2. Cas d'un portique avec 2 travées et un étage	73
7.3. Influence de l'épaisseur de remplissage en briques sur le comportement sismique d'un portique avec ouverture (portes)	76
8.Conclusions.....	78
Conclusions général	80

Liste des tableaux :

Titre	Page
Tableau 1.1 Richter scale of earthquake magnitude	10
Tableau 3.1 Les différentes relations pour le calcul de la largeur équivalente dans les murs de remplissage en maçonnerie	47
Tableau 4 .1 paramètres d'endommagement plastique de béton.	61

Tableau de figures

Figure	Page
Figure 1.1 : les types du séismes	05
Figure 1.2 : les types du séismes	05
Figure1.3 : Endommagements des poteaux courants.	12
Figure1.4 : Rupture par plastification de la zone critique du poteau courant (gauche) Mécanisme de ruine ; (droite) rupture d'une pile de pont lors du séisme	13
Figure1.5 : Dommages subis par les portiques	14
Figure1.6 : les microfissures	15
Figure1.7 : fissure verticale	15
Figure1.8 : fissures superficielles	15
Figure 1.9 : fissure horizontale	15
Figure1.10 : Principe de propagation des efforts horizontaux dans les éléments de Contreventement	17
Figure2.1 : Brique moulée main	28
Figure 2.2 : Brique pressée	28
Figure 2.3 : Brique étirée	29
Figure2.4 : Les blocs de béton cellulaire	29
Figure 2.5 : différents types de parpaing	29
Figure2.6 : brique	30
Figure2.7 : Maçonnerie confinée	31
Figure 2.8 : Maçonnerie non confinée	31
Figure2.9 : Rupture des murs non confinés	32
Figure2.10 : Fissuration (plan perpendiculaire)	34
Figure2.11 : Fissuration (plan parallèle)	34
Figure2.12 : Essais de cisaillement	35
Figure2.13 : Essais de traction diagonale	36
Figure2.14 : Schéma de fissuration	36
Figure2.15 : Résistance au cisaillement en fonction de la charge verticale	36
Figure2.16 : L'essai brésilien	37
Figure 2.17 : comportement bi axial de la maçonnerie	38
Figure 2.18 : Comportement individuel et de l'assemblage des briques et du mortier en Compression	39
Figure 2.19 : Essai de traction	39
Figure 2.20 : Propagation à 45° de la charge concentrée dans un mur	40
Figure 3.1 Stratégies de modélisation d'une maçonnerie.	43
Figure :3.2 Mécanismes de rupture d'une maçonnerie (Lourenco 2006)	44
Figure 3.7 Définition des variables géométriques du remplissage en maçonnerie.	49
Figur3.8 Modèle diagonale pour un portique remplis par un mur de remplissage	50
Figure 3.9 Modèles de jambes de force multiples proposés par Schmidt	50
Figure 3.10 Model proposé pour représenter la repense d'un portique en béton armé avec remplissage au forces horizontales	52
Figure 3.3 Modèles représentant les cadres nus et remplis adoptés pour les analyses	54

Figure 4.1. Diagramme de contrainte-déformation pour la compression unie axiale	62
Figure 4.2. Courbe contrainte – déformation de béton à la traction	62
Figure 4.3. Relation bi-linéaire contrainte-déformation pour l'acier.	63
Figure 4.4. Comportement du béton sous traction uniaxiale (a) et compression uniaxiale (b).	64
Figure 4.5. Réalisation du modèle à étudier	65
Figure 4.6. Accélérogramme du séisme de Kobe 1995	66
Figure 4.7 Modèle du portique sans mur de remplissage (Portique nu).	66
Figure 4.8. Ferrailage des poteaux, poutre et Semelle	66
Figure 4.9. Modèle du portique de remplissage avec ouverture de dimensions 100x100 cm	67
Figure 4.10. Modèle du portique de remplissage avec ouverture de dimensions 200x200 cm ²	67
Figure 4.11. 1 ^{er} mode du portique un étage et une travée sans mur de remplissage (Portique nu).	68
Figure 4.12. 1 ^{er} mode du portique un étage et une travée avec remplissage avec ouverture de dimensions 100x100 cm²	68
Figure 4.13. 1 ^{er} mode du portique un étage et une travée avec remplissage avec ouverture de dimensions 200x200 cm²	69
Figure 4.14. Déplacement du portique avec remplissage avec ouvertures.	69
Figure 4.15. Période propre du portique à une travée et un étage sans remplissage	69
Figure 4.16. Ferrailage des poteaux, poutres et semelle du portique à 2 travées 2 étages	70
Figure 4.17. Portique à 2 travées 2 étages sans remplissage (portique nu)	71
Figure 4.18. Portique à 2 travées 2 étages avec remplissage avec ouvertures de dimensions 100x100 cm ²	71
Figure 4.19. Portique à 2 travées 2 étages avec remplissage avec ouverture de dimensions 200x200 cm ²	71
Figure 4.20. 1 ^{er} mode du portique à 2 travées 2 étages sans remplissage (portique nu).	72
Figure 4.21. Déplacement de portique de remplissage 2 étage et 2 travées.	72
Figure 4.22. Les périodes propre de portique sans remplissage (portique nu).	72

Figure 4.23. Ferrailages du portique à 3 étages et une travée.	73
Figure 4.24. Portique à 3 étages sans remplissages (portique nu).	73
Figure 4.25. Portiques à 3 étage avec remplissage avec ouvertures de dimensions 100x100 cm ²	74
Figure 4.26. Portiques à 3 étage avec remplissage avec ouvertures de dimensions 200x200 cm	74
Figure 4.27. 1 ^{er} mode du portique à une travée et 3 étages sans remplissage (portique nu)	74
Figure 4.28. Déplacements des portiques à 3 étages et une travée.	75
Figure 4.29. Période propre du portique à 3 étages	75
Figure 4.30. des épissure de brique	76
Figure 4.31. Portique avec remplissage en briques d'épaisseur de 5cm avec ouverture	76
Figure 4.32. Portique avec remplissage en briques d'épaisseur de 10cm avec ouverture	76
Figure 4.33. Portique avec remplissage en briques d'épaisseur de 15cm avec ouverture	77
Figure 4.34. Portique avec remplissage en briques d'épaisseur de 20cm avec ouverture	77
Figure 4.35. Déplacement de portique avec remplissage avec ouverture (toutes les épaisseurs confondues)	77
Figure 4.36. Les périodes propres des portiques avec remplissage avec ouverture (toutes les épaisseurs confondues)	78

Liste des symboles :

Symbole	Définition
μ	Indice de ductilité ou facteur de ductilité
θ_{pc}	La rotation de base
μ_D	Facteur de ductilité de déplacement à la base des poteaux
T	Contrainte de cisaillement
Σ_c	La contrainte normale de compression
T_0	Résistance au cisaillement pur
M	Coefficient de frottement
Ψ	Angle de dilatation
R	La longueur de contact
d'	La longueur de la diagonale
E_d	Le module de rigidité du remplissage le long de la diagonale
E_f	Le module d'Young du béton armé
W	La rigidité du remplissage
H	La hauteur du remplissage
L	La longueur du remplissage
F_i	Force latérale au niveau i
W_j	Poids du niveau j
$C_{v,i}$	Le coefficient de distribution des charges
V	La charge latérale totale
W_i	Le poids du niveau i
H_j	La hauteur du niveau j (mesurée à partir de la base)
T_e	La période fondamentale élastique de la structure
W_i	Poids du niveau i
θ_j	Amplitude du niveau j au premier mode
Γ_n	Coefficient de participation modal pour le mode n
M_i	Masse du niveau i
Φ_{in}	Amplitude du niveau i au mode n
A_n	Pseudo – accélération pour le mode n du système élastique SDOF
V_{in}	L'effort tranchant des niveaux
F_i	Les charges latérales des niveaux normaliser par l'effort tranchant
B_w	Largeur efficace
Ψ	Angle de dilatation
E	Excentricité du potentiel d'écoulement
f_{b0}/f_{c0}	Rapport de la limite d'élasticité en compression bi axial initiale à la Limite d'élasticité en compression initiale
K_c	Invariant du rapport de contrainte
M	Paramètre de viscosité
N	Le coefficient de Poisson
f_{cm}	La résistance moyenne à la compression des cylindres en béton
E_{c1}	Le module d'élasticité sécant du béton de l'origine à la contrainte de Compression maximale
E	Le module d'élasticité du béton
E_g	Module de cisaillement de béton
ϵ_c	La déformation maximale du béton
f	La fréquence
k	La rigidité

Introduction Générale

Les remplissages de maçonnerie sont souvent utilisés pour combler les vides entre les éléments résistants verticaux et horizontaux des cadres de bâtiment en supposant que ces remplissages ne participeront pas à la résistance à tout type de charge, qu'elle soit axiale ou latérale. Par conséquent, la contribution structurelle des murs de remplissage en maçonnerie est rarement prise en compte dans de telles structures bien qu'elle affecte à la fois les performances structurelles et non structurelles des structures en béton armé et son importance dans l'analyse du portique est généralement négligée.

La négligence des murs de remplissage avec ou sans ouvertures en régions sismiques dans le processus de calcul est en partie attribuée à une connaissance incomplète du comportement des matériaux quasi-fragiles, tels que maçonnerie non armée, du comportement mixte de l'ossature et des remplissages, ainsi qu'au manque de résultats expérimentaux et analytiques concluants pour justifier une procédure de dimensionnement fiable pour ce type d'ouvrages, malgré l'extension des efforts expérimentaux et des investigations analytiques sur ces décennies passées. De plus, en raison du grand nombre de paramètres en interaction, si le mur de remplissage est à considérer dans les phases d'analyse et de conception, un problème de modélisation survient en raison des nombreux modes de défaillance possibles qui doivent être évalués avec un haut degré d'incertitude. Ceci est aggravé par la présence d'ouvertures dans les remplissages, ce qui change complètement leur comportement, et la grande variété des murs de remplissage et leur dépendance aux pratiques de construction locales.

La plupart des travaux de recherche soutiennent que les murs de remplissage avec ou sans ouverture, disposés à l'intérieur de l'ossature par portiques en béton armé améliorent considérablement à la fois la rigidité et la capacité de résistance aux charges latérales dynamiques jusqu'à un certain niveau de réponse structurelle, mais diminue sa capacité de déformation.

Pendant la phase de réponse élastique, la présence de murs de remplissage en brique augmente dans le plan latéral rigidité de la structure et réduit son fondamentale période, et par conséquent conduit à des forces de cisaillement plus importantes.

L'interaction entre les remplissages de maçonnerie et les structures en béton armé affecte fortement les caractéristiques dynamiques des structures telles que la rigidité et la

période naturelle de la structure, ce qui peut être bénéfique ou dans certains cas néfaste en fonction de la fréquence de l'excitation du sol appliquée. De plus, comme l'interaction entre les murs de remplissage en maçonnerie et les ossatures du bâtiment affecte la répartition de la rigidité de la structure, elle a tendance à modifier la résistance globale du bâtiment.

Bien que l'on considère les éléments de remplissage de maçonnerie comme des éléments non structuraux utilisés à des fins architecturales et négligés dans le calcul des bâtiments contreventés par portiques, il est d'actualité d'évaluer la performance des bâtiments à ossature par portiques avec remplissage de maçonnerie avec ou sans ouverture lors d'un séisme.

La problématique du sujet de PFE traitée dans ce qui suit est un travail de continuité du travail de mémoire déjà réalisé au cours de l'année académique 2020-2021 intitulé « Influence de la présence des murs de remplissage avec ouvertures sur le comportement sismique des ouvrages contreventés par portiques en béton armé ».

Une analyse par accélérogramme est effectuée pour évaluer le comportement des éléments de remplissage de maçonnerie avec ouvertures - structures en béton armé. Les résultats pour les structures à ossature par portiques en béton armé considérées en tenant compte et en ignorant l'action des murs de remplissage en maçonnerie sous l'analyse du spectre de réponse dynamique sont présentés de manière comparative.

L'objectif principal de ce mémoire est de développer sous le code de calcul ABAQUS version 6.14 un modèle numérique 3D permettant d'apprécier le comportement et la contribution des murs de remplissage avec ouvertures partielles dans la capacité de résistance aux charges latérales dynamiques de type sismiques en considérant les divers modes d'interaction entre les remplissages de maçonnerie avec ouvertures et les structures en béton armé issus des pratiques de réalisation des bâtiments.

Cette modélisation devrait prendre en compte, entre autres, l'effet de l'absence (portique nu) et le taux d'ouvertures des murs de remplissage en maçonnerie ; de la hauteur du bâtiment ; du rapport de la rigidité du mur de remplissage en maçonnerie (remplissage faible ou remplissage fort) par rapport à celle du portique en béton armé ; les divers modes d'interaction entre les remplissages de maçonnerie avec ouvertures et les structures en béton armé (maçonnerie confinée et maçonnerie non confinée) etc.

Pour atteindre cet objectif, ce travail de mémoire PFE s'articule autour de quatre chapitres :

Le premier chapitre passe en revue approfondie la littérature sur les divers sujets liés à la problématique du comportement des bâtiments contreventés par portiques en béton armé avec remplissage de maçonnerie en zones sismiques. Cette étude bibliographique présente une description physique du phénomène naturel le séisme et ses conséquences sur les ouvrages, les pathologies observées des structures en portiques en zones sismiques et particularités du comportement sismique des structures.

Le second chapitre décrit le comportement de la maçonnerie de remplissage sous diverses sollicitations. Les murs en maçonnerie de remplissage sous l'effets des tractions, des compressions, des cisaillements et dans leurs combinaisons diverses. Les éléments de maçonnerie peuvent se comporter à la fois comme des matériaux hétérogènes et anisotropes sous ces diverses sollicitations.

Le troisième chapitre présente les différentes modélisations analytiques et numériques existantes sur le comportement des structures en portiques de béton armé avec remplissage partiel en maçonnerie sous l'effet des séismes. En particulier, la modélisation des maçonneries et les méthodes de modélisation des portiques avec mur de remplissage.

Enfin, le quatrième chapitre s'articule autour de deux grands points. Le premier présente le code de calcul ABAQUS dans sa version 6.14. et la présentation de la modélisation développée dans le cadre de ce travail. Le second point est dédié à une étude paramétrique afin de montrer l'effet de la modification du nombre de niveau du portique en présence de remplissage en maçonnerie avec divers taux d'ouvertures, l'effet du rapport de la rigidité du mur de remplissage en maçonnerie par rapport à celle du portique en béton armé, l'effet des divers modes d'interaction entre les remplissages de maçonnerie et les structures en béton armé (maçonnerie confinée et non confinée) et l'effet connu sous le nom de poteau court etc.

On termine par une conclusion générale.

Chapitre 01

**Aspects Bibliographiques sur le comportement
des bâtiments contreventés par Portiques en
béton armé avec remplissage de maçonnerie en
zones sismiques**

1. Introduction :

Les tremblements de terre, un phénomène naturel auparavant imprévisible, ont un impact catastrophique, ils font non seulement des victimes, mais endommagent également les infrastructures d'importance vitales.

Il y a pas mal de bâtiments en béton armé qui sont réalisés avec des remplissages de maçonnerie. Les remplissages de maçonnerie sont souvent utilisés pour combler les espaces entre les éléments porteurs verticaux et horizontaux de l'ossature du bâtiment. Le remplissage ne résiste à aucun type de charge, qu'elle soit axiale ou latérale. Par conséquent, la participation structurelle des murs de remplissage en maçonnerie est rarement prise en compte dans de telles structures bien qu'elle affecte à la fois les performances structurelles et non structurelles des structures en béton armé et son importance dans l'analyse du cadre est généralement ignorés.

2. Séismes :

Un tremblement de terre est toute secousse soudaine du sol causée par le passage d'ondes sismiques à travers les roches de la terre. Les ondes sismiques sont produites lorsqu'une certaine forme d'énergie stockée dans la croûte terrestre est soudainement libérée, généralement lorsque des masses de roche tendues les unes contre les autres se fracturent et « glissent » soudainement. Les tremblements de terre se produisent le plus souvent le long des failles géologiques, des zones étroites où les masses rocheuses se déplacent les unes par rapport aux autres. Les principales lignes de faille du monde se situent aux marges des immenses plaques tectoniques qui composent la croûte terrestre.

On savait peu de choses sur les tremblements de terre jusqu'à l'émergence de la sismologie au début du 20e siècle. La sismologie, qui implique l'étude scientifique de tous les aspects des tremblements de terre, a apporté des réponses à des questions de longue date telles que pourquoi et comment les tremblements de terre se produisent.

Environ 50 000 tremblements de terre suffisamment importants peuvent être remarqués sans l'aide d'instruments se produisent chaque année sur toute la terre. Parmi ceux-ci, environ 100 sont d'une taille suffisante pour produire des dommages substantiels si leurs centres se trouvent à proximité de zones d'habitation. De très grands séismes se produisent en moyenne environ une fois par an. Au fil des siècles, ils ont été responsables de millions de morts et d'un nombre incalculable de dégâts matériels [85].

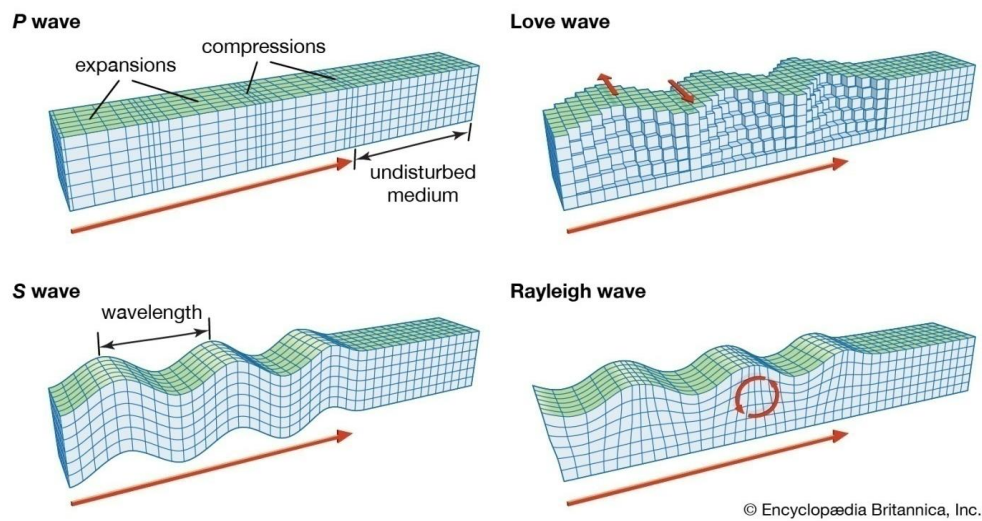


Figure. 1.1 Les principaux types d'ondes sismiques. [85].

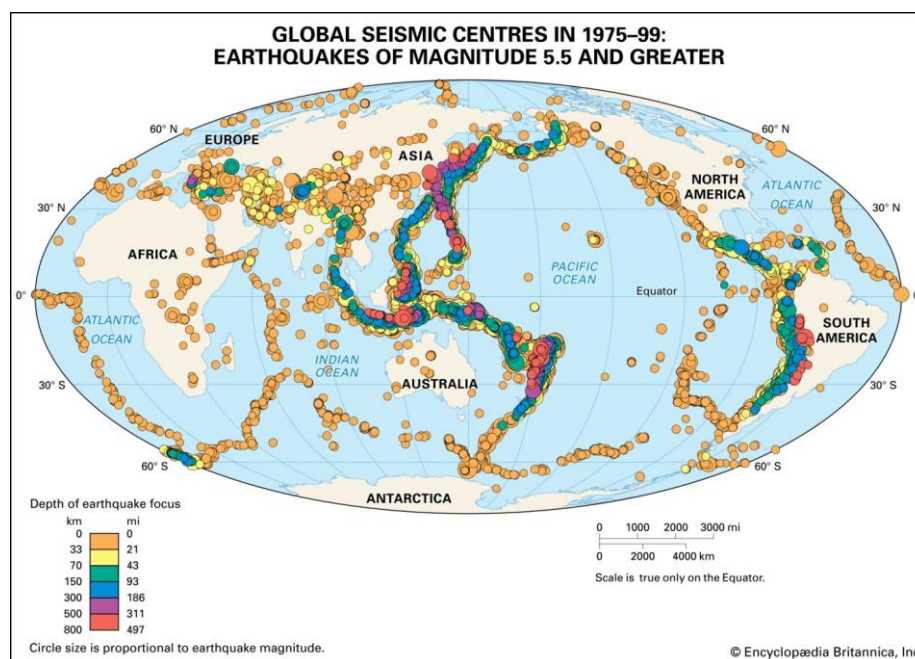


Figure 1.2. Les centres sismiques mondiaux pour les séismes de magnitude 5,5 et plus survenus entre 1975 et 1999.

3. La nature des tremblements de terre :

3.1. Causes des tremblements de terre :

Les principaux séismes de la Terre se produisent principalement dans des ceintures coïncidant avec les marges des plaques tectoniques. Cela est apparu depuis longtemps dans

les premiers catalogues de tremblements de terre ressentis et est encore plus facilement discernable dans les cartes de sismicité modernes, qui montrent des épacentres déterminés instrumentalement. La ceinture sismique la plus importante est la ceinture circum-pacifique, qui affecte de nombreuses régions côtières peuplées autour de l'océan Pacifique, par exemple celles de la Nouvelle-Zélande, de la Nouvelle-Guinée, du Japon, des îles Aléoutiennes, de l'Alaska et des côtes occidentales du Nord et du Sud. Amérique. On estime que 80 pour cent de l'énergie actuellement libérée lors des tremblements de terre provient de ceux dont les épacentres se trouvent dans cette ceinture. L'activité sismique n'est en aucun cas uniforme dans toute la ceinture, et il y a un certain nombre de branches à divers points. Parce qu'à de nombreux endroits, la ceinture circum-pacifique est associée à une activité volcanique, elle a été communément surnommée la « ceinture de feu du Pacifique ».

Une deuxième ceinture, connue sous le nom de ceinture des Alides, traverse la région méditerranéenne vers l'est en passant par l'Asie et rejoint la ceinture circum-pacifique aux Indes orientales. L'énergie libérée lors des tremblements de terre de cette ceinture représente environ 15 pour cent du total mondial. Il existe également des ceintures connectées d'activité sismique, principalement le long des dorsales océaniques, notamment celles de l'océan Arctique, de l'océan Atlantique et de l'océan Indien occidental, et le long des vallées du rift d'Afrique de l'Est. Cette distribution globale de la sismicité est mieux comprise en termes de son cadre tectonique des plaques [43].

3.2. Forces naturelles :

Les tremblements de terre sont causés par la libération soudaine d'énergie dans une région limitée des roches de la Terre. L'énergie peut être libérée par une contrainte élastique, la gravité, des réactions chimiques ou même le mouvement de corps massifs. De tout cela, la libération de contraintes élastiques est la cause la plus importante, car cette forme d'énergie est la seule qui puisse être stockée en quantité suffisante dans la Terre pour produire des perturbations majeures. Les tremblements de terre associés à ce type de libération d'énergie sont appelés tremblements de terre tectoniques [43].

Les tremblements de terre tectoniques s'expliquent par la théorie dite du rebond élastique, formulée par le géologue américain Harry Fielding Reid après la rupture de la faille de San Andreas en 1906, générant le grand tremblement de terre de San Francisco. Selon la théorie, un tremblement de terre tectonique se produit lorsque les contraintes dans les masses

rocheuses se sont accumulées à un point où les contraintes résultantes dépassent la résistance des roches, et il en résulte une fracturation soudaine. Les fractures se propagent rapidement à travers la roche, tendant généralement dans la même direction et s'étendant parfois sur plusieurs kilomètres le long d'une zone de faiblesse locale. En 1906, par exemple, la faille de San Andreas a glissé le long d'un avion de 430 km de long. Le long de cette ligne, le sol a été déplacé horizontalement jusqu'à 6 mètres.

Les tremblements de terre ont des propriétés différentes selon le type de glissement de faille qui les provoque (comme le montre la figure). Le modèle de faille habituel a un « frappe » (c'est-à-dire la direction depuis le nord prise par une ligne horizontale dans le plan de la faille) et un « pendage » (l'angle par rapport à l'horizontale représenté par la pente la plus raide de la faille). La paroi inférieure d'une faille inclinée est appelée paroi inférieure. Au-dessus du mur se trouve le mur suspendu. Lorsque des masses rocheuses glissent les unes sur les autres parallèlement à la grève, le mouvement est connu sous le nom de failles décrochantes. Le mouvement parallèle au pendage est appelé failles à glissement-pendage.

Les failles décrochantes sont latérales droite ou gauche, selon que le bloc du côté opposé à la faille d'un observateur s'est déplacé vers la droite ou vers la gauche. Dans les failles de pendage, si le bloc de l'éponte se déplace vers le bas par rapport au bloc du pied, on parle de failles « normales » ; le mouvement opposé, avec le mur suspendu se déplaçant vers le haut par rapport au mur du pied, produit des failles inversées ou de chevauchement.

4. Intensité et magnitude des tremblements de terre :

4.1. Échelles d'intensité :

La violence des secousses sismiques varie considérablement sur une même zone touchée. Comme toute la gamme des effets observés n'est pas susceptible d'une définition quantitative simple, la force de la secousse est généralement estimée par référence à des échelles d'intensité qui décrivent les effets en termes qualitatifs. Les échelles d'intensité datent de la fin du 19^e et du début du 20^e siècle, avant que des sismographes capables de mesurer avec précision le mouvement du sol ne soient développés. Depuis lors, les divisions de ces échelles ont été associées à des accélérations mesurables des secousses locales. L'intensité dépend d'une

manière compliquée non seulement des accélérations du sol mais aussi des périodes et d'autres caractéristiques des ondes sismiques, de la distance du point de mesure à la source et

de la structure géologique locale. De plus, l'intensité ou la force du séisme est distincte de la magnitude du séisme, qui est une mesure de l'amplitude ou de la taille des ondes sismiques spécifiées par une lecture sismographe. Voir ci-dessous Magnitude du tremblement de terre.

Un certain nombre d'échelles d'intensité différentes ont été établies au cours du siècle dernier et appliquées aux séismes destructeurs actuels et anciens. Pendant de nombreuses années, le plus largement utilisé était une échelle à 10 points conçue en 1878 par Michele Stefano de Rossi et François-Alphonse Forel. L'échelle maintenant généralement utilisée en Amérique du Nord est l'échelle de Mercalli, telle que modifiée par Harry O. Wood et Frank Neumann en 1931, dans laquelle l'intensité est considérée comme étant plus appropriée. Une forme abrégée en 12 points de l'échelle de Mercalli modifiée est fournie ci-dessous. L'intensité de Mercalli modifiée VIII est à peu près corrélée avec des accélérations maximales d'environ un quart de celle de la gravité ($g = 9,8$ mètres, ou 32,2 pieds, par seconde au carré) et des vitesses au sol de 20 cm (8 pouces) par seconde. Des échelles alternatives ont été développées au Japon et en Europe pour les conditions locales. L'échelle européenne (MSK) de 12 notes est similaire à la version abrégée du Mercalli.

L'échelle de Mercalli modifiée de l'intensité des séismes est :

- I.** Pas ressenti. Effets marginaux et à longue période des grands séismes.
- II.** Ressenti par les personnes au repos, aux étages supérieurs, ou autrement placées favorablement pour détecter les tremblements.
- III.** Ressenti à l'intérieur. Les objets suspendus se balancent. Les vibrations sont similaires à celles causées par le passage des camions légers. La durée peut être estimée.
- IV.** Les vibrations sont similaires à celles causées par le passage de camions lourds. Les automobiles debout se balancent. Les fenêtres, la vaisselle, les portes claquent. Les verres claquent. Dans la gamme supérieure du grade IV, les murs et les cadres craquent.
- V.** Ressenti à l'extérieur ; direction peut être estimée. Les liquides sont perturbés. Les petits objets sont déplacés ou bouleversés. Les horloges à pendule s'arrêtent, démarrent, changent de vitesse.
- VI.** Ressenti par tous; beaucoup ont peur et courent dehors. Les personnes marchent de façon instable. Les images tombent des murs. Les meubles bougent ou se renversent. Faibles

fissures dans le plâtre et la maçonnerie. Des petites cloches sonnent (église, école). Les arbres, les buissons tremblent.

VII. Difficile de se tenir debout. Remarqué par les conducteurs d'automobiles. Les objets suspendus tremblent. Meuble cassé. Dommages à la maçonnerie faible. Cheminées faibles cassées à la ligne de toit. Chute de plâtre, briques détachées, pierres, tuiles, corniches. Vagues sur les étangs ; eau trouble avec de la boue. Petits toboggans et spéléologie le long des bancs de sable ou de gravier. De grosses cloches sonnent. Des fossés d'irrigation en béton endommagés.

VIII. Direction des automobiles affectée. Dommages à la maçonnerie ; effondrement partiel. Quelques dommages à la maçonnerie renforcée ; aucun à la maçonnerie renforcée conçue pour résister aux forces latérales. Chute de stuc et de quelques murs de maçonnerie. Torsion, chute de cheminées, cheminées d'usines, monuments, tours, réservoirs surélevés. Les maisons à ossature ont été déplacées sur des fondations si elles ne sont pas boulonnées ; murs de panneaux lâches jetés. Des pieux pourris cassés. Branches cassées d'arbres. Changements de débit ou de température des sources et des puits. Fissures en sol humide et sur pentes raides.

IX. Panique générale. Maçonnerie faible détruite; maçonnerie ordinaire fortement endommagée, parfois avec effondrement complet; maçonnerie renforcée gravement endommagée. Graves dégâts aux réservoirs. Conduites souterraines cassées. Fissures visibles dans le sol. Dans les zones alluviales, sable et boue éjectés ; fontaines sismiques, cratères de sable.

X. La plupart des structures de maçonnerie et de charpente détruites avec leurs fondations. Dommages importants aux barrages, digues, remblais. Grands glissements de terrain. L'eau jetée sur les rives des canaux, des rivières, des lacs, etc. Rails de chemin de fer légèrement pliés.

XI. Les rails se sont fortement pliés. Canalisation souterraines complètement hors service.

XII. Dommage presque total. De grandes masses rocheuses déplacées. Lignes de vue et niveau déformés. Objets projetés en l'air

5. Échelle de Richter :

Richter a d'abord appliqué son échelle de magnitude aux tremblements de terre à faible profondeur enregistrés à moins de 600 km de l'épicentre dans la région du sud de la Californie. Plus tard, des tables empiriques supplémentaires ont été mises en place, permettant d'utiliser des observations faites à des stations éloignées et sur des sismographes autres que le type standard. Les tables empiriques ont été étendues pour couvrir les séismes de toutes les profondeurs focales significatives et pour permettre des estimations de magnitude indépendantes à partir des observations des ondes de corps et de surface. Une forme actuelle de l'échelle de Richter est indiquée dans le tableau [95].

Échelle de Richter de magnitude du tremblement de terre

magnitude level	category	effects	earthquakes per year
less than 1.0 to 2.9	Micro	generally not felt by people, though recorded on local instruments	more than 100,000
3.0–3.9	Minor	felt by many people; no damage	12,000–100,000
4.0–4.9	Light	felt by all; minor breakage of objects	2,000–12,000
5.0–5.9	moderate	some damage to weak structures	200–2,000
6.0–6.9	Strong	moderate damage in populated areas	20–200
7.0–7.9	Major	serious damage over large areas; loss of life	3–20
8.0 and higher	Great	severe destruction and loss of life over large areas	fewer than 3

6. Pathologie des structures en portiques de béton armé sous l'effet des Séisme :

6.1. Définition de pathologie :

La connaissance de la pathologie permet d'établir un diagnostic qui conduira certainement vers le choix d'une solution de réparation, de renforcement ou simplement la mise en place de remèdes préventifs.

Le classement des causes principales de désordres pour les ouvrages et les constructions correspond au classement type basé sur la division des responsabilités entre les concepteurs (y compris les calculs) et les réalisateurs (exécution sur chantier).

Une étude des pathologies d'un ouvrage se décompose en plusieurs phases. Celle-ci commence par une visite de l'ouvrage accompagné d'un relevé détaillé des différentes pathologies présentes sur les ouvrages. Ensuite, on procède à un diagnostic afin de connaître l'origine des pathologies pour préconiser d'une part le classement de l'état de l'ouvrage et d'autre part les travaux à réaliser.

6.2. Dommages subis par les portiques :

De nombreux bâtiments de type portique de faible et moyenne hauteur ont été conçus et construits dans un passé récent sans accorder une attention particulière aux risques sismiques. Cette grave faille dans la conception des structures a été révélée lors de récents tremblements de terre dans divers pays dont l'Algérie. Il y a maintenant une prise de conscience croissante de la nécessité de prendre en compte les charges sismiques dans la conception, conformément aux codes applicables. En général, la cause principale de l'échec est l'insuffisance des colonnes, en particulier dans les étages inférieurs. Les poteaux et les poutres doivent être correctement renforcés et étayés pour éviter les ruptures de cisaillement ou de flexion. Les bâtiments avec des ouvertures au rez-de-chaussée sont particulièrement dangereux. Les dégâts sont concentrés au niveau des postes actuels ou des postes courts.

6.2.1. Poteaux courants :

Sous une excitation sismique, les poteaux actuels peuvent être endommagés par le cisaillement ou la flexion. Des dommages de cisaillement peuvent survenir à n'importe quel endroit le long du poteau, accompagnés d'une perte de béton et d'un flambage longitudinal des barres d'armature, en raison de sections de poteaux insuffisantes pour résister aux charges sismiques et également de longueurs de recouvrement insuffisantes. Les dommages dus aux

effets de flexion sont dus soit à l'écrasement du béton par compression, soit à la plastification de l'acier. Ils sont accompagnés de fissures à la traction du béton en raison de la quantité insuffisante de barres d'acier disposées verticalement dans les colonnes, en particulier à proximité des joints de poutre poteau ou à proximité des jonctions poteau-fondation. Ils peuvent également se produire en raison de la mauvaise qualité du béton (Figure 1.3 (B, C)).

Davidovici [19] déclare que des dommages se produisent sur le site de reprise du béton et qu'il y a peu ou pas de continuité des armatures [Figure 1.3(A)]. Le comportement du poteau vis-à-vis des contraintes qui lui sont appliquées est alors un comportement en flexion. Les cadres longitudinaux ont donc tendance à s'allonger (en traction), et ce phénomène s'accompagne d'une ouverture de fissures [Figure 1.3 (B)]. Lors des vibrations sismiques, il existe des zones alternées et comprimées. Vous obtenez donc une fissure croisée [Figure 1.3 (C)]. Cette dernière correspond à la formation de la rotule plastique. Ce motif de fissuration s'accompagne d'une dislocation du béton. Les cadres doivent alors reprendre les efforts de compression et, faute de pouvoir le faire, ils commencent à s'enflammer [Figure 1.3 (D)]. Ce flambement local sera d'autant plus important que le frettage de la zone est faible [18].

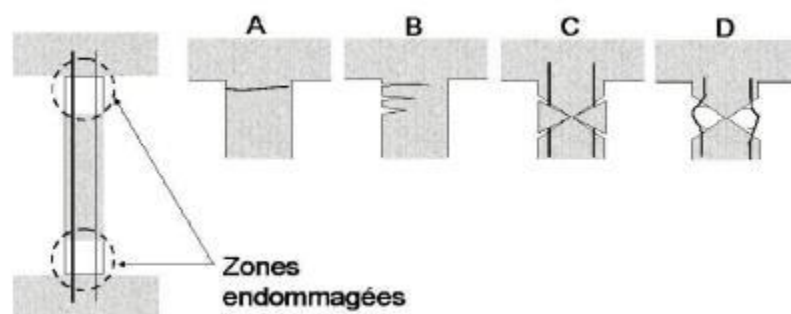


Figure 1.3. Endommagements des poteaux courants.

Les zones critiques des poteaux sont les sections où les contraintes sont maximales (forte demande de ductilité). Elles sont localisées aux extrémités (à l'endroit des encastremements). La rupture par plastification des zones critiques survient suite à de larges déformations inélastiques. Cet endommagement est caractérisé par l'éclatement du béton d'enrobage, puis l'apparition de fissures de flexion provoquées par l'allongement des armatures longitudinales. Enfin, la rupture des armatures transversales et l'écrasement du noyau de béton provoquent le flambement des armatures longitudinales Figure 1.3.

6.2.2. Poteaux courts :

Les poteaux courts ayant un élancement inférieur à 3 sont rigides et sont souvent encastrés dans de solides poutres ou sommiers. On se rend alors compte que ce sont des éléments extrêmement rigides. Cette raideur localisée entraîne une concentration d'effort. Les colonnes courtes, dotées d'une grande résistance à la flexion, subissent un énorme gradient de moment et par conséquent un important effort tranchant, qui entraîne souvent une rupture par cisaillement avant même que le moment plastique ne soit atteint [23].

Sous des excitations sismiques, les poteaux courts sont sensibles au dommage de cisaillement et de flambage des armatures longitudinales dues à l'insuffisance des armatures transversales [Figure 1.4].). Ce type de rupture, brutal et non dissipatif, est une cause de l'effondrement lors de tremblement de terre. On constate en effet en première lieu, l'apparition de fissures diagonales dans le béton (dès que la résistance en traction du béton est atteinte), l'ouverture des fissures puis la rupture des armatures transversales, suivie du flambement des armatures longitudinales.

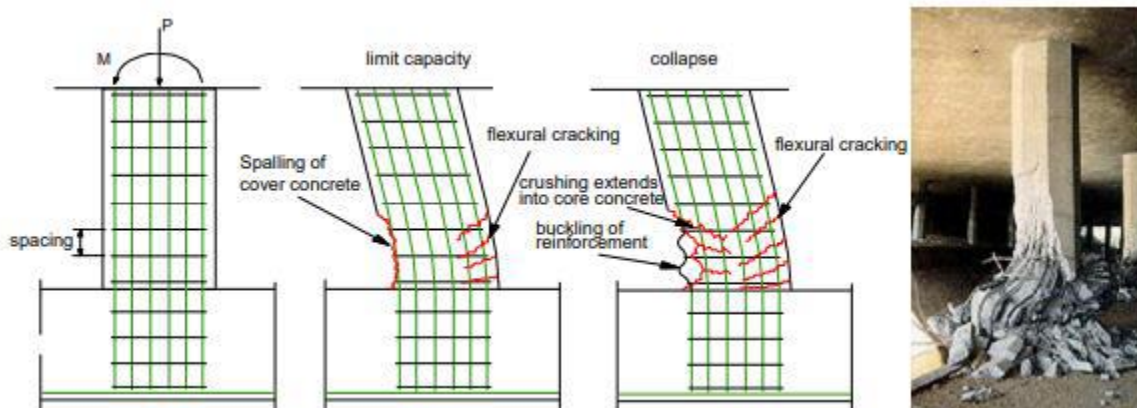


Figure 1.4. Rupture par plastification de la zone critique du poteau court (gauche) ; Mécanisme de ruine ; (droite) rupture d'une pile de pont lors du séisme [23].

6.2.3. Noeud d'ossature poteau-poutre :

La plupart des structures existantes ont été conçues et construites avant l'élaboration de codes sismiques actuels. L'insuffisance des armatures transversales de la conception poteau faible/poutre-forte, est la raison principale des endommagements de cisaillement des nœuds d'ossature observés au cours des récents tremblements de terre. Ces dommages peuvent entraîner des performances non ductiles de portique en béton armé. Les récents tremblements de terre, comme ceux de Kocaeli 1999 (Turquie) et Chi-Chi (Taiwan), montrent qu'une

rupture par cisaillement fragile dans les noeuds d'ossature est à l'origine de l'effondrement de la structure [Figure 1.5 (a, b)].

(a) : Rupture en zone de nœud d'ossature

(b) : Rupture dans un poteau

(c) : Rupture de cisaillement dans un poteau

(d-e) : Rupture des poteaux courts (Séisme de Boumerdes du 21/05/2003)

(f) : Effondrement du 1er niveau (Séismes de Bhuj 2001, Inde)



Figure 1.5 : Dommages subis par les portiques.

6.2.4. La fissuration :

La fissuration, que ce soit à l'intérieur comme à l'extérieur, sur un mur porteur ou non, reste un phénomène fréquent dans le bâtiment, à prendre particulièrement au sérieux. En effet, parce que les fissures sont bien souvent évolutives [14].



Figure 1.7 fissure verticale.

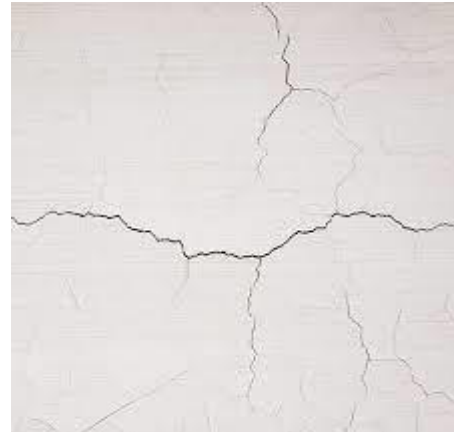


Figure 1.6 les microfissures.



Figure 1.9 : fissure horizontale.



Figure 1.8 fissures superficielles.

6.3. Les principales causes de la pathologie sismique :

Il est à présent bien admis que pour avoir un comportement satisfaisant d'une construction en zone sismique, il y a lieu de la concevoir, la calculer et la réaliser suivant les règles para sismiques. A cet égard toute insuffisance au niveau de ces trois paramètres peut concourir au mauvais comportement, voire à la ruine de la construction, pour un niveau de sollicitation sismique donné [58]

6.3.1. Qualité de réalisation :

La qualité doit répondre à un minimum de règle de l'art aussi bien au niveau des matériaux et composants de gros œuvres (et particulièrement de structure) eux-mêmes, qu'au niveau également de la mise en œuvre [58].

6.3.2. Erreurs de matérielles :

- Erreurs de dessin ;
- Faute de calcul ;

- Erreurs de transcription ;
- Erreurs sur le choix des matériaux ;
- Erreurs d'échantillonnage ;
- Erreurs au sens du montage d'un élément et de réalisation en général.

6.3.3. Mauvaise mise en œuvre :

Une cause importante des désordres est la mauvaise mise en œuvre due soit à la qualité des matériaux ou le non-respect des plans et règles de l'art. Les causes de cette mauvaise qualité sont : (l'excès d'eau, le dosage insuffisant en ciment, l'utilisation d'agrégats non lavés et d'une granulométrie inappropriée ainsi qu'à la ségrégation. La géométrie, le positionnement des armatures et leur recouvrement ...) [58].

6.3.4. Insuffisances diverses :

D'une manière générale, il faut reconnaître que les missions de suivi du maître d'ouvrage, de surveillance du maître d'œuvre, d'auto-contrôle de l'entreprise et de contrôle technique n'ont pas toujours été effectués avec la rigueur et l'efficacité nécessaires.

6.3.5. Mauvaise conception structurale :

La mauvaise conception structurale consiste dans par exemple :

- Absence, insuffisance et dissymétrie du systèmes de contreventement ;
 - Ignorance de l'interaction maçonnerie/ structure ;
 - Mauvaise conception des noeuds ;
 - Poteaux moins rigides que les poutres ;
 - Poteaux courts, vides sanitaires : ceci est un cas particulier de la variation brusque de rigidité en élévation ;
 - Insuffisance des joints entre bâtiments ou corps de bâtiment ;
- Paramètres, qui peuvent être regroupés en deux familles :
- Le contexte géophysique, représenté dans les règles parasismiques par la zone sismique et le coefficient de sol ;
 - Le comportement de la structure elle-même, qui est essentiellement caractérisé par sa masse et ses raideurs.

Le bâtiment résiste aux efforts sismiques en mobilisant ses éléments de contreventement (murs, portiques ...) dès lors qu'un cheminement de ces efforts est possible.

Le comportement d'un bâtiment lors d'un séisme repose en grande partie sur la qualité de sa conception structurale [58].

7. Comportement des structures :

Dans une structure de bâtiment, les efforts horizontaux appliqués au plancher sont transmis aux fondations par l'intermédiaire des éléments de contreventement. Ces éléments de contreventement peuvent être décomposés en deux familles, les éléments horizontaux comprenant les planchers et la toiture, et les éléments verticaux réalisés par des murs de refend, des portiques rigides ou encore des structures triangulées, le comportement de la structure dépend donc fortement du comportement de chaque élément de contreventement pris individuellement qu'ils soient verticaux ou horizontaux.

Le comportement de ces différents éléments est complexe, car il dépend à la fois de plusieurs paramètres :

- . Leur géométrie (élancement, section) ;
- Leur composition (matériau homogène, section composite, etc.) ;
- Leur positionnement ;
- Leur rigidité relative dans le plan, l'importance des charges verticales appliquées sur ces éléments, ... etc.

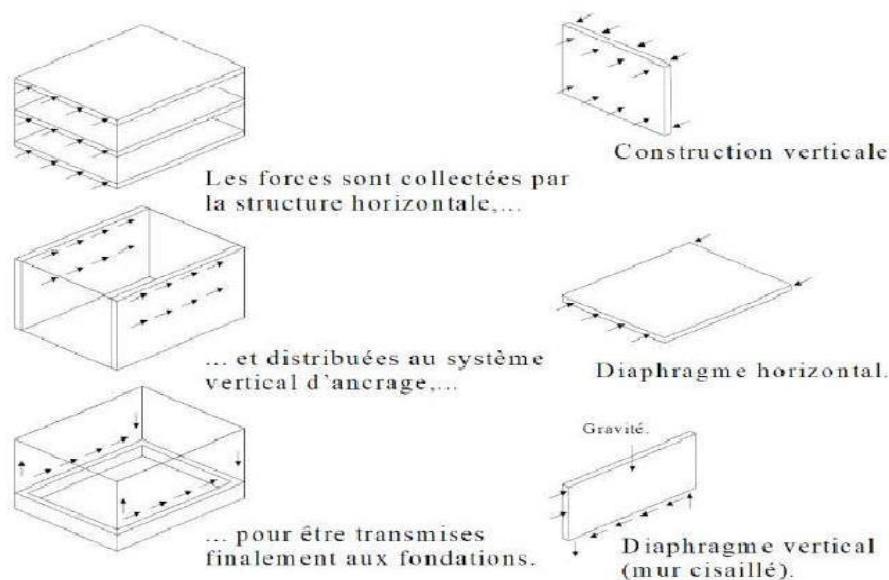


Fig1. 10: Principe de propagation des efforts horizontaux dans les éléments de Contreventement [58].

L'intensité des efforts sismiques agissant dans un bâtiment dépend de plusieurs paramètres, qui peuvent être regroupés en deux familles :

- Le contexte géophysique, représenté dans les règles parasismiques par la zone sismique et le coefficient de sol ;
- Le comportement de la structure elle-même, qui est essentiellement caractérisé par sa masse et ses raideurs.

Le retour d'expérience a permis d'identifier les propriétés fondamentales d'un ouvrage qui favorisent un bon comportement sismique.

En effet, les ensembles structuraux, assurant le transfert des efforts, doivent être aisément dissociables en éléments simples, afin qu'il y ait une bonne compréhension et une bonne maîtrise du comportement de la structure lors d'une action sismique [58].

8. Structure en béton armé :

8.1. Portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide :

C'est une ossature constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales. Pour cette catégorie, les éléments de remplissage ne doivent pas gêner les déformations des portiques (cloisons désolidarisées ou cloisons légères dont les liaisons ne gênent pas le déplacement des portiques) [57].

8.2. Portiques auto-stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide :

C'est une ossature constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales.

Pour cette catégorie, les éléments de remplissage de la structure sont constitués par des murs en maçonnerie de petits éléments insérés dans le cadre poteaux-poutres dont l'épaisseur ne dépasse pas 10 cm (exception faite pour les remplissages périphériques ou les séparations entre deux logements d'un même niveau ou une deuxième paroi de 5 cm. Cette dernière peut éventuellement avoir une épaisseur de 10 cm à condition qu'elle ne soit pas insérée dans les cadres poteaux-poutres pour ne pas aggraver les phénomènes d'interaction maçonnerie – structure). Les remplissages concernés doivent être disposés en plan aussi symétriquement que possible par rapport au centre de masse de chaque étage de façon à ne pas aggraver une dissymétrie éventuelle du système de contreventement en béton armé de l'étage.

8.3. Structure en maçonnerie :

Les constructions en maçonnerie porteuse ordinaire sont interdites en zone sismique. Seule la maçonnerie porteuse chaînée y est permise.

8.4. Structures en maçonnerie porteuse chaînée :

Ce système concerne des structures porteuses réalisées en maçonnerie de moellons ou petits éléments manufacturés et comportant des chaînages en béton armé mis en œuvre après exécution de la maçonnerie. Ces structures résistent en même temps aux charges verticales et horizontales.

8.5. Coefficient de comportement R :

Le comportement dynamique des bâtiments en béton armé auto stable est basé sur la théorie de l'élasticité. Les efforts du comportement non linéaire sont représentés de façon simple par l'utilisation de coefficients de comportement R.

Les valeurs du coefficient de comportement R (tableau 4.3 ; RPA 2003). Portiques auto stables sans remplissages en maçonnerie rigide $R=5$ Portiques auto-stables avec remplissages en maçonnerie rigide $R=3.5$ Et pour le cas de la maçonnerie porteuse chaînée $R=2.5$

9. Évaluation de la ductilité des structures en portique [55] :

9.1. Mécanisme de rupture des portiques étages :

Les portiques étagés, soumis à une charge horizontale et à une charge verticale, constituent toujours, en règle générale, des structures plusieurs fois hyperstatiques présentant un grand nombre de mécanismes de rupture possibles.

L'approche rationnelle utilisée pour déterminer la résistance sismique d'une structure en portiques consiste à choisir le mécanisme de déformation post-élastique le plus approprié et à garantir par des méthodes de calcul adéquates un mode de plastification conforme à la manière préconçue. Pour atteindre ce but, plusieurs règlements exigent à ce que ces structures aient une certaine capacité de résistance. Pour les portiques auto stables, la plastification préférée est celle causée par un comportement flexionnel que celle causée par l'action de l'effort tranchant ou d'adhérence qui sont à éviter, vu qu'elles conduisent à une réduction substantielle de la dissipation d'énergie.

Les régions critiques du système structurel résistant aux forces sismiques peuvent être ainsi préalablement choisies, convenablement conçues et soigneusement ferrillées afin de fournir une capacité de résistance et de ductilité adéquates.

Le rapport des courbures (φ_u/φ_y) peut nous permettre d'apprécier la déformation prise par une structure composée de portiques notamment. En admettant généralement les hypothèses suivantes :

- Le comportement moment-courbure des sections est bilinéaire ;
- Ne sont considérées que les déformations de flexion ;
- La plastification au début de l'écoulement se développe simultanément dans toutes les sections critiques, aboutissant ainsi au mécanisme de ruine.

9.2. Ductilité requise dans un mécanisme du a la rotation des poutres :

Dans ce cas, la plastification dans les régions critiques des poutres précède celle des poteaux qui sont plus rigides. Ce mécanisme est provoqué par la formation de rotules plastiques à la base des colonnes du premier niveau où le moment fléchissant est maximal. Compte tenu de cette dernière hypothèse on pourra déterminer la rotation θ_{pc} de la base, en fonction de D_U et D_Y :

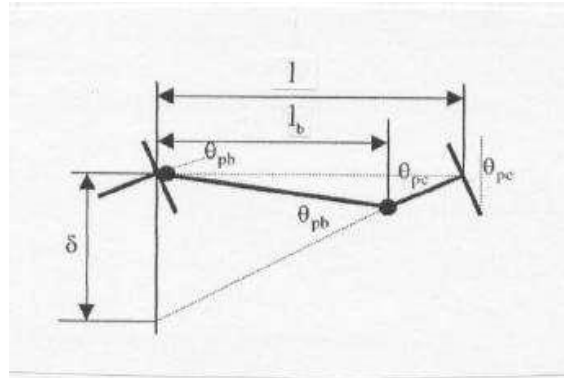
$$\theta_{pc} = \frac{\varphi_{u1} - \varphi_y}{l_p} = \frac{D_U - D_Y}{n \cdot h} \quad (1.1)$$

Où le facteur de ductilité de déplacement à la base des poteaux est exprimé comme suit :

$$\mu_D = 1 + n \cdot h \cdot \left(\frac{\theta_{pc}}{D_Y} \right) \quad (1.2)$$

En ce qui concerne les poutres on pourra admettre pour chacune d'elles une rotule plastique au droit du moment maximal en travée et une au droit de la jonction avec la colonne, où le moment négatif est maximal. Tant que les déformations restent petites on pourra supposer que

$$\delta = \theta_{pb} \cdot l = \theta_{pb} \cdot l_b \quad (1.3)$$



10. Comportement d'un élément linéaire :

On admet qu'une structure suit un comportement linéaire (on dit aussi du 1er ordre) lorsque les déplacements (translations et rotations) varient linéairement avec les charges appliquées. Cela présuppose :

- Un matériau élastique linéaire (c'est-à-dire qui suit la loi de Hooke) ;
- De petits déplacements (c'est-à-dire que l'influence de la déformée courante sur la distribution des sollicitations est négligeable).

Dans ces conditions, les contraintes, déformations, sollicitations et déplacements dus aux effets des différentes actions appliquées isolément peuvent être simplement additionnés en utilisant le principe de superposition. Ce dernier se révèle particulièrement utile en pratique pour déterminer la situation la plus sévère pour chaque section ou barre d'une structure.

Pour les structures présentant un comportement linéaire, on procède en général à une analyse globale dite au « 1er ordre », c'est-à-dire en prenant pour référence la géométrie non encore déformée de la structure. Cela signifie que l'on admet implicitement que la déformée, prise par la structure chargée, reste sans effet significatif sur la distribution des sollicitations. Cela suppose aussi une réponse linéaire des sections (par exemple à une sollicitation de flexion). Il en va de même pour les assemblages vis-à-vis d'un comportement linéaire.

Pour finir, on mentionne ici que l'analyse globale élastique linéaire est le type d'analyse le plus simple qui soit. C'est pourquoi elle constitue le type d'analyse qui est le plus commun et le plus utilisé en pratique.

10.1. Fonctionnement d'un portique en béton arme :

Les forces d'excitation sismique appliquées à une structure composée de poutres et de poteaux développent globalement trois types d'efforts : la flexion M , le cisaillement V et l'effort normal N .

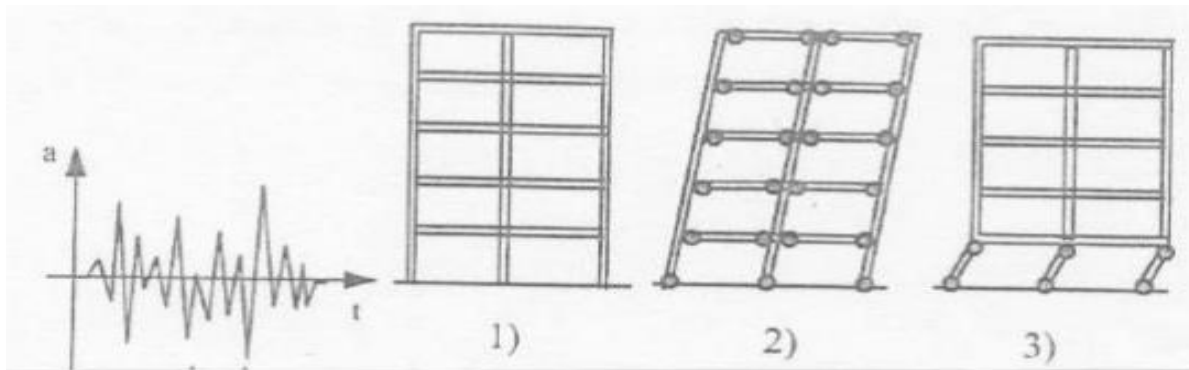


Figure 1.11. Effets d'un chargement latérale [55].

- 1-Excitation,
- 2- Comportement des poteaux rigides,
- 3- Comportement des poutres rigides.

Les déformations associées sont : la courbure, la déformation de cisaillement γ et la déformation de membrane. La distribution des efforts le long d'un élément dépend de la différence des rigidités entre les poutres et les poteaux. Cette différence de raideur produit l'apparition des rotules plastiques dans les poutres, dans les poteaux ou dans les deux simultanément (figure. 1.11).

11. Conclusions :

Les tremblements de terre sont le phénomène naturel le plus dangereux qui cause de grands dommages aux structures. On dit que deux sources d'erreurs qui peuvent mettre les structures en danger sont l'ignorance de l'impact des tremblements de terre sur les bâtiments et les pratiques de construction inadéquates. Par conséquent, il est important de bien comprendre les effets des tremblements de terre sur les structures, et les concepteurs et les entrepreneurs doivent prendre des précautions contre les défaillances et les dommages, en tenant compte des effets des forces sismiques sur les bâtiments. Lorsqu'un bâtiment est frappé par un tremblement de terre et que le sol tremble, la base du bâtiment bouge avec le sol. Cependant, le mouvement du toit est différent du mouvement de la base de la structure. Cette

différence de mouvement crée une force interne sur l'arbre qui tend à ramener l'arbre dans sa position d'origine. Ces efforts internes sont appelés efforts rigides. La rigidité augmente à mesure que la taille de la colonne augmente. La rigidité d'un poteau est la rigidité du poteau multipliée par le déplacement relatif entre les deux extrémités.

Chapitre 02

Comportement mécanique de la maçonnerie de remplissage sous diverses sollicitations

1.Introduction :

L'utilisation de la maçonnerie dans la construction des bâtiments est une pratique généralisée dans de nombreux pays. Dans les pays du tiers monde, la plupart des maisons de campagne et dans certains quartiers défavorisés des villes sont construites en maçonnerie porteuse.

Les expériences désastreuses des séismes tel que, celui qui s'est produit à EL-ASNAM (1980) en ALGERIE, à COLINGA (1982) en CALIFORNIE, à POPAYAM (1983) en COLOMBIE, au MEXIQUE (1986) et tout récemment au CAIRE (1997) en EGYPTE, en GRECE, en TURQUIE (1999) et à AIN-TEMOUCHENT (1999) en ALGERIE, témoignent de la nécessité de réglementer la construction en maçonnerie, qui est réalisée généralement sans contrôle.

La maçonnerie présente un comportement très complexe, ceci est du essentiellement à l'hétérogénéité des matériaux et des techniques presque artisanales associées à sa production, qui en font un matériau très variable, difficile à normaliser.

La plupart des règlements existants simplifient le comportement de la maçonnerie dans le but de fournir des critères pratiques pour l'analyse et le calcul des structures. Ces critères comportent, en général, l'utilisation des modèles linéaires qui considèrent la maçonnerie comme un matériau homogène. Ils sont proposés sur la base de propriétés mécaniques déterminées au moyen d'essais simples sur des petits murs ou des prismes, ce qui reste insuffisant pour décrire le comportement mécanique d'une structure réelle.

Les études analytiques et expérimentales sur le comportement non-linéaire de la maçonnerie ne sont pas nombreuses. La plupart des travaux publiés proposent des modèles simplifiés qui sont incapables de représenter tous les mécanismes de rupture, caractéristique de la maçonnerie, spécialement ceux associés aux DECOLLEMENT, GLISSEMENT et FROTTEMENT. C'est pourquoi l'objectif de notre travail est de faire des essais expérimentaux, sur des murs en maçonnerie en utilisant divers matériaux locaux. Ces essais tiendront compte des caractéristiques d'hétérogénéité de la maçonnerie et les différents mécanismes de rupture, précités.

La maçonnerie est un matériau anisotrope, composé de briques et de mortier, ceci nécessite l'étude de son comportement suivant les deux directions perpendiculaire et parallèle au joint de mortier. Par ailleurs, la connaissance et la détermination de leur comportement mécanique est indispensable afin de prédire leur tenue et leur avenir.

En effet, de nombreux auteurs (expérimentateurs) se sont penchés sur cette question dans le but de comprendre le comportement de ces structures sous les différentes sollicitations auxquelles elles sont soumises régulièrement :

- La compression unie axiale ;
- La traction unie axiale ;
- Le chargement bi axial ;
- Le cisaillement ;
- La compression diagonale.
- Toutes ces sollicitations ont des conséquences considérables sur la résistance des maçonneries.

2.Définition :

Aux matériaux mentionnés dans ce chapitre s'appliquent les définitions générales suivantes. Les définitions spécifiques sont mentionnées dans les paragraphes concernés [78].

2.1. Maçonnerie :

Un assemblage d'éléments posés selon un appareillage spécifié et hourdés en semble à l'aide d'un mortier.

2.2. Élément de maçonnerie :

Un élément préformé en vue de l'utilisation dans les ouvrages en maçonnerie.

2.3. Mortier (de montage) :

Mélange composé d'un ou de plusieurs liants minéraux, de granulats, d'eau et parfois d'additions et/ou d'adjuvants, destiné au hourdage, au jointoiment et au rejointoiment d'éléments en maçonnerie.

2.4. Usage prévu :

Utilisation d'un produit de construction telle que définie dans la spécification technique harmonisée applicable.

2.5. Maçonnerie protégée :

Maçonnerie protégée contre la pénétration de l'eau et qui n'est pas en contact avec le sol et l'eau souterraine (il peut s'agir de maçonnerie de murs extérieurs protégée par une couche épaisse d'enduit approprié ou par un bardage, comme la paroi intérieure d'un mur creux ou un mur intérieur. La maçonnerie peut être porteuse ou non).

2.6. Maçonnerie non protégée :

Maçonnerie qui peut être exposée à la pluie, aux cycles de gel-dégel et/ou être en contact avec le sol et l'eau souterraine sans protection adéquate (il peut s'agir de maçonnerie de murs extérieurs qui est complètement non protégée et pour laquelle on prévoit une protection limitée, comme par exemple une fine couche d'enduit. La maçonnerie peut être porteuse ou non).

2.7. Dimensions de coordination :

Dimensions de l'espace de coordination alloué à un élément de maçonnerie, comprenant les jeux nécessaires aux joints et les tolérances.

2.8. Dimensions de fabrication :

Dimensions spécifiées pour la fabrication d'un élément de maçonnerie, auxquelles les dimensions réelles se conforment dans la limite des écarts admissibles.

2.9. Dimensions réelles :

Dimensions d'un élément de maçonnerie telles que mesurées.

Élément de maçonnerie de forme régulière : élément de maçonnerie ayant une forme générale de parallélépipède rectangle.

2.10. Élément de maçonnerie de forme spéciale :

Élément de maçonnerie n'ayant pas la forme d'un parallélépipède rectangle.

2.11. Accessoire :

Élément de maçonnerie dont la forme permet de remplir une fonction particulière, par exemple, compléter la géométrie de la maçonnerie.

2.12. Dispositifs d'emboîtement :

Relief et évidements de forme appropriée sur des éléments de maçonnerie, par exemple, systèmes à rainure et languette.

2.13. Perforation verticale :

Vide formé traversant complètement un élément de maçonnerie perpendiculairement à sa face de pose.

2.14. Perforation horizontale :

Vide formé traversant complètement un élément de maçonnerie parallèlement à sa face de pose.

Alvéole non débouchant : vide formé qui ne traverse pas un élément de maçonnerie.

2.15. Renforcement :

Creux formé sur l'une ou les deux faces de pose d'une brique de terre cuite.

2.16. Creux :

Formé sur l'une ou les deux faces de pose d'un élément de maçonnerie en béton ou silice calcaire dont le volume total ne dépasse pas une certaine limite du volume apparent de l'élément, c'est-à-dire longueur x largeur x hauteur.

2.17. Alvéole :

Évidement qui peut ou non traverser complètement l'élément de maçonnerie.

2.18. Evidement :

Creux ou renforcement sur une ou plusieurs surfaces d'un élément de maçonnerie (par exemple, poche à mortier, rainure d'enduit, trou de préhension).

2.19. Trou de préhension :

Évidement dans l'élément de maçonnerie permettant de le saisir plus commodément et de le mettre en place avec une ou deux mains ou à l'aide d'une machine.

2.20. Paroi externe :

Partie pleine située entre les alvéoles et la face externe d'un élément de maçonnerie.

2.21. Paroi interne :

Partie pleine séparant les alvéoles d'un élément de maçonnerie.

Élément de maçonnerie pour remplissage à l'aide de mortier ou de béton : élément de maçonnerie comprenant une alvéole spécialement prévue pour recevoir du béton ou du mortier.

2.22. Épaisseur combinée des cloisons internes et des parois extérieures :

La somme des épaisseurs des cloisons internes et des parois extérieures mesurées entre une face ou un about d'un élément de maçonnerie et la face ou l'about respectivement opposés, quel que soit le tracé adopté au travers des vides formés, donnant la valeur minimale exprimée en pourcent respectivement de la largeur ou la longueur de l'élément de maçonnerie.

2.23. Valeur déclarée :

Valeur qu'un fabricant est assuré d'atteindre, en tenant compte de la précision des essais et de la variabilité du processus de production.

Résistance moyenne à la compression des éléments de maçonnerie : moyenne arithmétique des résistances à la compression des éléments de maçonnerie.

2.24. Résistance caractéristique des éléments de maçonnerie :

Valeur de la résistance des éléments de maçonnerie dont la probabilité de ne pas être atteinte est de 5 % dans une série d'essais supposés (par hypothèse) illimitée. Cette valeur correspond en règle générale à un fractile spécifié de la distribution statistique supposée de la propriété particulière du matériau.

2.25. Résistance à la compression normalisée :

Résistance moyenne à la compression des éléments de maçonnerie convertie en résistance à la compression des éléments de maçonnerie sèche à l'air équivaut à 100 mm de large par 100 mm de haut.

Groupe de produits : produits du même fabricant ayant des valeurs communes pour une ou plusieurs caractéristiques.

2.26. Produit type :

L'ensemble de niveaux ou de classes représentatifs des performances d'un produit de construction correspondant à ses caractéristiques essentielles, fabriqué à partir d'une certaine combinaison de matières premières ou d'autres éléments selon un processus de production spécifique.

2.27. Groupes 1S, 1, 2, 3 et 4 pour les éléments de maçonnerie :

Définition correspondant à des groupes d'éléments de maçonnerie conformément à la NBN EN 1996-1-1, en fonction de la dimension en pourcentage et de l'orientation des alvéoles des éléments tels que mis en place dans la maçonnerie.

2.28. Élément de maçonnerie de catégorie I :

Élément de maçonnerie présentant la résistance à la compression déclarée et n'ayant qu'une probabilité de 5 % au plus de ne pas atteindre cette valeur. Cette détermination peut se faire en utilisant la valeur moyenne ou caractéristique.

2.29. Élément de maçonnerie de catégorie II :

Élément de maçonnerie n'étant pas censé présenter le niveau de confiance spécifié pour les éléments de maçonnerie de catégorie I.

3.Éléments de maçonnerie :

3.1. Brique moulée main :

Elle était fabriquée à la main auparavant. Le mouleur jetait une certaine quantité d'argile dans un moule en bois. A présent, les machines ont pris la relève. Pour éviter que la pâte n'adhère au moule, l'argile est d'abord roulée dans du sable ou de la sciure. Quand on jette l'argile dans le moule, des plis remplis de sable se forment sur les bords de la brique. A la cuisson et au séchage, la plupart du sable tombe des plis ce qui donne leur surface nervurée typique aux briques. Par ailleurs, lors du moulage de l'argile, une pression est exercée et crée un « renforcement » caractéristique dans la brique Cui [81].



Figure 2.1. Brique moulée main.

3.2. Brique pressée :

Elle est formée de manière similaire aux briques moulées main, mais l'argile est légèrement comprimée dans le moule, généralement sur 8 à 20 briques simultanément. Les briques sont ainsi de forme régulière, sablées plus uniformément et sans nervures [81].



Figure 2.2. Brique pressée.

3.3. Brique étirée :

Un boudin d'argile semi-séchée, venant de l'embouchure d'une presse, est coupé avec un fil d'acier. Parfois la forme de l'argile est travaillée pour obtenir une surface rugueuse, par

exemple en les sablant. La brique étirée présente une surface assez lisse. Le procédé permet également de perforer les briques ce qui fait que des formats plus grands sont possibles. Afin d'obtenir l'aspect souhaité, les briques peuvent être soumises à un traitement comme p. ex. sablage, wasserstrich, émaillage [81].

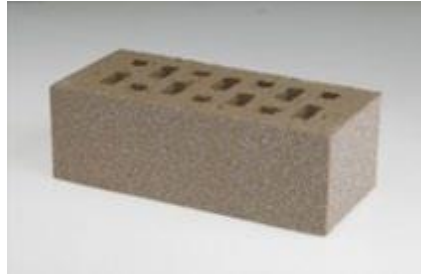


Figure 2.3. Brique étirée

3.4. Les blocs de béton cellulaire :

Il est composé d'éléments naturels, (sable, chaux, ciment, gypse, poudre d'aluminium..... exit ; Ils permettent de bâtir des murs porteurs et des murs non porteurs, ainsi que des cloisons légères plus fines que celles composées de la brique et le parpaing [83].

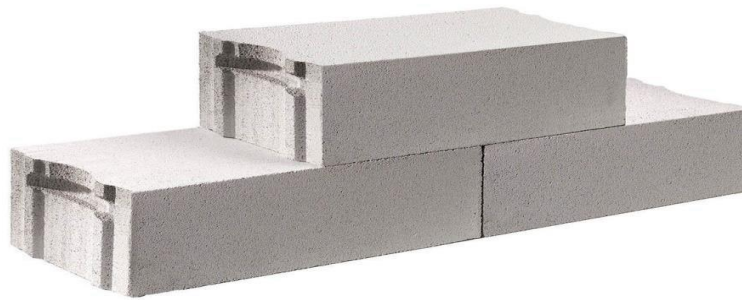


Figure 2.4. Les blocs de béton cellulaire.

3.5. Le parpaing :

Il s'agit d'un matériau léger et abordable fabriqué en béton ou en ciment. Il est plébiscité par sa solidité et ses propriétés isolantes [81].

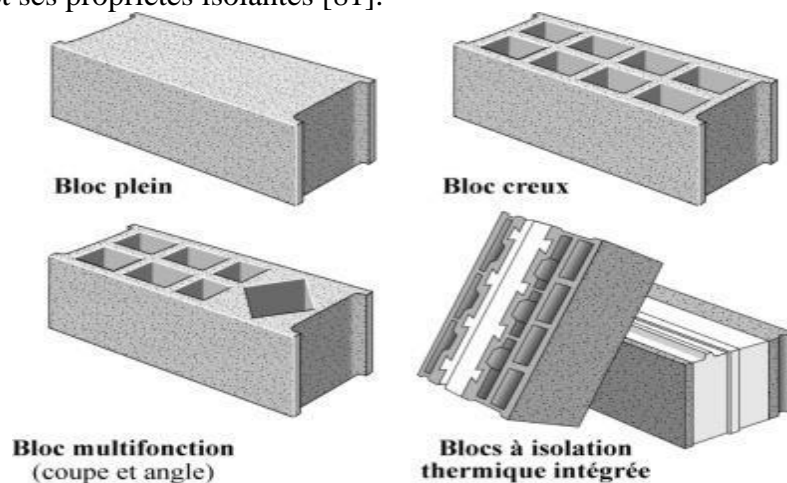


Figure 2.5. Différents types de parpaing.

3.6. La brique :

Elément de construction en terre cuite, plein ou creux, de forme généralement parallélépipédique. Il existe de nombreuses variétés de briques. Les plus courantes, utilisées pour la construction des murs, sont indiquées ci-après.

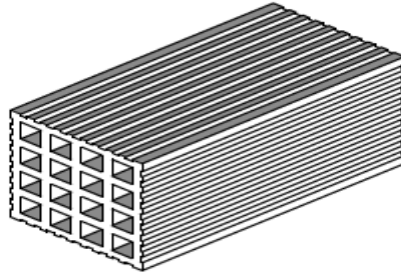


Figure 2.6. Brique.

4. Le mortier :

Le mortier est un mélange de ciment (chaux et /ou ciment de Portland...), de sable et d'eau. Parfois quelques additifs sont ajoutés au mortier pour améliorer sa fluidité ou d'autres qualités. La performance de la maçonnerie est très dépendante de la résistance et des caractéristiques d'adhérence du mortier avec l'unité de maçonnerie. La résistance à la compression, à la traction et de cisaillement du mortier ainsi que les forces d'adhérence avec les unités de maçonnerie, sont des indications des caractéristiques de résistance de la maçonnerie. Les anciens mortiers constitués de chaux et de sable sont habituellement plus faibles que les unités de maçonnerie.

Avec le temps, le ciment a été ajouté au mélange et les mortiers sont devenus plus forts. Généralement quand les mortiers sont plus forts que la maçonnerie, la résistance de la maçonnerie sera augmentée, mais la rupture fragile des unités de maçonnerie peut se produire, comme résultat de leur faible capacité de déformation. La résistance en compression du mortier dépend des proportions du ciment, du sable utilisé dans le mélange, et la quantité d'eau.

La fonction principale du mortier est de coller les unités de maçonnerie dans un volume monolithique (L'épaisseur des joints de lit est de 1 à 2 cm). Ainsi il maintient les éléments distants, remplissant toutes les fissures et fournissant une uniforme surface de literie. La liaison doit être accomplie de telle manière que les propriétés structurales des éléments sont consolidées, en même temps assurant une barrière à l'entrée de pluie éolienne et le mur possédera ainsi une durabilité suffisante pour résister aux sollicitations externes.

Les caractéristiques mécaniques du mortier dépendent essentiellement de la phase de mise en œuvre et après durcissement.

La mise en œuvre est fonction de l'ouvrabilité du mortier.

Cette caractéristique conditionne la facilité de mise en place du mortier ; elle est influencée par le dosage en ciment et en eau, plus l'ouvrabilité demandée est grande plus le mortier contient d'eau et de ciment.

En raison de l'absorption de l'humidité du mortier par les unités de maçonnerie, il est recommandé de saturer les briques ou les blocs par l'eau pendant la construction du mur.

Selon les spécifications utilisées dans EC , plusieurs types de mortier peuvent être employés pour les murs en maçonnerie tels que :

4.1. Mortier d'usage courant :

Mortier destiné à réaliser les joints avec une épaisseur supérieure 3mm et dans lequel seuls les granulats courants sont utilisés (agrégat dense) de classe au moins M1 dans les joints non armés.

4.2. Mortier de joint mince :

Mortier formulé pour des joints d'épaisseur comprise entre 1-3mm, il est de classé M5 ou plus.

4.3. Mortier léger :

Mortier fabriqué pour satisfaire des propriétés spécifiées et soumis à des exigences d'essais, constitués de granulats de perlite, ponce, argile expansé, schiste, d'autres matériaux peuvent être utilisé, dont la masse volumique sèche mesurer sur produit durci est inférieur à 1500kg/m³.

Les mortiers sont classés soit selon leurs résistance à la compression, exprimée par la lettre M suivi par la résistance à la compression en N/mm², par exemple M5 ou selon leur composition en volume de ciment/chaux/sable

5. Maçonnerie confinée [60] :

5.1. Définition :

La maçonnerie confinée est un système de construction où les murs sont construits en premier, et les colonnes et les poutres sont coulées ensuite pour clôturer (confiner) le mur.

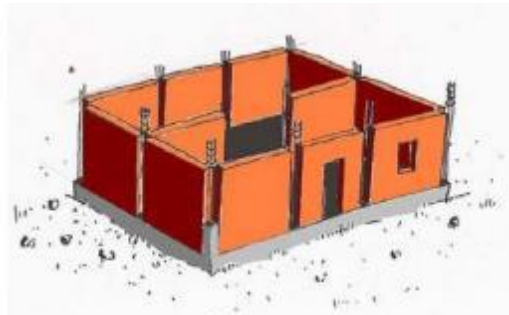


Figure 2. 7. Maçonnerie confinée

- Les murs d'abord
- Béton plus tard

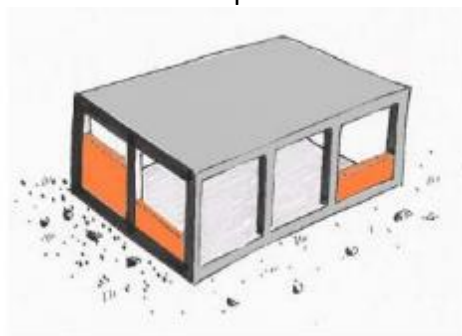


Figure 2.8. Maçonnerie non confinée

- Le béton d'abord
- Murs plus tard

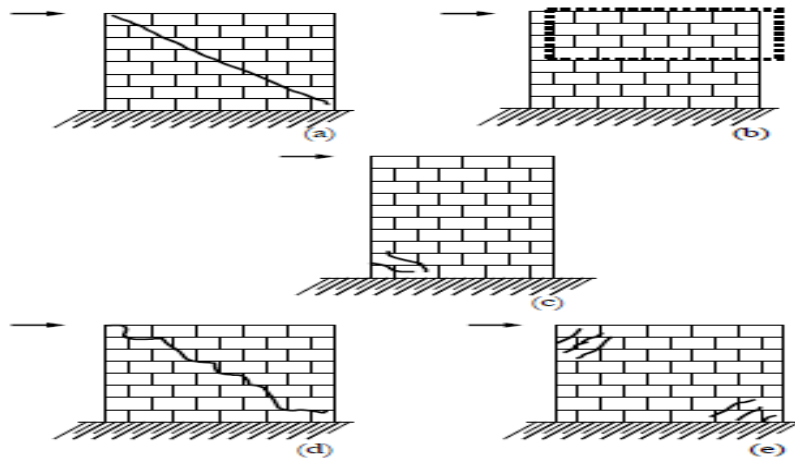


Figure 2.9. Rupture des murs non confinés

6.maçonnerie porteuse chaînée :

Ce système concerne des structures porteuses réalisées en maçonnerie de moellons ou petits éléments manufacturés et comportant des chaînages en béton armé mis en œuvre après exécution de la maçonnerie. Ces structures résistent en même temps aux charges verticales et horizontales [70].

7.Principes de calcul des murs en maçonnerie :

On considère les actions parallèles au plan moyen ; Les éléments verticaux de mur (éléments structuraux principaux) sont considérés comme des consoles encastées à leur base. Le principe de calcul de résistance consiste à assimiler l'ensemble formé par les panneaux de maçonnerie et par les chaînages en béton armé qui les encadrent à un système triangulé dont les éléments diagonaux sont constitués par les bielles actives susceptibles de se former dans la maçonnerie.

La largeur w de ces bielles est prise, dans les calculs, égale à la plus petite des deux valeurs $d/6$ et $4e$, soit : $W = \min\left(\frac{d}{6}; 4e\right)$ (2.1)

Où : d : est la longueur de la bielle (diagonale du panneau),
 e : est l'épaisseur brute de la maçonnerie[70].

8.Les comportements de la maçonnerie :

8.1. Comportement en compression de la maçonnerie [103] :

La plupart des normes conseillent la détermination de la résistance à la compression à partir d'essais sur prismes1 simples en maçonnerie, composés de 3, 4 ou 5 éléments, soumis à la compression unie axiale. En général, l'expérience [Page, 1978] a montré que la résistance du prisme est supérieure à celle du mortier et inférieure à celle de la pièce de maçonnerie isolée ,Plusieurs mécanismes de rupture ont été observés : l'écrasement des pièces de maçonnerie, la fissuration verticale due à des contraintes transversales et la rupture soudaine due à l'instabilité des parois internes dans le cas des briques creuses [Lafuente, 1990] Le mortier, en général est plus flexible que les éléments de maçonnerie, essaie de s'échapper du joint sous la charge verticale, tandis que la pièce, plus rigide, s'oppose à ce mouvement.

De ce fait, le mortier est placé dans un état de compression bi axiale et la pièce reste soumise à des contraintes de traction transversales qui diminuent la résistance du prisme. Meli

[cité par Lafuente, 1990] a appelé cet effet, étudié aussi en détail par Hilsdorf [cité par Lafuente, 1990] « l'effet joint ».

Dans son travail, Meli résume les résultats de ses travaux sur prismes en compression uni axiale. Il propose des courbes contrainte-déformation axiale qui peuvent être considérées comme linéaires jusqu'à 70% de la charge maximale.

La connaissance des courbes contrainte-déformation de la maçonnerie est d'importance fondamentale pour la proposition d'un modèle mathématique permettant par la suite l'étude du comportement en flexion des structures. Il a été établi que le comportement de la maçonnerie en compression peut être assimilé, dans certaines limites, au comportement du béton armé [Tomazevic, 1980]. Hart et col [Hart, 1989], ont proposé des courbes adaptées à la modélisation de la maçonnerie en blocs de béton. Cependant, ces études concernent surtout la maçonnerie armée [Hart, 1989].

Il a été établi que la valeur de « F_c » obtenue au moyen des prismes en compression uni axiale constitue un critère fournissant une large marge de sécurité pour l'évaluation de la résistance des murs à l'échelle réelle. Il faut mentionner qu'un seul paramètre n'est pas suffisant pour décrire le comportement des murs soumis à des états combinés de contraintes.

De nombreux travaux de recherche, pour la plupart à caractère expérimental, portent sur le comportement de la maçonnerie sous sollicitation bi axiale [Hegmier, 1978], [Page, 1981] et [Rochet, 1985]. Page [Page, 1981] a réalisé des essais sur 102 murs en maçonnerie sous compression biaxiale. Les paramètres considérés sont :

- L'angle d'orientation des joints par rapport à la verticale ;
- La variation des charges appliquées.

Lorsque l'une des contraintes est beaucoup plus importante que l'autre, la rupture se produit dans un plan normal au plan du mur en maçonnerie (figure 10.2). Dans les autres cas, la rupture a lieu dans un plan parallèle à celui du mur (figure 11.2).

Il est important de signaler que pour les cas de rupture dans le plan normal (c'est-à-dire les cas proches du cas uni axial), l'orientation des joints influence la résistance à la rupture, tandis que pour les autres cas cette influence peut être négligée. A partir des résultats obtenus, on peut constater que la résistance à la compression unie axiale sous-estime la résistance à la compression bi axiale.

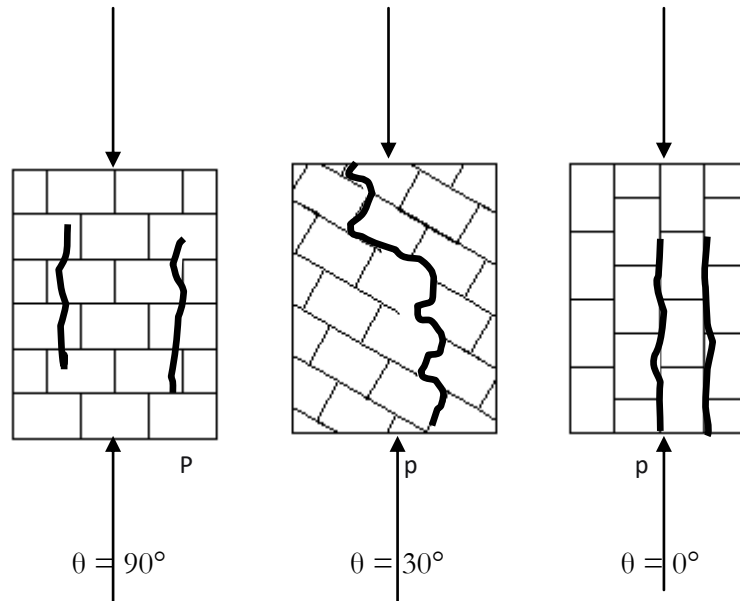


Figure 2.10. Fissuration (plan perpendiculaire [103]).

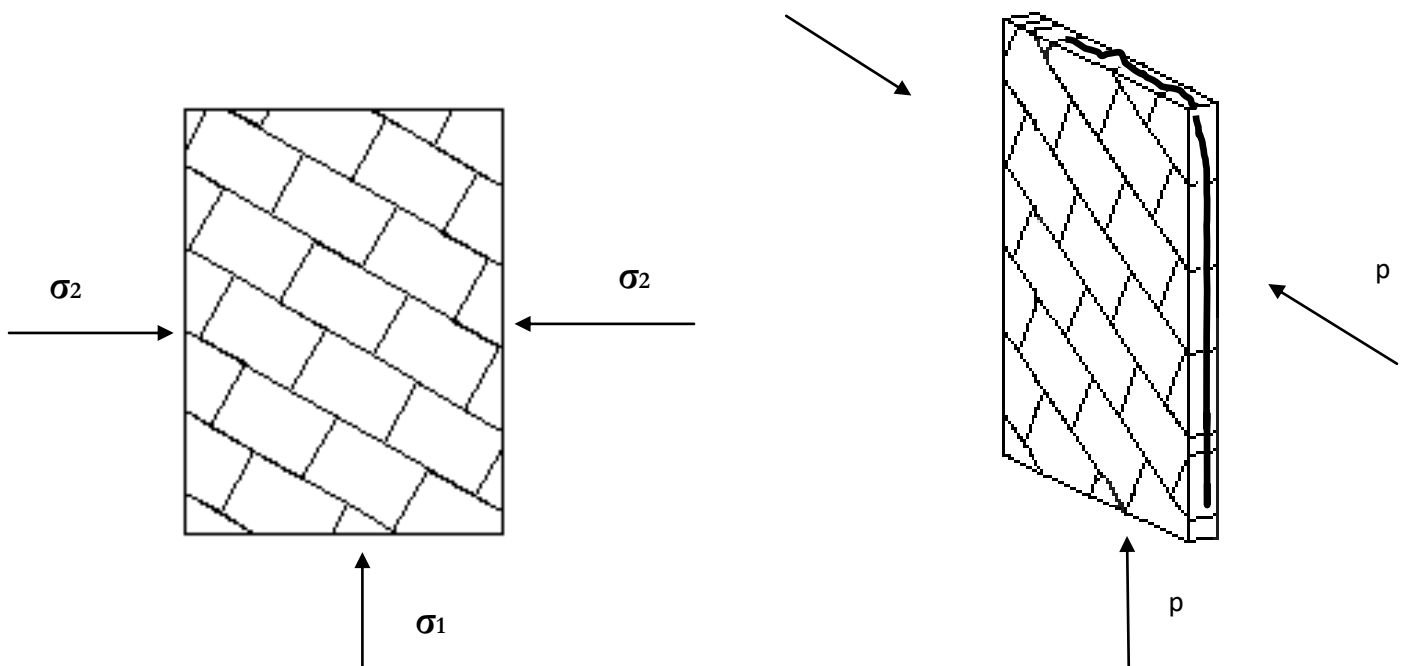


Figure 2.11. (Plan parallèle) [103].

Une autre étude expérimentale de prismes sous charges uni axiale et bi axiaux, a été entreprise par Rochet [Rochet, 1985]. Ces études confirment le fait qu'une augmentation du confinement latéral fait augmenter la résistance du prisme en compression et que le

mécanisme de rupture change selon le rapport des forces appliquées. Il étudie aussi l'effet du type de mortier employé.

Cette variable s'avère importante fondamentalement dans les essais unis axiaux, la résistance du prisme semble diminuer pour les mortiers maigres et pour les joints plus épais. En conclusion, l'analyse bibliographique nous permet de constater que le comportement de la maçonnerie en compression est assez complexe. Malgré l'énorme quantité d'informations déjà existante, une étude rigoureuse sur les différentes variables qui influencent son comportement s'avère encore nécessaire. La généralisation des résultats expérimentaux disponibles reste contestable, si on tient compte de la diversité des matériaux utilisés d'un pays à un autre et de la dispersion de ces résultats.

8.2. Comportement de la maçonnerie sous charge :

8.2.1. Cisaillement et sous charge diagonales :

D'un point de vue pratique, il s'avère nécessaire de fixer un critère pour définir la résistance d'un mur en maçonnerie sous charge latérale. De nombreuses normes proposent le calcul de cette résistance sur la base d'une contrainte de cisaillement « nominale » qui pourrait être déterminée expérimentalement [Lafuente, 1990].

Différents types d'essais ont été proposés pour déterminer d'une manière simple et pratique la contrainte de cisaillement :

- Les essais de cisaillement caractérisant le mécanisme du type coulomb au niveau des
- Joints (figure 12.2) ;
- Les essais sur petits murs soumis à une traction diagonale (figure 13.2).

A/Essais de [103] :

L'essai le plus simple à exécuter et à contrôler en laboratoire pour caractériser le comportement de la maçonnerie sous charge de cisaillement est celui montré sur la figure 12.2d. En ce qui concerne les autres types d'essais, il a été constaté expérimentalement l'apparition d'efforts de flexion qui modifient les conditions de cisaillement recherchées.

Le modèle dont il est question est constituée d'un ensemble de trois blocs de maçonnerie, où celui du milieu se trouve coupé en deux. Les deux moitiés sont séparées par un joint vertical vide, d'un (1.0) cm de large. Les charges de cisaillement s'appliquent sur cette pièce au milieu, tandis que les pièces externes peuvent être soumises à l'action de charge verticale.

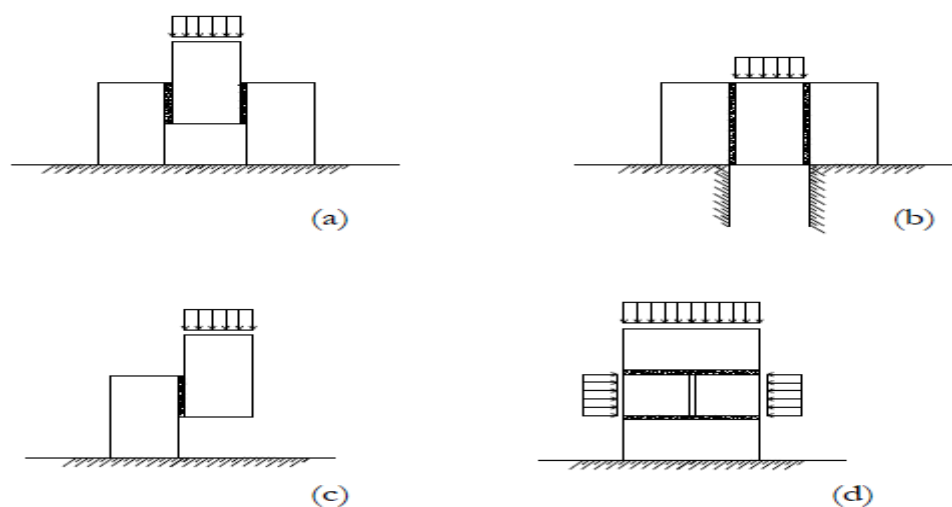


Figure 2.12. Essais de cisaillement.

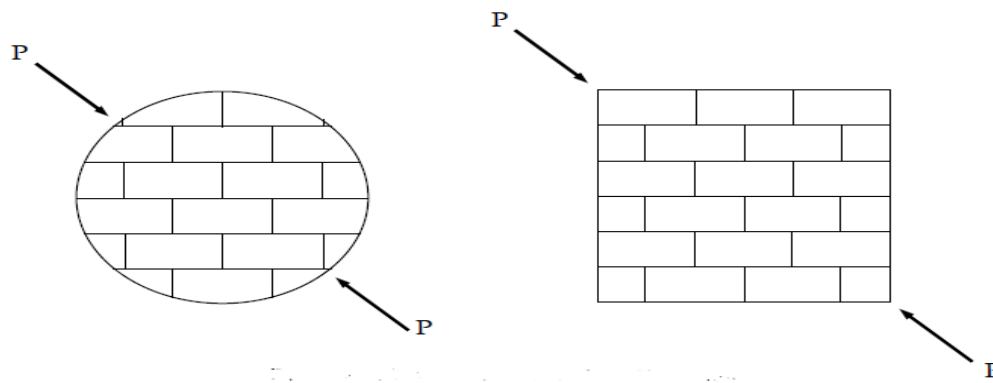


Figure 2.13. Essais de traction diagonale [103].

Les études de Meli et Reyes [cité par Lafuente, 1990], témoignent de l'existence de différents types de comportement à la rupture :

- Rupture de la pièce en maçonnerie par cisaillement (figure 14.2a) ;
- Glissement au niveau des joints (rupture par adhérence (figure 15.2b).

Meli et Reyes rapportent aussi quelques cas de fissuration par rupture du mortier.

Ce type d'essais aboutit à l'obtention de courbes telles que celles de la figure 15.2 [Anand, 1985], qui permettent la détermination des coefficients d'adhérence et de friction (c et ϕ). Les coefficients de dispersion sont élevés.

Les références consultées rapportent que dans ce type d'expériences, la ruine survient soudainement et d'une manière fragile, ce qui rend impossible d'observer la propagation de la fissure.

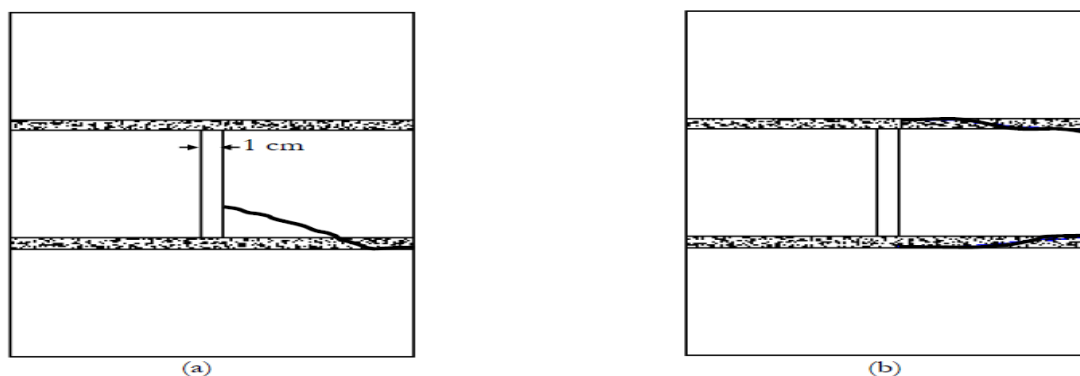


Figure 2.14. Schéma de fissuration. [103]

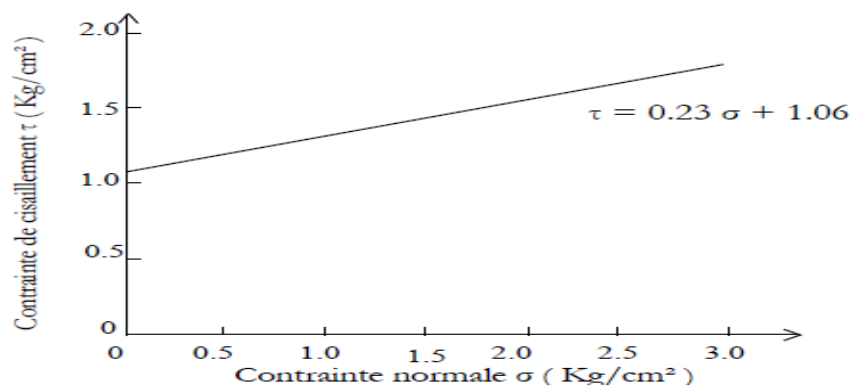


Figure 2.15. Résistance au cisaillement en fonction de la charge verticale [103].

B/Essai de traction diagonale :

Ce sont les essais les plus répandus pour la détermination de la résistance à la traction de la maçonnerie, ces expériences sont inspirées de « L'essai brésilien » (figure 16.2), conçu initialement pour l'évaluation de la résistance du béton.

Johnson et Thompson [Johnson et col, 1967], ont décrit les essais réalisés sur des disques en maçonneries soumis à des charges de compression diagonale. Les résultats obtenus varient Selon la direction des charges par rapport aux joints, la résistance atteignant un maximum pour des charges perpendiculaires aux joints et un minimum pour des charges parallèles aux joints.

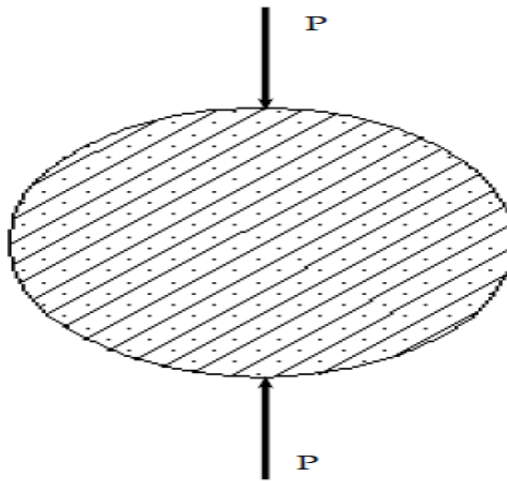


Figure 2.16. L'essai brésilien.

8.3. Comportement bi axial de la maçonnerie :

Le comportement constitutif de la maçonnerie dans des états de contrainte bi axiale ne peut pas être complètement décrit à partir du comportement constitutif dans des conditions de chargement uni axial. L'influence de l'état de contrainte bi axiale a été étudiée pour atteindre une valeur maximale afin de fournir une enveloppe bi axiale de la contrainte qui ne peut être décrite qu'à partir des contraintes principales, car la maçonnerie est un matériau anisotrope. Par conséquent, la résistance bi axiale de la maçonnerie doit être décrite à partir des vecteurs des contraintes dans un ensemble fixe de matériau ou, à partir des contraintes principales et de l'angle de rotation entre les contraintes principales et les axes du matériau. Des essais par Page

(1981) et (1983) [67] ont été effectués sur des briques pleines en argile avec une échelle de 1/2, ses résultats sont présentés dans la (figure 17.2).

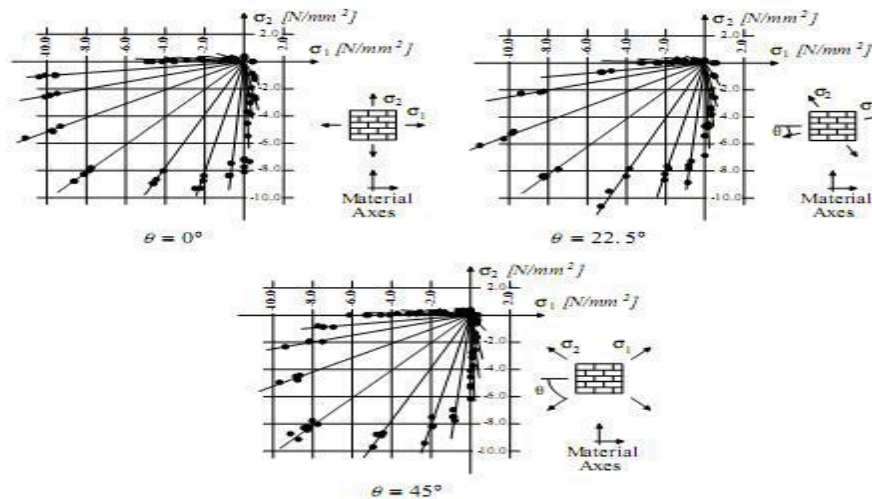


Figure 2.17. Comportement bi axial de la maçonnerie. [67]

Pour la traction unie axiale, la rupture se produit par glissement et fissuration des joints de mortier horizontaux et verticaux. La contrainte de compression latérale diminue la résistance à la traction qui peut être clair par l'endommagement induit dans le matériau composite, par micro glissement des joints et la microfissuration des briques.

Dans le cas d'un chargement traction et compression la fissuration se produire par fissuration et glissement des joints seuls ou dans un mécanisme unifié qui implique les briques et des joints.

Pour la compression bi-axiale, la fissuration est produite par la rupture du modèle à miépaisseur dans le plan parallèle aux surfaces libres quelle que soit l'orientation des contraintes principales.

L'augmentation de la résistance à la compression sous compression bi-axiale peut être montrée par le frottement dans les joints et le frottement intérieure dans les briques et le mortier.

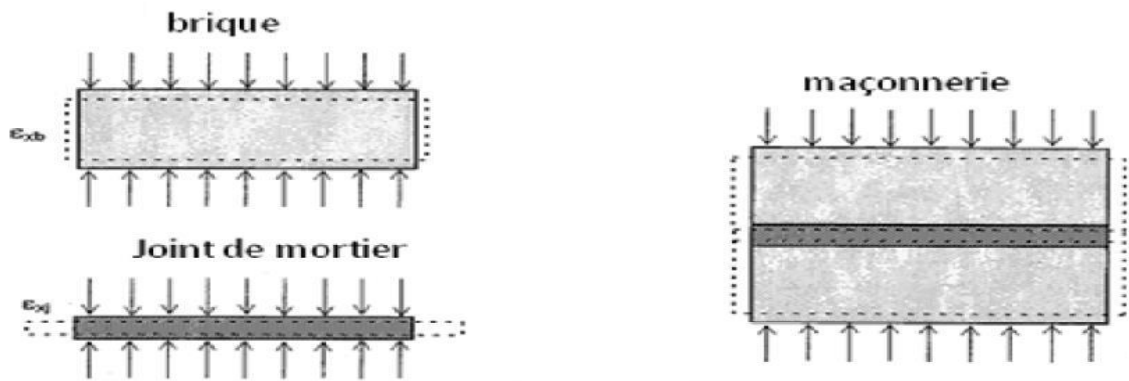
Pour le béton, la fissuration semble être en partie grande et indépendante du chemin de chargement ce qui confirme la présence d'un seul mode de fissuration.

8.3.1. Mécanisme de rupture sous compression axiale [56] :

Les murs en maçonnerie chargés axialement dans la direction perpendiculaire aux joints de mortiers ont toujours observé des comportements linéaires pour de faibles chargements. Aussi plus que la charge est augmentée, le matériau devient non linéaire et des fissures verticales apparaissent à des niveaux de chargements inférieurs à la capacité portante du mur.

Le mur est ainsi divisé en plusieurs colonnes, jusqu'à ce que le système ne soit plus en mesure de supporter les charges qui sont appliquées, devient instable, et la rupture apparaît.

Ce type de rupture est dû à l'interaction entre les unités de briques et les joints de mortier, résultant des différentes déformations.



(A) Comportement individuel $\epsilon_{xj} > \epsilon_{xb}$

(B) Comportement assemblage $\epsilon_{xj} = \epsilon_{xb}$

Figure 2.18. Comportement individuel et de l'assemblage des briques et du mortier en Compression [56].

8.4. Comportement de la maçonnerie vis-à-vis de la charge concentrée

Si la majorité des efforts appliqués au droit d'un mur sont uniformes et amenés par le poids de la structure au-dessus, les charges concentrées, sont dues aux impacts d'extrémités de poutre, de linteaux ou arcs, etc.

Une maçonnerie peut résister à un chargement concentré si celle-ci est correctement positionnée et suit une répartition à 45° similaire à celle montrée en figure 20.2 Page et Hendry [Page et col, 1987] ont étudié expérimentalement et analytiquement le comportement de la maçonnerie sous une charge concentrée. Cette étude a prouvé que les facteurs suivants augmentent la contrainte dans la région soumise à une charge concentrée [54] :

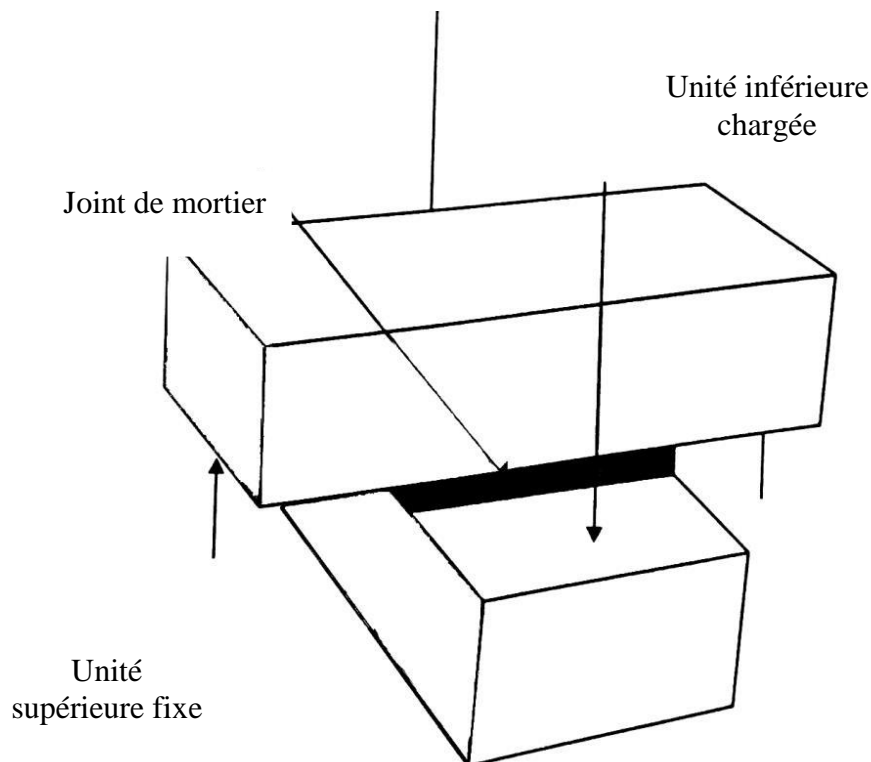


Figure 2.19. Essai de traction. [54]

- Le rapport de la section chargée à la longueur du mur ;
- La position de la charge le long du mur ;
- Si la charge se prolonge à travers la pleine largeur du mur ou est limitée à une partie de
- La largeur ;
- Si la charge est appliquée par une plaque rigide ou flexible ;
- Le type et la résistance des matériaux de maçonnerie ;
- Le rapport de longueur-largeur du mur et de son épaisseur ;
- La présence du chargement de compression au-dessus du mur de maçonnerie ;
- L'application des charges multiples.

Page et Hendry [Page et col, 1987] ont suggéré que pour une charge centrale de bande la longueur utile peut être prise comme longueur réelle mais inférieure à $(b + 1,2 h)$, où b est la longueur de l'extrémité chargée du secteur et h est la taille du mur. Ceci est basé sur le concept que la diffusion de la charge sera contenue dans une ligne de 45° à partir du bord du secteur chargé et que l'effort de compression vertical sera relativement uniforme à 0,6 de la taille de mur à partir du haut.

Appliquant cette définition de longueur utile à un mur de 2,5 m de hauteur portant une poutre de 150mm dont la largeur signifierait que la longueur du mur à considérer, cas du chargement central, serait de 3,15 m, donnant un rapport de la section chargée de 0,048.

La discussion ci-dessus s'applique seulement à la maçonnerie construite avec les unités de maçonnerie pleines. Kirtschig et Kasten [Kirtschig et col, 1979] ont trouvé qu'il n'y a aucune augmentation de contrainte pour les charges concentrées appliquées à l'extrémité d'un mur construit avec des blocs de maçonnerie perforés. Les résultats obtenus par Page et col. [Page et col, 1987] sur les charges concentrées ont prouvé que le mode de rupture pour ce type de chargement se produit dans les fentes des blocs plutôt que par une rupture verticale [99].

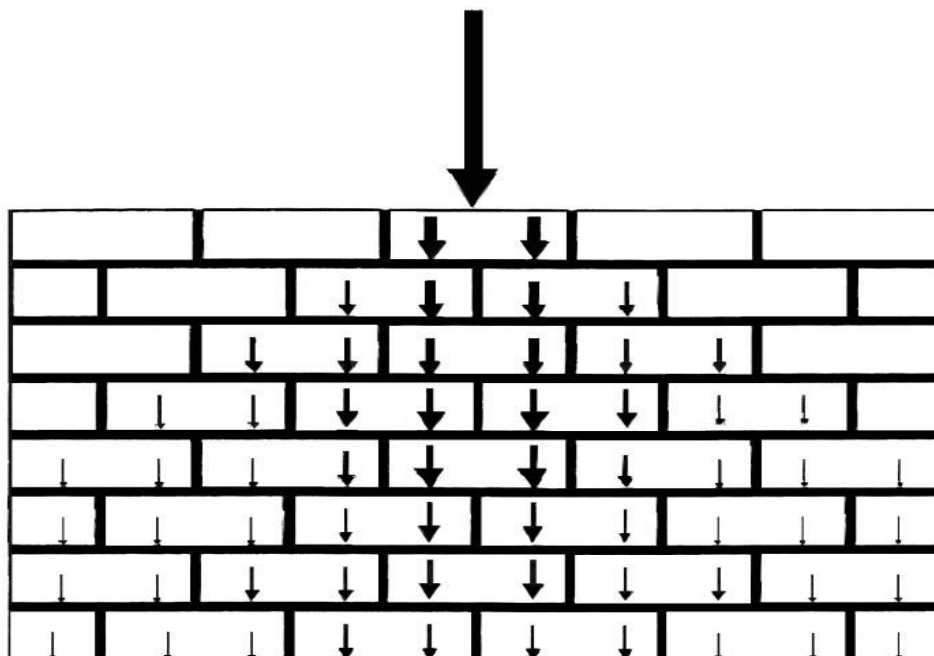


Figure 2.20. Propagation à 45° de la charge concentrée dans un mur [99].

9. La conclusion :

Les conclusions de nombreuses études menées sur ce sujet sont les suivantes :

- Conclusions sur leur comportement fortement associé à l'existence d'une discontinuité (composite) ;
- C'est le niveau de ces discontinuités qui provoque la non-linéarité ;
- Cela affaiblit le comportement général ;
- Ces discontinuités se situent surtout au niveau supérieur ;
- Interface entre différents composants.

CHAPITRE 3

Modélisations sur le comportement des structures en portiques de béton armé avec remplissage avec ouvertures en maçonnerie sous l'effet des séismes

1. Introduction :

La maçonnerie est l'une des plus anciennes et des plus répandues matériaux ; il a été et est toujours utilisé à diverses fins de construction. La maçonnerie est constituée d'éléments et de mortier, ces constituants ont leurs propres propriétés mécaniques et leur géométrie et l'arrangement peut varier formant différents assemblages de maçonnerie.

Ainsi la maçonnerie est classée comme un matériau anisotrope hétérogène, l'analyse et la compréhension du comportement structurel de la maçonnerie est donc complexe. Pour le calcul d'ouvrages en maçonnerie ou l'évaluation d'ouvrages existants, le recours ainsi à la modélisation est souvent nécessaire pour comprendre le comportement réel de la structure sous diverses conditions de chargement et en particulier sous séismes.

Plusieurs méthodes d'analyse des portiques avec remplissage sont proposés dans la littérature par divers chercheurs. Selon le degré de raffinement utilisé pour représenter structure, ces méthodes peuvent être divisées en deux groupes :

- Les macro-modèles qui appartiennent aux modèles simplifiés ;
- Les micro modèles qui incluent les formulations éléments finis

Dans l'approche Macro-modèle, la maçonnerie est considérée comme un matériau homogène sans distinction entre les unités et mortier, les propriétés du matériau sont obtenues à partir de la moyenne propriétés des constituants de la maçonnerie et la maçonnerie est modélisée comme une série d'éléments continus. Ainsi le système structurel, remplie ou avec ouvertures, est modélisée comme un portique contreventé avec une diagonale de compression en remplacement du remplissage. La méthode de diagonale équivalente est en outre considérée dans les trois catégories suivantes :

- a) Modèle de diagonale unique ;
- b) Modèle de diagonale modifiée ;
- c) Modèle multi-diagonales

Dans l'approche micro-modèle, les unités et le mortier sont modélisés comme des éléments de continuum et les interfaces unité-mortier sont modélisées comme des éléments discontinus. La micro modélisation peut fournir des résultats précis, mais il est gourmand en calculs et donc limité à la simulation éléments de maçonnerie relativement petits.

2. Modélisation des maçonneries :

La difficulté qu'on trouve pour modéliser la maçonnerie est due à :

- L'hétérogénéité du matériau (brique + mortier) ;
- Les différentes sollicitations donnent des lois de comportement différentes.

Ce comportement aléatoire de la maçonnerie nous porterait à utiliser des lois probabilistes pour décrire son fonctionnement, mais on s'aperçoit que jusqu'aujourd'hui seuls des modèles élastiques linéaires isotropes sont utilisés, or ces modèles posent certains problèmes :

- Le non prise en compte de l'hétérogénéité du matériau.
- La dispersion des résultats car la définition d'un critère de résistance n'est pas suffisante.

L'analyse des structures en maçonnerie est une tâche difficile car :

- En premier lieu il est limité dans l'étude de comportement mécanique qui nécessite des essais in-situ ;
- En second lieu il est difficile d'utiliser les informations existantes sur la maçonnerie.

Selon le niveau de précision et de simplification souhaitée, il est possible d'utiliser les stratégies de modélisation par deux types d'approches proposés par Lourenco. P.B (2006) :

- Une approche par macro-modélisation ;
- Une approche par micro-modélisation.

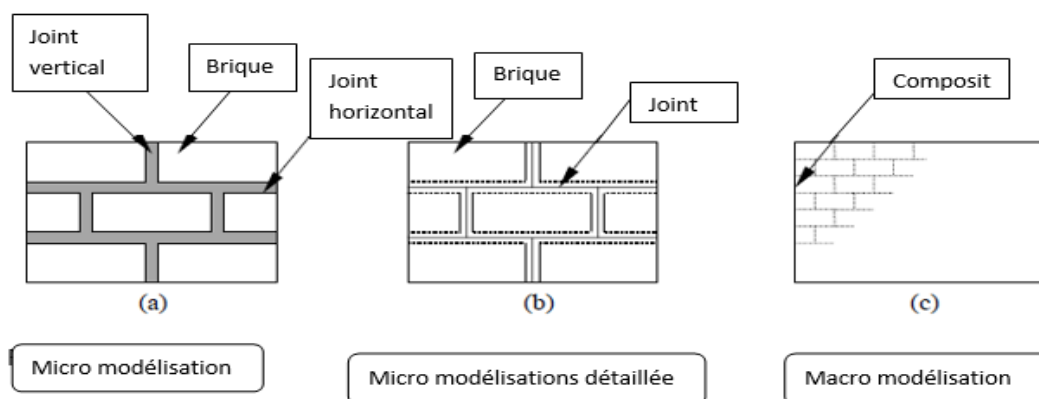


Figure 3.1 Stratégies de modélisation d'une maçonnerie.

Pour décrire le comportement mécanique de la maçonnerie nous avons deux approches :

- Approche structure : consiste à considérer la maçonnerie comme étant une structure hétérogène, cette approche nécessite de prendre en compte les différents constituants (brique, mortier) d'un point de vue matériel et géométrique c'est l'approche globale ou micro-modélisation.
- Approche matériau : consiste à considérer la maçonnerie comme étant une structure homogène, cette approche nécessite d'abord une étape d'homogénéisation du matériau maçonnerie
- Approche par homogénéisation ou macro-modélisation.

La modélisation précise de la maçonnerie doit tenir compte des cinq types de mécanismes de ruine suivants :

- a) Fissuration du joint en traction ;
- b) Glissement le long d'un joint pour des faibles valeurs de contraintes normales ;
- c) Fissuration l'élément de maçonnerie par traction directe ;
- d) Fissuration diagonale de l'élément de maçonnerie due à des valeurs suffisantes qui développent du frottement dans les joints ;
- e) Scission de la maçonnerie en traction due à la dilatation de mortier pour de grandes valeurs de contraintes normales.

Le premier et le deuxième sont des mécanismes des joints. Le troisième et le quatrième sont des mécanismes de la brique. Le cinquième est un mécanisme combiné.

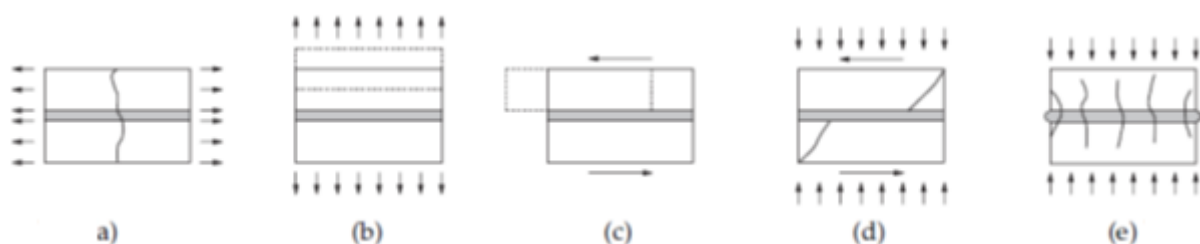


Figure 3.2 Mécanismes de rupture d'une maçonnerie (Lourenco 2006)

2.1. Micro modélisation :

Tous les modèles discutés ci-après sont basés sur la méthode des éléments finis qui utilise généralement 3 types d'éléments pour représenter le mur de remplissage en maçonnerie, le portique et l'interaction entre eux.

Chapitre03 : Modélisations sur le comportement des structures en portiques de béton armé avec remplissage avec ouvertures en maçonnerie sous l'effet des séismes

Mallick et Severn (1967) [48], ont pris en compte le contact du mur au portique. Les murs de remplissage ont été modélisés comme des éléments élastiques rectangulaires avec 2 degrés de liberté. Le portique a été modélisé à l'aide des éléments sans déformation axiale. Le glissement du portique contre le mur a été remarqué ainsi que le frottement entre eux.

Goodman et al. (1968) [31] ont développé un élément fini afin de simuler l'interaction entre cadre et mur. L'élément rectangulaire de la déformation simple avec 4 nœuds et 2 transitionnels. Le degré de liberté de chaque nœud a été modifié pour prendre en compte les propriétés des conditions de contact.

Les chercheurs Malik et Garg (1971) [50] ont modélisé l'effet de l'existence d'une fente de cisaillement entre ossature et mur de maçonnerie. Ils ont utilisé l'élément rectangulaire de déformation simple pour le mur similaire à la technique mentionnée ci-dessus. Ils ont également proposé que dans le modèle de poutre élément pour portique, le degré de liberté de rotation ne doit pas être pris en compte, ce qui signifie que le cadre ne doit être déformé que sous les charges de cisaillement et axiales. Ce modèle a été utilisé pour étudier 2 problématiques : l'effet des ouvertures dans le mur de remplissage en maçonnerie en plus du l'effet de fente de cisaillement entre le portique et les murs de remplissage.

Koset et al. (1974) [42] ont observé que les murs de remplissage et les fissures du portique sont apparus et développés même sous de faibles charges latérales. Ceci est attribué à la faible résistance à la traction au contact entre les murs de remplissage et le portique. Par conséquent, afin de simuler la réponse du système sous la charge latérale, l'ouverture / la fermeture des espaces entre les murs de remplissage en maçonnerie et le cadre doit être pris en considération.

King et Pandey (1978) [36] ont utilisé l'élément proposé par Goodman et ses collègues. Les tests primaires ont montré que les courbes de contrainte de cisaillement étaient élastoplastiques en contact entre les éléments. Les caractéristiques de rigidité tangentielle (K_n et K_s) des éléments modérés étaient définies comme des fonctions de ces éléments.

Liauw et Kwan (1984) [45] ont avancé une théorie plastique qui a permis trois modes de fractures différentes. Basée sur la résistance relative des poteaux, des poutres et le comportement des murs de remplissage, trois types de défaillance sont mentionnés :

- Effondrement des coins des murs de remplissage et fracture des colonnes

- Effondrement des coins des murs de remplissage et fracture des poutres
- Fissure diagonale des murs de remplissage en maçonnerie

Shing et al. (2002) [77] ont simulé le comportement non linéaire des éléments de murs de maçonnerie en utilisant la théorie de la plasticité. Les fissures à travers les briques et le mortier ainsi que les fissures entre le joint de mortier et les éléments en béton armé ont été modélisés et étudiés. Dans ce modèle, le comportement global du système combiné avant la fissuration a été considérée homogène et isotrope. Le comportement des matériaux était présumé élasto-plastique basé sur le critère de Von Mises avec des tensions de type Rankine.

2.2. Macro modélisation :

L'idée d'utiliser un élément simple pour simuler des murs de remplissage à l'intérieur du portique présente plusieurs avantages dans le processus d'analyse et de conception. Au début, il a été expliqué qu'une entretoise diagonale avec des propriétés mécaniques appropriées peut être une solution appropriée pour les murs. En utilisant le modèle de jambe de force diagonale, il sera possible d'intégrer les éléments suivants dans le modèle :

- Rigidité de cisaillement du mur de remplissage ;
- Petite contrainte de cisaillement et de traction du poteau au contact entre le mur et le cadre.

Bien que ce modèle est simple mais ne puisse pas représenter les complexités suivantes dans le modèle :

- Diminution de la rigidité et de la résistance sous des charges cycliques,
- Comportement hors plan des murs de remplissage en cas de fissure diagonale,
- Glissement de cisaillement le long des joints qui se produit à mi-hauteur des murs de remplissage.

Ces problèmes ont été résolus dans une certaine mesure dans le modèle de jambe de force équivalent. Par exemple, Klinger et Bertero (1976) [38] ont modélisé des murs de remplissage en maçonnerie avec deux entretoises équivalentes et noté les effets de la dégradation de la rigidité. Polyakov (1956) a étudié la normale et le cisaillement contraintes au milieu des murs de remplissage, en utilisant la méthode de calcul de variation et en offrant une technique numérique pour estimer la charge qui provoque un crash diagonal.

Holmz (1961) a présenté pour la première fois la formule d'une barre diagonale. Il a supposé que la largeur de la jambe de force équivalente est égale à un tiers de la longueur diagonale. Après cela, plusieurs des études ont été réalisées pour définir la largeur de la jambe de force équivalente.

Stafford Smith (1968) [87] a observé que la jambe diagonale équivalente a de nombreuses simplifications et quelques modifications doivent être apportées sur sa largeur équivalente. Il a supposé que la répartition des forces interactionnelles entre l'ossature et les murs de remplissage est triangulaire. Cette idée a une très grande précision et est toujours en cours d'utilisation. Basé sur la durée d'interaction entre murs de remplissage et portique, d'autres propositions ont été introduites par Mainstone (1971) et Kadir(1971).

Klinger et Bertero (1976) [38] ont fourni le premier élément diagonal à comportement cyclique qui a pu prendre en compte le comportement de dégradation de la rigidité grâce à la procédure de modélisation.

Le tableau 3.1 résume les différentes relations pour calcul de la largeur de bielle équivalente dans les murs de remplissage en maçonnerie

Researcher		Effective width (b_w)	λh	
Holmes (1961)		$b_w = [0.33]d_w$	-	170 (max)
Manistone (1971)		$b_w = 0.16(\lambda h)^{-0.3}d_w$	5	50
Klingner and Bertero (1978)		$b_w = 0.175(\lambda h)^{-0.4}d_w$	5	45(min)
Liauw and Kwan (1984)		$b_w = 0.95h_w \cos\theta(\lambda h)^{-0.5}$	5	90
Paulay and Priestley (1992)		$b_w = [0.25]d_w$	-	125
Recommended	Upper band, Negative Effect	$b_w = [0.2]d_w$	-	100
	Lower band, Positive Effect	$b_w = [0.1]d_w$	-	50

Tableau 3.1 Les différentes relations pour le calcul de la largeur équivalente dans les murs de remplissage en maçonnerie.

2.2.1. Méthode diagonale :

La clé de la méthode de la bielle diagonale est de déterminer la largeur de la bielle diagonale qui peut simuler la rigidité et la résistance du système rempli. Une fois la largeur connue, une simple analyse du cadre peut être effectuée pour obtenir la rigidité du système.

Les documents FEMA 273 [5], FEMA 306 [4] et FEMA 356 [3] ont suggéré que la rigidité du remplissage peut être prise en compte dans le modèle structural par une barre diagonale équivalente, selon l'approche dite de Mainstone. La barre diagonale équivalente est définie par une épaisseur qui est égale à celle du panneau de remplissage et par une largeur donnée par :

$$W=0.201x = \frac{\sqrt{H'^2+L'^2}}{H^{0.4} (E_{d.s.\sin(2\theta)})^{0.1} (E_f I_c H')^{0.1}} \quad (3.1)$$

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{H'}{L'}\right) \quad (3.2)$$

Où s est la largeur actuelle du remplissage en contact avec l'ossature ;

d' la longueur de la diagonale ;

E_d est le module de rigidité du remplissage le long de la diagonale ;

E_f le module d'Young du béton armé ;

H et L sont la hauteur et la longueur du portique ;

H' et L' la hauteur et la longueur du remplissage ;

I_c est le moment d'inertie de la section transversal du poteau supposé uniforme.

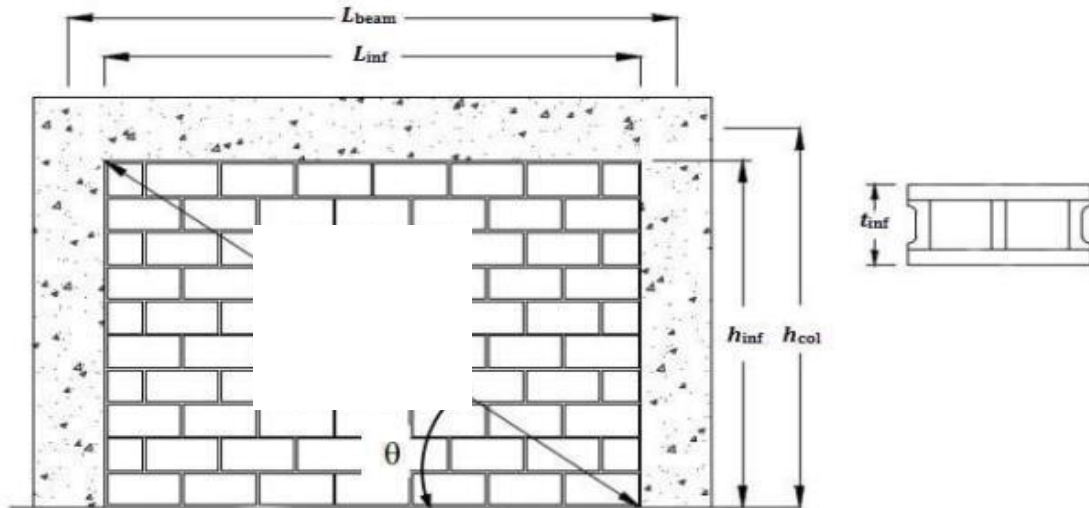


Figure 3.7 Définition des variables géométriques du remplissage en maçonnerie.

Polyakov (tel que rapporté par Klinger et Bertero [39] et Mallick et Severn [48]) a mené l'une des premières études analytiques basées sur la théorie élastique. À partir de son étude, complétée par des essais sur des murs de maçonnerie chargés en diagonale en compression, il a suggéré que l'effet des panneaux de maçonnerie dans les cadres remplis soumis à des charges latérales pourrait être équivalent à une entretoise diagonale (voir Figure 3.7).

Plus tard, Holmes a repris cette idée et a proposé que la jambe diagonale équivalente ait une largeur égale au tiers de la longueur du panneau.

Stafford Smith [73] a affiné l'approche et a commencé une série de tests pour étudier plus précisément la largeur de la jambe de force équivalente.

Cette tâche a été poursuivie par de nombreux autres chercheurs. De nos jours, le modèle d'entretoise diagonale est largement accepté comme un moyen simple et rationnel de décrire l'influence des panneaux de maçonnerie sur le cadre de remplissage.

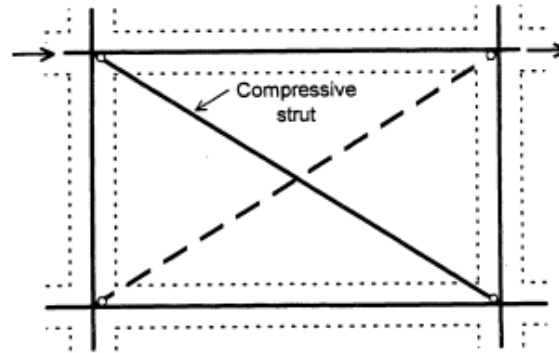


Figure 3.8 Modèle diagonale pour un portique remplis par un mur de remplissage

2.2.2. Méthode diagonale modifiée :

Le modèle diagonal est simple et capable de représenter l'influence du panneau de maçonnerie dans un sens global. Ce modèle, cependant, ne peut pas décrire les effets locaux résultant de l'interaction entre le panneau de remplissage et le cadre environnant. En conséquence, les moments de flexion et les forces de cisaillement dans les éléments de cadre ne sont pas réalistes et l'emplacement des charnières plastique potentielles ne peut pas être prédit de manière adéquate. Pour ces raisons, le modèle diagonal simple a été modifié par différents chercheurs, comme illustré sur la figure 3.8.

Zarnic et Tomazevic [100, 101, 102] ont proposé le modèle illustré à la Fig. 3.9 (a) basé sur leurs résultats expérimentaux. Dans ces tests, les dommages dans la zone supérieure du panneau de maçonnerie se sont produits hors de la diagonale, probablement en raison d'une perturbation introduite par les dispositifs utilisés pour appliquer les charges latérales et verticales dans les coins du cadre. Par conséquent, dans le modèle proposé, l'extrémité supérieure de l'entretoise diagonale n'est pas reliée à l'articulation de la colonne de poutre.

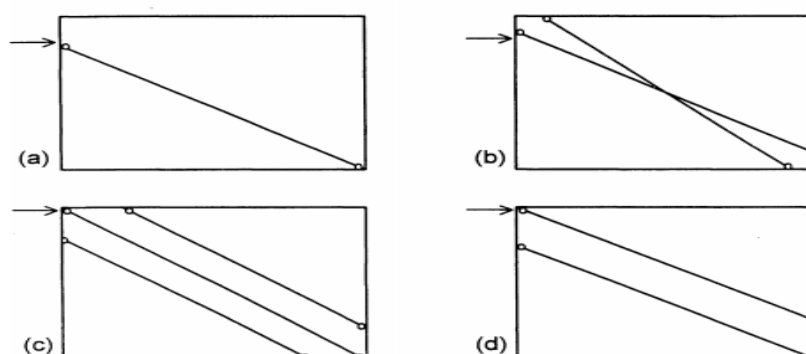


Figure 3.9 Modèles de jambes de force multiples proposés par Schmidt

Les figures 3.8 (b), (c) et (d) montrent des modèles de jambes de force multiples proposés par Schmidt (comme rapporté par König [36]), Chrysostomou [11] et Crisafulli [17], respectivement). Le principal avantage de ces modèles, malgré l'augmentation de la complexité, est la capacité à représenter plus précisément les actions dans le cadre. Syrmakesis & Vratsanou [89] et San Bartolomé [75] ont augmenté le nombre d'entretoises et ont utilisé dans leurs analyses un modèle similaire à celui illustré sur la Fig.3.8 (c) avec cinq et neuf entretoises parallèles, respectivement, dans chaque direction.

Un modèle plus complexe a été développé par Thiruvengadam [94] pour l'analyse dynamique des cadres remplis. Le modèle se compose d'un cadre avec un certain nombre de diagonales jointes par broches et d'entretoises verticales uniformément réparties dans le panneau. Ces diagonales représentent le cisaillement et la rigidité axiale du remplissage de maçonnerie. Afin de tenir compte de la séparation partielle au niveau des interfaces panneau-cadre, la longueur de contact est calculée et les entretoises inefficaces sont supprimées..

Les modèles d'entretoises présentés ci-dessus ne sont pas capables de décrire la réponse du système d'ossature remplie lorsqu'un glissement de cisaillement horizontal se produit dans le panneau de maçonnerie. Pour ce cas, Fiorato et al. [43] ont proposé un «cadre à genouillère» pour représenter le comportement, et Leuchars & Scrivener [44] ont suggéré le modèle illustré à la figure 3.9 La double jambe de force peut représenter les grands moments de flexion et les forces de cisaillement induites dans la zone centrale des colonnes. . De plus, il est possible de considérer le mécanisme de friction se développant le long des fissures, qui contrôle principalement la résistance du système.

Andreaus et al . [2] ont généralisé l'idée de l'entretoise diagonale et supposé que la maçonnerie peut être représentée à l'aide d'un système en treillis, afin de générer une sorte de maillage d'éléments finis formé par des «cellules». Chacune de ces cellules représente un élément à quatre nœuds, dont le comportement mécanique est défini par deux éléments de treillis situés le long des directions diagonales de l'élément. Cette approche peut être considérée comme un micro-modèle, en raison du raffinement impliqué dans la représentation de la structure. Cependant, il est inclus ici parce que la formulation du modèle était basée sur le concept des entretoises diagonales. D'Asdia et al. [17] ont appliqué cette approche pour modéliser des structures à ossature remplie.

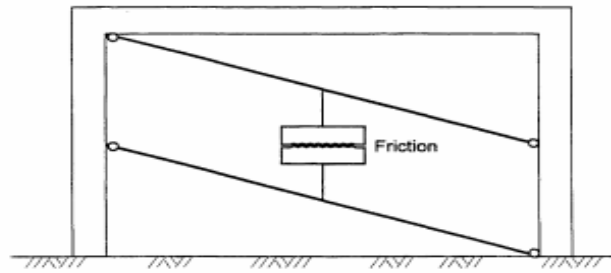


Figure 3.10 Model proposé pour représenter la repense d'un portique en béton armé avec remplissage au forces horizontales

3. Modélisation du portique :

La représentation analytique du cadre peut être faite soit avec des éléments de poutre ou avec une discrétisation plus fine utilisant des éléments solide (éléments à deux ou trois dimensions)

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

L'avantage principal des éléments de poutre est qu'ils sont géométriquement simples et ont quelques degrés de liberté. L'effet des barres d'acier, dans les éléments en béton armé, est implicitement pris en compte dans la définition des relations axiales et de flexion supposées dans l'analyse. Lorsque l'analyse non linéaire est effectuée, l'effet de glissement des barres d'acier peut également être pris en compte en utilisant des ressorts de rotation situés aux extrémités de l'élément. L'utilisation d'éléments solides pour modéliser le cadre permet une meilleure description de son comportement, bien que de nombreux autres éléments soient nécessaires à la discrétisation. Les éléments en béton armé nécessitent des éléments supplémentaires pour représenter l'effet des barres en acier. Cela peut être fait en utilisant une couche superposée ou des éléments discrets de barres, en supposant une hypothèse pour la compatibilité des contraintes entre l'acier et le béton [79].

4. Les méthodes de modélisation des portiques avec murs de remplissage :

Depuis les années 50, plusieurs tentatives d'analyse les structures à cadres avec remplissage en maçonnerie ont rapporté plusieurs modèles analytiques pour une meilleure compréhension de leur comportement.

Doudoumis L.N (2006) montre qu'il existe quelques paramètres critiques de modélisation qui affectent considérablement le comportement des portiques remplis en maçonnerie soumis à un chargement latéral :

- Le détail de la modélisation des conditions d'interface affecte la rigidité latérale du système ;
- La densité du maillage nécessaire :il est noté que la densité de 4x4 avec un élément de 4 nœuds pour les panneaux remplis (dans le cas d'un comportement linéaire du matériau) donne des résultats satisfaisantes pour la rigidité totale du système . Un maillage avec une densité plus fine définit plus exactement les valeurs extrêmes aux niveaux des coins comprimés du panneau de remplissage, cette densité est généralement préférée dans le cas d'un comportement inélastiques du matériau ;
- L'existence du frottement au niveau de l'interface augmente la rigidité latérale du système, cette augmentation proportionnelle avec l'augmentation du coefficient de frottement surtout dans le cas d'un remplissage rigide.

Plusieurs méthodes numérique ou analytique sont proposées et semblent être efficace pour traiter ce type de modèle :

5. Les méthode de modélisation numérique :

5.1. La méthode des éléments finis :

Dans cette méthode, les briques sont modélisées par l'utilisation des éléments conventionnelles déformables par contre les joints de mortier peuvent être simulés par des éléments d'interfaces. Les éléments joints sont formés par la superposition de deux rangées de nœuds. Deux soucis majeurs apparaissent à cause de simplicité de cette approche :

- Les maillages des briques et des joints doivent être connectés, cette connexion est difficile à gérer lorsque les briques sont déposées d'une manière complexe notamment dans le cas 3D ;
- Les éléments joints sont capable de modéliser le contact principalement dans le cas d'hypothèse des petites déformations, dans le cas de grandes déformations, il est difficile de remailler dans le but de réactualiser les contacts existants ou bien de générer de nouveaux contacts.

P.G. Asteris et D.M. Cotsovos a présenté une modélisation du comportement mécanique par éléments finis développée sous le code ABAQUS. Les modélisations de ces 6 structures sont illustrées dans les figures 3.3 [42].

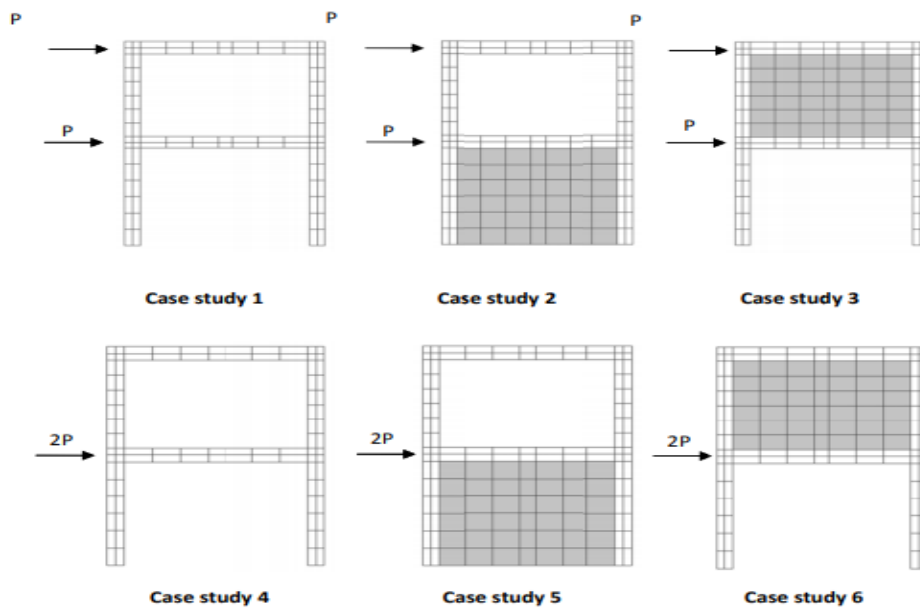


Figure 3.3 Modèles représentant les cadres nus et remplis adoptés pour les analyses.

5.2. La méthode des éléments discrets :

La méthode des éléments discrets MED est façonnée pour les problèmes dans lesquels intervient un nombre important de discontinuités. Dans cette méthode en général on considère la maçonnerie comme étant un assemblage de blocs rigides ou déformables reliés par des éléments joints. La MED est basée sur une formulation en grand et petits déplacements le long des discontinuités (souvent au niveau des joints), elle est capable de simuler les mécanismes de ruine dus aux glissements, aux rotations et aux impacts. Chaque bloc est défini suivant sa géométrie. Le point fort dans cette approche réside dans la possibilité de suivre les déplacements et de déterminer les mécanismes de ruine de la structure. La MED a été appliquée pour l'analyse du comportement dynamique des maçonneries, elle a montré une grande efficacité, car elle exige peu de degré de liberté par rapport à la MEF. Pour approximer d'une manière très satisfaisante les modes fondamentaux de vibration, cette méthode a été aussi utilisée pour déterminer les caractéristiques mécaniques moyennes d'un matériau hétérogène par la technique d'homogénéisation.

5.3. La méthode mixte :

On peut également rencontrer une combinaison entre les deux méthodes précédentes, on est confronté à cette situation lorsqu'on traite un problème où l'on doit attribuer un caractère rigide et déformable pour les unités (briques) et les joints de mortier respectivement, ceci quand les unités possèdent une rigidité supérieure à celle des joints de mortier [60].

6. Travaux d'essais sur les portiques en béton armé avec murs de remplissage en maçonnerie avec ouvertures soumis à un chargement dans son plan

Au cours des quatre dernières décennies, plusieurs efforts ont été déployés afin d'évaluer le comportement dans le plan des portiques en béton armé avec murs de remplissage avec des ouvertures. Différents types d'ouvertures ont été considérés avec des dimensions différentes, et tous les chercheurs ont observé des différences significatives entre la réponse du système avec et sans ouvertures. Dans ce qui suit, on passe en revue les travaux d'essais développés dans ce domaine, disponibles dans la littérature.

En 1960, Sachanski (1960) a étudié le comportement expérimental des portiques en béton armé avec remplissage en tenant compte de l'existence de différentes configurations d'ouvertures. Sachanski a effectué 31 essais expérimentaux, dont 9 sont des spécimens à grandeur réelle avec des ouvertures et soumis à un chargement monotone statique afin de comparer leur capacité avec ceux sans ouvertures. Sachanski a observé que les ouvertures réduisaient considérablement la capacité dans le plan des portiques en béton armé avec remplissage d'environ deux à cinq fois et plus.

Fiorato et al. (1970) ont testé des portiques en béton armé avec remplissage à l'échelle 1/8, une travée et un étage. Les spécimens ont été soumis à des chargements monotones et cycliques. Différentes dimensions, matériaux et influence des ouvertures ont été étudiés dans ces travaux. Il a été conclu que l'existence d'ouvertures se traduit par des systèmes plus flexibles avec une résistance latérale plus faible. Cependant, la capacité des structures n'a pas été réduite proportionnellement à la réduction de la surface utile des murs. La contribution de l'ossature à la résistance du système, en plus des forces de frottement développées entre les segments de mur, a atténué l'influence des ouvertures.

Mallick et Garg (1971) ont effectué des essais à échelle réduite (< 1) sur des charpentes en acier remplies de murs en béton. Les spécimens étaient à travée unique, carrée et à un

étage soumis à des chargements monotones. L'objectif principal de la campagne expérimentale était d'évaluer l'effet des positions possibles des ouvertures sur la rigidité latérale et la résistance des éprouvettes remplies. De plus, il a également évalué l'influence de l'utilisation de connecteurs de cisaillement sur les performances des éprouvettes. D'après les essais, il a été conclu que le portique remplis avec ouvertures (situées à chaque extrémité de la diagonale chargée) et des connecteurs de cisaillement atteignait 75% de résistance en plus et 75% à 90% de rigidité que sans ouvertures. Globalement, il a été observé que les spécimens avec des ouvertures atteignaient une rigidité latérale et une résistance inférieures. Il a été observé que les ouvertures diminuaient la rigidité du panneau et particulièrement plus si la disposition des ouvertures est à côté des coins du mur.

Liauw et Lee (1977) ont testé trois charpentes en acier à quatre étages à l'échelle avec des remplissages en béton armé avec et sans ouvertures. Les auteurs ont observé une réduction d'environ neuf et quatre fois de la rigidité latérale et de la résistance, respectivement, en raison de l'existence des ouvertures. Il a également été observé une forte réduction de l'effet de bielle qui était justifiée par la hauteur des ouvertures au-dessus des diagonales de compression, ce qui provoquait la flexion et le cisaillement des poutres du linteau et la perte d'action des bielles.

Dawe et Seah (1989) ont mené une vaste campagne expérimentale composée de 28 spécimens à une seule travée et à un seul étage à grande échelle. Les principaux objectifs des auteurs étaient d'évaluer l'influence des renforcements des joints, des conditions aux limites, de la taille des ouvertures. Il a été conclu qu'une fenêtre centrale pouvait entraîner une réduction de 54 % de la rigidité initiale de l'éprouvette et de 40 % de la capacité de résistance. Les ouvertures situées du côté latéral opposé à l'application de la charge sur le panneau pourrait conduire à une réduction de l'ordre de 30%. Les ouvertures situées sur le côté latéral à proximité de l'application du chargement pourraient entraîner des réductions de l'ordre de 55 %.

Mosalam et al. (1997) ont observé que les ouvertures dans les murs de remplissage conduisent à un comportement plus ductile et a un rapport de force post-fissuration plus important.

Flanagan et Bennett (1999) ont effectué des essais dans le plan sur huit spécimens de charpente en acier remplis à l'échelle. À partir des essais, il a été observé que les ouvertures

Chapitre03 : Modélisations sur le comportement des structures en portiques de béton armé avec remplissage avec ouvertures en maçonnerie sous l'effet des séismes

sur le remplissage entraînaient une réduction de la capacité ultime de 50 % et 25 %, respectivement, lorsqu'elles étaient situées à proximité et à l'écart de la zone chargée.

Yanez et al. (2004) ont observé que la rigidité des éprouvettes avec un taux d'ouverture de 11 % de la surface totale de la paroi est proche de celle des éprouvettes sans ouvertures. Les auteurs ont observé que le taux de dégradation de la rigidité est plus faible à mesure que la taille de l'ouverture augmente, en particulier dans les murs en maçonnerie en béton.

Kakaletsis et Karayannis (2008) ont testé plusieurs spécimens à l'échelle 1/3 (portique nu, portique avec remplissage solide faible, portique avec remplissage solide fort), spécimens de portique avec ouverture de fenêtre concentrique et ouverture de porte avec remplissage faible et fort. Les auteurs ont conclu que les remplissages avec ouverture se fissurent et se séparent du portique environnant à un stade précoce avant que la plastification ne se produise au niveau du renforcement de la colonne. Il a été observé que dans les faibles demandes dans le plan, la dissipation d'énergie est plus élevée pour les spécimens avec des ouvertures par rapport au spécimen à portique nu.

Anil et Altin (2007) ont observé que les ouvertures réservées sur le remplissage provoquaient une baisse significative de la résistance, de la rigidité et de la capacité de dissipation d'énergie.

Goutam Modal et Sudhir K. Jain (2007) [104] : ont effectué une analyse paramétrique par éléments finis sur un portique avec mur de remplissage à une seule travée, à un seul étage, à une seule travée à deux étages et à une seule travée de trois étages pour examiner l'effet d'ouvertures centrales de différentes tailles sur la structure initiale. rigidité des portiques avec remplissage plein. Sur la base de l'étude, il a conclu que l'effet de l'ouverture sur la rigidité latérale initiale des portiques avec remplissage doit être négligé si la zone d'ouverture est inférieure à 5% de la surface du mur de remplissage, et le facteur de réduction de la largeur de la diagonale doit être égal. à un, c'est-à-dire que le cadre doit être analysé comme un portique plein sans ouverture. L'effet du remplissage sur la rigidité latérale initiale du portique avec remplissage peut être ignoré si la zone d'ouverture dépasse 40% de la surface du mur de remplissage, et le facteur de réduction de la largeur des entretoises doit être pris égal à zéro, c'est-à-dire que le portique doit être analysé comme un portique nu. Le facteur de réduction proposé s'applique aux cadres remplis avec des ouvertures normales. Les

cas extrêmes où les ouvertures sont étendues sur toute la hauteur ou toute la largeur du cadre de remplissage ne peuvent pas être couverts par le facteur de réduction.

Tasnimi et Mohebkah (2011) [105] ont conclu que la ductilité des portiques remplis avec des ouvertures dépend du mode de défaillance des piles de remplissage et ne présentent pas plus de ductilité que les portiques pleins remplis. Les auteurs ont observé que la dégradation de la rigidité est indépendante du rapport d'aspect de l'ouverture et que le rapport d'amortissement visqueux équivalent des éprouvettes avec des ouvertures est supérieur à celui de l'éprouvette solide aux grands déplacements imposés.

Enfin, Mansouri et al. (2014) [106] ont observé que la présence d'ouvertures modifie le mode de rupture en augmentant le niveau de dommage et en réduisant la ductilité, la résistance et la rigidité de l'ossature remplie. L'ouverture " Porte " a entraîné une plus grande résistance, une dissipation d'énergie et des réductions de rigidité par rapport aux ouvertures de fenêtre.

7. Conclusions :

Le comportement des portiques en béton armé remplis de maçonnerie sous une charge latérale séismique est compliqué parce qu'un certain nombre de mécanismes de rupture différents peuvent être induits par l'interaction portique-remplissage, y compris les ruptures de cisaillement fragiles des colonnes en béton et les dommages des murs de remplissage.

Il est relativement unanime que la présence du remplissage améliore la résistance et la rigidité de la structure, ensuite elle influence l'effort tranchant à la base de la structure et le déplacement latéral

Les différents modèles théoriques rapportés dans la littérature pour prédire le comportement sismique des charpentes remplies de maçonnerie et du panneau de remplissage de maçonnerie peuvent être globalement classés en deux catégories distinctes:

- les modèles à base de micro-éléments
- les modèles à base de macro-éléments.

Les modèles théoriques de microéléments tels que le modèle d'éléments finis fournissent une approche analytique rigoureuse pour évaluer la réponse dynamique des cadres de maçonnerie remplis. La variation spatiale des conditions locales dans les murs de

remplissage de maçonnerie ainsi que dans la charpente est capturée par la multiplicité de petits éléments, chacun satisfaisant aux conditions d'équilibre et de compatibilité.

Un certain nombre de modèles d'éléments finis ont été développés et utilisés pour prédire le comportement de charge latérale dans le plan des cadres de maçonnerie remplis. Cependant, ces techniques rigoureuses de modélisation de microéléments sont fastidieuses et prennent du temps pour une application dans l'analyse structurelle de grandes structures de bâtiments avec un grand nombre de remplissages. La modélisation de macroéléments offre une approche alternative dans laquelle l'ensemble du panneau de remplissage de maçonnerie est représenté comme une seule unité (par exemple, une entretoise diagonale) et seul le comportement global équivalent du panneau de remplissage est pris en compte dans l'analyse. Ainsi, pour les analyses axées sur la réponse structurelle globale, des modèles de macro-éléments peuvent être mis en œuvre à la place de modèles de micro-éléments sans perte significative de précision et avec un gain considérable en efficacité de calcul.

CHAPITRE 4

Influence des Murs Remplissage en Maçonnerie avec Ouverture sur le Comportement des Structures en Portiques de Béton Armé sous l'Effet des Séismes

1.Introduction :

Dans le calcul des structures en portiques en béton armé, l'interaction structure-murs de remplissage n'est pas prise en considération de façon précise. Le comportement des murs de remplissage est difficile à prédire en raison des variations des propriétés des matériaux qui peuvent être utilisées dans la fabrication des murs en maçonnerie et différentes configurations par lesquelles ils peuvent être appliqués aux bâtiments.

Plusieurs chercheurs insistent sur le rôle positif des murs de remplissage dans la résistance et la rigidité des portiques en béton armé sous l'action des forces sismiques. Lors des catastrophes de séismes qui ont frappés certains pays tel que la Turquie et l'Algérie en 2003, beaucoup de bâtiments étagés, en portiques en béton armé avec remplissage, ont subi des dommages qui ont été attribués, selon d'autres chercheurs, à l'effet défavorable du remplissage sur l'ossature.

Les recherches récentes se sont principalement concentrées sur le cas simple du mur de remplissage sans ouvertures. La recherche sur les murs de remplissage avec des ouvertures est principalement analytique, limitée à des cas particuliers et, en tant que telle, ne peut pas fournir de comparaison rigoureuse avec des cas réels en raison de l'accent mis sur les matériaux spécifiques utilisés et les types d'ouvertures spécifiques.

Une campagne de modélisations numériques non linéaire sous le code de calcul ABAQUS 6.14 CAE en 3D a été réalisée afin d'évaluer la réponse dans le plan des murs de remplissage en maçonnerie pour le séisme de Kobe de niveau d'intensité 0,70g avec l'objectif principal d'évaluer les périodes propres, le déplacement d'étage et inter étage compte tenu de l'effet des murs de remplissage avec différents pourcentages d'ouvertures et configurations (telles que des portes et des fenêtres) sont les paramètres pris en compte dans cette étude.

Les effets possibles des murs de remplissage avec différents pourcentages d'ouvertures symétriques sur le comportement sismique non linéaire des portiques en béton armé ont été étudié en considérant des ossatures partiellement remplies, en l'occurrence, une travée et un étage, deux travées et deux étages et également une travée et trois étages.

Les résultats de l'ossature nue et avec remplissage partiel sont discutés et des conclusions sont tirées de ces études.

2. Comportement du béton :

Le développement d'un modèle numérique pour le comportement du béton est une tâche difficile car le béton est un matériau fragile en traction et a un comportement hétérogène en compression.

Le modèle d'endommagement plastique a été utilisé pour décrire le comportement du béton. Ce modèle de comportement est implémenté dans le code non linéaire "éléments finis" Abaqus basé sur un schéma en temps explicite et présentant un panel complet de possibilités pour modéliser correctement les différents aspects du problème qui nous intéresse.

Pour définir le modèle d'endommagement plastique du béton dans ABAQUS, plusieurs paramètres doivent être convenablement spécifiés :

Ψ	E	f_{b0}/f_{c0}	K_c	μ
30	0.1	1.67	0.67	0,001

Tableau (4.1) : paramètres d'endommagement plastique de béton.

Avec : ψ : angle de dilatation;

ε : excentricité du potentiel d'écoulement ;

f_{b0}/f_{c0} : rapport de la limite d'élasticité en compression bi axial initiale à la limite d'élasticité en compression initiale ;

k_c : invariant du rapport de contrainte ($k_c = 2/3$)

μ : paramètre de viscosité ;

E : le module d'élasticité ($E = 25000 \text{ N/mm}^2$) ;

ν : le coefficient de Poisson ($\nu = 0,18$).

2.1. Comportement du béton a la compression :

Le modèle d'endommagement de béton à la compression requiert en entrée la contrainte par rapport à la déformation inélastique du béton à la fois pour la compression et la traction, obtenues à partir d'essais de compression et de traction uni axiale.

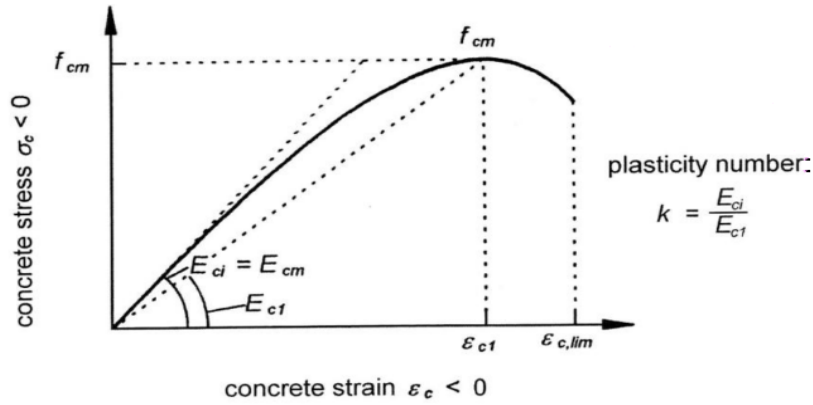


Figure 4.1. Diagramme de contrainte-déformation pour la compression unie axiale.

Où ; σ_c : la contrainte de compression,

f_{cm} : est la résistance moyenne à la compression des cylindres en béton,

E_{c1} : est le module d'élasticité sécant du béton de l'origine à la contrainte de compression maximale.

E : est le module d'élasticité du béton.

Un modèle est développé par Sargin pour définir la relation contrainte – déformation à la compression :

$$\sigma_c = \frac{\left(\left(\frac{E_c}{E_g}\right) (\epsilon/\epsilon_c)\right) + (D - 1) (\epsilon/\epsilon_c)^2}{1 + \left(\left(\frac{E_c}{E_g}\right) - 2\right) (\epsilon/\epsilon_c) + D (\epsilon/\epsilon_c)^2} f_c \tag{4.1}$$

Avec : E_g : module de cisaillement de béton.

ϵ_c : est la déformation maximale du béton et D est compris entre 0 et 1.

Les valeurs numériques adoptées dans la modélisation pour les propriétés mécaniques du béton est $f_{c28} = 25$ MPa et de module d'élasticité $E_{ci} = 32164$ MPa de coefficient de Poisson $\nu = 0,3$.

2.2. Comportement de béton a la traction :

Le comportement en traction du béton est considéré comme un élastique linéaire jusqu'à ce que la fissuration du béton soit initiée à une résistance à la traction en flexion.

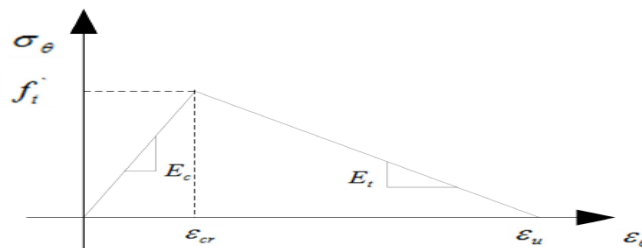


Figure 4.2. Courbe contrainte – déformation de béton à la traction.

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad \text{pour} \quad 0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{cr} \quad (4.2)$$

$$\sigma = f_t - E(\varepsilon - \varepsilon_{cr}) \quad \text{pour} \quad \varepsilon_{cr} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_u \quad (4.3)$$

$$\sigma = 0 \quad \text{pour} \quad \varepsilon > \varepsilon_u \quad (4.4)$$

3. Comportement d'acier :

Dans cette étude, un comportement élasto-plastique parfait a été considéré pour l'acier. Le comportement de l'acier est supposé suivre une relation bi-linéaire. Dans ABAQUS, ce comportement est d'abord défini par le comportement élastique linéaire $f_e = 400$ MPa, de pente ascendante égale au module d'élasticité ($E_s = 200000$ N / mm²) et le coefficient de Poisson ($\nu = 0,3$). Une fois que la contrainte atteint la contrainte d'élasticité f_y , elle est maintenue constante. L'acier est supposé se comporter de la même manière en traction et en compression (Figure 4.3).

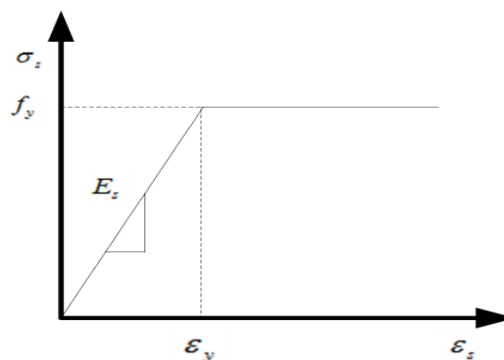


Figure 4.3. Relation bi-linéaire contrainte-déformation pour l'acier.

4. Paramètres d'endommagement par compression et traction du béton :

Les paramètres devant être également spécifiés pour le modèle dans le code de calcul ABAQUS sont les paramètres d'endommagement par compression et tension (d_c et d_t).

Lorsque l'échantillon de béton est déchargé, la rigidité élastique se dégrade en tout point sur la branche descendante des courbes de contrainte-déformation. Le paramètre de dommage indique la détérioration de la rigidité du béton et est exprimée par deux variables d_c et d_t pour compression et tension respectivement. Les valeurs maximales de d_c et d_t sont proches de 0,4 et 0,8 respectivement. Ces paramètres sont disponibles dans la section des matériaux du manuel d'utilisation d'ABAQUS.

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c E^{-1}}{\varepsilon_c^{pl} (1/b_c - 1) + \sigma_c E^{-1}} \quad (4.5)$$

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t E^{-1}}{\varepsilon_t^{pl} (1/b_t - 1) + \sigma_t E^{-1}} \quad (4.6)$$

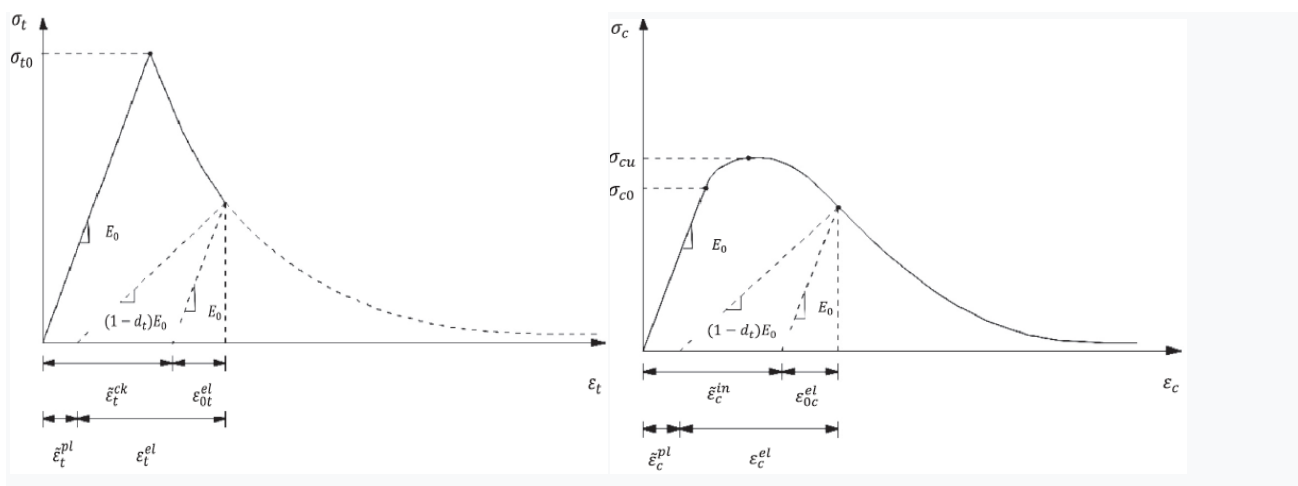


Figure 4.4. Comportement du béton sous traction uniaxiale (a) et compression uniaxiale (b).

5. Validation d'un portique sous une charge sismique :

Afin de tester l'influence du mur de remplissage sur la résistance de structures en béton armé, des modèles de portiques en béton armé ont été développés sous le code de calcul ABAQUS.

La poutre est de 3000 mm de longueur pour une section transversale de (300x300) mm.

Le poteau est de 3100 mm de longueur pour une section transversale de (300x300) mm.

La semelle est de 4000 mm de longueur pour une section transversale de (8000x400) mm.

Le ferrailage est calculé et adopté selon les règles de le RPA 99 Version 2003.

Les armatures des poutres sont constituées de 2 barres supérieures HA12 et 2 barres inférieures HA12 avec un espacement de 240 mm au sens X et de 340 mm au sens Y et des cadres de 6 mm de diamètre avec un espacement de 150 mm dans la zone nodale et de 200 mm dans la zone courante.

Les armatures des poteaux sont constituées de 4 barres HA12 avec un espacement de 240 mm suivant le sens X et Y et des cadres de 6 mm de diamètre avec un espacement de 80 mm dans la zone nodale et de 120 mm dans la zone courante.

Le ferrailage des semelles est constitué de 4 barres HA12 avec un espacement de 940 mm suivant le sens X et de 290 mm dans le sens Y et des cadres de 6 mm de diamètre avec un espacement de 310 mm.

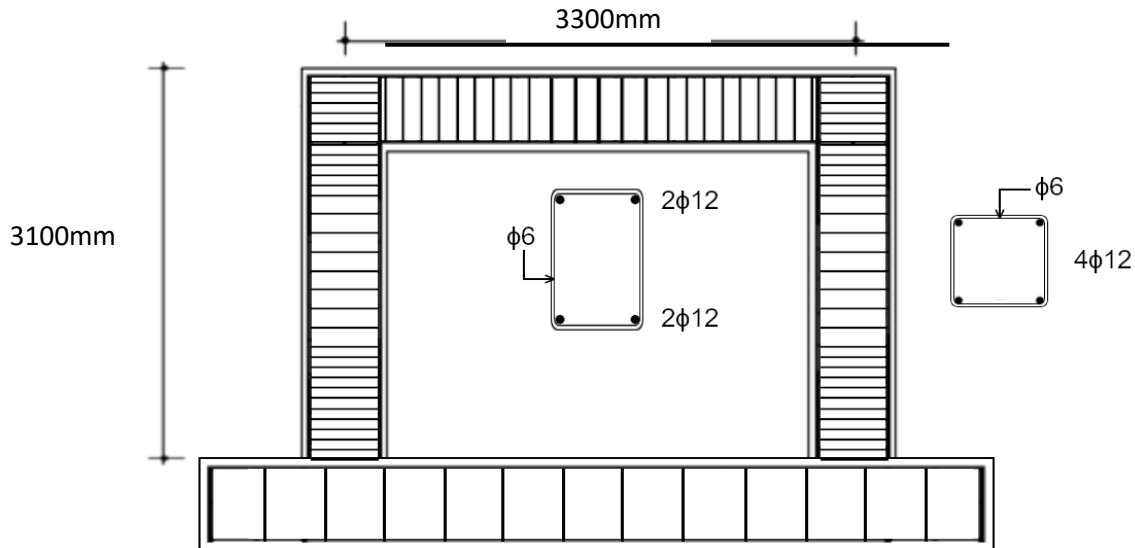


Figure 4.5. Réalisation du modèle à étudier[70]

6. Description du modèle :

6.1. Portique avec et sans mur remplissage avec ouverture :

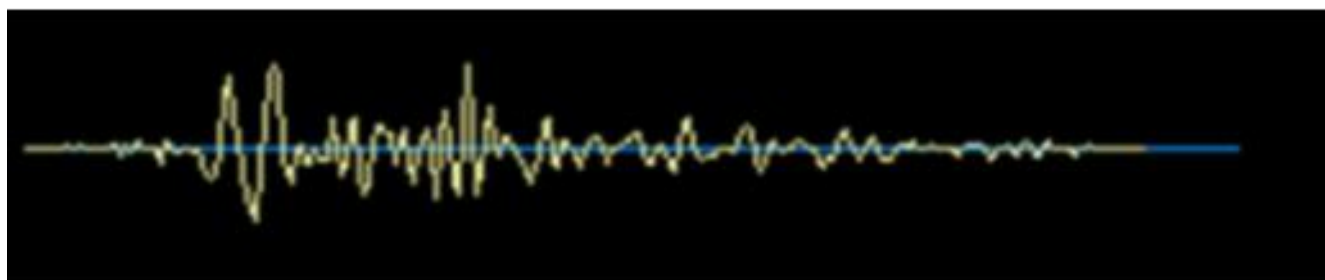
Dans cette étude, les modèles numériques développés sous le code éléments finis ABAQUS version 6.14 impliquent des éléments solides tridimensionnels 3D. Dans ce cas on a 2 modèles :

Le premier concerne un portique à une seule travée et un seul étage (portique nu), par contre le deuxième concerne un portique à une seule travée et un seul étage avec un mur de remplissage en maçonnerie avec ouvertures sélectionnées de 100x100 cm² et 200x200 cm²

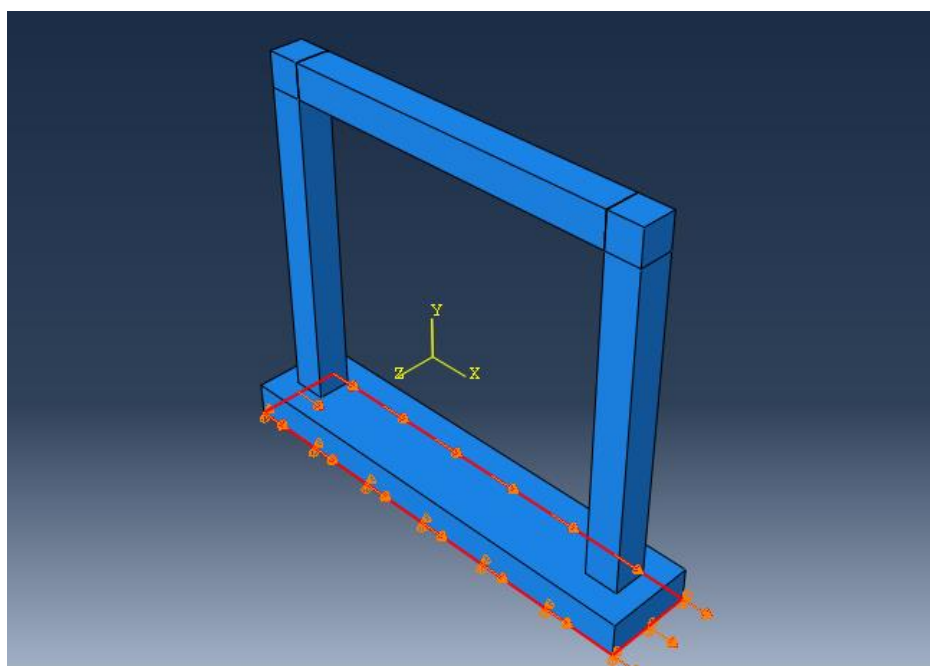
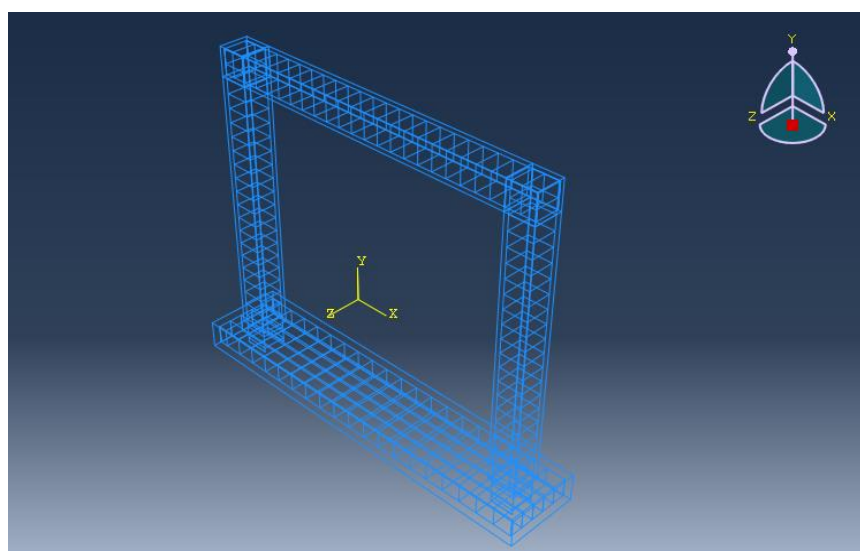
Les poteaux, la poutre et la semelle sont attaché ensemble avec une interaction de type TIE, des conditions aux limites ont été appliquées à la ligne médiane inférieure de la semelle.

L'étude consiste en l'analyse dynamique non linéaire. Le mouvement du sol sélectionné est la forme d'onde du tremblement de terre de Kobe au Japon en 1995 qui est considéré dans ce travail. Le tremblement de terre de Kobe a une magnitude de 7,2 sur l'échelle Richter soit 0,73g avec une profondeur de 7,1 km depuis l'épicentre et une période de 20 secondes. La figure 1 montre l'accélérogrammes de ce séisme.

Le chargement a été appliqué sous forme d'une charge sismique sur la surface inférieure de la semelle comme il est représenté sur la figure (4.14) et (4.15).



Temps

Figure 4.6. Accélérogramme du séisme de Kobe 1995**Figure 4.7** Modèle du portique sans mur de remplissage (Portique nu).**Figure 4.8.** Ferrailage des poteaux, poutre et Semelle

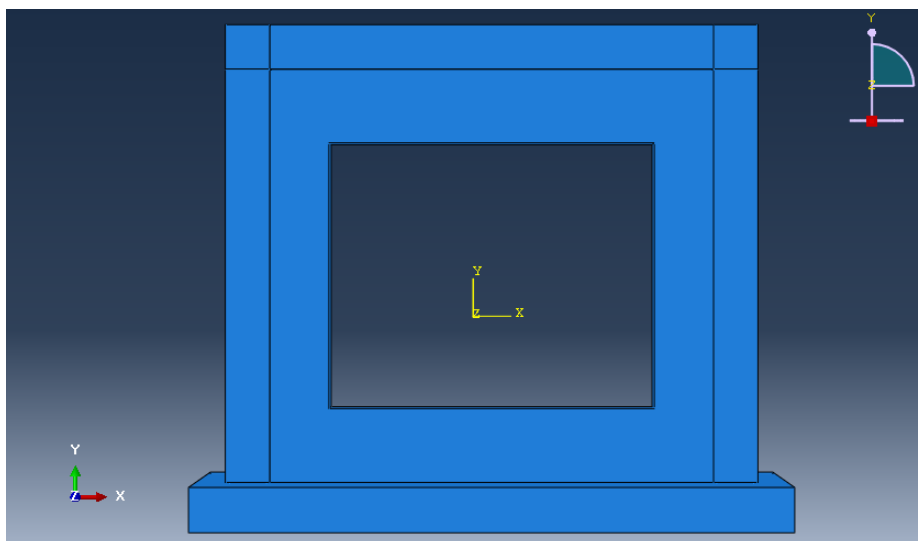


Figure 4.9. Modèle du portique de remplissage avec ouverture de dimensions 100x100 cm

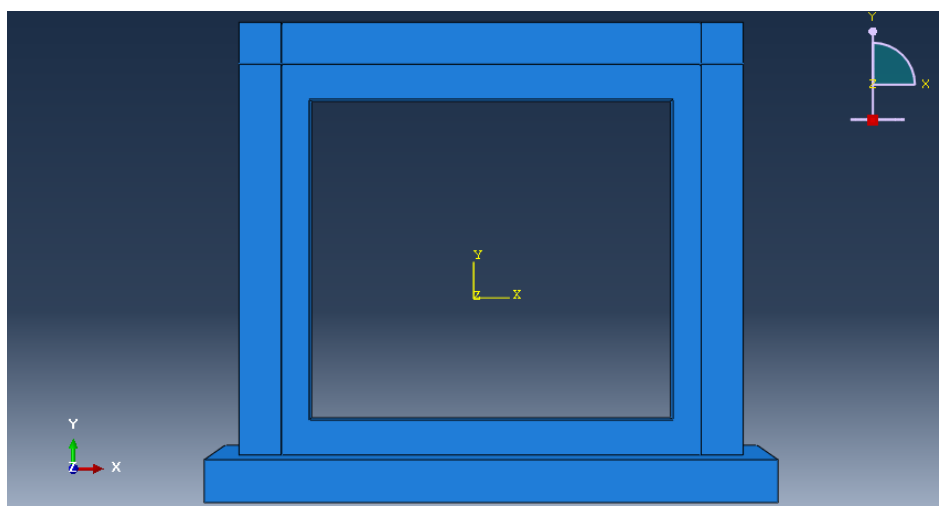


Figure 4.10. Modèle du portique de remplissage avec ouverture de dimensions 200x200 cm²

7. Etude paramétrique :

Cette partie présente les résultats d'une étude paramétrique réalisée sous le code éléments finis ABAQUS version 6.14 présentant les effets des certains paramètres sur la réponse en déplacement due au séisme de Kobe au Kobe au Japon en 1995.

- 1 : L'effet de la présence du mur de remplissage avec ouvertures ;
- 2 : L'effet de la hauteur du portiques et des ouvertures (fenêtres symétriques) ;
- 3 : L'effet de l'épaisseur du mur de remplissage avec des ouvertures (portes symétriques) .

7.1. Etude de l'effet de la présence du mur de remplissage avec ouvertures :

La figure(4.10) donne les résultats de la modélisation d'un portique nu (sans mur de remplissage) et un portique avec remplissage en maçonnerie (brique) avec ouvertures de dimensions 100x100 cm² et 200x200 cm² et celle avec diverses valeurs de déplacements.

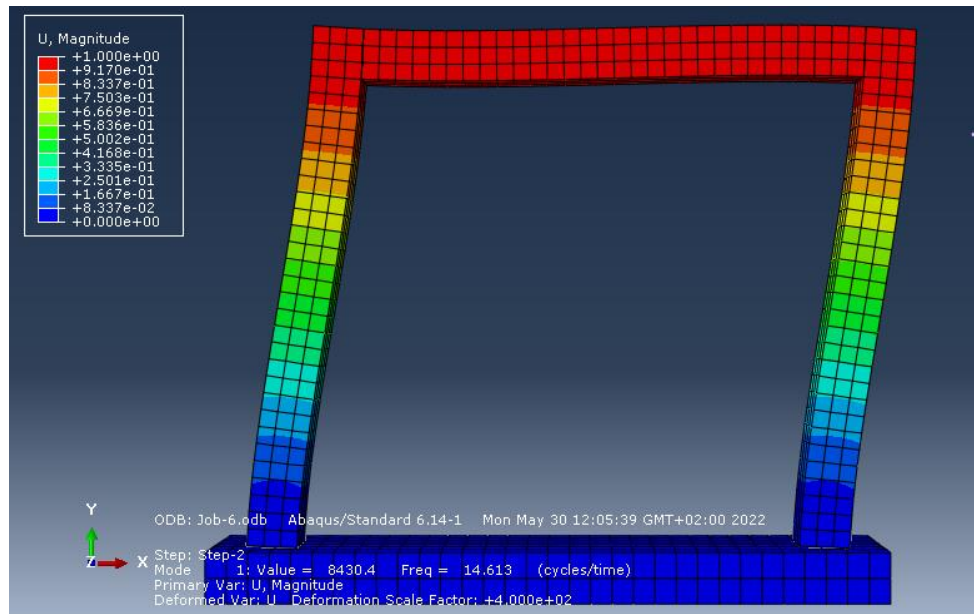


Figure 4.11. 1^{er} mode du portique un étage et une travée sans mur de remplissage (Portique nu).

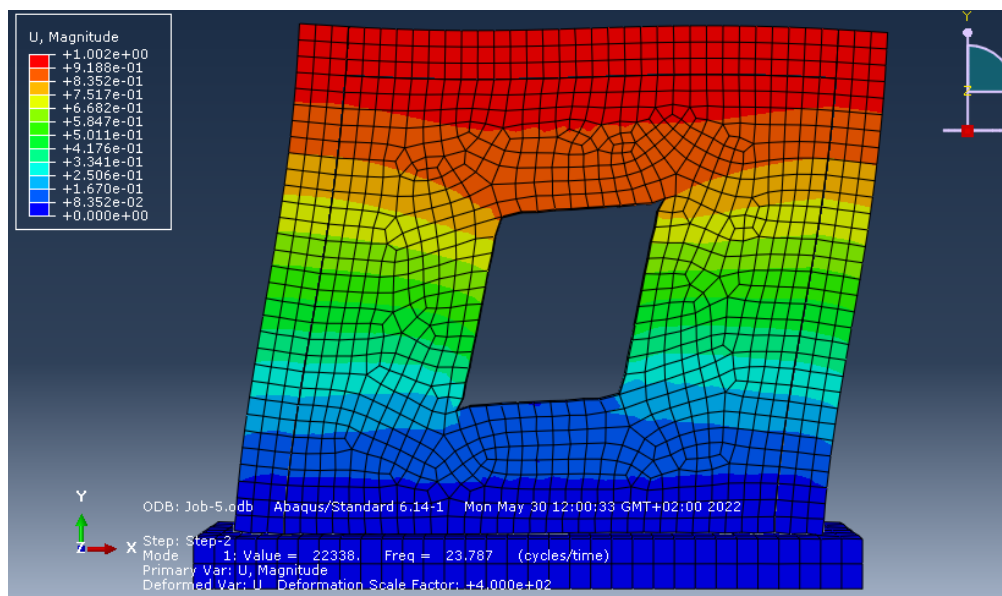


Figure 4.12. 1^{er} mode du portique un étage et une travée avec remplissage avec ouverture de dimensions 100x100 cm²

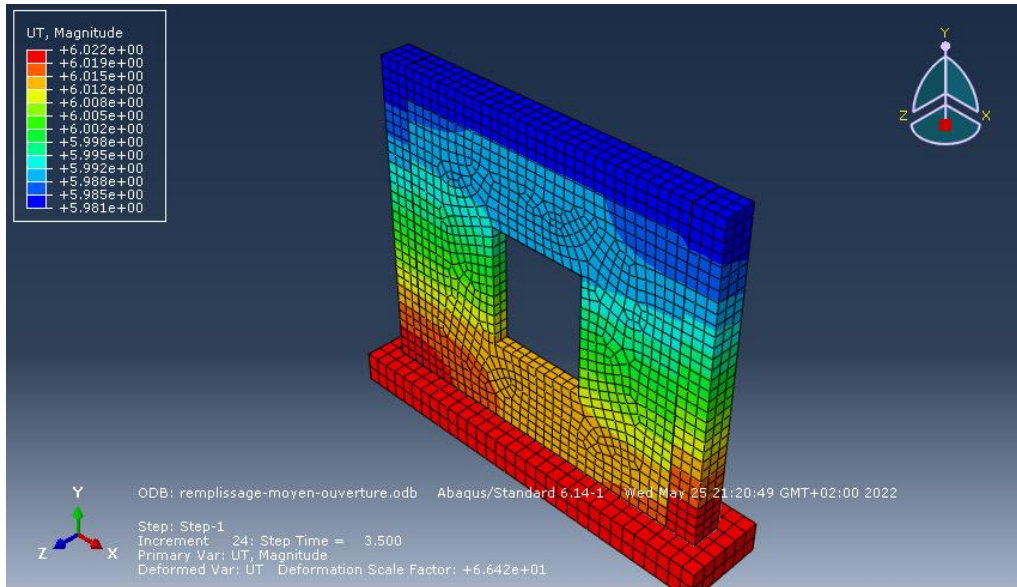


Figure 4.13. 1^{er} mode du portique un étage et une travée avec remplissage avec ouverture de dimensions 200x200 cm²

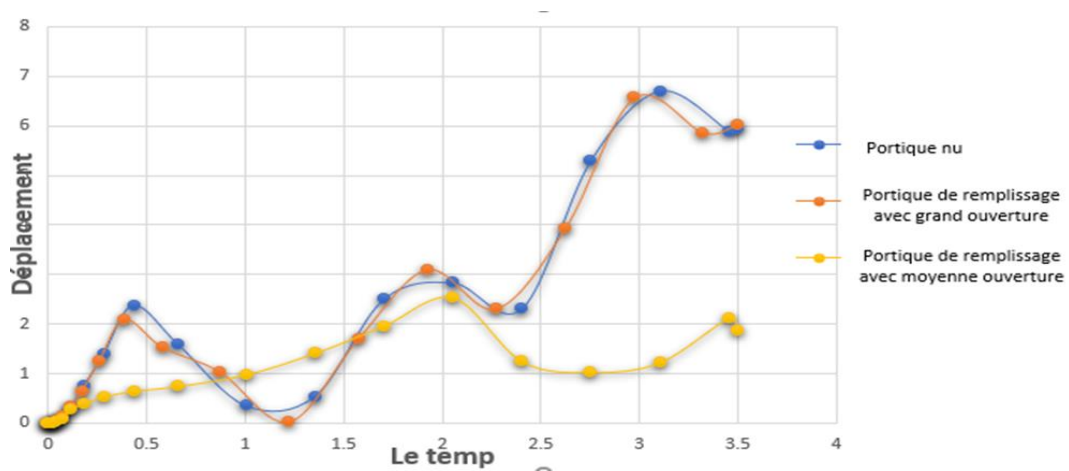


Figure 4.14. Déplacement du portique avec remplissage avec ouvertures.

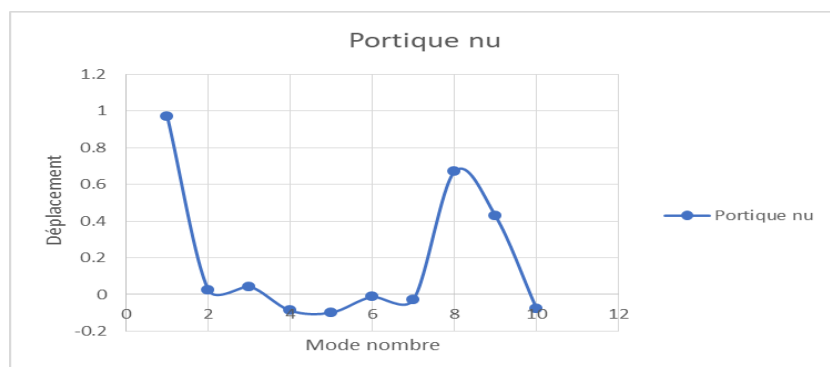


Figure 4.15. Période propre du portique à une travée et un étage sans remplissage

Interprétation des résultats :

A partir de la courbe Temps-déplacement de la Figure (4.14), on remarque qu'il y a un changement notable de la valeur de déplacement dans le portique nu et le portique avec mur de remplissage car le remplissage a une influence sur la capacité de déplacement de portique.

A partir de la figure(4.14) , nous remarquons que le déplacement de portique nu est généralement inférieure que le déplacement de portique de remplissage avec ouverture, cette différence est due à la présence du mur qui réduit la déformation et le déplacement des nœuds du portique.

La légère réduction de déplacement dans la période (0.2 jusqu'à 1 seconde) de la courbe de déplacement d'un portique avec remplissage en raison du fait que le mur est non confiné c'est-à-dire que la maçonnerie non confinée y'a un effet négatif sur la résistance des portiques aux séismes.

7.2. Effet du mur de remplissage pour un portique avec plusieurs travées et plusieurs étages :

7.2.1. Cas d'un portique avec 2 travées et 2 étages :

Dans le but d'étudier l'influence de mur de remplissage en maçonnerie sur le comportement sismique des portiques, nous avons réalisées également deux modèles de portique avec deux travées et deux étages étage l'un est nu et l'autre est rempli avec un mur en maçonnerie avec ouvertures de dimensions $100 \times 100 \text{cm}^2$ et $200 \times 200 \text{cm}^2$. Nous avons en conséquence pris en considérations que les murs sont confinés.

Les figure(4.16),(4.17) montrent la modélisation des portiques étudiés et la figure (4.18) ci- dessous montre l'évolution de déplacement dans les portiques

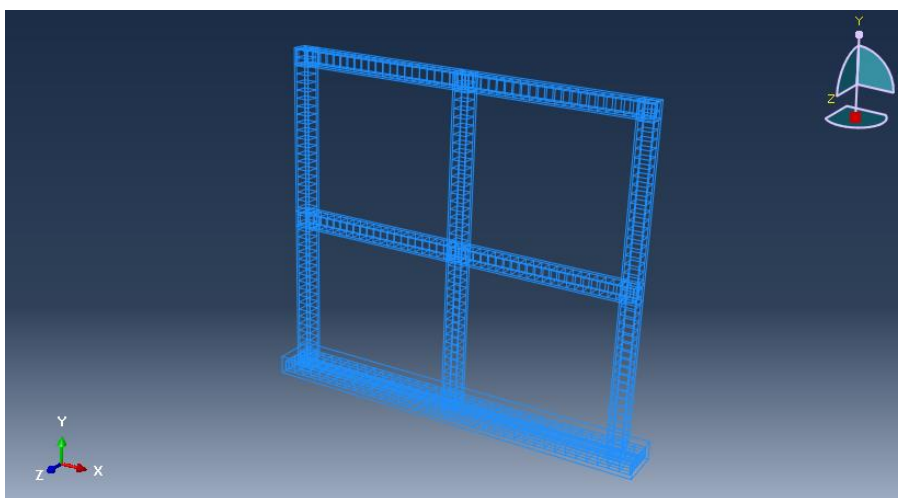


Figure 4.16. Ferrailage des poteaux, poutres et semelle du portique à 2 travées 2 étages

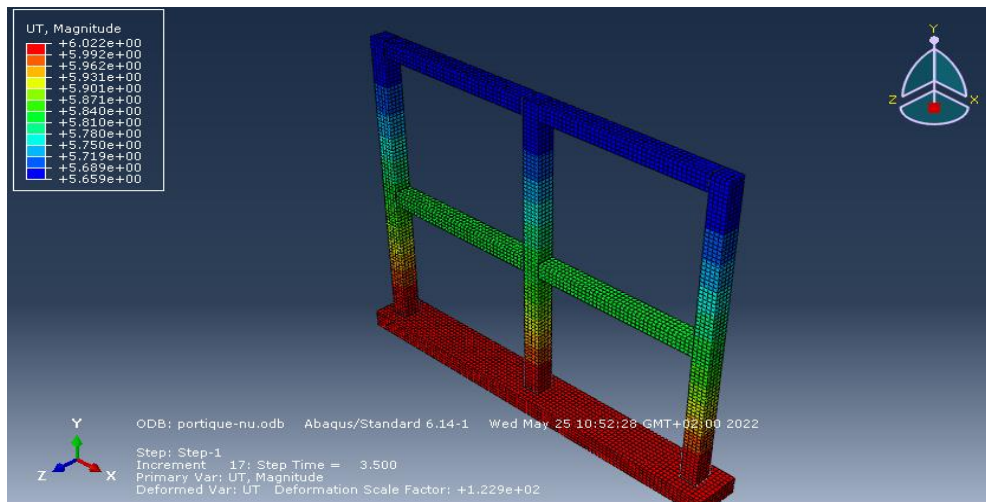


Figure 4.17. Portique à 2 travées 2 étages sans remplissage (portique nu)

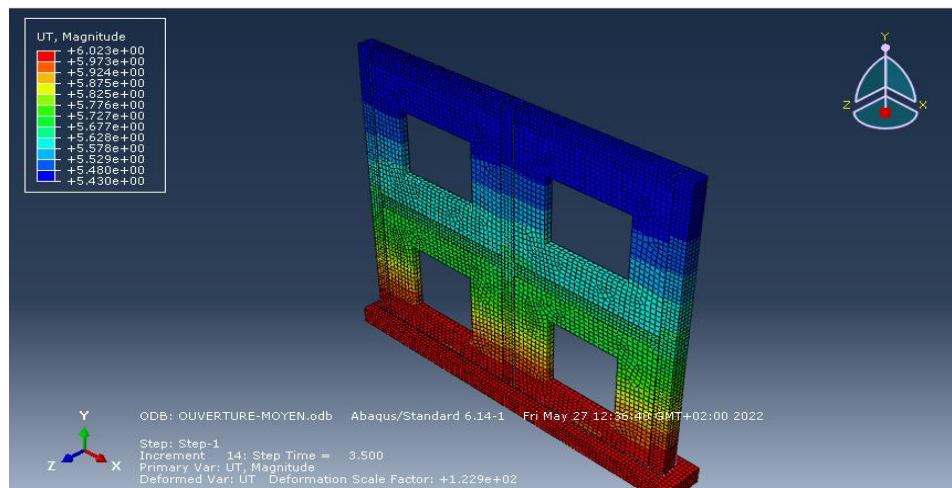


Figure 4.18. Portique à 2 travées 2 étages avec remplissage avec ouvertures de dimensions 100x100 cm²

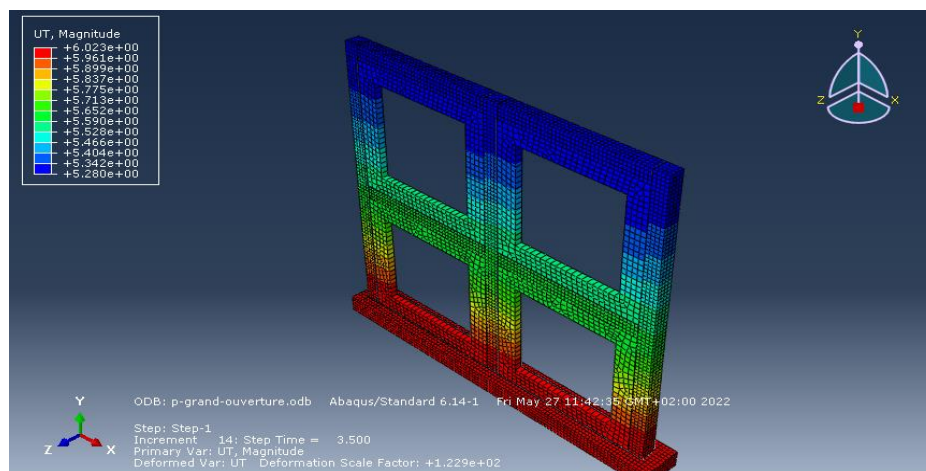


Figure 4.19. Portique à 2 travées 2 étages avec remplissage avec ouverture de dimensions 200x200 cm²

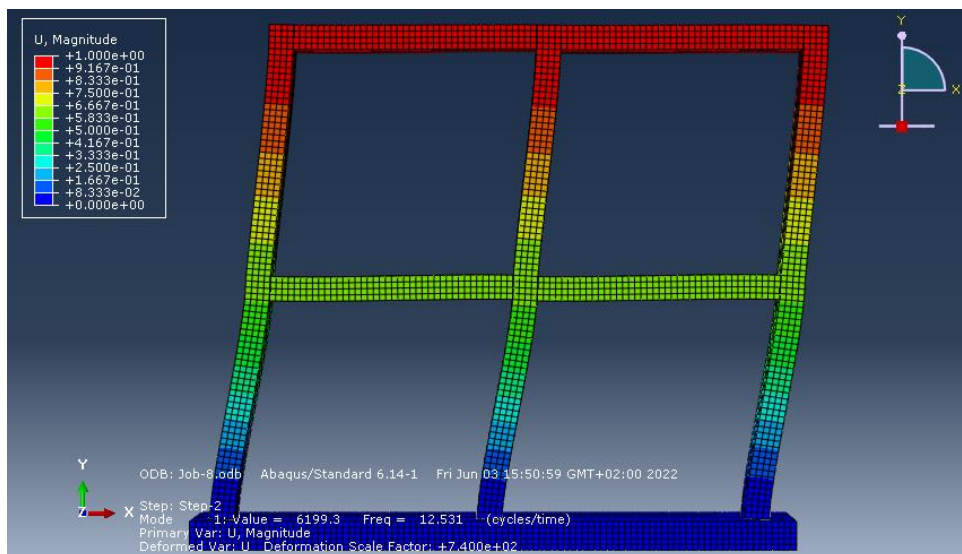


Figure 4.20. 1^{er} mode du portique à 2 travées 2 étages sans remplissage (portique nu).

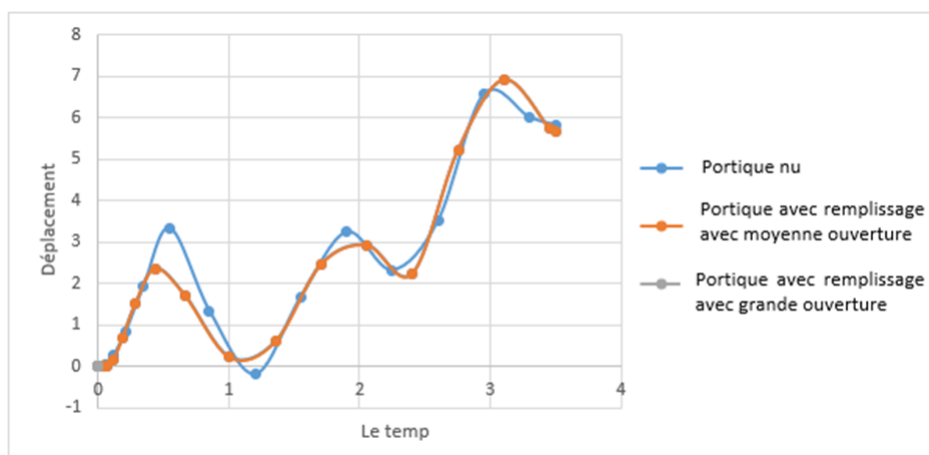


Figure 4.21. Déplacement de portique de remplissage 2 étage et 2 travées.

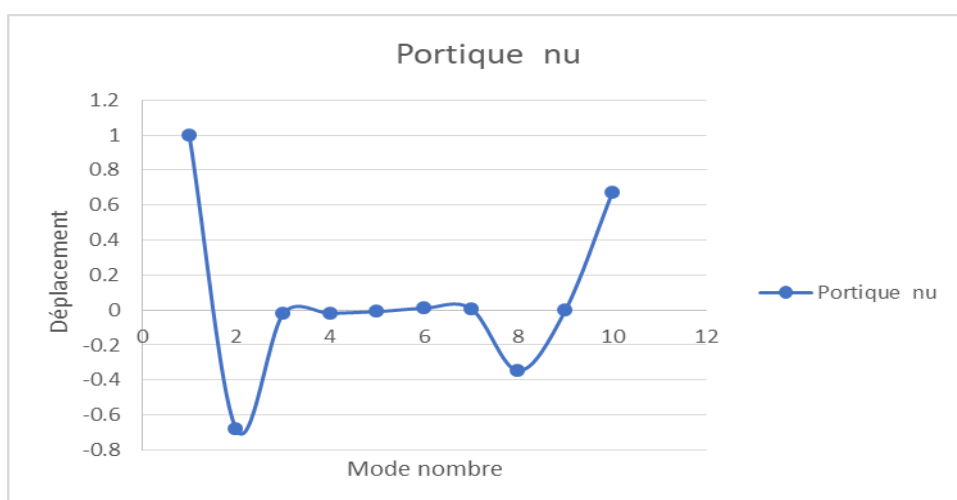


Figure 4.22. Les périodes propre de portique sans remplissage (portique nu).

Interprétation des résultats :

Le déplacement du portique nu dans le cas d'un portique avec remplissage avec ouverture de dimensions $200 \times 200 \text{ cm}^2$ est presque même valeur de déplacement du portique sans remplissage (portique nu). Le déplacement dans le cas d'un portique avec remplissage avec ouverture de dimensions $200 \times 200 \text{ cm}^2$ est inférieur à celui dans le cas d'un portique nu et portique avec remplissage avec grand ouverture

7.2.2. Cas d'un portique avec 2 travées et un étage :

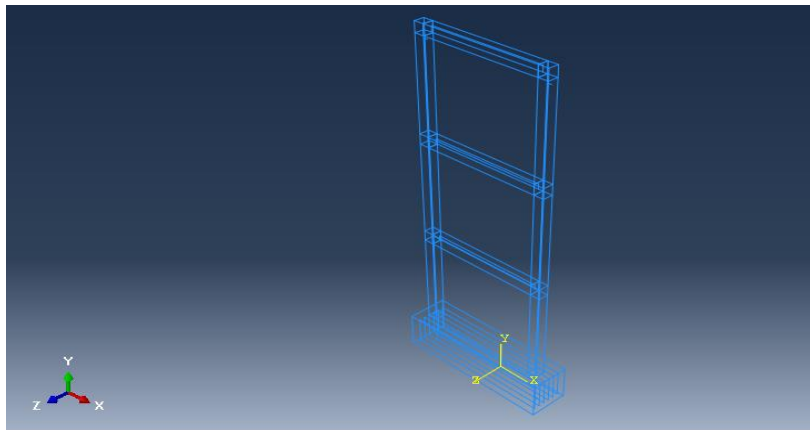


Figure 4.23. Ferrailages du portique à 3 étages et une travée.

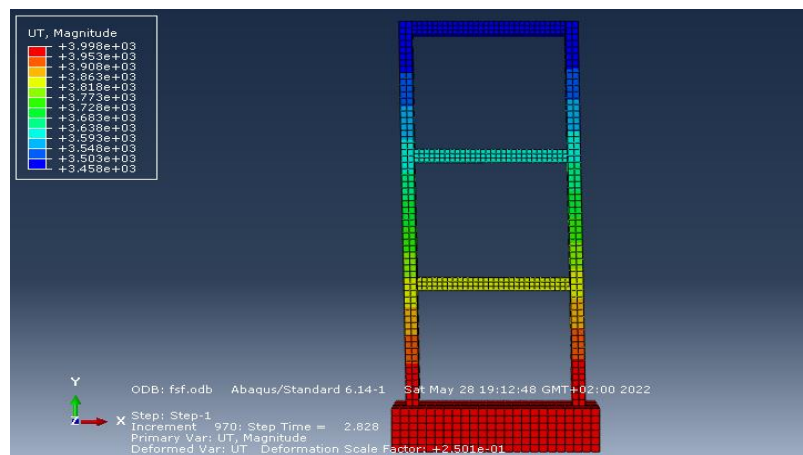


Figure 4.24. Portique à 3 étages sans remplissages (portique nu).

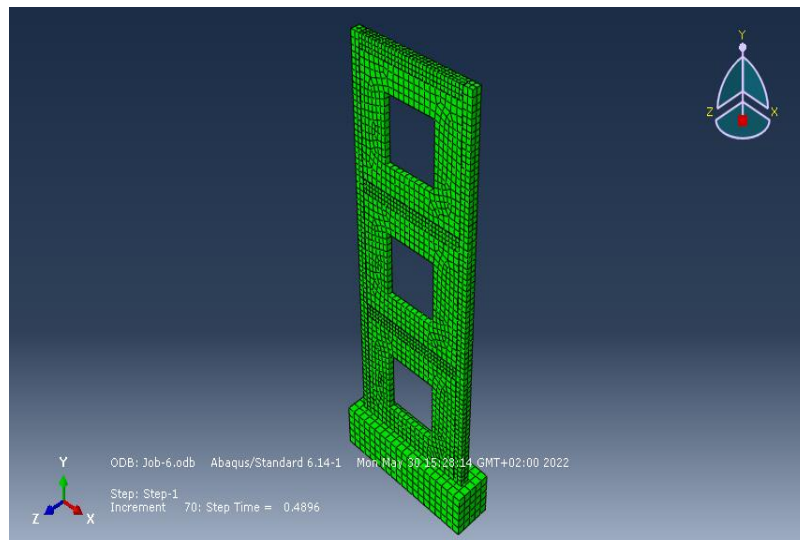


Figure 4.25. Portiques à 3 étage avec remplissage avec ouvertures de dimensions 100x100 cm²

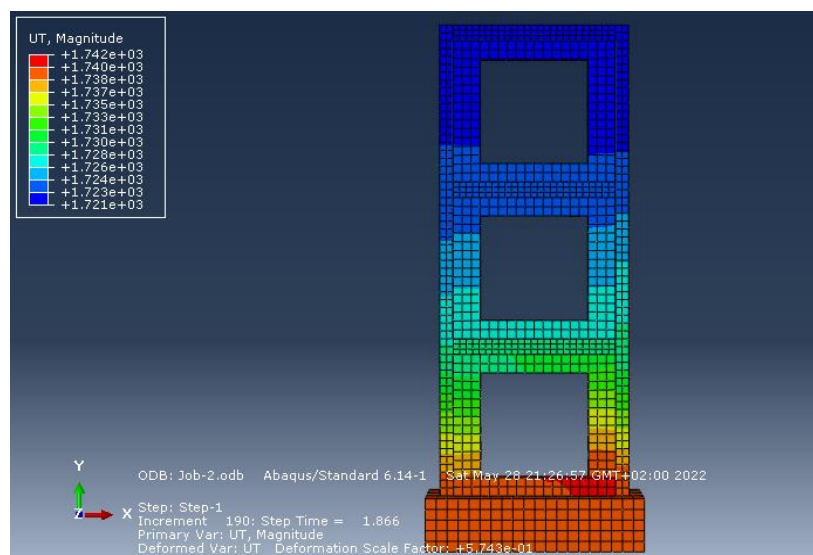


Figure 4.26. Portiques à 3 étage avec remplissage avec ouvertures de dimensions 200x200 cm².

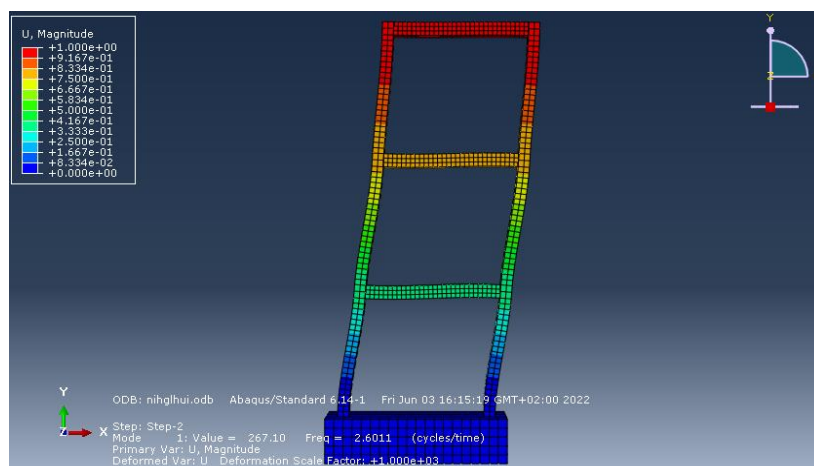


Figure 4.27. 1^{er} mode du portique à une travée et 3 étages sans remplissage (portique nu)

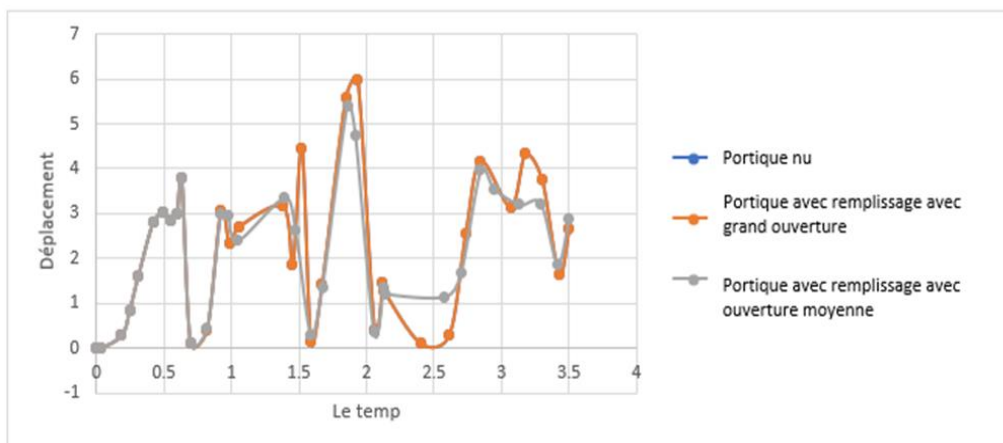


Figure 4.28. Déplacements des portiques à 3 étages et une travée.

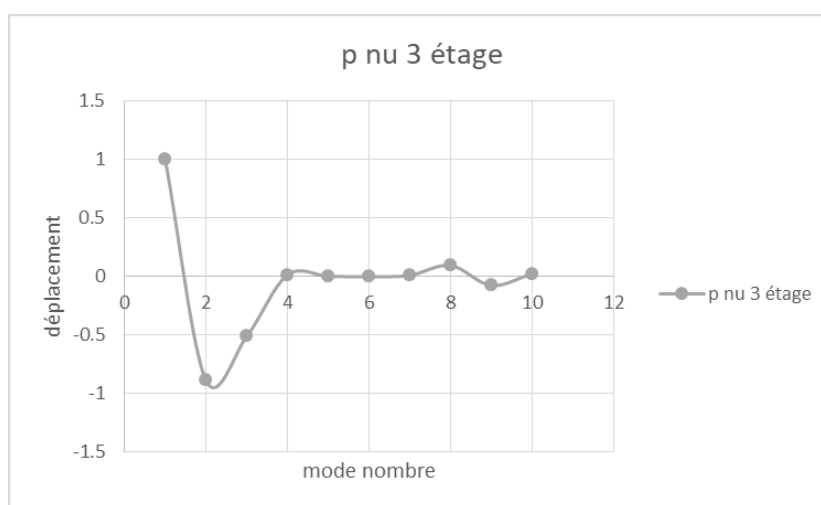


Figure 4.29. Période propre du portique à 3 étages

Interprétation des résultats :

Le portique sans remplissage et le portique avec remplissage avec ouverture $200 \times 200 \text{ cm}^2$ ont sensiblement le même déplacement.

L'influence de la présence des murs de remplissage en maçonnerie avec ouverture s'atténue à mesure que la hauteur de l'ossature augmente.

Les périodes propres des portiques avec ou sans ouvertures dans le cas présent sont approximativement de même ordre de grandeur.

7.3. Influence de l'épaisseur de remplissage en briques sur le comportement sismique d'un portique avec ouverture (portes) :

Brique	Dimensions
	5*15*30 cm
	10*15*30 cm
	15*15*30 cm
	20*15*30 cm

Figure 4.30. des épaisseur de brique

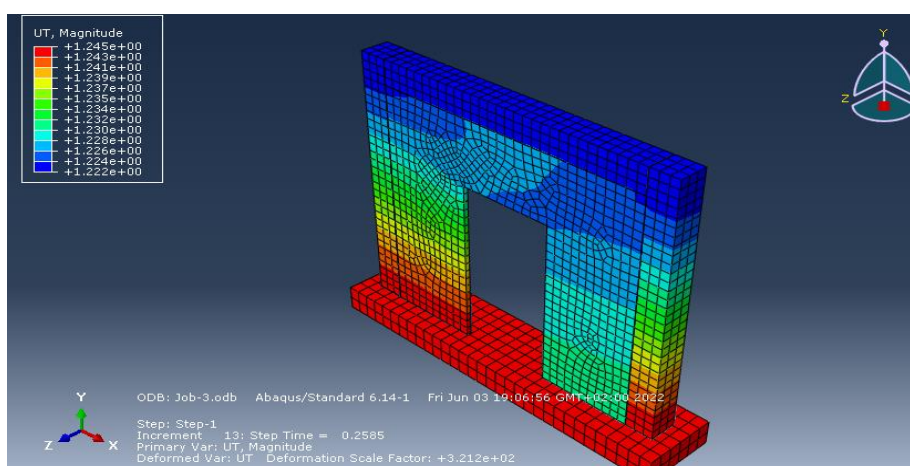


Figure 4.31. Portique avec remplissage en briques d'épaisseur de 5cm avec ouverture

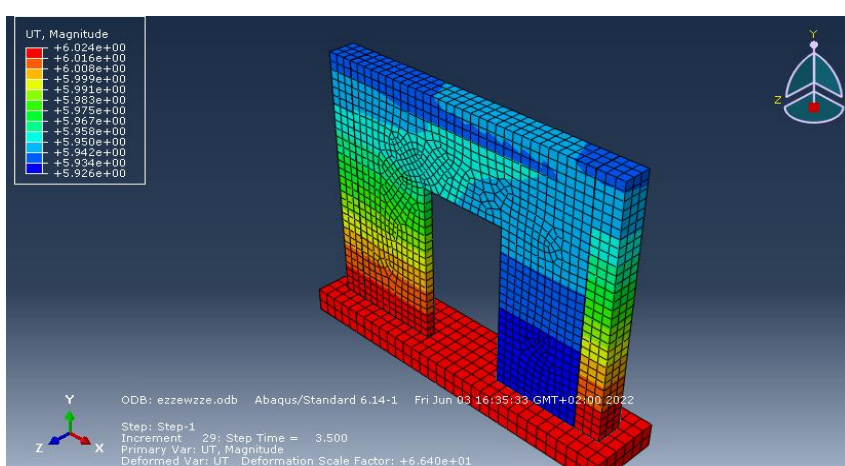


Figure 4.32. Portique avec remplissage en briques d'épaisseur de 10cm avec ouverture

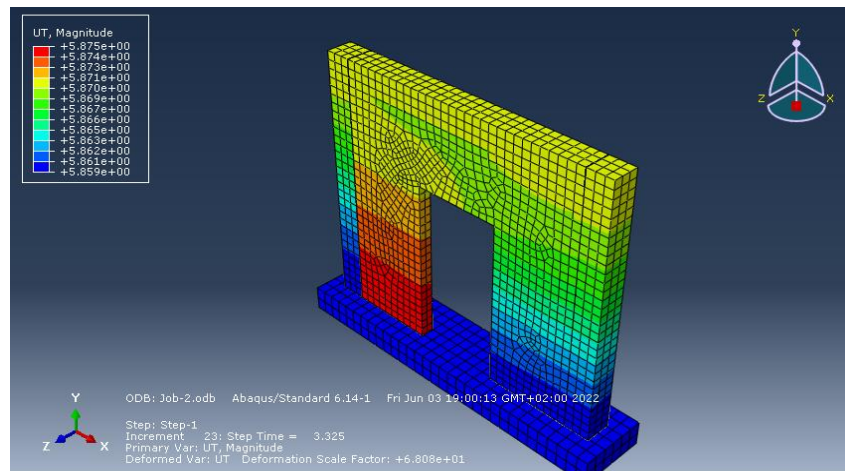


Figure 4.33. Portique avec remplissage en briques d'épaisseur de 15cm avec ouverture

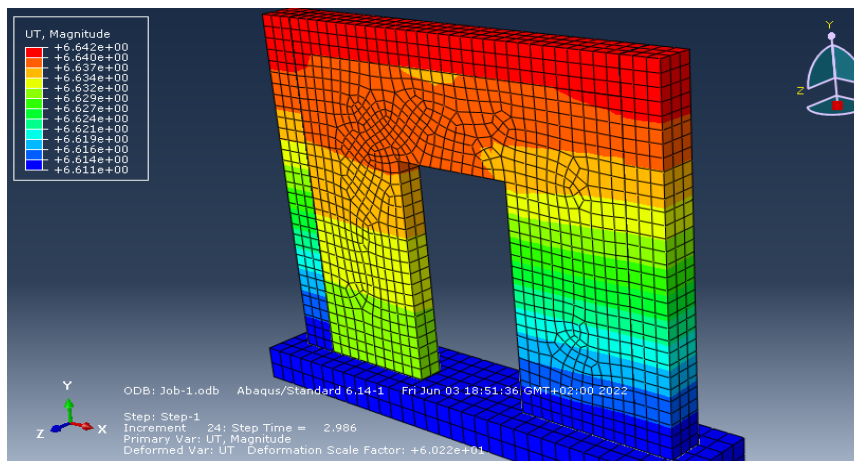


Figure 4.34. Portique avec remplissage en briques d'épaisseur de 20cm avec ouverture

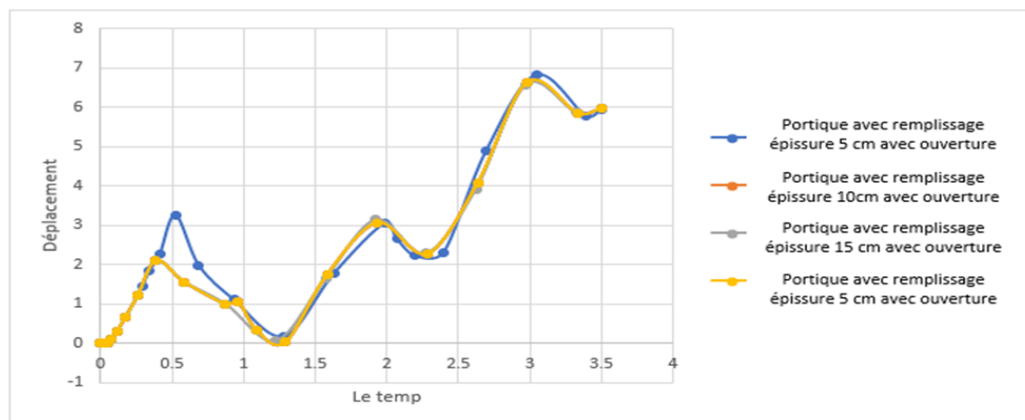


Figure 4.35. Déplacement de portique avec remplissage avec ouverture (toutes les épaisseurs confondues)

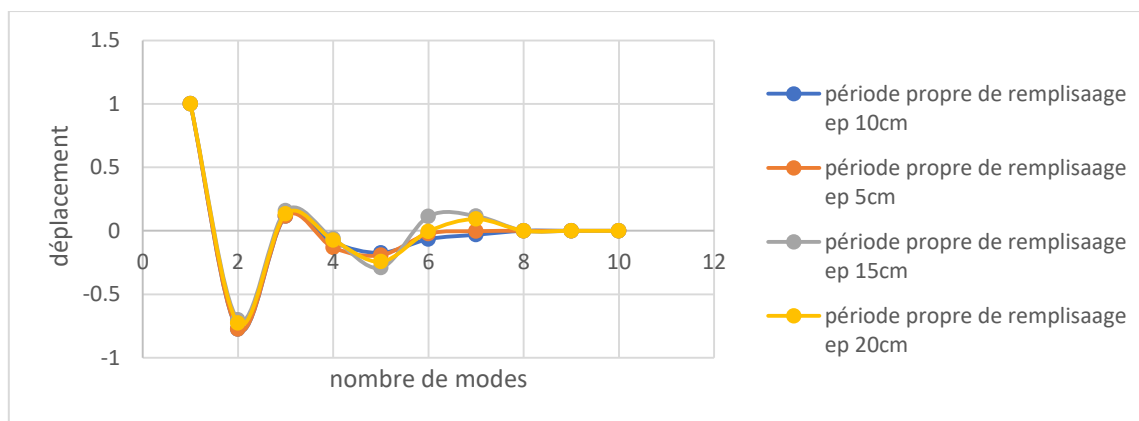


Figure 4.36. Les période propres des portiques avec remplissage avec ouverture (toutes les épaisseurs confondues)

Interprétation des résultats :

A partir des courbes (Temps-déplacement) représentées sur la figure (4.35), on remarque que le déplacement du portique au niveau des nœuds varie d'un cas à l'autre c'est-à-dire généralement le déplacement du portique rempli avec un mur de 5 cm d'épaisseur est plus grand que le déplacement d'un portique rempli par un mur d'épaisseur 10 cm et le déplacement du portique rempli avec un mur de 10 cm d'épaisseur est plus grand que le déplacement d'un portique rempli par un mur d'épaisseur 15 cm et le déplacement du portique rempli avec un mur de 15 cm d'épaisseur est plus grand que le déplacement d'un portique rempli par un mur d'épaisseur 20 cm.

8. Conclusions

Le comportement des murs de remplissage est difficile à prédire en raison des variations des propriétés des matériaux qui peuvent être utilisées dans la fabrication des murs en maçonnerie et différentes configurations par lesquelles ils peuvent être appliqués aux bâtiments.

Les murs en maçonnerie de remplissage peuvent fortement augmenter la capacité de cisaillement à la base tout en réduisant la capacité de déplacement des bâtiments L'influence des murs en maçonnerie de remplissage s'atténue à mesure que la hauteur du bâtiment augmente

La recherche sur les murs de remplissage avec des ouvertures est principalement analytique, limitée à des cas particuliers et, en tant que telle, ne peut pas fournir de comparaison rigoureuse avec des cas réels en raison de l'accent mis sur les matériaux spécifiques utilisés et les types d'ouvertures spécifiques.

L'augmentation du pourcentage d'ouverture entraîne une diminution de la rigidité du portique. En effet, pour un pourcentage d'ouverture supérieur à 45 %, la réduction de rigidité tend vers zéro.

Les effets possibles des murs de remplissage avec différents pourcentages d'ouvertures symétriques sur le comportement sismique non linéaire des portiques en béton armé ont été étudié en considérant des ossatures partiellement remplies, en l'occurrence, une travée et un étage, deux travées et deux étages et également une travée et trois étages.

Le déplacement du portique rempli avec un mur de 5 cm d'épaisseur est plus grand que le déplacement d'un portique rempli par un mur d'épaisseur 10 cm , Ainsi plus le mur est épais, moins il y a de déplacement

La présence d'ouvertures, telles que des portes et des fenêtres, dans les murs en maçonnerie peut diminuer la rigidité et la résistance des portiques remplis et donc modifier le comportement attendu.

L'ouverture de la porte a entraîné une plus grande résistance, une dissipation d'énergie et des réductions de rigidité par rapport aux ouvertures de fenêtre.

Conclusions Générales

La contribution structurelle des murs de remplissage en maçonnerie est rarement prise en compte dans de telles structures bien qu'elle affecte à la fois les performances structurelles et non structurelles des structures en béton armé et son importance dans l'analyse du portique est généralement négligée.

La négligence des murs de remplissage avec ou sans ouvertures en régions sismiques dans le processus de calcul est en partie attribuée à une connaissance incomplète du comportement des matériaux quasi-fragiles, tels que maçonnerie non armée, du comportement mixte de l'ossature et des remplissages, ainsi qu'au manque de résultats expérimentaux et analytiques concluants. La présence d'ouvertures dans les remplissages change complètement le comportement de ces structures.

La présence de murs en maçonnerie avec des ouvertures, qu'il s'agisse de fenêtres, de portes contribuent favorablement à la résistance aux efforts latéraux dus au séisme, selon la taille des ouvertures dans les murs en ce qui concerne l'énergie absorbée.

Les murs en maçonnerie de remplissage sont des matériaux anisotropes, composé de briques et de mortier, ceci nécessite l'étude de son comportement suivant les deux directions perpendiculaire et parallèle au joint de mortier sous les diverses sollicitations. La connaissance et la détermination de leur comportement mécanique est indispensable afin de prédire leur tenue sous les actions directes et indirectes.

La compression diagonale est une des caractéristiques les plus importantes dans la conception des structures à remplissages en maçonnerie soumises aux efforts horizontaux dus aux séismes ou au vent.

Les différents modèles théoriques rapportés dans la littérature pour prédire le comportement sismique des charpentes remplies de maçonnerie et du panneau de remplissage de maçonnerie peuvent être globalement classés en deux catégories distinctes:

- Les modèles à base de micro-éléments ;
- Les modèles à base de macro-éléments.

Les murs en maçonnerie de remplissage diminuent les déplacements et la période propre du bâtiment, en raison de l'augmentation de la rigidité globale du bâtiment. Par conséquent, l'incorporation du mur dans l'analyse et la conception conduit à des éléments de sections transversales optimales, réduisant le coût global du système structurel. Cependant, l'ignorance de la modélisation des murs surestime les déplacements et les coûts de conception.

La présence d'un mur de remplissage pour la construction avec des ouvertures entraîne une modification importante de la réponse à la déformation de l'ossature, à la fois en fonction de la taille des ouvertures dans le mur, c'est-à-dire en réduisant proportionnellement le déplacement ou en le réduisant insensiblement si le mur a une grande ouverture proche de la taille du mur.

La recherche sur les murs de remplissage avec des ouvertures est principalement analytique, limitée à des cas particuliers et, en tant que telle, ne peut pas fournir de comparaison rigoureuse avec des cas réels en raison de l'accent mis sur les matériaux spécifiques utilisés et les types d'ouvertures spécifiques.

L'augmentation du pourcentage d'ouverture entraîne une diminution de la rigidité du portique. En effet, pour un pourcentage d'ouverture supérieur à 45 %, la réduction de rigidité tend vers zéro.

Les effets possibles des murs de remplissage avec différents pourcentages d'ouvertures symétriques sur le comportement sismique non linéaire des portiques en béton armé ont été étudiés en considérant des ossatures partiellement remplies, en l'occurrence, une travée et un étage, deux travées et deux étages et également une travée et trois étages.

Le déplacement du portique rempli avec un mur de 5 cm d'épaisseur est plus grand que le déplacement d'un portique rempli par un mur d'épaisseur 10 cm, Ainsi plus le mur est épais, moins il y a de déplacement

La présence d'ouvertures, telles que des portes et des fenêtres, dans les murs en maçonnerie peut diminuer la rigidité et la résistance des portiques remplis et donc modifier le comportement attendu.

L'ouverture de la porte a entraîné une plus grande résistance, une dissipation d'énergie et des réductions de rigidité par rapport aux ouvertures de fenêtre.

Références

- [1] afps le site web <http://www.afps-seisme.org/seismes/quelques-definitions>.
- [2] andreaus, u , cerone, m , 5, p. And iannozzi, f , a finite element model for the analysis of masonry structures australia , february, vol 1 , 1985 pp 479-488.
- [3] antoniou, s. And pinho, r., advantages and limitations of adaptive and nonadaptive forcebased pushover procedures. J. Earthquake eng., 2004, 8(4), 497–522.
- [4] applied technology council, evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings - basic procedures manual, fema 306, prepared by atc (project 43) for the partnership for response and recovery. Washington (dc): the federal emergency management agency, 1998.
- [5] applied technology council. Nehrp guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. Fema 273, prepared by atc (project 33) for the building seismic safety council, washington (dc): federal emergency management agency, 1997.
- [6] asce, fema 356 prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, reston (va): american society of civil engineers, 2000.
- [7] Backes H.P « On the behavior of masonry under tension in the direction of the bed joints » Dissertation Aachen University of Technology, Aachen,Germany (1985) .
- [8] Benedetti D., & Tomazevic, M. Sulla verifica sismica di costruzioni in muratura. Ingegneria Sismica, 1, (1984), 9-16 - in Italian.
- [9] CAN S304 M78 Status: Withdrawn SDO: CSA Language: English Publish date: 1978-04-01 Supersedes: S304-1977 Superseded by: CAN3-S304-M84 ICS Codes: 91.080.30.
- [10] Carter C, Stafford Smith B« Structural behaviour of masonry structural infilled frames subjected to racking loads» International conference on Masonry structural systems, College of Engineering, the University of Texas at Austin, May (1969), pp 226- 233.
- [11] chrysostomou „z., effects of degrading infill walls on the nonlinear seismic response of two-dimensional steel frames, ph.d.thesis,cornell university,1991.
- [12]chrysostomou, c.z. (1991). Effect of degrading infill walls on the nonlinear seismic response of two-dimensional steel frames, phd dissertation, cornell university, ithaca, n.y.
- [13] concrete block infill walls", proceedings of the first egyptian conference on earthquake engineering,1993, pp.283-29.
- [14/ Construction en beton introduction a la norme sia 262, dimensionnement parasismique, dr marc badoux, transports publics de la region lausannoise, lausanne, dr. pierino lestuzzi, ecole polytechnique federale de lausanne, dr. rudolf vogt, acs partner ag, zürich extrait de la documentation d 0182, societe suisse des ingenieurs et des architectes, zürich, 2003.
- [15] construction en beton introduction a la norme sia 262, dimensionnement parasismique, dr. marc badoux, transports publics de la region lausannoise, lausanne, dr. pierino lestuzzi, ecole

polytechnique federale de lausanne, dr. rudolf vogt, acs partner ag, zürich extrait de la documentation d 0182, societe suisse des ingenieurs et des architectes, zürich, 2003.

[16] Cours : Ossatures Bâtiment (2013/2014) – MASTER Génie Civil – Option : Structures civiles et industrielles- Prof. Amar KASSOUL -uhbchlef

[17] Icrisafulli, f , j seismic behavior of reinforced concrete structures with masonry infills , phd thesis, department of civil engineering , university of canterbury , 197,404p[43].
d'asdia , p , dayala d . And palombini on the seismicbehaviour of infilled frames vol 8, 1990 pp 162-171.

[18] Davidovici (1999) livre de la construction en zone sismique.

[19] davidovici (1999) livre de la construction en zone sismique.

[20] dawej.l.and yong, t.c., "an investigation of factors influencing the behavior of masonry infill in steel frames subjected to in-plane shear», proceeding of the seventh international brick masonry conference,melbourne,australia,february,1985,vol.2,pp.803-81.

[21] Doctorat en genie civile impact des murs de remplissage en maçonnerie sur le comportement sismique des portiques en béton armé présenté par abdelmadjid boubaya 28 février 2019.

[22] doudoumis .l.n «finite elements modeling and investigation of the behavior of elastic engineering,1993,pp.391-40.

[23] Etude comparative entre differentes solutions de structure pour un projet d'habitat social memoire du travail de fin d'etude pour l'obtention du diplome d'ingenieur d'etat de l'ehtpp reparepar el amri mahdi el amrani abdessadeq encadre par m. benhima el mehdim. Outlioua salahddinejuin 2012.

[24] etude comparative entre differentes solutions de structure pour un projet d'habitat social memoire du travail de fin d'etude pour l'obtention du diplome d'ingenieur d'etat de l'ehtpp repare par el amri mahdi el amrani abdessadeq encadre par m. benhima el mehdim. Outlioua salahddinejuin 2012.

[25] evaluation of structures. Earthquake spectra, 2000, 16(2), 367–391.

[26] fema 450: fema 450, part 1 and part 2 fema 451cd nehrp recommended provisions and commentary for seismic regulations for new buildings and other structures. 2003 edition

[27] fiorino, a e, sozen, m. A. And gamble, w. L, an investigation of the interaction of reinforced frames with masonry filler walls, university of illinois, urbana,illinois, civil engineering studies, structural research series no 370 , november 1970.

[27] Fouchal. F « Contribution à la modélisation numérique des interfaces dans les structures maçonnées » Université de Reims Champagne-Ardenne, Thèse de Doctorat, décembre (2006) pp 196.

- [28] Fouchal. F, Pelissou. C, Lebon F, Titeux I « Modèles d'interface endommageable pour les maçonneries » 18 -ème Congrès Français de Mécanique, août (2007) .
- [29] frames, proceedings of the institution of civil engineers 49, 193–209.
- [30] Gabor. A, E. Ferrier, E. Jacquelin, P. Hamelin «Analysis and modelling of the inplane shear behaviour of hollow brick masonry panels » Construction and Building Materials 20 (2006), pp 308–321.
- [31] goodman, r.e.; taylor, r.l.; brekke, t.l., (1968). A model for the mechanics of jointed rock. Asce, div.,94(3), pp. 637-659, usa.
- [32] <https://www.grizzlyreports.com/vfzqjj/origine-des-tremblements-de-terre>.
- [33] insa institut national des sciences applique rouen etude des mouvements d'une structure lors d'un seisme projet de physique p6 stpi/p6/2015-16.
- [34] kadir m.r.a. (1971). The structural behavior of masonry infill panels framed structures, university of edinburgh, phd thesis.
- [35] kalkan, e. And kunnath, s. K., adaptive modal combination procedure for nonlinear static analysis of building structures. J. Struct. Eng. Asce, 2006, 132(11), 1721–1731.
- [36] king g.j.w. & pandey p.c. (1978). The analysis of infilled frames using finite elements. Proc. Instn civ. Engrs, part 2, 65, 749-760.
- [37] king, g.j.w. and pandey,p.c.,"the analysis of infilled frames using finite elements «proceedings of the institution of civil engineers,part2,vol.65,1978,pp.749- 76.
- [38] klinger, r.e. & bertero, v.v. (1976). Infilled frames in earthquake resistant construction. Earthquake engineering research center, university of california, berkeley, ca, rep. Eerc 76-32, dec.
- [39] klingner, r. E. And bertero, v. V., infilled frames in earthquake-resistant construction, university of california, berkeley, report no. Eerc 76-32, december, 1976 .
- [40] konig,g, the state of the art in earthquake engineering research experimental and numerical methods in earthquake engineering edited by j.donea and p.m. jones , pp2/1-22.
- [41] koning, g., "the state of the art in earthquake engineering research», experimental and numerical methods in earthquake engineering, edited by j.donea and p.m.jones, 1991, pp.2/1- 22.
- [42] koset, e.g. et al. (1974). Non-linear dynamic analysis of frames with filler panels, am. Soc.civ.engrs, j.struct. Div.,100, 743-757.
- [43] Les tremblements de terre | Alloprof.
- [44] leuchars, j.m and scrivener j.c masonry infill panels subjected to cyclic in plane loading, bulletin of new zaland national society for earthquake engineering vol 9 no 2, 1976 pp 122-131.

[45] liaww, t.c. & kawn, k.h. (1984). New development in research of infilled frames, proc. 8th world conf. On earthq.engng, san francisko, 4, 623-630. nference of seismic design code of buildings (standard no. 2800), tehran, iran.

[46] Lourenco P.B, J.O. Barros, J.T. Oliveira «Shear testing of stack bonded masonry»

[47] MAGENES, GUIDO¹; PENNA, ANDREA²; GALASCO, ALESSANDRO³; DA PARÉ, MARC⁴, In-plane cyclic shear tests of undressed double-leaf stone masonry panels, 8th International Masonry Conference Dresden 2010.

[48] mallick d.v. & severn r.t. (1967). The behavior of infilled frames under static loading, the institution of civil engineers, proceedings, 39, 639-656.

[49] mallick d.v. & severn r.t. (1967). The behavior of infilled frames under static loading, the institution of civil engineers, proceedings, 39, 639-656.

[50] mallick, d.v. and garg, r.p., "effect of openings on the lateral stiffness of infilled frames», proceedings of the institution of civil engineering, vol.49,1971, pp.193-209.

[51] mallick, d.v. and severn, r.t., "dynamic characteristics of infilled frames», proceedings of the institution of civil engineering, vol.39,1969, pp.261-287.

[52] mallick, d.v. and severn, r.t., "the behavior of infilled frames under static loading", proceedings of the institution of civil engineering, vol.38,1967, pp.639-656 .

[53] mehrabi, a.b., benson shing, p., schuller, m.p., noland, j.l. (1994): "performance of masonry infilled rc frames under in-plane lateral loads", structural engineering and structural mechanics research series, university of colorado at boulder .

[54] Mémoire de Fin d' Études Influence de la maçonnerie sur le comportement des structures en portique de béton armée Asakra Khalil .

[55] Mémoire de Fin d'Études En vue de l'obtention du diplôme MASTER Influence de la maçonnerie sur le comportement des structures en portique de béton armée realise par Asakra Khali .

[56] Mémoire de magister université de annaba comportement des remplissages dans les structures sous différentes sollicitations par nawel mezigheche.

[57] Mémoire de magistère Ingénieur d'état en Génie Civil Option : Constructions Civiles et Industrielles Analyse non linéaire des structures planes en béton armé tenant compe du remplissage en maconnerie realise par Ghanem aldjia.

[58] Memoire de master presentee pour l'obtention du diplome de master en genie civil option: structure, renforcement des structures de portiques en beton armee sous l'effet du seisme realise par khelifi khawla .

[59] memoire de master presentee pour l'obtention du diplome de master en genie civil option : structure, renforcement des structures de portiques en beton armee sous l'effet du seisme realise par khelifi khawla

[60] Mémoire Présenté pour l'obtention du diplôme de Master Académique INFLUENCE DE LA PRESENCE DES MURS DE REMPLISSAGE SUR LE COMPORTEMENT SISMIQUE DES OUVRAGES CONTREVENTES PAR PORTIQUES EN BETON ARME Pare realise Kamach aimen.

[61] Merzoud M, Habita M.F « Résistance à la compression diagonale des murs en maçonnerie » Colloque Maghrébin de Génie Civil, pp 151-157 CMGC (1999).

[62] Mode opératoire pour la réalisation d'essais de résistance sur blocs de terre comprimée RILEM TC 164-EBM : MECHANICS OF EARTH AS A BUILDING MATERIAL MÉCANIQUE DE LA CONSTRUCTION EN TERRE Materials and Structures/Matériaux et Constructions, Vol. 30, November 1997, pp 515-517.

[63] mosalam, k.m., gergely, p., white, r.n and zawilinski, d., "the behavior of frames with moss, p.j. and carr, a.j., "aspects of the analysis of frame-panel interaction», bulletin of the new zealand national society of earthquake engineering, vol.4, n°.1,1971, pp.126-144.

[64] Netherlands Technical University Delft, Delft University Press, (1996), pp 210.

[65] Page A.W « The strength of brick masonry under biaxial compression-tension. Shear
Page A.W «The biaxial compressive strength of brick masonry». Proc. Intsn. Civ. Engrs.,Part 2, 71 (1981), pp 893-906.

[66] Page A.W., Ali S, Non-linear finite element analyses of masonry, Proc. Inst. Civil Eng.,

[67] perales r « modélisation du comportement mécanique par éléments discrets des ouvrages maçonnés tridimensionnels. Contribution à la définition des éléments de contact surfaciques » thèse de doctorat (2007), pp 241.

[68] polyakov, s. V. (1956). Masonry in framed buildings (an investigation into the strength and stiffness of masonry infilling), moscow.

[69] proceedings of the eighth european conference on earthquake engineering ,lisbon,portugal, vol 3, 1986 , pp 6.5/47-53.

[70] Réglement parasismique algeriene RPA 99.

[71] regalement parasismique algeriene RPA 99.

[72] resume long en français de la these presentee par guilherme previdi olandoski a l'universite paris 8 (sous la supervision de patricia delhomme, ifsttar, france, directrice de these & alessandra sant'anna bianchi, universite federale de parana, bresil, encadrante)

[73] riddington, j.r., stafford smith, b. (1977): "analysis of infilled frames subject to racking with design recommendation", structural engineer, vol 55(6), pp 263-268.

[74] rivero c.e. & walker w.h. (1984), an analytical study of the interaction of frames and infill masonry walls, proc. 8th world conf. On earthq. Engng., san francisko, 4, 591- 59.

- [75] san bartolomé, a, coleccion del ingeniero civil libro no 4.
- [76] sap 2000, detailed tutorial including pushover analysis-june.
- [77] shing, p. B. & mehrabi, a. B. (2002). Behaviour and analysis of masonry-infilled frames, progress in structural engineering and materials, 4(3), 320-331.
- [78] Site bibliographique FUTURA Maison.
- [79] site bibliographique FUTURA Maison.
- [80] siteweb <https://maconnerie.bilp.fr/guide-general/ouvrage/element/maconnerie-armee>.
- [81] siteweb <https://www.maison-travaux.fr/maison-travaux/tuto-bricolage/sol-et-muracademie/differents-types-de-mur-fp-159483.htm>
- [82] site web <https://www.maison-travaux.fr/maison-travaux/tuto-bricolage/sol-et-muracademie/differents-types-de-mur-fp-159483.html>
- [83] Site web <https://www.travaux.com/platre/guide-des-prix/prix-blocs-de-beton-cellulaire>.
- [84] siteweb [https://www.travaux.com/platre/guide-des-prix/prix-blocs-de betocellulaire](https://www.travaux.com/platre/guide-des-prix/prix-blocs-de-betocellulaire).
- [85] Situation 2 géographie des goûts alimentaires sur le site web <https://slideplayer.fr/slide/12952174/>.
- [86] situation 2 géographie des goûts alimentaires sur le site web <https://slideplayer.fr/slide/12952174/>
- [87] stafford smith, b., "lateral stiffness of infilled frames", proceedings of the american society of civil engineering, journal of structural division, vol. 88, no. St6, 1962, pp. 183-199.
- [88] stafford-smith b.s. (1968). Model test results of vertical and horizontal loading of infilled frames, aci journal, volume 65, no. 8: 618-625.
- [89] structural engineering 8 (2008), pp 1-11.
- [89] syrmakezis , c.a. and vratsanou, v, y , influence of infill walls to rc frame response
- [90] tabeshpour, m. R. (2009e) modeling of infill wall using commercial software, 4th national conference of seismic design code of buildings (standard no. 2800), tehran, iran.
- [91] tabeshpour, m.r. (2009b). Seismic retrofit of infilled frames (handbook, part 19), fadak issatis publisher, tehran, iran .
- [92] techno-sciencesitweb <https://www.techno-science.net/definition/8734.html>.
- [93] testing of stack bonded masonry» (1983) .
- [94] thiruvengadam, v, on the natural frequencies of infilled frames, earthquake engineering and structural dynamics, vol 13, 1985, pp, 401-419.

[95] Tremblement de terre - l'Intensité et la magnitude des tremblements de terre | Simple (limoserviceinneworleans.com).

[96] Turnsek, V. & Cacovic, F. Some experimental results on the strength of brick masonry walls. In: Proc. 2nd Int. Brick Masonry Conference, Stoke on Trent, 1971.

[97] unfilled frames under monotonic loading» eng ending structures (2006) .

[98] University of Minho, Azurem, Guimaraes P-4800-058, Portugal (2003), pp 125–132.

[99]Vol.83, 1987.

[100] zarnic, r. And tomazevic, m., "an experimentally obtained method for evaluation of the behavior of masonry infilled r/c frames", proceedings of the ninth world conference on earthquake engineering, tokyo, japan, vol. Vi, 1988, pp. 163-168.

[101] zarnic, r. And tomazevic, m., "study of the behavior of masonry infilled reinforced concrete frames subjected to seismic loading", proceedings of the seventh international brick masonry conference, melbourne, australia, vol. 2, 1985, pp. 1315-1325 .

[102] zarnic, r. And tomazevic, m., "the behavior of masonry infilled reinforced concrete framesubjected to cyclic lateral loading", proceedings of the ninth world conference on earthquake engineering, san francisco, usa, vol. Vi, 1984, pp. 863-870.

[103] Mémoire Pour l'obtention du Diplôme de Magister en Génie Civil COMPORTEMENT DES STRUCTURES EN MAÇONNERIE SOUS SOLLICITATION UNIAXIALE Pare realise Farid Brahim HOUTI .

[104] goutam mondal and s.k.jain (2008) , "lateral stiffness of masonry infilled RC frame with central opining" earthquake spectra , vol,24,N0.3,PP.701-732,Aug 2008

[105] Tasnimi AA and Mohebkhah A (2011) Investigation on the behavior of brick infilled steel frames with openings, experimental and analytical approaches Engineering Structures 33(3): 968–980.

[106] Mansouri A, Marefat MS and Khanmohammadi M (2014) Experimental evaluation of seismic performance of lowshear strength masonry infills with openings in reinforced concrete frames with deficient seismic details. Structural Design of Tall and Special Buildings 23(15): 1190–1210.