



الجمهورية الجزائرية

قراطية الشعبية

Republique Algerienne Democratique Et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث

العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة العربي

التبسي - تبس

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 :** kemache Aimen.

**Sujet**

# INFLUENCE DE LA PRESENCE DES MURS DE REPLISSAGE SUR LE COMPORTEMENT SISMIQUE DES OUVRAGES CONTREVENTES PAR PORTIQUES EN BETON ARME

Présenté et soutenu publiquement, le / 06 / 2021, devant le jury composé de :

Ms Boutagouga djamel

Maître Assistant A

Président

Ms abderrahmani sifedine

Maître de conférences B

Rapporteur

Ms Boudjellal Abdelouahab

Maître Assistant A

Examineur

Promotion : 2020/2021

## Remerciements

Je veux remercier Dieu pour la volonté, la santé et la patience que nous lui avons données durant des ans.

Tout d'abord, je veux à remercier monsieur Boudjellal abdelouahab, mon encadreur de mémoire, qui m'a supervisé, dirigé, conseillé, et supporté tout le temps de la rédaction de cette mémoire.

J'adresse mes remerciements également à l'ensemble du personnel du département de génie civil, d'université de Tébessa, et aux membres de jury.

Nous exprimons nous profonde gratitude à l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation.

Je remercie aussi tous les collègues et les amis pour le soutien et l'ambiance inoubliables.

Enfin, un remerciement particulier à nos familles, pour le soutien quotidien et l'encouragement pendant toutes les années d'études.

## Liste des symboles :

Symbole	Définition
$\mu$	Indice de ductilité ou facteur de ductilité
$\Theta_{pc}$	La rotation de base
$\mu_D$	Facteur de ductilité de déplacement à la base des poteaux
$\tau$	Contrainte de cisaillement
$\sigma_c$	La contrainte normale de compression
$\tau_0$	Résistance au cisaillement pur
$\mu$	Coefficient de frottement
$\Psi$	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 $i$

$\emptyset_j$	Amplitude du niveau j au premier mode
$\Gamma_n$	Coefficient de participation modal pour le mode n
$m_i$	Masse du niveau i
$\Phi_{in}$	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
$\psi$	Angle de dilatation
$\varepsilon$	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
$\mu$	Paramètre de viscosité
$\nu$	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
$\varepsilon_c$	La déformation maximale du béton
$f$	La fréquence
$k$	La rigidité

## Liste des tableaux :

<b>Titre</b>	<b>Page</b>
<b>Tableau 2.1</b> : Coefficients de correction (CAN S304 M78)	39
<b>Tableau 3.1</b> différentes relations pour l'efficacité largeur de contreventement équivalent dans les murs de remplissage de maçonnerie.	56
<b>Tableau 4 .1</b> : paramètres d'endommagement plastique de béton	82
<b>Tableau 4.2</b> : les dimensions des briques utilisés	93

## Liste des figures:

<b>figure</b>	<b>page</b>
<b>Figure 1.1.</b> Une carte montrant la répartition des tremblements de terre.	<b>6</b>
<b>Figure 1.2.</b> Victimes humaines dues aux tremblements de terre au cours des dix dernières décennies.	<b>7</b>
<b>Figure 1.3</b> pertes économiques causées par un séisme urbain dommageable.	<b>7</b>
<b>Figure 1.4.</b> Caractéristiques des séismes.	<b>8</b>
<b>Figure 1.5.</b> Endommagements des poteaux courants.	<b>10</b>
<b>Figure 1.6.</b> Rupture par plastification de la zone critique du poteau courant (gauche) mécanisme de ruine ; (droite) rupture d'une pile de pont lors du séisme	<b>11</b>
<b>Figure 1.7</b> Dommages subis par les portiques (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)	<b>12</b>
<b>Figure 1.8</b> fissure verticale	<b>12</b>
<b>Figure 1.9</b> les microfissures	<b>12</b>
<b>Figure 1.10 :</b> fissure horizontale	<b>13</b>
<b>Figure 1.11</b> fissures superficielles	<b>13</b>
<b>Figure.1.12</b> Principe de propagation des efforts horizontaux dans les éléments de Contreventement.	<b>15</b>
<b>Figure 1.13</b> Ductilité globale des structures.	<b>17</b>
<b>Figure 1.14 :</b> Ductilité en déformations.	<b>18</b>
<b>Figure. 1.15</b> Schéma d'une poutre fléchie	<b>19</b>
<b>Figure. 1.16</b> Diagramme moment-courbure bilinéaire	<b>19</b>
<b>Figure 1.17 :</b> Effets d'un chargement latérale.	<b>20</b>

<b>Figure 1.18</b> Rotation dans une poutre avec rotules plastique.	<b>22</b>
<b>Figure 2.1</b> mur en pierre	<b>28</b>
<b>Figure 2.2</b> différents types de parpaing	<b>28</b>
<b>Figure 2.3</b> brique plein	<b>29</b>
<b>Figure 2.4</b> brique creuse	<b>29</b>
<b>Figure 2.5</b> Les blocs de béton cellulaire	<b>29</b>
<b>Figure 2.6</b> mur en bois	<b>30</b>
<b>Figure 2.7</b> exemple d'une maçonnerie armée.	<b>31</b>
<b>Figure 2.8</b> exemple d'une maçonnerie chaînée	<b>33</b>
<b>Figure 2.9</b> : comportement uni axial de la maçonnerie sous chargement normale aux Joints de mortier	<b>34</b>
<b>Figure 2.10</b> : L'installation de l'essai de résistance à la traction pour la maçonnerie avec Un chargement parallèle aux joints de mortier	<b>35</b>
<b>Figure 2.11</b> diagramme typique contraintes-déplacements pour l'essai de résistance à la traction dans une maçonnerie avec un chargement parallèle aux joints de mortier.	<b>36</b>
<b>Figure 2.12:</b> comportement biaxial de la maçonnerie	<b>37</b>
<b>Figure 2.13</b> : Comportement individuel et de l'assemblage des briques et du mortier en Compression	<b>38</b>
<b>Figure 2.14</b> Modes de rupture d'un mur en maçonnerie soumis un chargement biaxial	<b>41</b>
<b>Figure 2.15</b> : Modes de ruptures pour un mur en maçonnerie sous l'effet d'un effort de Cisaillement	<b>42</b>

<b>Figure 2.16</b> : Essai RILEMde compression diagonale.	<b>44</b>
<b>Figure 2.17</b> : Fissuration et rupture du panneau (essai RILEM).	<b>45</b>
<b>Figure 2.18</b> Essai de compression diagonale (Fouchal 2006,2007)	<b>45</b>
<b>Figure 2.19</b> Schéma de la configuration de test	<b>47</b>
<b>Figure 3.1</b> Stratégies de modélisation d'une maçonnerie.	<b>51</b>
<b>Figure 3.2</b> Mécanismes de rupture d'une maçonnerie (Lourenco 2006).	<b>52</b>
<b>Figure 3.3</b> Modèles représentant les cadres nus et remplis adoptés pour les analyses.	<b>59</b>
<b>Figure 3.4</b> Modélisation des Escalier Ridolfi (Perales 2007)	<b>60</b>
<b>Figure 3.5</b> Modélisation de la Coupôle de Junas (Perales 2007)	<b>60</b>
<b>Figure 3.6</b> : Modélisation du Pont Julien (Perales 2007)	<b>60</b>
<b>Figure 3.7</b> Définition des variables géométriques du remplissage en maçonnerie.	<b>62</b>
<b>Figure 3.8</b> Modèle diagonale pour un portique remplis par un mur de remplissage.	<b>62</b>
<b>Figure 3.9</b> des modèles de jambes de force multiples proposés par Schmidt.	<b>63</b>
<b>Figure 3.10</b> model proposé pour représenter la repense d'un portique en béton armé avec remplissage au forces horizontales.	<b>64</b>
<b>Figure 3.11</b> exemple de méthode de pushover	<b>65</b>
<b>Figure 3.12</b> : Distributions verticales typiques des forces sismiques horizontales.	<b>68</b>
<b>Figure 4.1</b> Relation contrainte-déformation du béton pour l'analyse structurelle.	<b>73</b>
<b>Figure 4.2</b> Relation contrainte-déformation du béton sous chargement répétées en compression monotone.	<b>73</b>
<b>Figure 4.3</b> Diagramme contrainte-déformation de l'acier sous chargement monotone	<b>74</b>



<b>Figure 4.4</b> Diagramme contrainte-déformation pour l'acier sous chargement alterné (effet Bauschinger).	<b>74</b>
<b>Figure 4.5</b> Modèle d'équilibre d'un élément de la barre d'armature	<b>75</b>
<b>Figure 4.6</b> Diagramme idéalisé $\tau_b - s$ selon le Code Modèle 1990 CEB	<b>76</b>
<b>Figure 4.7</b> Diagramme $\tau_b - s$ sous chargement répété.	<b>77</b>
<b>Figure 4.8</b> Diagramme $\tau_b - s$ sous chargement cyclique alterné.	<b>77</b>
<b>Figure (4.9)</b> Diagramme de contrainte-déformation pour la compression unie axiale.	<b>82</b>
<b>Figure (4.10)</b> Courbe contrainte – déformation de béton à la traction.	<b>83</b>
<b>Figure (4.11)</b> Relation bi-linéaire contrainte-déformation pour l'acier.	<b>84</b>
<b>Figure 4.12</b> comportement du béton sous traction uniaxiale (a) et compression uniaxiale (b).	<b>85</b>
<b>Figure 4.13</b> réalisation du modèle à étudier	<b>86</b>
<b>Figure 4.14</b> Modèle du portique sans mur de remplissage (Portique nu).	<b>87</b>
<b>Figure 4.15</b> accélérogram de séisme utilisé VRANCEA.	<b>87</b>
<b>Figure 4.16</b> Schéma représentative de ferrailage des structures étudié.	<b>88</b>
<b>Figure 4.17</b> Courbe Temps-déplacement portique simple nu et remplis.	<b>89</b>
<b>Figure 4.18</b> déplacement d'un portique nu sous l'effet d'un séisme.	<b>90</b>
<b>Figure 4.19</b> déplacement d'un portique nu sous l'effet d'un séisme	<b>90</b>
<b>Figure 4.20</b> Schéma représentative de portique nu étudiée.	<b>91</b>
<b>Figure 4.21</b> Schéma représentative de portique avec remplissage en maçonnerie étudiée.	<b>91</b>
<b>Figure 4.22</b> Courbe temps-déplacement des nœuds des portiques.	<b>91</b>
<b>Figure 4.23</b> Courbe Temps-déplacement des portiques remplis avec différents épaisseurs des murs.	<b>93</b>
<b>Figure 4.24</b> schéma représentative du modèle étudié.	<b>94</b>
<b>Figure 4.25</b> Courbe Temps-déplacement des portiques avec mur de remplissage confiné et non confiné.	<b>95</b>

<b>Figure 4.26 b)</b> modèle portique nu	<b>a)</b> modèle de poteau court	
<b>Figure 4.27</b> Courbe Temps-déplacement de portiques nu.		<b>96</b>
<b>Figure 4.28</b> Courbe Temps-déplacement de portique 1/3 remplis.		<b>96</b>
<b>Figure 4.29</b> Courbe Y distance-contrainte de cisaillement au niveau des poteaux.		<b>97</b>
<b>Figure 4.30</b> courbe mode_ fréquence cas d'un portique 1 étage et 1 travée.		<b>98</b>
<b>Figure 4.31</b> courbe mode_ fréquence cas d'un portique 3 étage et 2 travées.		<b>98</b>
<b>Figure 4.32</b> courbe mode_ fréquence cas d'un portique 2 étage et 2 travées.		<b>99</b>

## Résumé :

La contribution des murs de remplissage en maçonnerie est rarement prise en compte dans le calcul des ossatures contreventées par portiques en zones sismiques. Dans le but de mieux étudier l'effet de la maçonnerie de remplissages dans la réponse aux séismes des bâtiments en béton armé de faible et moyenne hauteur, une étude paramétrique sous le code de calcul ABAQUS est réalisée afin de montrer, entre autres, l'influence de la modification du nombre de niveau du portique en présence de remplissage en maçonnerie, 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.

Il a été montré que les portiques avec des remplissages ont plus de résistance et de rigidité que les portiques nus. Négliger les effets du remplissage de la maçonnerie peut conduire à une évaluation inadéquate des dommages structuraux des structures à ossature de remplissage soumises à des séismes.

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

## **Abstract :**

The contribution of masonry infill walls is rarely taken into account in the calculation of frames braced by portal frames in seismic zones. In order to better study the effect of infill masonry in the response to earthquakes of reinforced concrete buildings of low and medium height, a parametric study under the ABAQUS calculation code is carried out in order to show, among other things, the influence of the change in the number of levels in the presence of masonry infill, the effect of the stiffness ratio of the masonry infill wall to that of the reinforced concrete, the effect of the various modes of interaction between masonry infills and reinforced concrete structures (confined and unconfined masonry) and the effect known as short column.

It has been shown that frames with infills have more strength and rigidity than frames without infill. Neglecting the effects of masonry infill can lead to an inadequate assessment of the structural damage of infill frame structures subjected to earthquakes.

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

## ملخص:

نادرا ما تأخذ جدران البناء في عين الاعتبار عند دراسة مقاومة و رد فعل المنشآت و البنايات ذات الإطارات المصنوعة بالخرسانة المسلحة في المناطق الزلزالية النشطة من أجل دراسة تأثير حائط البناء في الاستجابة للزلازل التي تحدث في المباني الخرسانية المسلحة ذات الارتفاع المنخفض والمتوسط ، يتم تنفيذ النمذجة وفقاً لتوصيات كود (أباكيس 6.14) من أجل تبيان، تأثير تغيير عدد طوابق الاطارات الخرسانية المسلحة في وجود حائط البناء. تأثير نسبة الصلابة لاطارات الخرسانية المسلحة في وجود حائط البناء مقارنة مع الاطارات الخرسانية المسلحة فقط. تأثير أنماط التفاعل المختلفة بين حشوات البناء والهياكل الخرسانية المسلحة (البناء المحصور وغير المحصور). وكذلك التأثير المعروف باسم العمود القصير.

قد ثبت أن الاطارات الخرسانية المسلحة ذات حائط البناء لديها قوة وصلابة أكثر من الاطارات العارية. يمكن أن يؤدي إهمال آثار حشو البناء إلى تقييم غير كافٍ للضرر الهيكلي لهياكل إطار الردم المعرضة للزلازل

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

## Table des matières :

Introduction Générale.....	1
Chapitre 01 : Aspects Bibliographiques sur le comportement des bâtiments contreventés par Portiques en béton armé avec remplissage de maçonnerie en zones sismiques.....	4
1. Introduction.....	5
2. Les séismes.....	5
2.1. Généralité.....	5
2.2. Les Caractéristiques de Séisme.....	8
2.2.1. L'épicentre.....	8
2.2.2. La Magnitude.....	8
2.2.3. Échelle de Richter.....	8
2.2.4. La Fréquence et la Durée des Vibrations.....	8
2.2.5. L'Intensité.....	8
2.2.6. Le foyer.....	8
3. Pathologie des structures en portiques de béton armé sous l'effet des séismes.....	9
3.1. Définition de pathologie.....	9
3.2. Dommages subis par les portiques.....	9
3.2.1. Poteaux courants.....	9
3.2.2. Poteaux courts.....	10
3.2.3. Nœud d'ossature poteau-poutre.....	11
3.2.4. La fissuration.....	12
3.3. Les principales causes de la pathologie sismique.....	13
3.3.1. Qualité de réalisation.....	13

3.3.2. Erreurs de matérielles.....	13
3.3.3. Mauvaise mise en œuvre.....	14
3.3.4. Insuffisances diverses.....	14
3.3.5. Mauvaise conception structurale.....	14
4. Comportement des structures.....	15
4.1. Généralités.....	15
4.2. Quelques paramètres essentiels qui sont conditionnés par des particularités du comportement sismique des structures.....	16
4.3. Comportement d'un élément linéaire.....	19
4.4. Fonctionnement d'un portique en béton arme.....	20
4.5. Évaluation de la ductilité des structures en portique.....	20
4.5.1. Mécanisme de rupture des portiques étages.....	20
4.5.2 ductilité requise dans un mécanisme du a la rotation des poutres.....	21
5. conclusions.....	23
Chapitre 02 : Comportement de la maçonnerie de remplissage sous diverses sollicitations....	24
1. Introduction.....	25
2. Définition d'un mur en maçonnerie.....	26
3. Mode de fonctionnement des murs.....	26
3.1. Séparation.....	26
3.2. Résistance.....	26
3.3. Isolation.....	27
3.4. Esthétique.....	27
3.5. Eclairer.....	27

3.6. Étanchéité à l'air.....	27
4. les matériaux utilisés pour construire un mur de remplissage.....	28
4.1. La pierre.....	28
4.2. Le parpaing.....	28
4.3. Les briques de mur.....	29
4.4. Les blocs de béton cellulaire.....	29
4.5. Le bois.....	30
5. modes de réalisation des murs.....	30
5.1. La maçonnerie armée.....	30
5.1.1. Définition.....	30
5.1.2. Avantages et inconvénient des murs armés.....	31
5.2. Maçonnerie confinée.....	31
5.2.1. Définition.....	31
5.2.2. Différence avec portique en béton armé.....	32
5.3. Maçonnerie chaînée.....	33
5.3.1. Définition.....	33
6. Maçonnerie sous différentes sollicitations.....	34
6.1. Comportement de la maçonnerie en compression axiale.....	34
6.1.1. Comportement en compression uni axiale de la maçonnerie.....	34
6.1.1.1. Compression de maçonnerie dans la direction normale aux joints de mortiers.....	34
6.1.1.2. Compression de maçonnerie dans la direction parallèle aux joints de mortiers.....	35
6.1.2. Comportement en traction uni axiale de la maçonnerie.....	35



6.1.2.1. Traction de la maçonnerie dans la direction normale aux joints de mortiers.....	35
6.1.2.2. Traction de la maçonnerie dans la direction parallèle aux joints de mortiers.....	35
6.1.3. Comportement biaxial de la maçonnerie.....	36
6.1.4. Mécanisme de rupture sous compression axiale.....	37
6.1.5. Résistance à la compression de la maçonnerie.....	38
6.1.5.1. Détermination de la résistance à la compression.....	38
6.1.5.2. Facteurs affectant la résistance à la compression des prismes.....	39
6.2. Comportement de la maçonnerie au cisaillement.....	39
6.2.1. Contrainte de cisaillement.....	40
6.2.1.1. Résistance au cisaillement pur ( $\tau_0$ ).....	40
6.2.1.2. Coefficient de frottement ( $\mu$ ).....	40
6.2.1.3. Angle de dilatation ( $\Psi$ ).....	40
6.2.2. Modes de rupture dus au cisaillement dans le plan du mur.....	40
6.3. Comportement de la maçonnerie en compression diagonale.....	42
6.3.1. Comportement structural des remplissages en maçonnerie sous charges horizontales.....	43
6.3.2. Essai de compression diagonale.....	43
6.4. Comportement au cisaillement cyclique dans le plan.....	46
7. Conclusion.....	48
Chapitre 03 : Modélisations existantes sur le comportement des structures en portiques de béton armé avec remplissage en maçonnerie sous l'effet des séismes.....	49
1. Introduction.....	50

2. Modélisation des maçonneries.....	50
2.1. Définitions.....	50
2.2. Historique de la modélisation des murs.....	52
2.2.1 Micro modélisation.....	52
2.2.2 Macro modélisation.....	54
2.2.3 Modélisation du cadre environnant.....	56
3. Les méthodes de Modélisation des portiques avec mure de remplissage.....	57
3.1. Les méthodes de modélisation numérique.....	58
3.1.1. La méthode des éléments finis.....	58
3.1.2. La méthode des éléments discrets.....	59
3.1.3. La méthode mixte.....	61
3.2. Les méthodes de modélisation analytique.....	61
3.2.1. Méthode diagonale.....	61
3.2.2. Méthode diagonale modifiée.....	63
3.2.3 Méthode de Pushover.....	65
3.2.3.1 Définition de la méthode.....	65
3.2.3.2 Historique de la méthode.....	65
3.2.3.3. Les méthodes de distribution de la force sismique.....	66
3.2.3.3.1. Distribution uniforme.....	66
3.2.3.3.2. Distribution charge latérale équivalente ELF.....	66
3.2.3.3.3. Distribution selon l'Eurocode 8 N2.....	67
3.2.3.3.4. Distribution selon la déformée du mode fondamental.....	67
3.2.3.3.5. Distribution SRSS (Square Root of the Sum of Squares).....	67
5. Conclusions.....	69

Chapitre 04 : Modélisation numérique du comportement des structures en portiques de béton armé avec remplissage en maçonnerie sous l'effet des séismes.....	70
1. Introduction.....	71
2. Le béton armé sous actions sismiques.....	72
2.1. Comportement du béton non confine.....	72
2.1.1. Diagramme contrainte-déformation en compression (béton non confiné).....	72
2.1.2. Diagramme contrainte-déformation en compression cyclique.....	73
2.2. Comportement de l'acier.....	73
2.2.1. Diagrammes contrainte-déformation monotone.....	73
2.2.2. Diagrammes contrainte-déformation sous sollicitations cycliques alternées.....	74
2.3. Adhérence entre l'acier et le béton.....	75
2.3.1. Diagramme adhérence-glisement sous chargement monotone (avec et sans confinement latéral).....	76
2.3.2. Diagramme adhérence -glissement sous chargement.....	76
2.3.3. Diagramme adhérence-glisement sous chargement cyclique alterné.....	77
3. Présentation du logiciel ABAQUS.....	78
4. Méthodologie d'application d'Abaqus.....	80
4.1. Dessiner le modèle.....	80
4.2. Affecter les propriétés à l'objet.....	80
4.3. Assembler le modèle.....	80
4.4. Définir le pas de l'analyse.....	81
4.5. Créer les interactions entre les instances.....	81
4.6. Appliquer les conditions limites et les chargements.....	81
4.7. Mailler le modèle.....	81

4.8. Créer et soumettre le travail.....	81
4.9. Visualiser les résultats.....	81
5. Comportement du béton.....	81
5.1. Comportement du béton a la compression.....	82
5.2. Comportement de béton a la traction.....	83
6. Comportement d'acier.....	84
7. Paramètres d'endommagement par compression et traction du béton.....	84
8. Validation d'un portique à une charge sismique.....	85
8.1. Description du modèle.....	86
8.1.1. Portique sans et avec mur de remplissage.....	86
9. Etude paramétrique.....	88
9.1. Effet du renforcement du mur de remplissage.....	88
9.1.1. Effet du renforcement du mur de remplissage dans le cas d'un portique avec une seule travée et un seul étage.....	88
9.1.2. Effet du renforcement du mur de remplissage dans le cas d'un portique avec une plusieurs travées et plusieurs étages.....	90
9.2. L'effet de l'épaisseur du mur de remplissage.....	92
9.3. L'effet de confinement du mur de remplissage.....	94
9.4. L'effet de poteau court.....	95
9.5. L'effet de la présence de mur de remplissage sur la rigidité du portique.....	98
10. conclusion.....	100
Conclusion générale.....	101

## Introduction Générale

Un grand nombre de bâtiments en béton armé est construit avec des remplissages de maçonnerie. 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 cadre est généralement négligée. De plus, la non-disponibilité de modèles analytiques réalistes et simples de remplissage devient un autre obstacle pour sa prise en compte dans l'analyse. En fait, une paroi de remplissage améliore considérablement la résistance et la rigidité de la structure. Il a été reconnu que les cadres avec des remplissages ont plus de résistance et de rigidité que les cadres nus et leur ignorance est devenue la cause de l'échec de nombreux bâtiments à plusieurs étages. Des études récentes ont montré que l'utilisation de panneaux de remplissage de maçonnerie a un effet significatif non seulement sur la résistance et la rigidité, mais également sur le mécanisme de dissipation d'énergie de la structure globale. Négliger les effets du remplissage de la maçonnerie peut conduire à une évaluation inadéquate des dommages structuraux des structures à ossature de remplissage soumises à des mouvements intenses du sol.

L'utilisation d'un remplissage de maçonnerie pour contreventer un cadre combine certaines des caractéristiques structurelles souhaitables de chacun, tout en surmontant certaines de leurs lacunes. D'une part la présence de remplissage de briques sur les cadres, rigidifie considérablement la structure dans le plan de la paroi de maçonnerie, sinon le cadre devient relativement flexible. D'autre part, l'ossature ductile contient la maçonnerie fragile, après fissuration, jusqu'à des charges et des déplacements bien plus importants que ce qu'elle pourrait réaliser sans l'ossature. Le résultat est donc un système de contreventement relativement rigide et résistant. Le mur renforce le cadre en partie par sa résistance au cisaillement dans le plan et en partie par son comportement en tant que contreventement diagonal dans le cadre.

La plupart des travaux de recherche soutiennent que les murs de remplissage améliorent la capacité de résistance aux charges latérales dynamiques jusqu'à un certain niveau de réponse structurelle. 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 la conception des bâtiments contreventés par portiques, il est très d'actualité d'évaluer la performance des bâtiments à ossature par portiques avec remplissage de maçonnerie lors d'un séisme majeur.

La caractérisation du comportement des remplissages de maçonnerie sous charges cyclique post-élastique n'est pas suffisante pour estimer la résistance et la rigidité de la structure contreventée par portiques en béton armé remplis par des murs en maçonnerie.

Le travail actuel de PFE étudie l'influence de l'interaction entre les murs de remplissage en maçonnerie et le béton armé sur comportement des structures à ossature en béton armé avec et sans maçonnerie remplie sous actions sismiques en menant une étude comparative entre les structures à ossature nue et à ossature de remplissage. L'interaction entre les murs de remplissage en maçonnerie et les structures en béton armé analysées est modélisée par éléments finis sous le code de calcul ABAQUS. Une analyse du spectre de réponse est effectuée pour évaluer le comportement des éléments de remplissage de maçonnerie - 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 pour le cisaillement, le déplacement, la dérive et la rigidité de l'étage de cisaillement de base.

L'objectif principal de ce mémoire est de développer sous le code de calcul ABAQUS version 6.14 un modèle numérique 2D permettant d'apprécier le comportement et la contribution des murs de remplissage dans la capacité de résistance aux charges latérales dynamiques de type sismiques en considérant les divers modes d'interaction entre les remplissages de maçonnerie 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 la présence 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 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 séismes 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 en maçonnerie sous l'effet des séismes. En particulier, la modélisation des maçonneries et les méthodes de modélisation des portiques avec mure de remplissage. Il est également exposé succinctement une méthode d'analyse non linéaire : la méthode « Pushover ».

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 sur la résistance, du rapport de la rigidité du mur de remplissage en maçonnerie par rapport à celle du portique en béton armé ; les divers modes d'interaction entre les remplissages de maçonnerie et les structures en béton armé ( maçonnerie confinée et maçonnerie non confinée ) etc.

On termine par une conclusion générale.

# **CHAPITRE 1**

## **Aspects Bibliographiques**

**Sur le comportement des bâtiments contreventés par portiques en béton armé avec remplissage de maçonnerie en zones sismiques.**



## **1. Introduction :**

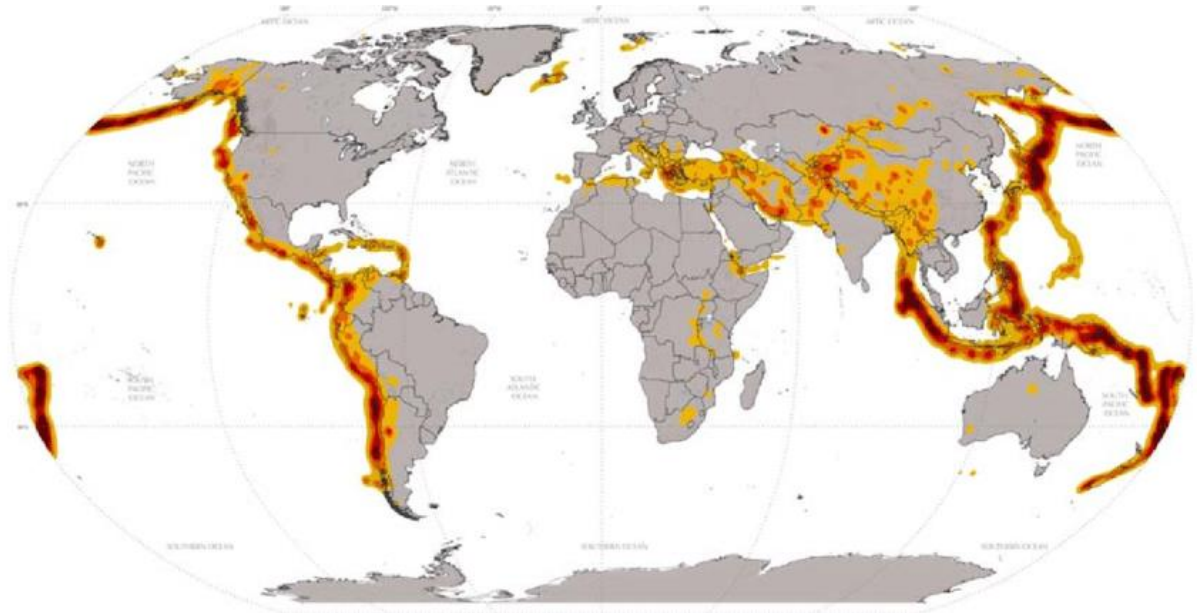
Les séismes, un phénomène naturel jusqu'aujourd'hui imprévisible, ont des effets dévastateurs non seulement ils font des victimes, mais ils endommagent les infrastructures vitales.

Un nombre important de bâtiments en béton armé est construit avec des remplissages de maçonnerie. 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 cadre est généralement négligée.

## **2. Les séismes :**

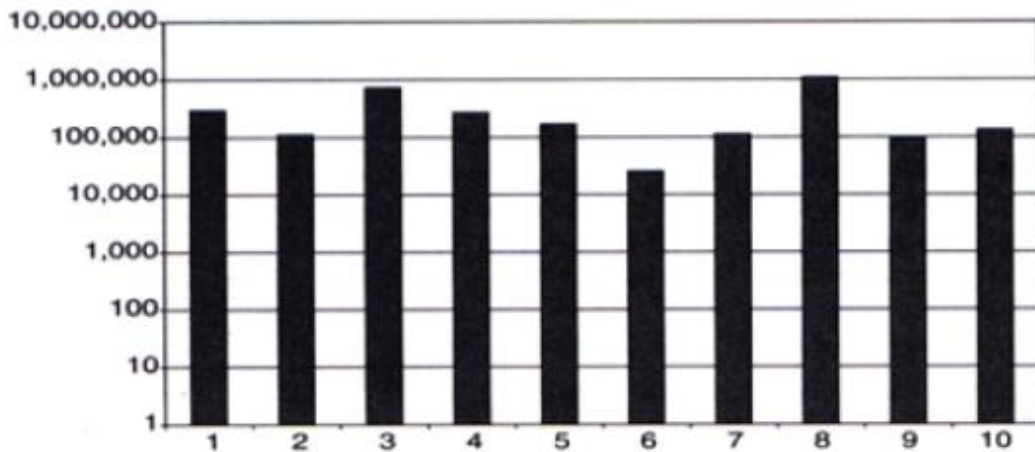
### **2.1. Généralité :**

Les tremblements de terre sont des vibrations du sol causées principalement par la fracture de la croûte terrestre ou par un mouvement soudain le long d'une faille déjà existante (tremblements de terre tectoniques). Très rarement, les tremblements de terre peuvent être causés par des éruptions volcaniques. Une théorie largement acceptée et bien établie pour l'origine des tremblements de terre tectoniques est la « théorie du rebond élastique » qui a été développée en 1906 par Reid. Selon cette théorie, les tremblements de terre sont causés par la libération soudaine de l'énergie élastique de la souche sous forme d'énergie cinétique le long de la longueur d'une faille géologique. L'accumulation d'énergie de souche le long de la longueur des failles géologiques peut s'expliquer par la théorie du mouvement des plaques lithosphériques dans lesquelles la croûte terrestre est divisée. Ces plaques sont développées dans des failles océaniques et elles s'enfoncent dans le système continental de tranchées. Les limites des plaques lithosphériques coïncident avec les zones géographiques qui connaissent des tremblements de terre fréquents.[74]



**Figure 1.1.** Une carte montrant la répartition des tremblements de terre.

Le tremblement de terre, considéré comme le phénomène naturel indépendant de vibration du sol, représente dans très peu de cas une menace pour l'homme, comme par exemple lorsqu'il provoque des glissements de terrain majeurs ou des raz-de-marée (tsunamis). Un tremblement de terre ne devient un phénomène dangereux que lorsqu'il est considéré par rapport aux structures. Bien sûr, le problème est la vibration de la structure sous excitation sismique et non pas le tremblement de terre lui-même. C'est parce que le système structurel est essentiellement conçu pour les charges de gravité et non pas pour les charges horizontales d'inertie qui sont générées en raison d'accélération au sol lors d'un tremblement de terre. Depuis les premiers pas du développement technologique de l'humanité, la joie de la création a été associée à la crainte qu'une force supérieure détruise, en quelques secondes, ce qui a été construit avec de grands efforts au cours d'une vie. En d'autres termes, le problème du tremblement de terre a toujours été associé à la structure et, par conséquent, il concerne principalement l'ingénieur en structure. Bien que les tremblements de terre destructeurs soient limités à certaines zones géographiques connues sous le nom de zones sismiques, les dommages à grande échelle qu'ils peuvent causer dans les zones densément peuplées et le nombre de décès qui y sont associés sont tels qu'ils ont un impact sur le monde entier (fig. 1.1 et 1.2). Les tremblements de terre, en raison des décès et des dommages causés aux bâtiments qu'ils causent, ont plusieurs effets économiques, sociaux, psychologiques et même politiques dans les régions et les pays où ils ont lieu (fig. 1.3). Ainsi, de nombreux scientifiques doivent



**Figure 1.2.** Victimes humaines dues aux tremblements de terre au cours des dix dernières décennies.

S'occuper de ce problème, comme les sismologues, les ingénieurs, les psychologues, les économistes, et ainsi de suite. Toutes ces disciplines scientifiques sont coordonnées par des organismes spéciaux au niveau national et par des instituts spéciaux de caractère et par des instituts spéciaux de caractère interdisciplinaire, ou, au niveau universitaire, par la coopération interministérielle. L'objectif de tous ces efforts est de développer la structure résistante aux tremblements de terre, c'est-à-dire son amélioration du point de vue des coûts de sécurité, qui sont deux paramètres antagonistes.



**Figure 1.3** pertes économiques causées par un séisme urbain dommageable.

## 2.2. Les Caractéristiques de Séisme :

### 2.2.1. L'épicentre :

Point situé à la surface de la terre, verticalement à partir du foyer, où l'intensité est la plus importante.[83]

### 2.2.2. La Magnitude :

La magnitude d'un tremblement de terre mesure l'énergie libérée lors d'un séisme. Il s'agit d'une échelle logarithmique, c'est-à-dire qu'un accroissement de magnitude de 1 correspond à une multiplication par 30 de l'énergie, elle est mesurée généralement par l'échelle de Richter ou par l'échelle ouverte de Richter.[75]

### 2.2.3. Échelle de Richter :

L'échelle de Richter est une échelle sismique de référence, notion introduite en 1935 par le sismologue Charles Francis Richter. Elle a pour but d'évaluer la puissance d'un séisme, c'est à dire l'énergie libérée à son foyer. On associe ainsi aux séismes une valeur pouvant aller de 1 à 9, qu'on appelle la magnitude. Cette échelle est logarithmique : à titre d'exemple, un séisme de magnitude 7 est dix fois plus puissant qu'un séisme de magnitude 6.[76]

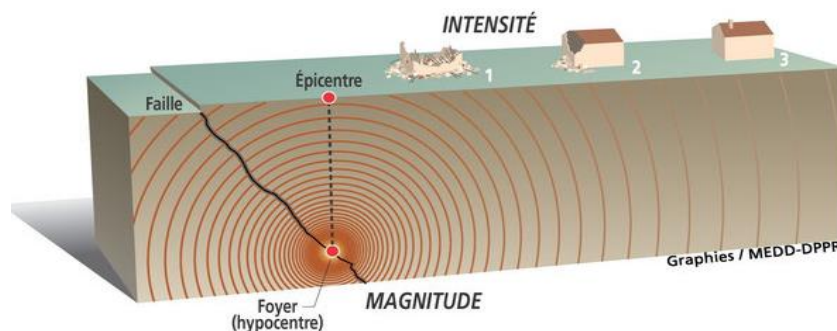
### 2.2.4. La Fréquence et la Durée des Vibrations :

Ces deux paramètres ont une incidence fondamentale sur les effets en surface.

### 2.2.5. L'Intensité :

Elle caractérise les effets et les dommages d'un séisme en un lieu donné. Pour un séisme, l'intensité diminue avec la distance et n'est donc pas un critère intrinsèque au phénomène naturel. Elle rend compte d'un certain état de l'environnement humain face à l'occurrence d'un séisme (constructions importantes, état de la construction, degré de préparation de la population...).[77]

**2.2.6. Le foyer :** Le foyer ou hypocentre est le lieu d'origine d'un séisme sur une faille.



**Figure 1.4.** Caractéristiques des séismes.

---

### **3. Pathologie des structures en portiques de béton armé sous l'effet des séismes.**

#### **3.1. Définition de pathologie :**

Le terme pathologie du bâtiment désigne un ensemble des problèmes qui peuvent préjudice au comportement de l'œuvre ou conduire à sa ruine.

Les problèmes proviennent soit d'un défaut de conception, soit d'une erreur de mise en œuvre, soit d'un composant non conforme ou inadapté, soit un phénomène extérieur (tempête ou inondation, etc.).

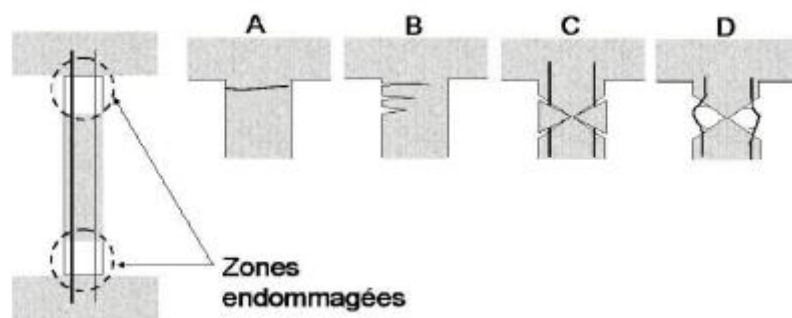
#### **3.2. Dommages subis par les portiques :**

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.

##### **3.2.1. 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 1.5 (B, C)][78].

Davidovici (1999) [79] déclare que des dommages se produisent sur le site de reprise du béton lorsqu'ils ont été mal exploités et qu'il y a peu ou pas de continuité des charpentes [Figure 1.5 (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 1.5 (B)]. Lors des vibrations sismiques, il existe des zones alternées et comprimées. Vous obtenez donc une fissure croisée [Figure 1.5 (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 1.5 (D)]. Ce flambement local sera d'autant plus important que le fretting de la zone est faible (peu de cadres à d'effort tranchant).



**Figure 1.5.** Endommagements des poteaux courants.[79]

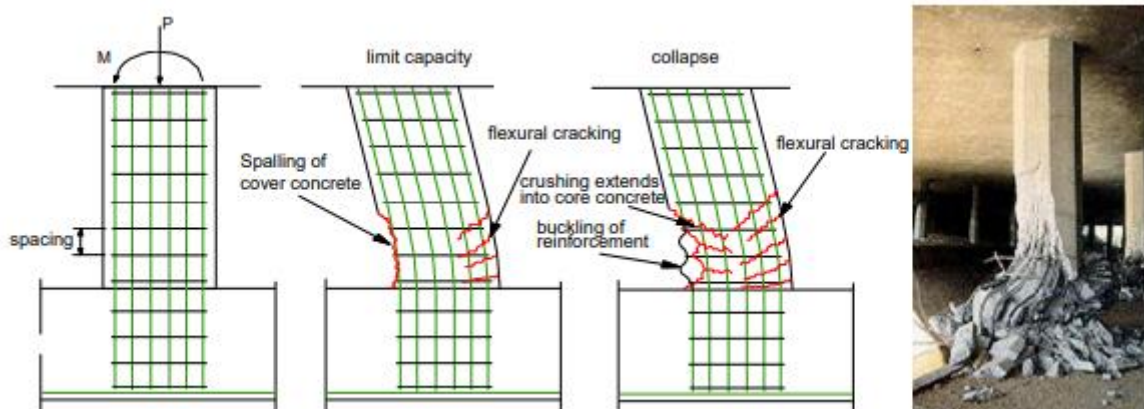
Les zones critiques des poteaux sont les sections où les contraintes sont maximales (forte demande de ductilité). Elles sont localisées aux extrémités (à l'endroit des encastremets). La rupture par plastification des zones critiques survient suite à de larges déformations inélastiques. Cet endommagement 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 1.5.

### 3.2.2. Poteaux courts :

Les poteaux courts ayant un élancement inférieur à 3 sont rigides et sont souvent encastres 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. [80]

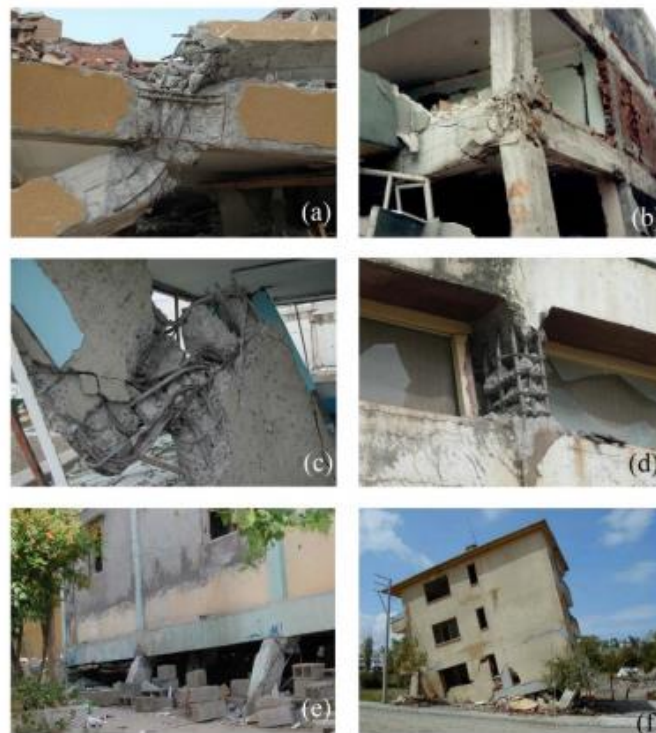
Sous des excitations Sismiques, les poteaux courts sont sensibles au dommage de cisaillement et de flambage des armatures longitudinales dues à l'insuffisance des armatures transversales [Figure 1.6].). Ce type de rupture, brutal et non dissipatif, est une cause de l'effondrement lors de tremblement 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 1.6.** Rupture par plastification de la zone critique du poteau court (gauche) mécanisme de ruine ; (droite) rupture d'une pile de pont lors du séisme [80]

### 3.2.3. Nœud 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 nœuds d'ossature est à l'origine de l'effondrement de la structure [Figure 1.7 (a, b)].



**Figure 1.7** Dommages subis par les portiques (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)

### 3.2.4. 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.[81]



**Figure 1.8** fissure verticale [9]

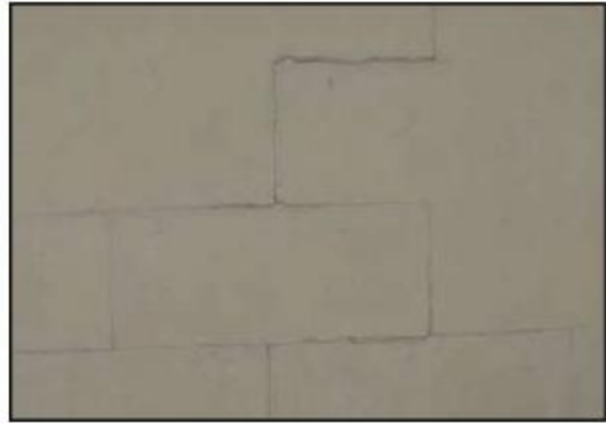


**Figure 1.9** les microfissures [8]





**Figure 1.10** : fissure horizontale [8]



**Figure 1.11** fissures superficielles [8]

### 3.3. 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 parasismiques. 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.[81]

#### 3.3.1. 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. [81]

#### 3.3.2. 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.

### 3.3.3. 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 ...).[81]

### 3.3.4. 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.

### 3.3.5. 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 nœuds ;
- 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. Le retour d'expérience a permis d'identifier les propriétés

fondamentales d'un ouvrage qui favorisent un bon comportement sismique.

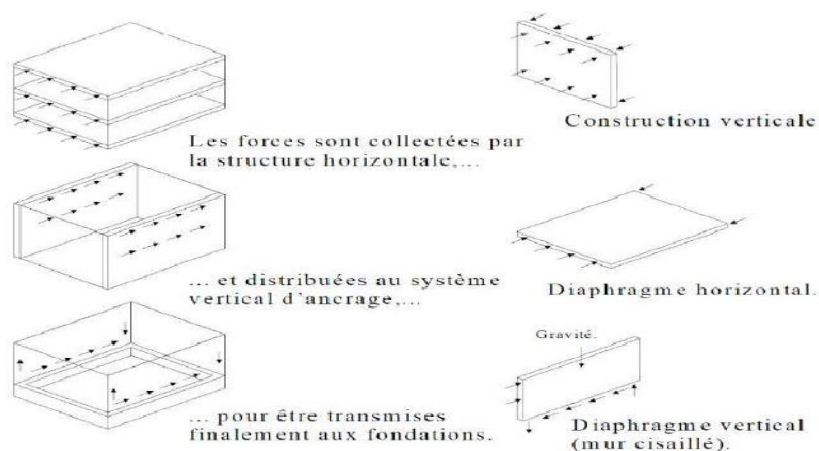
En effet, les ensembles structuraux, assurant le transfert des efforts, doivent être aisément dissociables en éléments simples, afin qu'il y ait une bonne compréhension et une bonne maîtrise du comportement de la structure lors d'une action sismique.[81]

## 4. Comportement des structures :

### 4.1. Généralités :

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.



**Figure.1.12** Principe de propagation des efforts horizontaux dans les éléments de Contreventement.

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 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. 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.

#### **4.2. Quelques paramètres essentiels qui sont conditionnés par des particularités du comportement sismique des structures :**

Il s'agit :

- La ductilité.
- La sur-résistance.
- Les caractéristiques du matériau.

**A. ductilité :** La ductilité décrit la capacité d'un matériau, d'une section, d'un élément structurel ou d'une structure système pour soutenir la déformation inélastique avant l'effondrement sans perte significative de la résistance.

Plusieurs mesures de la ductilité ont été utilisées dans le passé. Ils sont généralement exprimés sous la forme d'un rapport appelé indice de ductilité ou facteur de ductilité. Le plus commun indice de ductilité, tels qu'examinés dans l'équation suivant, sont donnés soit en termes de courbures, rotations ou déviations comme suit :

$$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y}, \mu_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_y}, \mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (1.1)$$

Dans l'équation ci-dessus, deux points de référence importants sont nécessaires : la limite d'élasticité, qui aide à définir le dénominateur, et le point ultime, qui aide à définir le numérateur. Cependant, étant donné que les tendons FRP ne cèdent pas, la définition conventionnelle de l'indice de ductilité  $N_e$  ne peut pas être utilisée.

Dans l'équation ci-dessus, dans le cas de l'utilisation de l'équation conventionnelle, la précision est le calcul de l'indice de ductilité n'est possible que lorsque l'on doit séparer définitivement le rendement et l'état limite du matériau de structure. Dans le cas des structures béton armé, l'indice de ductilité peut être calculé avec la norme du rendement du ferrailage, mais surtout, le béton précontraint, dans le cas du matériau précontraint, il est difficile de calculer l'indice de ductilité précis avec la méthode conventionnelle.

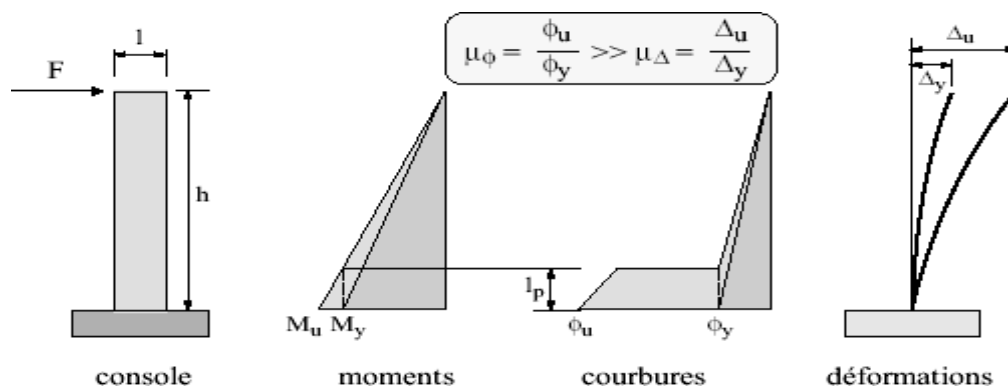


Figure 1.13 Ductilité globale des structures.

### B. Résistance et sur résistance :

La résistance aux forces horizontales est une autre caractéristique essentielle car elle détermine les déformations plastiques, et donc les dégâts, subis par la structure. La sur résistance considère la résistance effective des éléments de la structure. Elle est définie par rapport à la résistance nécessaire théorique, déduite du dimensionnement.

Les différences apparaissent dans les dimensions sélectionnées et dans les sollicitations effectives des matériaux. Dans le cas du béton armé, la résistance effective (la sur résistance) est plus grande que la résistance de dimensionnement pour deux raisons :

- La quantité d'acier d'armature effectivement mise en place.
- La sollicitation de l'acier au-delà de la limite élastique lors des cycles de déformations

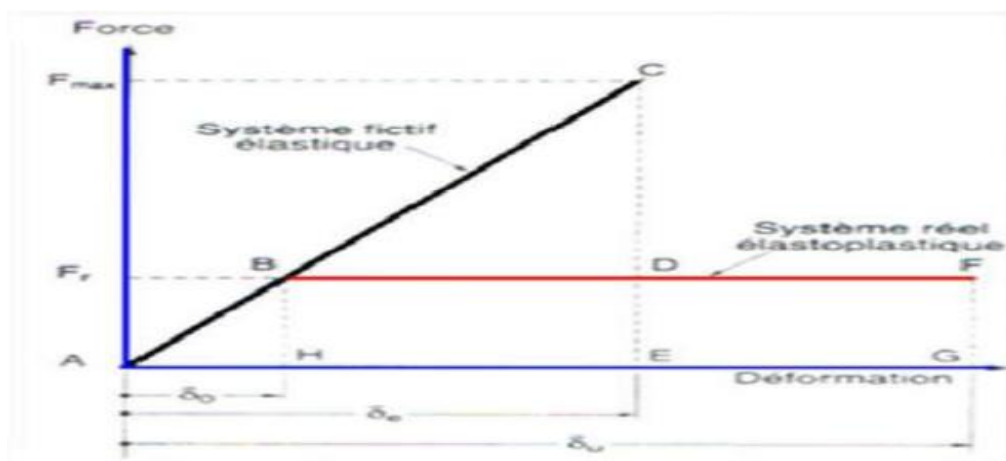
plastiques.

Concernant là sur résistance il faut bien distinguer deux effets antagonistes : d'une part un effet favorable qui augmente la résistance de la structure (effet pris en compte avec  $q = 1.5$ ) et, d'autre part, un effet défavorable qui augmente les efforts lorsque les zones plastiques développent leur sur résistance.[82]

### C. les caractéristiques post élastique des matériaux :

L'ingénieur doit s'assurer que le matériau utilisé présente les caractéristiques nécessaires. Le matériau doit être lui-même ductile c'est -à- dire qu'il présente une certaine capacité de déformation plastique. La ductilité du béton armé est contrôlée par celle de l'acier d'armature et par la qualité des détails constructifs. L'acier d'armature doit évidemment présenter une capacité d'allongement suffisante, mais également une résistance à la traction notablement supérieure à la limite élastique afin de garantir une répartition favorable de la fissuration.

- La ductilité des matériaux est une caractéristique mécanique qui explique leur capacité à stocker l'énergie lors l'application brutale des forces.
- Les matériaux sont dits ductiles lorsqu'ils peuvent absorber sans dommage une quantité importante d'énergie par unité de volume.
- La ductilité des matériaux est mesurée par le rapport de la déformation ultime  $U$  atteinte au moment de la rupture, à la déformation élastique maximale.[82]



**Figure 1.14** : Ductilité en déformations.[82]

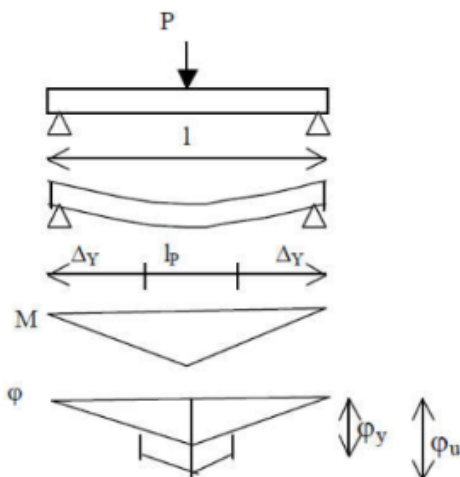
### 4.3. Comportement d'un élément linéaire :

Pour connaître la réponse d'une structure en portique sous charges horizontales, il est utile d'observer d'abord les propriétés de déformation d'un élément linéaire (poutre, poteau) en béton armé, c'est-à-dire son comportement sous chargement croissant jusqu'à la rupture, en respectant les lois " contrainte-déformation" du béton et de l'acier.

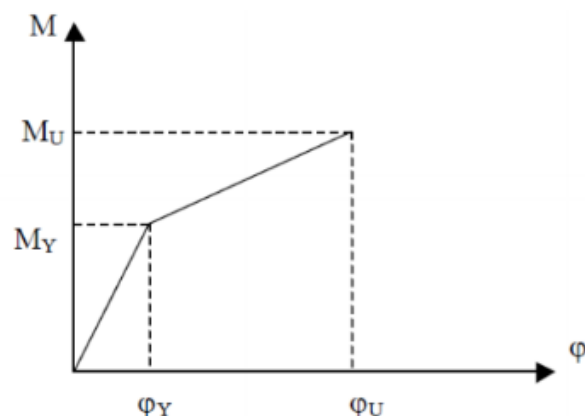
Si l'on considère par exemple une poutre sur appuis simples chargée en son milieu et si l'on suppose que cette charge croît de façon monotone, le moment fléchissant croît jusqu'à l'instant où se produit la plastification (figure 1.15).

Signalons ici qu'après la fissuration, la rigidité en flexion diminue, alors, la courbure augmente ensuite de plus en plus sous moment constant. Il se forme alors une rotule plastique, c'est-à-dire une zone dans laquelle les contraintes internes atteignent des valeurs extrêmes. La courbure croît jusqu'à la valeur maximale permise par la loi moment-courbure de la section. La flèche de la poutre est principalement due à la rotation de cette rotule. En dehors de la zone plastique, on peut considérer que la variation est proportionnelle aux moments avec la valeur maximum de la courbure (correspondant à l'atteinte par l'acier, de la limite élastique).[81][82]

Ces moment-courbure (figure 1.15). Quoiqu'idéalisé, ce diagramme constitue une approximation très proche de la réalité.



**Figure. 1.15** Schéma d'une poutre fléchie [81]



**Figure. 1.16** Diagramme moment-courbure bilinéaire.[81]

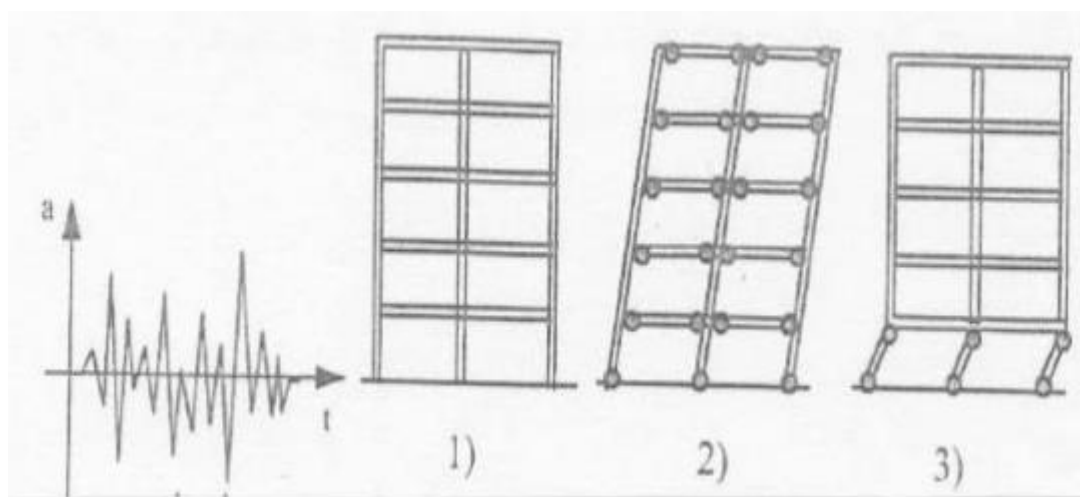
Dans les systèmes hyperstatiques, il se produit lors de variations de la charge, dans les parties les plus sollicitées, une plastification du béton ou de l'acier. Les zones plastifiées ne

participent plus pleinement à la transmission des augmentations de la charge et leur rigidité diminue. Les moments fléchissant se déplacent vers les parties de l'élément où la plastification n'a pas commencé ou bien où elle est plus faible. Donc, la répartition des moments dans l'élément varie. Ce processus est appelé "redistribution des moments".

#### 4.4. Fonctionnement d'un portique en béton armé :

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  $N$ .

Les déformations associées sont : la courbure, la déformation de cisaillement  $\gamma$  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. 1.17).



**Figure 1.17** : Effets d'un chargement latérale.

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

#### 4.5. Évaluation de la ductilité des structures en portique :

##### 4.5.1. 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  $U/Y$  peut nous permettre d'apprécier la déformation prise par une structure composée de portiques notamment. En admettant 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.

#### 4.5.2 ductilité requise dans un mécanisme du a la rotation des poutres :

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  $\Theta_{pc}$  de la base, en fonction de  $D_U$  et  $D_Y$ .

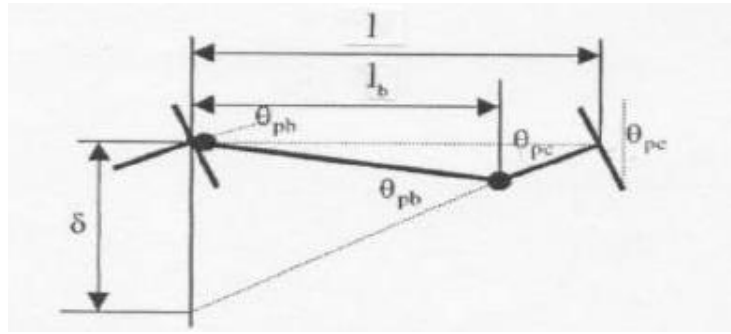
$$\Theta_{pc} = (u_1 - y) l_p = \frac{D_U - D_Y}{n h} \quad (1.2)$$

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

$$\mu_D = 1 + n h \frac{\Theta_{pc}}{D_Y} \quad (1.3)$$

Pour 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

$$\theta_{pc} \cdot l = \theta_{pb} \cdot l_p \quad (1.4)$$



**Figure 1.18** Rotation dans une poutre avec rotules plastique.

On peut maintenant exprimer  $\mu$  en fonction de  $D_Y$  et de  $\theta_{pb}$ .

$$\theta_{pb} = (ub - yb) l_p = \frac{\theta_{pc} \cdot l}{l_b} = \frac{D_U - D_Y}{n \cdot h \cdot l_b} \cdot l \quad (1.5)$$

Où  $\theta_{pb}$  est plus généralement, définie à partir de la rotule plastique au droit du moment négatif.

$$\text{On obtient ainsi : } \mu_D = \frac{D_U}{D_Y} = 1 + \frac{n \cdot h \cdot l_b}{l} \cdot \frac{\theta_{pb}}{D_Y} \quad (1.6)$$

## **5. conclusions :**

Les séismes, un phénomène naturel jusqu'aujourd'hui imprévisible, ont des effets dévastateurs non seulement ils font des victimes, mais ils endommagent les infrastructures vitales.

Les bâtiments en maçonnerie sont construits dans de nombreuses régions du monde où des séismes se produisent. Par conséquent, la connaissance de leur comportement sismique est nécessaire pour évaluer les performances sismiques de ces types de bâtiments.

La contribution structurelle des murs de remplissage de maçonnerie est rarement prise en compte dans de telles structures alors qu'elle affecte à la fois les performances structurelles et non structurelles des structures en béton armé

La présence des murs en maçonnerie qui collaborent avec les portiques de béton armé aux forces latérales dues au séisme ont une influence considérable en ce qui concerne l'absorption d'énergie. Si les murs en maçonnerie sont judicieusement placés, les observations obtenues par les forts séismes ont montré qu'une grande partie de l'énergie introduite par la secousse sismique est consommée par la fissuration ou l'avarie des murs de remplissage en maçonnerie, évitant ainsi la déformation exagérée du portique. Il est évident que la réparation des murs en maçonnerie est beaucoup plus facile et économique que la réparation des éléments structuraux.

## **Chapitre 2**

### **Comportement de la maçonnerie de remplissage sous diverses sollicitations**

## 1. Introduction :

Un mur de maçonnerie peut résister aux forces de compression, de traction et de cisaillement, en plus de que, un mur de maçonnerie peut ajouter de la rigidité à la structure du bâtiment. La rigidité apportée par le mur de maçonnerie peut influencer la rigidité de la structure globale. La contribution de la rigidité à murs de maçonnerie est linéaire jusqu'à ce que les murs soient endommagés. La limite linéaire du comportement de Le portail en béton armé de remplissage de maçonnerie peut être utilisé comme premier critère d'endommagement (dommages Etat)

. 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 d'un mur en maçonnerie :

La maçonnerie est un matériau anisotrope, composé de briques et de mortier, cela nécessite l'étude de son comportement dans les deux directions perpendiculaires et parallèles au joint de mortier.

Par « murs », on entend des structures verticales en béton ou en maçonnerie. Ils peuvent être préfabriqués ou produits directement à leur emplacement final dans la construction.[56]

Un mur est une construction verticale et solide. Généralement formaliser par l'homme, il est constitué d'un assemblage de matériaux tels que des pierres, des briques, du gyproc ou du plâtre et est destiné à séparer ou délimiter des espaces.[57]

## 3. Mode de fonctionnement des murs [56] :

En plus de leurs rôles de portance où de contreventement, les murs assurent le confort et la sécurité des habitants. Dans la suite, on cite les différentes fonctions d'un mur où une paroi verticale.

### 3.1. Séparation :

- La construction de l'extérieur (ex : murs de façades, pignons)
- Les pièces ou locaux entre eux (ex : refends, cloisons)
- La construction du sol (ex : murs de soubassement)
- Des terrains (ex : murs de clôture).
- Solution : N'importe quelle paroi du moment qu'elle existe convient.

### 3.2. Résistance :

- Aux différentes charges permanentes (poids des éléments porteurs et non porteurs de l'ouvrage) et variables (charges d'exploitation et climatiques comme la neige et le vent).
- Aux séismes pour protéger les personnes et les biens.
- Aux infractions.

---

### 3.3. Isolation :

- Thermique :

En limitant le plus possible le passage de la chaleur par la paroi dans le cas– d'une paroi séparant un local chauffé d'un local non chauffé. Pour les autres parois, cette isolation est inutile.

- Contre les bruits :

- Aériens extérieurs (ex : trafic routier) et intérieurs (ex : télévision, chaîne, chant...). Solution : on emploie un isolant phonique ou une paroi lourde surtout pour les murs de façade ainsi que ceux séparant deux logements.
- D'impact (ex : planter un clou). Mais il est rare qu'il y ait des bruits d'impact sur les parois verticales. Il n'est donc pas nécessaire d'isoler les parois verticales de ces bruits d'impact.

- Contre l'incendie pour pallier la diminution des caractéristiques mécaniques des matériaux sous la chaleur

- Contre l'eau :

- De pluie (uniquement pour les murs de façades).
- Obtenue à cause de la vapeur d'eau dans la construction (cuisson des–aliments, douches...).
- Du sol qui provoque des remontées capillaires.

**3.4. Esthétique :** pour l'environnement, et donc pouvant être décorée. Solution : Un beau parement, un enduit ou un jeu de formes différentes et de couleurs.

**3.5. Eclairer** l'intérieur de la construction par la lumière du jour. Solution : des baies à double vitrage pour des isolations thermique et acoustique.

### 3.6. Étanchéité à l'air.

Solution : Les parois opaques sont étanches à l'air et c'est au niveau des baies que l'air peut s'infiltrer. C'est à ce niveau qu'il faudra faire attention.

## 4. les matériaux utilisés pour construire un mur de remplissage :

Le choix des matériaux pour la construction de vos murs dépend de l'usage envisagé. La nature de la structure a non seulement un impact non négligeable sur le rendu et la durabilité de votre édifice, mais également sur votre budget. Les différents matériaux couramment utilisés sont :

### 4.1. La pierre :

Il s'agit d'un matériau dispendieux, durable et esthétique démontrant une bonne densité. Cependant, le mur en pierre est si lourd qu'il faut préalablement s'assurer de la robustesse des fondations hors gel.[58]



Figure 2.1 mur en pierre

### 4.2. 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.[58]

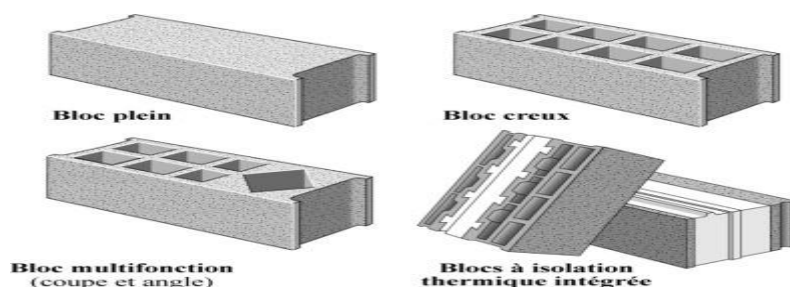


Figure 2.2 différents types de parpaing



### 4.3. Les briques de mur :

Ce matériel résistant et facile à mettre en place fait partie intégrante du paysage français typique. Habituellement façonné en terre cuite, en béton léger ou cellulaire, il se présente sous de nombreuses formes et convient à divers types de construction. Fabriqués à partir de briques en verre, les murs présentent un aspect esthétique et préservent l'intimité tout en laissant traverser la lumière.[58]



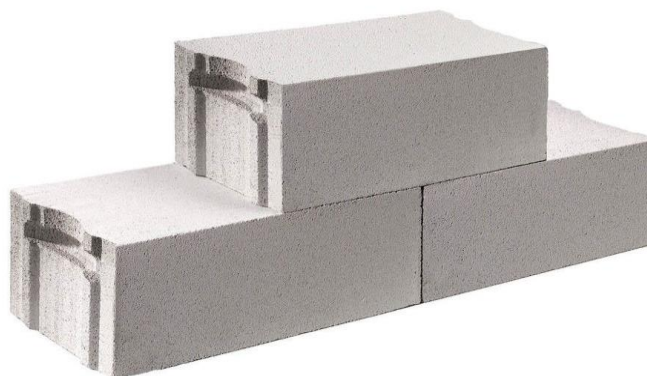
**Figure 2.3** brique plein



**Figure 2.4** brique creuse

### 4.4. Les blocs de béton cellulaire :

Il est composé d'éléments naturels, (sable, chaux, ciment, gypse, poudre d'aluminium..... ext) 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.[59]



**Figure 2.5** Les blocs de béton cellulaire [59]

#### 4.5. Le bois :

Le bois c'est un matériau accessible et esthétique qui vous assure un certain confort thermique.



**Figure 2.6** mur en bois

### 5. modes de réalisation des murs :

Il existe de nombreuses façon et techniques pour réaliser un mur en maçonnerie afin de résister aux forces extérieures, qu'elles soient verticales ou horizontales.

Dans notre cas on peut définir les méthodes de réalisation suivantes :

#### 5.1. La maçonnerie armée :

##### 5.1.1. Définition :

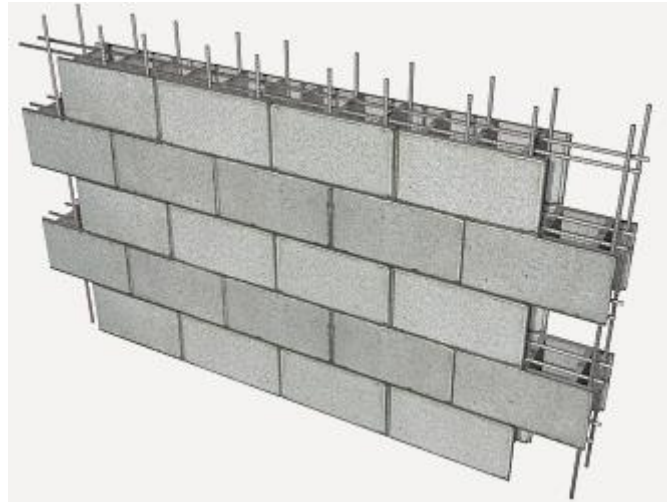
La maçonnerie armée Ayant les mêmes fonctions que la maçonnerie portante vue précédemment, c'est-à-dire de transmettre les charges, la maçonnerie armée, comme son nom l'indique, est pourvue d'une armature communément appelée ferrailage. L'armature a pour principale fonction d'accroître les propriétés mécaniques de la maçonnerie, que ce soit que du point de vue de la traction ou du cisaillement.

La maçonnerie armée est donc définie comme une maçonnerie dans laquelle les barres en acier sont enrobées dans du mortier ou du béton afin que tous les matériaux agissent ensemble afin de résister aux forces appliquées.

Leurs armatures peuvent être :

- Horizontales uniquement.

- Horizontales et verticales.[60]



**Figure 2.7** exemple d'une maçonnerie armée.

### 5.1.2. Avantages et inconvénient des murs armés :


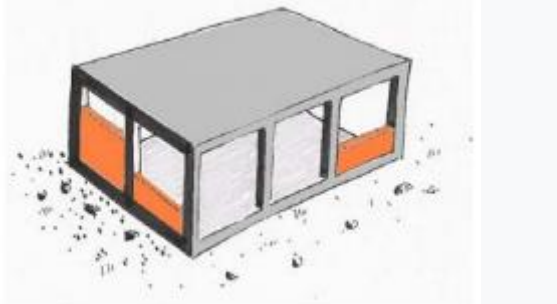
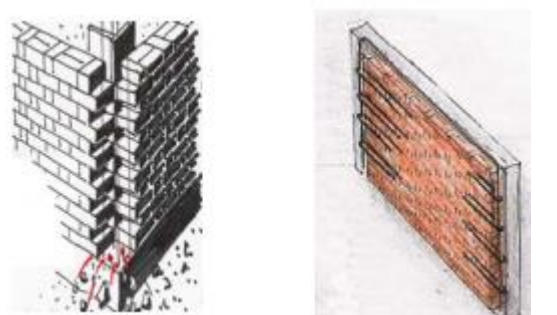
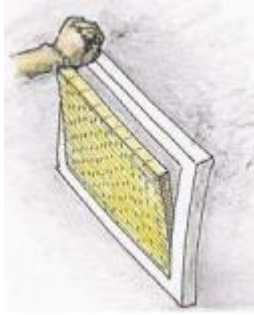
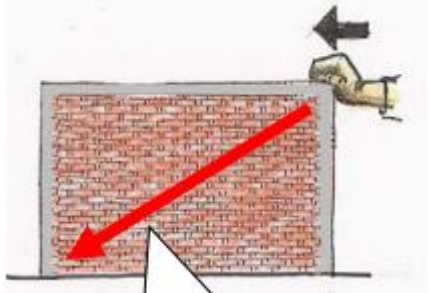
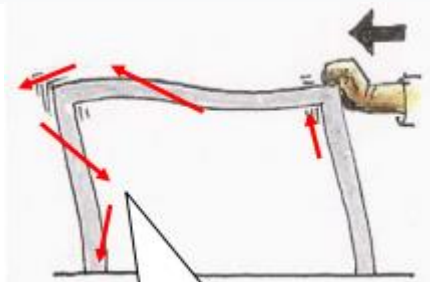
- L'avantage des maçonneries armées est un gain en coefficient  $q$  et de dimensionnement des bielles actives et celui des maçonneries armées dans les deux directions est de pouvoir être assimilé à des voiles de BA,
- Mais les obligations de qualité sur chantier et le coût de la main d'œuvre rendent alors la mise en œuvre de voiles beaucoup plus intéressante.

## 5.2. Maçonnerie confinée :

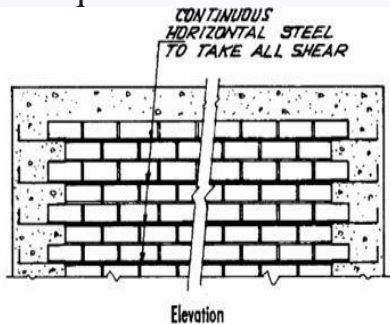
### 5.2.1. Définition :

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.

## 5.2.2. Différence avec portique en béton armé :

Maçonnerie confinée	Maçonnerie non confinée
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Les murs d'abord</li> <li>• Béton plus tard</li> </ul> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Le béton d'abord</li> <li>• Murs plus tard</li> </ul> 
<p>Les murs sont ancrés aux cadres par indentation.</p> 	<p>Les murs ne sont généralement pas ancrés aux cadres et tombera.</p> 
<p>Les murs assurent la rigidité</p> 	<p>Connexions poteau-poutre assurer la rigidité</p> 

Le béton entre dans l'indentation du mur de briques



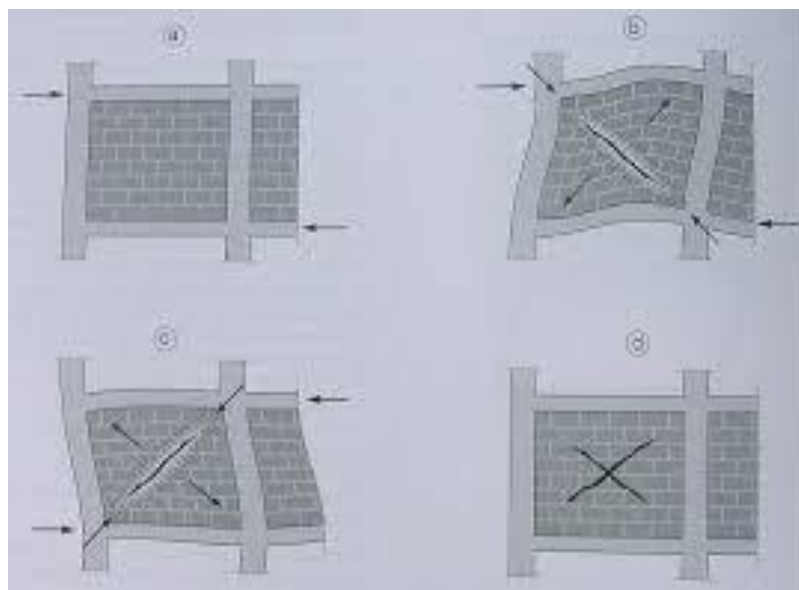
Tous les efforts passent par la liaison poutre-poteau. S'ils sont mal faits, ils cassent.

### 5.3. Maçonnerie chaînée :

#### 5.3.1. Définition :

C'est une Structures porteuses comportant des chaînages de béton armé mis en œuvre après l'exécution de la maçonnerie. On peut dire Aucune maçonnerie avec bord libre.

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.[61]



**Figure 2.8** exemple d'une maçonnerie chaînée.

## 6. Maçonnerie sous différentes sollicitations [1] :

### 6.1. Comportement de la maçonnerie en compression axiale :

Les essais de compression axiale permettent d'évaluer les caractéristiques mécaniques et physiques des prismes ou des panneaux de maçonnerie.

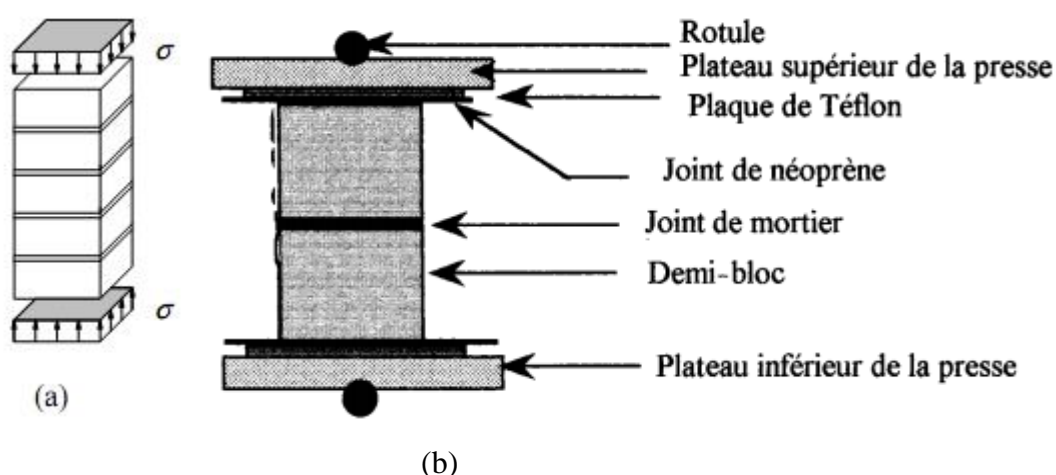
#### 6.1.1. Comportement en compression uni axiale de la maçonnerie :

##### 6.1.1.1. Compression de maçonnerie dans la direction normale aux joints de mortiers :

La résistance de la maçonnerie à la compression dans le sens normale aux joints de mortiers a été toujours considérée comme la propriété du matériau la plus pertinente.

L'essai sur prismes (figure 2.9.a) a été fréquemment utilisé pour obtenir cette résistance en compression uni axiale. Cet essai est le plus proche de la réalité, mais demande des mises en œuvre et les installations et l'exécution de l'essai reste compliquée et nécessite des appareils adéquats.

Il est accepté que l'essai RILEM [62] (figure 2.9.b) nous permette d'obtenir la résistance en compression uni-axiale réelle de la maçonnerie dans le sens normale aux joints de mortier. La compression uni-axiale dans la maçonnerie conduit à un compression tri-axial dans le mortier et conduit aussi à une compression bi-axial avec traction dans les briques. L'augmentation de la résistance entraîne à un comportement plus fragile.



**Figure 2.9 :** comportement uni axial de la maçonnerie sous chargement normale aux Joints de mortier.[62]

### 6.1.1.2. Compression de maçonnerie dans la direction parallèle aux joints de mortiers :

Les essais de compression uni-axiale dans le sens parallèle aux joints de mortier ont reçu beaucoup moins d'attention de la part des chercheurs. Cependant, la maçonnerie est un matériau anisotrope et la résistance à la compression appliquée le long des joints horizontaux peut influencer la résistance à la traction ultime. Selon Fouchal (2006,2007) [63] [64] et Lourenço (1996) [68], le rapport entre les résistances à la compression parallèle et normale au joint de mortier horizontal est compris entre 0,20 et 0,80. Ces résultats ont été observés sur des échantillons de maçonnerie constitués de briques pleines et perforées à base d'argile, de silicate de calcium et également de béton léger.

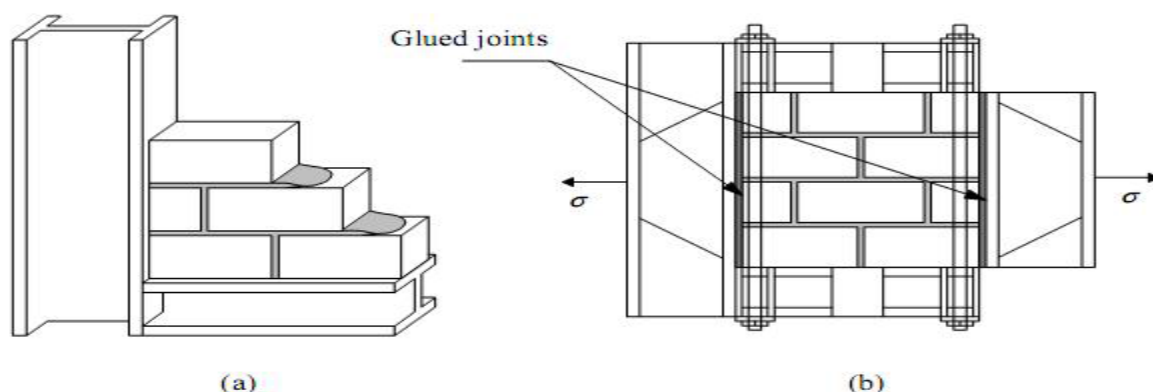
### 6.1.2. Comportement en traction uni axiale de la maçonnerie :

#### 6.1.2.1. Traction de la maçonnerie dans la direction normale aux joints de mortiers :

La fissuration pour le chargement de traction perpendiculaire aux joints de mortier est généralement causée par une petite résistance à la traction entre le joint de mortier et la brique. Les fissures peuvent se produire à cause d'un passage de la résistance à la traction dans les briques dans la maçonnerie avec des briques ayant une mauvaise résistance et plus élevée résistance de traction entre le joint de mortier et la brique (par exemple les briques creuses),

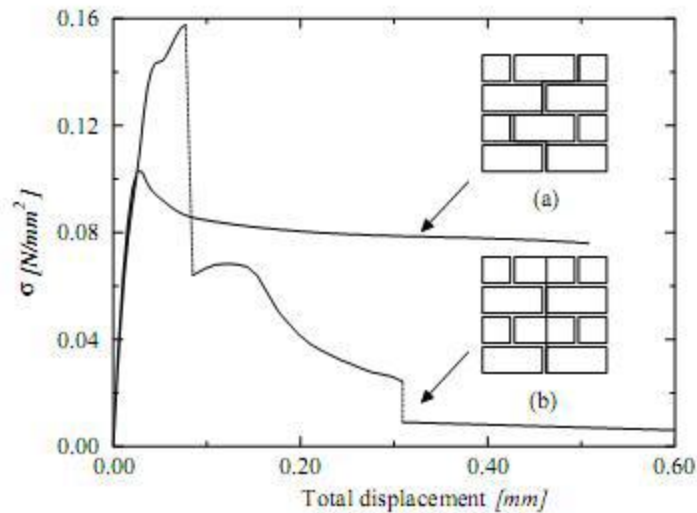
#### 6.1.2.2. Traction de la maçonnerie dans la direction parallèle aux joints de mortiers :

Un programme complet d'essai a été installé par Backes (1985) [65] pour le chargement de traction parallèle aux joints de mortier :



**Figure 2.10** L'installation de l'essai de résistance à la traction pour la maçonnerie avec Un chargement parallèle aux joints de mortier.[1]

Deux différents types de fissurations sont possibles, elles dépendent de la résistance relative des joints de mortier et des briques (figure 2.11.). Le premier type de fissuration prend la forme d'escaliers suivant les joints verticaux et horizontaux. Le deuxième type de fissuration se produit presque verticalement par rapport aux briques et aux joints de mortier horizontaux.

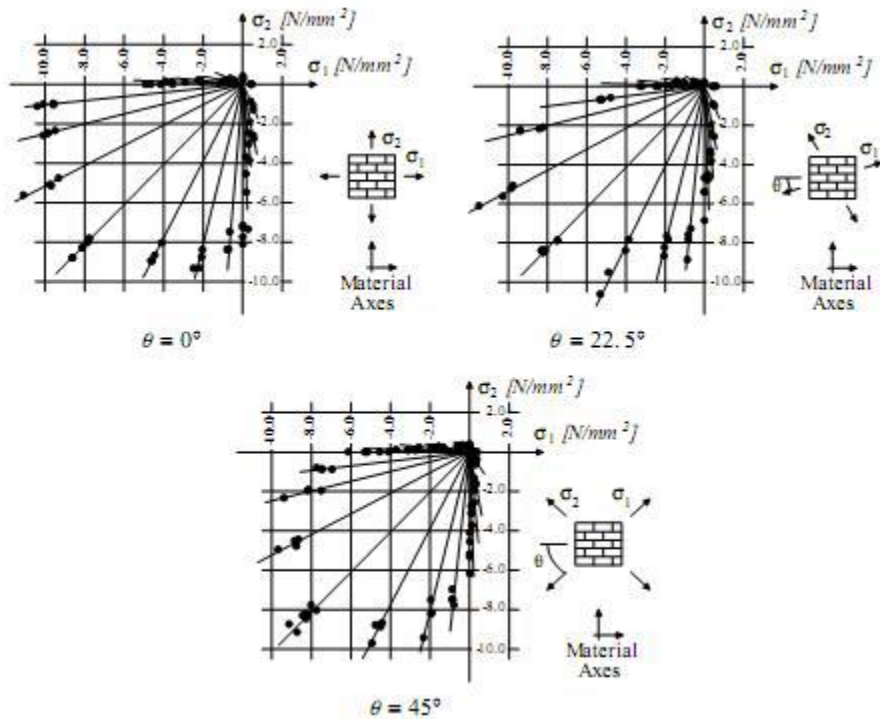


**Figure 2.11** diagramme typique contraintes-déplacements pour l'essai de résistance à la traction dans une maçonnerie avec un chargement parallèle aux joints de mortier.[1]

### 6.1.3. Comportement biaxial de la maçonnerie :

Le comportement constitutif de la maçonnerie dans des états de contrainte biaxiale 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 biaxiale a été étudiée pour atteindre une valeur maximale afin de fournir une enveloppe biaxiale 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 biaxiale 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 2.12).





**Figure 2.12:** comportement biaxial 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.

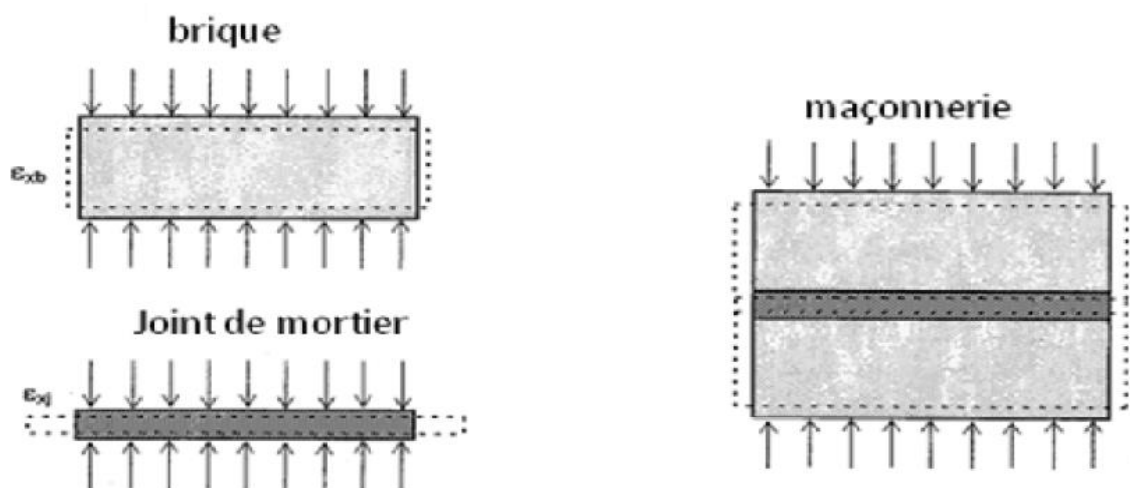
Pour la compression bi-axiale, la fissuration est produite par la rupture du modèle à mi-épaisseur dans le plan parallèle aux surfaces libres quelle que soit l'orientation des contraintes principales. L'augmentation de la résistance à la compression sous compression bi-axiale peut être montrée par le 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.

#### 6.1.4 Mécanisme de rupture sous compression axiale :

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 2.13 :** Comportement individuel et de l'assemblage des briques et du mortier en Compression.[1]

### 6.1.5 Résistance à la compression de la maçonnerie :

La résistance à la compression est un paramètre très important pour la caractérisation des murs en maçonnerie, et a été l'objet de plusieurs recherches. Il y a d'autres paramètres qui influencent la résistance à la compression des assemblages en maçonnerie, tel que la résistance à la compression du mortier, des unités de briques et l'épaisseur des joints de mortier. La qualité d'exécution des murs a aussi une influence importante sur la résistance à la compression des assemblages.

#### 6.1.5.1 Détermination de la résistance à la compression :

Généralement, la résistance à la compression axiale des prismes ( $f'm$ ) est mesurée sur des assemblages dont les rapports hauteur/épaisseur ( $h/t$ ) est égal à 5.0 pour les prismes de briques et à 2.0 pour les prismes de blocs de béton. Pour des rapports différents, des coefficients de

correction doivent être introduits pour tenir de l'effet de l'élançement, c'est -à- dire le rapport (h/t). Les normes canadiennes ont introduit les coefficients suivants :

**Tableau 2.1** : Coefficients de correction (CAN S304 M78) [69]

Hauteur/ épaisseur (h/t)	Facteurs de correction	
	Prismes de briques	Prismes de blocs de béton
1.5	NA	0.86
2.0	0.73	1.00
2.5	0.80	1.11
3.0	0.86	1.20
3.5	0.91	NA
4.0	0.95	NA
4.5	0.98	NA
5.0	1.00	NA

On peut conclure d'après ces résultats, que la résistance à la compression diminue avec l'augmentation de nombre des joints.

#### 6.1.5.2 Facteurs affectant la résistance à la compression des prismes :

La résistance à la compression dépend à des caractéristiques mécaniques des deux composant essentiels : la brique et mortier, et elle dépend également d'autres paramètres, qui seront cités ci-après :

- **Résistance des unités de briques.**
- **Résistance du mortier.**
- **Epaisseur des joints de mortier.**
- **Orientation des joints de mortier.**
- **Coefficient d'absorption.**
- **Qualité de travail.**

#### 6.2 Comportement de la maçonnerie au cisaillement :

L'évaluation de la résistance au cisaillement est requise pour les murs de maçonnerie soumis à des actions horizontales, telles que les tremblements de terre et le vent. Les murs en maçonnerie

des structures soumises à des actions horizontales présentent généralement deux modes de rupture, (rupture par cisaillement et rupture sous contrainte diagonal).

### 6.2.1 Contrainte de cisaillement :

La loi de frottement de Coulomb garantie la représentation du comportement de la maçonnerie au cisaillement sous chargement horizontal avec une pré-compression. Elle établit une relation linéaire (contrainte de cisaillement ( $\tau$ ) - la contrainte normale de compression ( $\sigma_c$ )) qui s'écrit sous la forme suivante :

$$\tau = \tau_0 + \mu \sigma_c \quad (2.1)$$

#### 6.2.1.1 Résistance au cisaillement pur ( $\tau_0$ ) :

La résistance au cisaillement dépend principalement du type de mortier, de la surface des briques et de l'adhérence brique sur mortier. Il ne dépend pas sur des caractéristiques mécaniques des briques. Les déplacements mesurés au premier des chargements sont généralement linéaires, s'accroissent une fois la rupture totale atteinte.

#### 6.2.1.2 Coefficient de frottement ( $\mu$ ) :

Le coefficient de frottement dépend particulièrement des mêmes propriétés des mortiers que la résistance au cisaillement pur, mais les caractéristiques mécaniques des briques ont une certaine influence, puisque pour déterminer cette propriété intrinsèque de l'assemblage des briques en cisaillement, on fait intervenir la compression en même temps que le cisaillement. L'augmentation des contraintes de compression augmente automatiquement la résistance au cisaillement d'une façon linéaire. Le coefficient de frottement est représenté par la pente de la courbe contrainte de cisaillement en fonction de la compression.

#### 6.2.1.3 Angle de dilatation ( $\Psi$ ) :

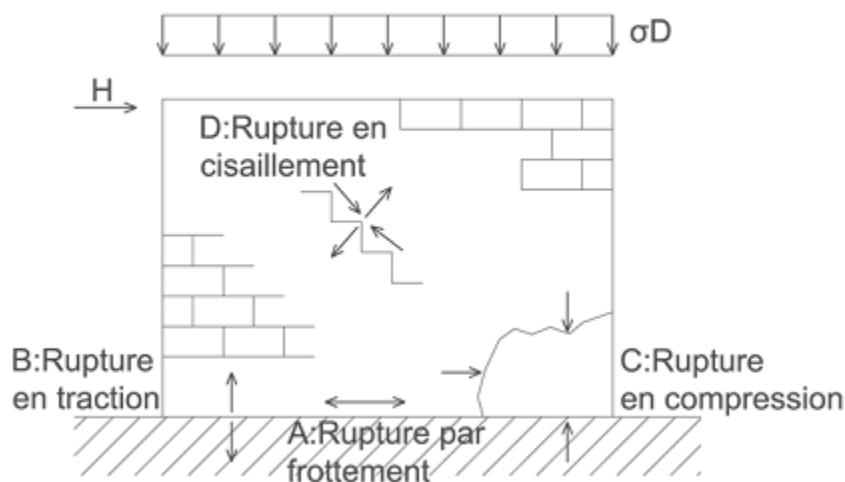
Selon Lourenco P.B (2003) [70], l'angle de dilatation mesure le changement de volume pendant le cisaillement, le rapport entre le déplacement normal et le déplacement de cisaillement donne la tangente de l'angle de dilatation  $\Psi$ , cet angle est généralement positif et tend vers zéro avec l'augmentation du déplacement de cisaillement et la contrainte de confinement.

### 6.2.2 Modes de rupture dus au cisaillement dans le plan du mur :

Dans ce cas, le mur est soumis à des efforts horizontaux, et d'un chargement vertical dans le plan du mur. Ce chargement bi-axial est présenté par le schéma proposé par la figure 2.14, le mur est soumis à un chargement vertical uniforme à la partie supérieure qui vient s'ajouter une charge horizontale concentrée.

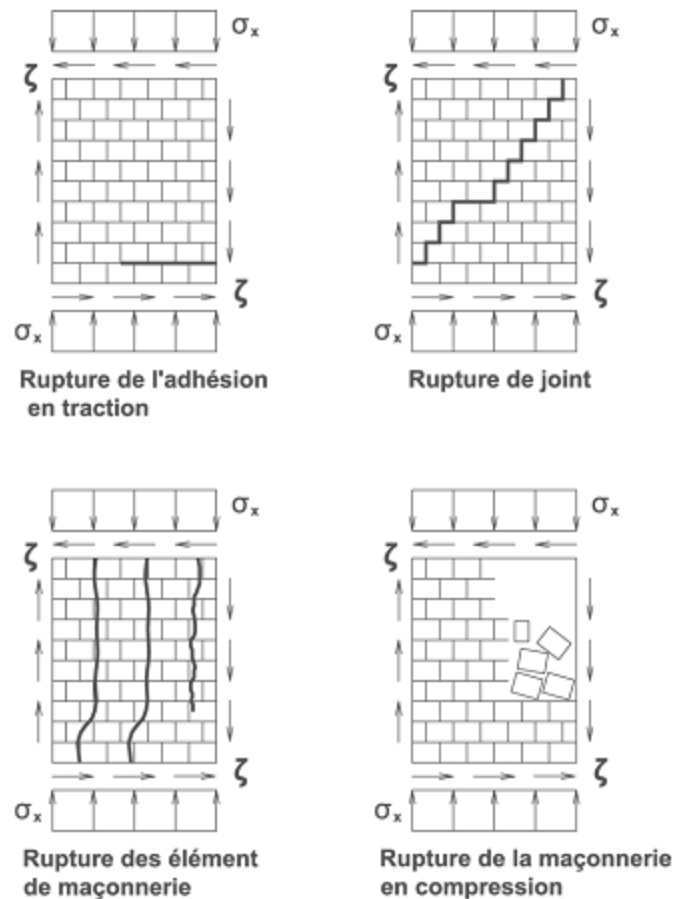
Les modes de ruptures devenus sont :

- \* au niveau des joints horizontaux il y'a une Rupture due au frottement et au cisaillement horizontal.
- \* dans les joints inférieurs du mur il y'a une Rupture en traction due au le moment d'encastrement,
- \* à la base du mur il y'a une Rupture en compression de la maçonnerie causé par la force de traction transversale et enfin rupture due au cisaillement comme montré dans la figure suivante :



**Figure 2.14** Modes de rupture d'un mur en maçonnerie soumis un chargement bi-axial.[70]

Pour une maçonnerie chargée dans le plan du mur, Les quatre modes de rupture associés sont les suivants (figure 2.15) :



**Figure 2.15 :** Modes de ruptures pour un mur en maçonnerie sous l'effet d'un effort de Cisaillement.[1]

En conséquence, la résistance au cisaillement de la maçonnerie dépend surtout de :

- L'intensité du chargement vertical.
- La résistance au cisaillement qui peut être assumée par les joints horizontaux.
- La résistance à la traction des briques.
- La résistance à la compression de la maçonnerie.

### 6.3 Comportement de la maçonnerie en compression diagonale :

L'essai de compression diagonale est effectué pour déterminer la résistance à la traction qui produit une fissuration diagonale dues aux tremblements de terre ou au vent, et également soumises à des forces de gravité dues à des charges permanentes ou des surcharges de fonctionnement. Puisque les différentes charges peuvent intervenir en même temps, leur résultat sera composé d'une force inclinée ce dernier essai est généralement réalisée sur des panneaux carrés de 1,20 à 1,20 m.

### **6.3.1 Comportement structural des remplissages en maçonnerie sous charges horizontales :**

Quand un panneau en maçonnerie est sollicité par des charges horizontales, les modes de rupture qui peuvent avoir lieu sont :

- Ecrasement local des maçonneries ou du mortier près du lieu de l'application de la charge ou de la réaction.
- Fissuration de tension le long des joints de mortier.
- Fissuration de cisaillement le long du joint de mortier.

L'étude de rigidité et la résistance de la maçonnerie remplissant les cadres soumises à des charges horizontales par Carte C and Stafford Smith (1969) [71], permet d'établir les remarques et les conclusions suivantes :

- Quand un portique à remplissage est sujet à des charges horizontales, la rigidité horizontale peut être estimée en considérant que le remplissage est remplacé par un équivalent support diagonal.
- Le panneau de maçonnerie normalement s'affaiblit par cisaillement le long des joints de mortier ou à travers le mortier et la maçonnerie.
- Le mode de rupture est gouverné partiellement par la géométrie de la structure qui influence les grandeurs relatives au cisaillement et les contraintes de tension diagonale dans le panneau.
- Le grand rapport longueur/hauteur du panneau correspond à une possibilité de rupture par tension plus petite.
- Le mode de rupture est gouverné aussi par la résistance au cisaillement et le frottement interne de la maçonnerie.

### **6.3.2 Essai de compression diagonale :**

Selon Gabor A (2006) [72], lorsque des charges de compression et de traction sont appliquées simultanément le long des deux diagonales d'un panneau en maçonnerie, elles produisent un état de contrainte de cisaillement pur qui engendre la rupture par fissuration le long de la diagonale comprimée.

Mais ce type d'essai reste difficile à exécuter, donc il est préférable d'exclure la charge de traction le long d'une des diagonales et appliquer seulement la charge de compression.

Cette compression appliquée suivant une diagonale va produire une contrainte équivalente à une compression biaxiale et une contrainte de cisaillement le long des joints de mortier. La contrainte de compression et de cisaillement ayant la même intensité qui égale à la moitié de la contrainte de compression appliquée le long de la diagonale.

Les recommandations de l'essai RILEM propose un essai de compression inclinée sur un panneau en maçonnerie dans le but d'estimer la résistance de traction de la diagonale.

Deux panneaux ont été utilisés :

- Un panneau ayant la longueur de contact :  $r = h/10$
- Un panneau ayant la longueur de contact :  $r = h/6$

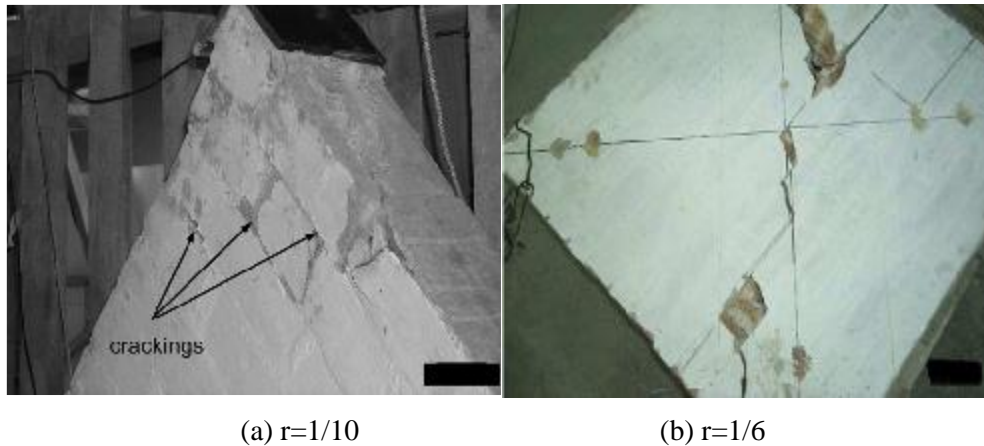


**Figure 2.16 :** Essai RILEM de compression diagonale. [1]



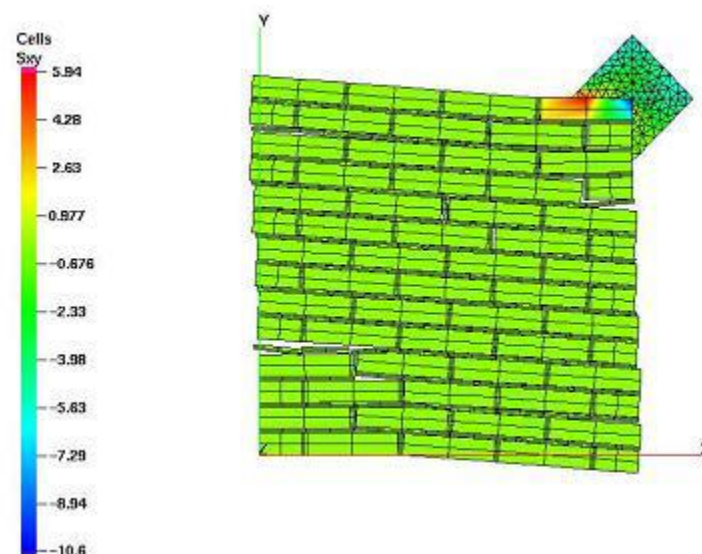
Pour le premier cas on obtient une rupture localisée avec un écrasement et un glissement des joints de mortier.

Pour le second cas on note un type généralisé de rupture, la fissuration se produit le long de la diagonale comprimée.



**Figure 2.17** : Fissuration et rupture du panneau (essai RILEM).[1]

Comme montré dans la figure 2.18, Fouchal (2006) [63] a effectué une modélisation numérique qui donne des résultats confirmant les résultats de la figure 2.17 :



**Figure 2.18** Essai de compression diagonale (Fouchal 2006,2007).[63]

Merzoud .M et al (1999) [73] a effectué des essais de compression diagonale sur deux catégories de muret ( $h/l=1.0$  et  $h/l =0.6$ ) avec différentes longueurs d'appuis et pour différents types de briques.

Il a constaté que :

- La résistance des panneaux de maçonnerie est principalement basée sur la résistance au cisaillement, le coefficient d'absorption et l'adhésion entre briques et mortier.
- La résistance des panneaux carrés a été dans la plupart des cas supérieure à celle des panneaux rectangulaires.
- L'utilisation des plaques de chargement ayant une longueur de contact égale à 1/8 du côté ne permet pas de connaître le comportement réel des panneaux de point de vue rigidité à cause de la rupture préliminaire par écrasement des coins de chargement, à cet effet il est recommandé d'utiliser une longueur de contact minimale; l'augmentation des longueur de contact augmente la résistance au cisaillement, la tension diagonale ainsi que la largeur de la diagonale comprimée mais diminue la résistance à la compression diagonale.

#### **6.4. Comportement au cisaillement cyclique dans le plan :**

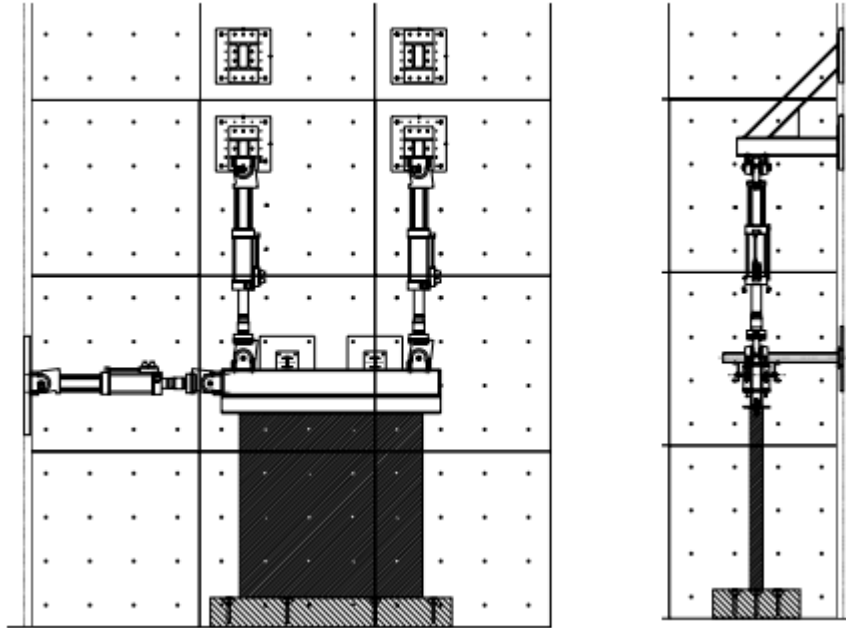
L'essai de cisaillement cyclique vise à représenter le comportement des piles de maçonnerie lorsqu'elles sont soumises à une charge l'inversion des cycles horizontaux dans le plan, tels que ceux induits par l'action sismique. Lors de ce genre de test, les éprouvettes sont soumises à des forces axiales constantes représentatives des charges de gravité et à un mouvement cyclique historique de déplacement horizontal, appliqué en haut.

Géométrie des éprouvettes de paroi, limite des conditions et la charge axiale à appliquer doivent être définies dans la phase préliminaire de conception de la campagne expérimentale. Les dimensions des éprouvettes ont été choisies afin d'être représentatif de murs réels et de murs appartenant aux prototypes de bâtiment à tester sous tableau. Tous les tests ont été effectués dans une configuration de double flexion.

Il est connu que le comportement des piliers en maçonnerie lorsqu'ils sont soumis à un chargement de cisaillement cyclique est fortement en fonction de la charge axiale appliquée. Pour cette raison, les spécimens présentant la même géométrie configuration ont été testés pour différents niveaux de compression. En fonction de la compression verticale force agissant sur la pile différents modes de défaillance peuvent se produire :

- Mécanismes de flexion/basculement (généralement en cas de faibles valeurs de charge axiale et de piles minces). Les dommages sont localisés à la base et aux sections supérieures et la détérioration de la maçonnerie est plus évident au niveau des orteils comprimés, car la résistance à la compression est localement dépassée.

- Modes de rupture par cisaillement, avec des fissures se développant le long de la diagonale comprimée du panneau si la résistance à la traction conventionnelle du matériau est dépassée [84,85].
- Mécanismes de glissement régis par la cohésion et le frottement. Des fissures horizontales se développent, généralement observé le long des joints de mortier.[86]



**Figure 2.19** Schéma de la configuration de test.[86]

**7. Conclusion :**

Les conclusions tirées à partir de nombreuses études effectuées à ce sujet convergent vers une conclusion sur leur comportement qui est fortement lié à la présence des discontinuités (matériau composé). Au niveau de ces discontinuités se développent les non linéarités qui fragilisent le comportement global. En particulier, ces discontinuités se situent au niveau des interfaces entre les différents constituants.

## **CHAPITRE 3**

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

## 1. Introduction :

Même si la maçonnerie est très habituellement utilisée dans les constructions, son influence sur le comportement dynamique est rarement prise en compte. En effet le comportement des portiques en béton armé remplis de maçonnerie sous une charge latérale cyclique 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.

Des études expérimentales (C3ES Report, 1995), numériques (Combescure et al., 2000) ou post-sismiques (Progettazione sismica 2009) ont cependant présenté que leur attraction lors d'un séisme est déterminante et peut même être fatale à la structure.

## 2. Modélisation des maçonneries :

### 2.1 Définitions [1] :

Pour modéliser la maçonnerie, il faut tenir compte du fait que l'on est en face d'un matériau ni homogène ni isotrope, ce qui nous mène à une situation complexe pour le choix du critère du comportement. La difficulté qui se trouve pour la modélisation de 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 :

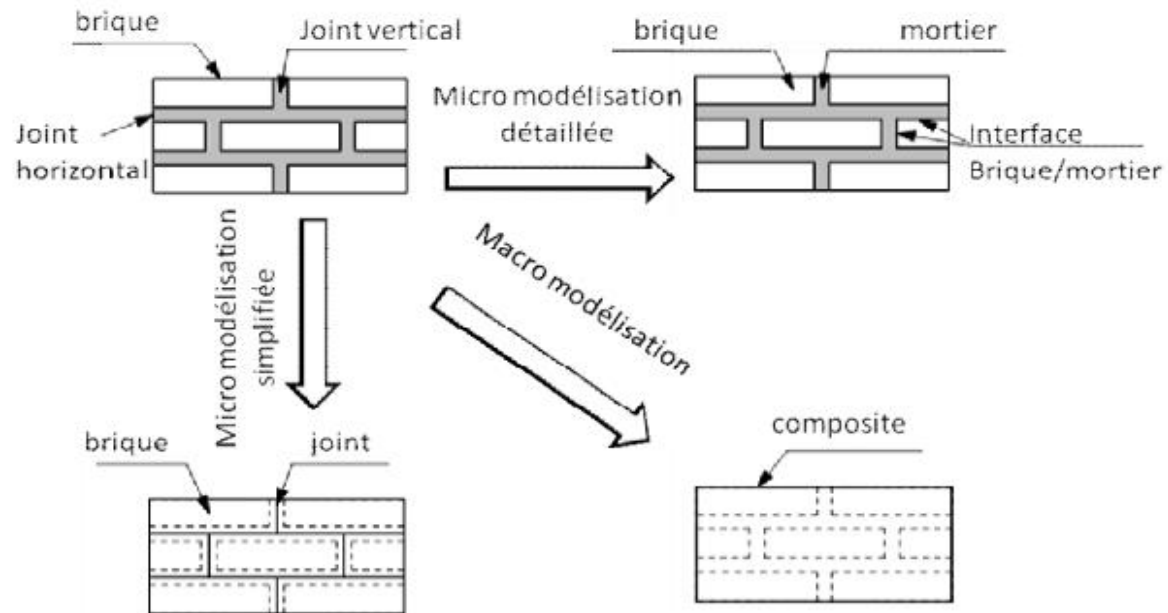
- Le non prise en compte de l'hétérogénéité du matériau.
- La dispersion des résultats car la définition d'un critère de résistance n'est pas suffisante.

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 :

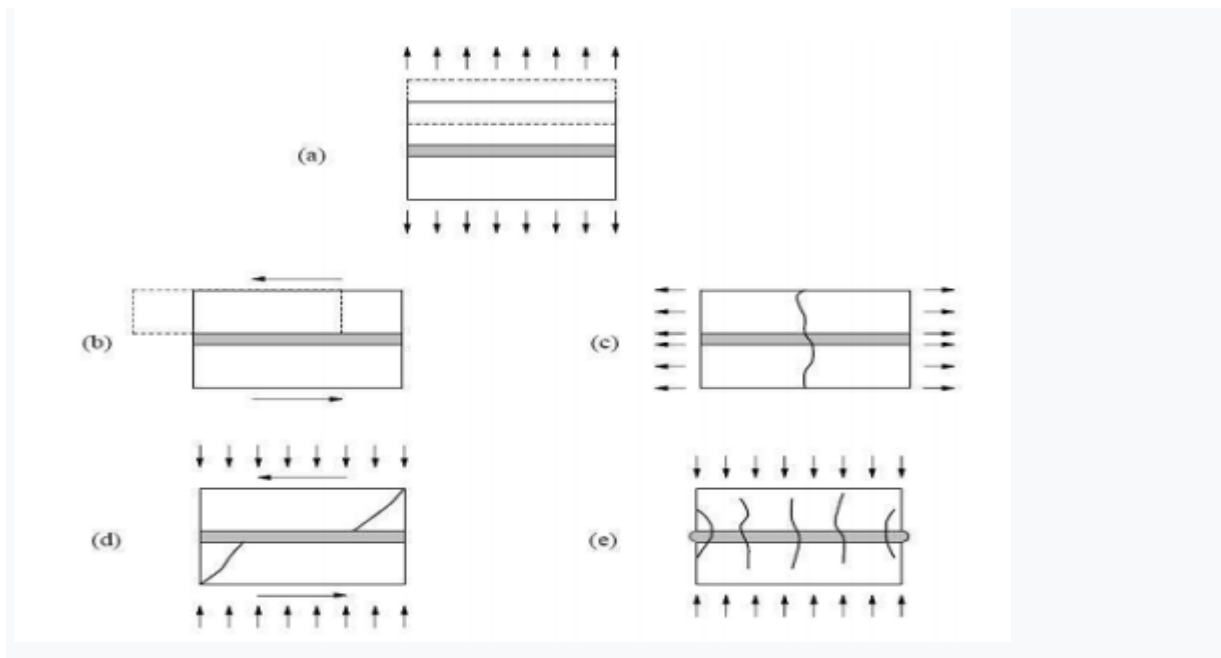
- Approche structure : consiste à considérer la maçonnerie comme étant une structure hétérogène, cette approche nécessite de prendre en compte les différents constituants (brique, mortier) d'un point de vue matériel et géométrique c'est l'approche globale ou micro-modélisation.
- Approche matériau : 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 inclure cinq types de mécanismes de ruine :

- 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).

## 2.2. Historique de la modélisation des murs :

### 2.2.1. Micro modélisation :

Tous les modèles discutés ici sont basés sur la méthode des éléments finis qui utilise généralement 3 types d'éléments pour fournir le mur de remplissage de maçonnerie, le cadre et l'interaction entre eux. Dans la plupart des cas, une attention particulière a été portée sur les éléments de contact entre murs de remplissage et maçonnerie.

Ensuite, il a été précisé que la simulation numérique du mur de remplissage est très important et leur phénomène non linéaire doit être modélisé avec un grand niveau de précision.

La recherche sur ce problème est étroitement liée au développement des éléments utilisés dans structures de maçonnerie (Tabeshpour, 2009b) [2].

Mallick et Severn (1967) [3], ont particulièrement pris en compte le contact du mur au cadre. Les murs de remplissage en maçonnerie ont été modélisés comme les éléments élastiques



rectangulaires avec 2 degrés de liberté. Le cadre a également été modélisé à l'aide des éléments sans déformation axiale. Le glissement du cadre contre le mur a également été remarqué ainsi que le frottement entre eux. Ils comparé les résultats d'analyses avec des travaux expérimentaux et offert une présentation précise de la rigidité.

Goodman et al. (1968) [4] ont développé un élément 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. La résistance au cisaillement de l'élément dépend de l'adhérence et du frottement. Cette étude a proposé un mode modéré entre le mur et la charpente avec une longueur donnée et zéro initial largeur.

Les recherches de Malik et Garg (1971) [5] 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 cadre, 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 disponibles dans le mur de remplissage en maçonnerie en plus du l'effet de fente de cisaillement disponible entre le cadre et les murs de remplissage.

Koset et al. (1974) [6] ont observé que les murs de remplissage et les fissures du portique sont apparus et développés même en petites charges latérales. Ceci est attribué à la faible résistance à la traction au contact entre les murs de remplissage et le cadre. Par conséquent, afin de simuler la réponse du système sous la charge latérale, l'ouverture / la fermeture des espaces entre les murs de remplissage de maçonnerie et le cadre doit être pris en considération.

King et Pandey (1978) [7] 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. C'est ainsi que le glissement de frottement de la connexion / séparation entre les éléments a été étudiée. Ils ont obtenu des résultats acceptables d'après les modèles Mallick et Severn (1967) [8].

Liauw et Kwan (1984) [9] 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 en maçonnerie, 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

Rivero et Walker (1984) [10] ont développé un modèle non linéaire pour simuler la réponse du système de cadre qui est rempli de murs et il est sous un tremblement de terre. 2 types d'élément ont été développés basés sur la surface entre le cadre et les murs. Élément Gap et l'élément de connexion. Le premier a été utilisé dans le but de montrer la distance entre le cadre et murs de remplissage sans conditions tangentielles, tandis que ce dernier a été utilisé pour modéliser le mode de contact. Le processus de formation et de développement des fissures a été soigneusement étudié.

Shing et al. (2002) [11] 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 rendement de Von Mises avec des tensions de type Rankine. Après avoir calibré le modèle en utilisant des résultats d'études expérimentales, le modèle aux éléments finis était capable de simuler le comportement réel des propriétés du système.

### 2.2.2. Macro modélisation :

L'idée d'utiliser un élément simple pour simuler des murs de remplissage à l'intérieur du cadre a été toujours attrayante et 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 un candidat approprié 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 soit 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 maçonnerie 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) [12] ont modélisé des murs de remplissage en maçonnerie avec deux entretoises équivalentes et noté les effets de la gradation de la rigidité. Polyakov (1956) [13] 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 soit 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) [14] a observé que la jambe diagonale équivalente à des 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) [15].

Klinger et Bertero (1976) [16] ont fourni le premier élément diagonal à comportement cyclique qui a pu prendre en compte le comportement de gradation de la rigidité grâce à la modélisation procédure.

Chrysostomou (1991) [17] étudie le comportement du portique et le système de mur de remplissage sous la charge sismique concernant les effets de la diminution de la rigidité et la force de la paroi. Il a modélisé le mur dans n'importe quelle direction diagonale avec trois barres. La longueur  $\alpha L$  est égale à la charnière en plastique dans la colonne ou la poutre. Ces membres agissent en compression. La largeur effective de la jambe de force équivalente dans le mur de remplissage proposée par différents chercheurs à une variation sévère de 10 à 35%. Le tableau 1 résume différentes relations pour l'efficacité la largeur de contreventement

équivalent dans les murs de remplissage de maçonnerie et Tabeshpour en recommande valeurs de largeur effective dans le manuel, partie 18 (page 65) (2009). Modélisation du mur de remplissage l'utilisation de logiciels commerciaux est nécessaire à des fins de conception (Tabeshpour, 2009e). [18]

Researcher		Effective width ( $b_w$ )	$\lambda h$	
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** différentes relations pour l'efficacité largeur de contreventement équivalent dans les murs de remplissage de maçonnerie.[18]

### 2.2.3. Modélisation du cadre environnant [19] :

La représentation analytique du cadre peut être faite soit avec des éléments de poutre [20, 21, 22, 23, 24, 25] ou avec une discrétisation plus fine utilisant des éléments solide (éléments à deux ou trois dimensions) [26, 27, 28, 29].

L'utilisation de ces différentes représentations implique des niveaux croissants de complexité dans l'analyse, résultant en une meilleure précision lorsque le modèle est correctement mis en œuvre. Les éléments de poutres sont des éléments linéaires, dont la rigidité est associée à la déformation de l'axe de la poutre. Ces déformations sont le changement de courbure et la déformation axiale (la torsion est également considérée dans les éléments tridimensionnels).

L'avantage principal des éléments de poutre est qu'ils sont géométriquement simples et ont quelques degrés de liberté. L'effet des barres d'acier, dans les éléments en béton armé, est implicitement pris en compte dans la définition des relations axiales et de flexion supposée 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 [30]. 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 [29, 28, 27].

### **3. Les méthodes de Modélisation des portiques avec mure de remplissage [1] :**

Depuis les années 50, des 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) [31] montre qu'il existe quelques paramètres critiques de modélisation qui affectent considérablement le comportement des cadres 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 satisfaisants 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 :

---

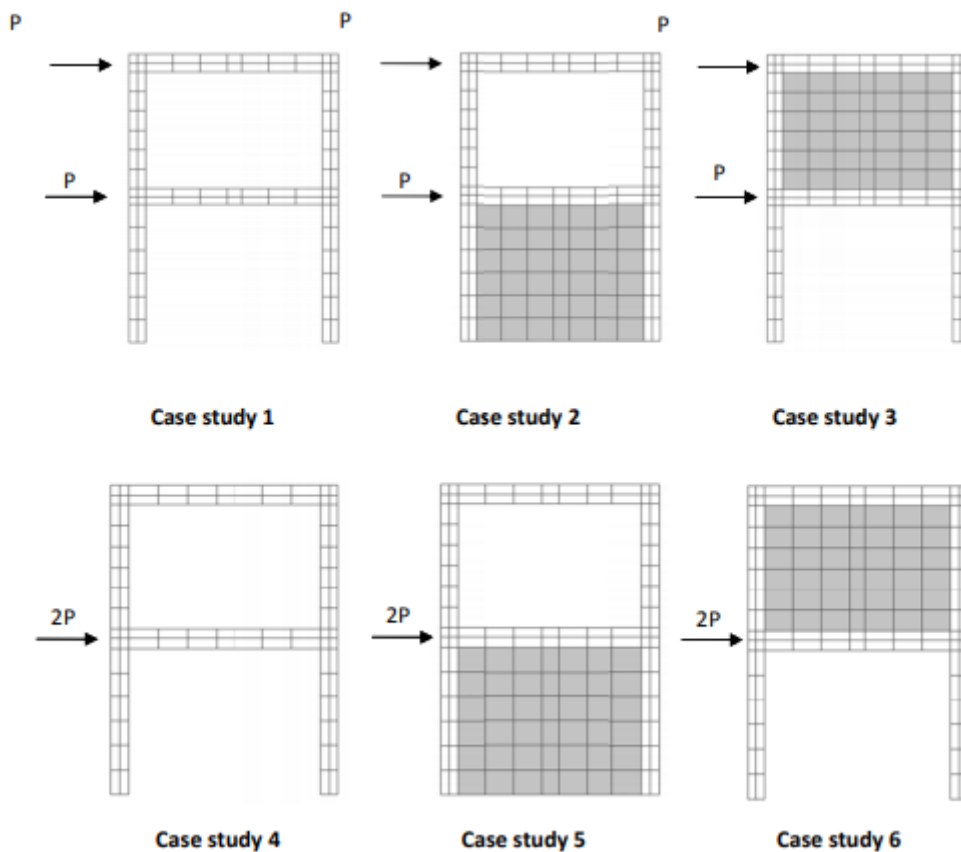
### 3.1. Les méthodes de modélisation numérique :

#### 3.1.1. La méthode des éléments finis :

C'est la méthode la plus répandue de toutes les méthodes numériques utilisées pour étudier les structures en maçonnerie, elle permet de résoudre d'une manière approchée, des problèmes de physique ou plus généralement des équations aux dérivées partielles avec des conditions aux limites. La géométrie du problème à traiter est schématisée par un assemblage continu d'éléments de dimensions finies (maillage), les inconnues du problème sont en général les déplacements. 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. L'introduction de joints est facile à implémenter dans un code de calcul puisque les inconnues nodales sont les mêmes pour les éléments joints que pour les éléments volumiques. Pour ces éléments joints, le vecteur des efforts doit être exprimé en fonction des déplacements nodaux et non pas en fonction des composantes des déformations. 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 capables 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. Il existe de nombreux logiciels d'éléments finis (ANSYS, ABAQUS, DIANA, CASTEM), ces logiciels peuvent traiter de nombreux problèmes physiques, cependant jusqu'à présent ces logiciels d'éléments finis n'ont pas eu la puissance de modéliser une structure en maçonnerie en détail [1].

P.G. Asteris et D.M. Cotsovos [32] a présenté une modélisation du comportement mécanique par éléments finis modélisées avec ABAQUS La modélisation de ces 6 structures sont illustrées dans les figures 3.3.

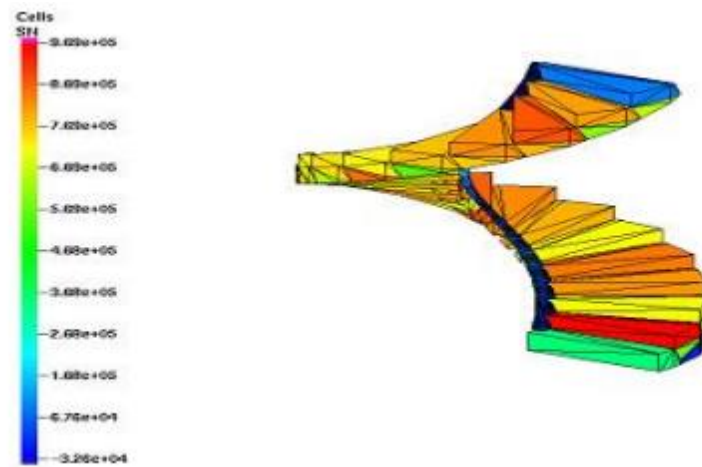


**Figure 3.3** Modèles représentant les cadres nus et remplis adoptés pour les analyses.

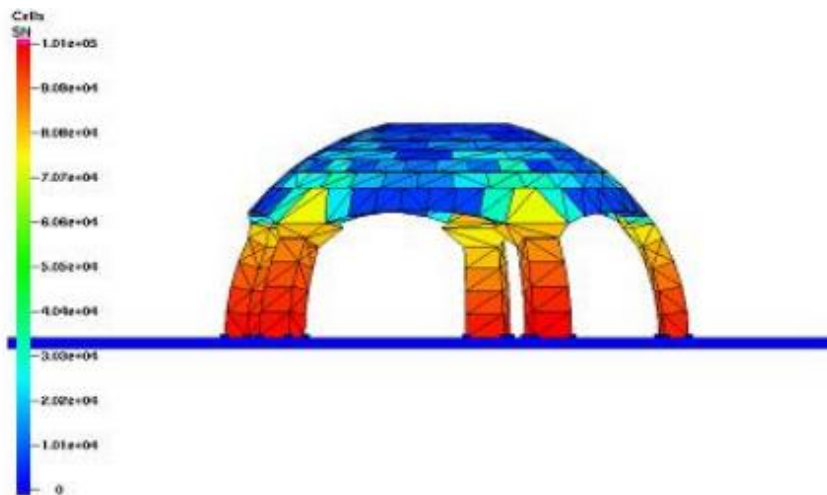
### 3.1.2. La méthode des éléments discrets :

La méthode des éléments discrets 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. L'historique de chaque bloc est déterminé par une résolution des équations différentielles du mouvement. 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 [1]. Perales R (2007) [33] a présenté une modélisation du comportement mécanique par éléments discrets de trois structures réelles modélisées avec le

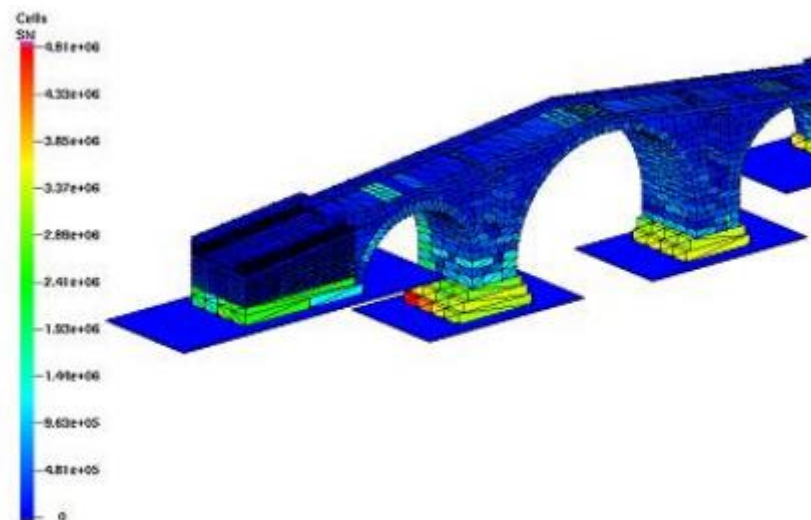
code de calcul LMGC90. Les blocs sont considérés comme rigides. La modélisation de ces trois structures sont illustrées dans les figures 3.4, 3.5 et 3.6 [1].



**Figure 3.4** Modélisation des Escalier Ridolfi (Perales 2007) [33].



**Figure 3.5** Modélisation de la Coupôle de Junas (Perales 2007) [33].



**Figure 3.6** : Modélisation du Pont Julien (Perales 2007) [33].



### 3.1.3. 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 [1].

## 3.2. Les méthodes de modélisation analytique :

### 3.2.1. 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 [34], FEMA 306 [35] et FEMA 356 [36] 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  $x$  est la largeur actuelle du remplissage en contact avec l'ossature ;

$d$  la longueur de la diagonale ;

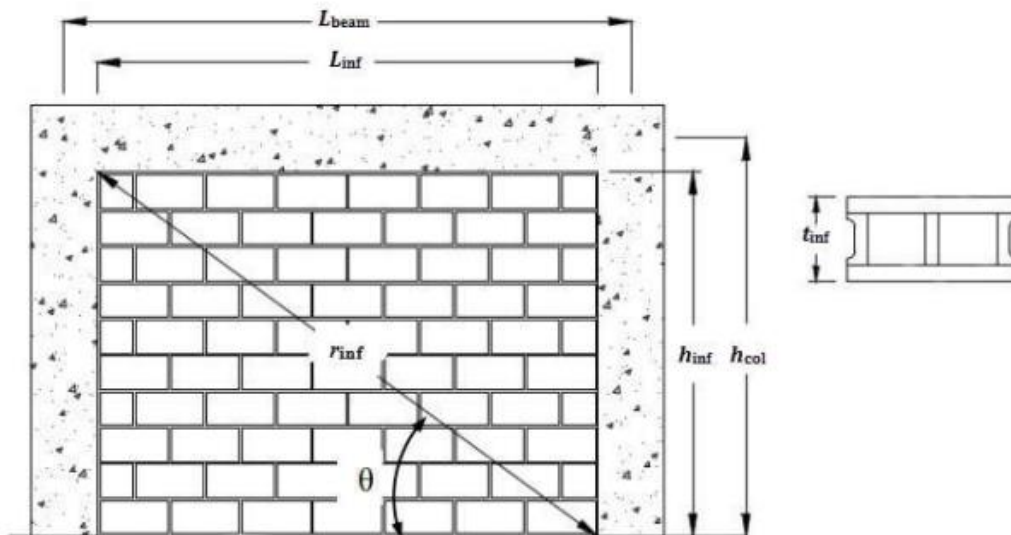
$E_d$  est le module de rigidité du remplissage le long de la diagonale ;

$E_f$  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.

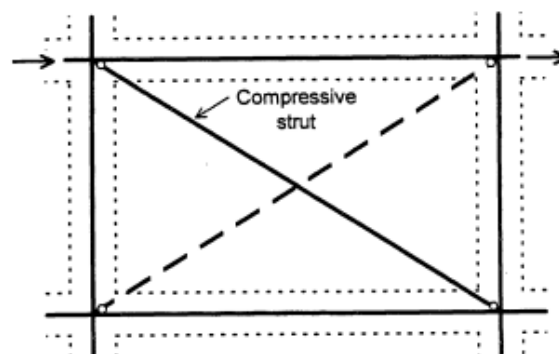


**Figure 3.7** Définition des variables géométriques du remplissage en maçonnerie.

Polyakov (tel que rapporté par Klinger et Bertero [12] et Mallick et Severn [3]) 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).

Stafford Smith [37] 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.

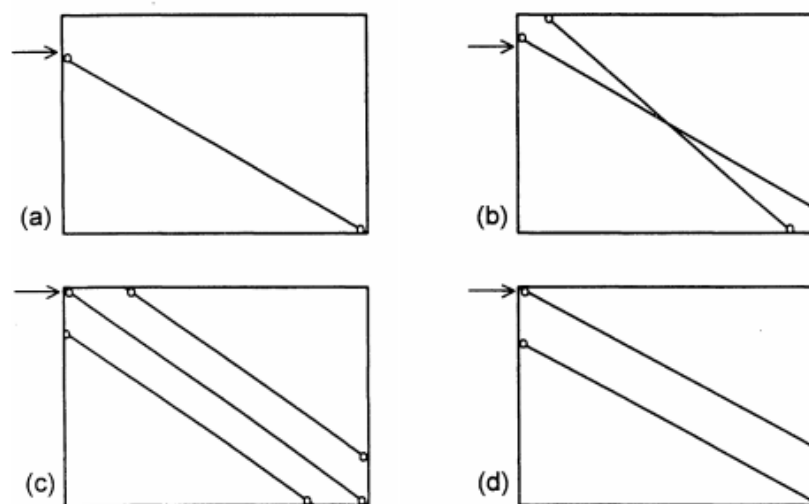


**Figure 3.8** Modèle diagonale pour un portique remplis par un mur de remplissage.

### 3.2.2. 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 [38, 39, 40] 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.



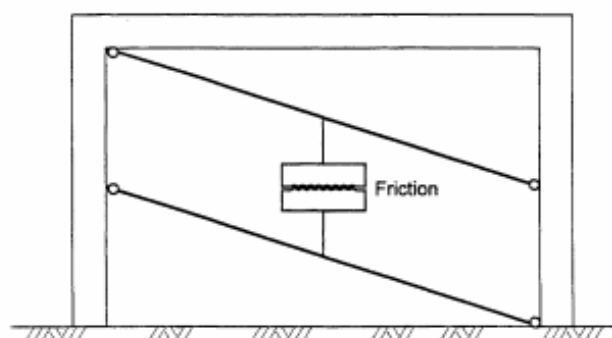
**Figure 3.9** des modèles de jambes de force multiples proposés par Schmidt.

Les figures 3.8 (b), (c) et (d) montrent des modèles de jambes de force multiples proposés par Schmidt (comme rapporté par König [41]), Chrysostomou [42] et Crisafulli [43], 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 [44] et San Bartolomé [45] 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 [46] 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. [47] ont proposé un « cadre à genouillère » pour représenter le comportement, et Leuchars & Scrivener [48] 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.

Andreas et al. [49] 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. [50] 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.

### 3.2.3 Méthode de Pushover :

#### 3.2.3.1 Définition de la méthode :

Le Pushover est une méthode de calcul, utilisée en particulier pour l'évaluation des structures existantes, qui consiste à appliquer une charge statique, sur la structure à analyser. Cette charge a pour objectif de représenter l'effet d'un séisme par une force de remplacement statique. A partir de cette charge, qui est appliquée par étapes, le comportement non linéaire de la structure peut être défini. La non linéarité est en effet introduite dans la structure au moyen des paramètres des rotules de flexion et de cisaillement [51].

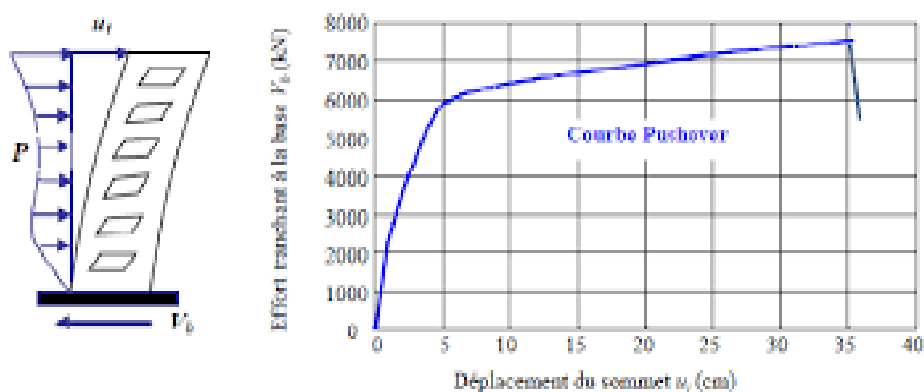


Figure 3.11 exemple de méthode de pushover

#### 3.2.3.2 Historique de la méthode :

Ces dernières années, l'analyse Pushover est utilisée pour examiner la réponse non linéaire des structures. Il représente une solution alternative significative pour la dynamique non linéaire analyse des structures. En cas de structures à plusieurs étages, ignorer l'effet des modes supérieurs est l'une des limites de ces approches. Certains chercheurs ont proposé d'envisager des effets de mode plus élevés en fonction de l'adaptative procédure Pushover, qui incluent des variations croissantes dans les propriétés dynamiques comme la période de temps, la fréquence, etc. [52,53].

Pour cela, la charge appliquée est révisée à chaque incrémental action en fonction des propriétés dynamiques actuelles de la structure.

Antoniou et Pinho [54] ont utilisé une analyse de poussée adaptative basée sur la force, dans laquelle la charge latérale était continuellement révisée à chaque étape de l'analyse des valeurs propres. La méthode SRSS a été utilisée pour combiner les réponses de chaque mode. Dans cette méthode d'analyse statique avancée, la partie amplification spectrale est également

importante pour la mise à jour des vecteurs de charge. Selon la littérature pour le cas de poussée adaptative, on peut introduire l'enregistrement du mouvement du sol sismique et définir le niveau d'amortissement. Dans la présente étude, pour l'amplification spectrale, nous avons considéré l'histoire temporelle de l'accélérogramme du séisme de Chi-Chi à Taiwan (date : 20 septembre 1999) tirée de la base de données PEER.

### 3.2.3.3. Les méthodes de distribution de la force sismique [19] :

#### 3.2.3.3.1. Distribution uniforme :

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

$$F_i = \frac{W_i}{\sum_{j=1}^n W_j} W_i \quad (3.3)$$

Tels que :  $F_i$  Force latérale au niveau  $i$

$W_j$  poids du niveau  $j$

#### 3.2.3.3.2. Distribution charge latérale équivalente ELF :

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

$$F_i = C_{v,i} V \quad ; \quad C_{v,i} = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} \quad (3.4), (3.5)$$

Où  $C_{v,i}$  est le coefficient de distribution des charges ;

$V$  est la charge latérale totale

$W_i$  est le poids du niveau  $i$ ,

$h_j$  est la hauteur du niveau  $j$  (mesurée à partir de la base)

$F_i$  est la charge latérale du niveau  $i$ .

La valeur de l'exposant  $k$  dépend de la réglementation, par exemple le code FEMA 450 [55] prend :

$$K = \begin{cases} 2, & \text{si } T_e \geq 2.5 \text{ s} \\ 1, & \text{si } T_e \geq 0.5 \text{ s} \end{cases}$$

Où  $T_e$  est la période fondamentale élastique de la structure

**3.2.3.3.3. Distribution selon l'Eurocode 8 N2 :**

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

$$F_i = C_{v,i} V \quad ; \quad C_{v,i} = \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \quad (3.6), (3.7)$$

**3.2.3.3.4. Distribution selon la déformée du mode fondamental :**

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

$$F_i = \frac{W_i \phi_i}{\sum_{j=1}^n W_j \phi_j} \quad (3.8)$$

Où  $W_i$  poids du niveau  $i$  ;

$\phi_j$  Amplitude du niveau  $j$  au premier mode.

**3.2.3.3.5. Distribution SRSS (Square Root of the Sum of Squares):**

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

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

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

$$F_{in} = \Gamma_n m_i \phi_{in} A_n \quad (3.9)$$

Tels que  $\Gamma_n$  : Coefficient de participation modal pour le mode  $n$

$m_i$  : masse du niveau  $i$  ;

$\Phi_{in}$  : Amplitude du niveau  $i$  au mode  $n$  ;

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

2. Calculer l'effort tranchant des niveaux :

$$V_{in} = \sum_{j \geq i}^N F_{jn} \quad (3.10)$$

Où N nombre total des niveaux

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

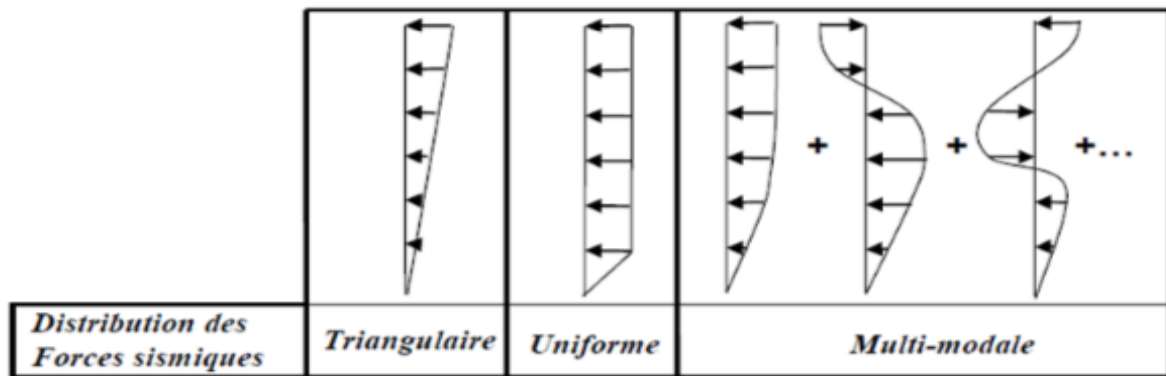
$$V_i = \sqrt{\sum_{i=0}^n (V_{in})^2} \quad (3.11)$$

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

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

$$\text{Tels que : } F_i' = V \frac{F_i}{\sum_{j=1}^N F_j} \quad (3.12)$$

Malgré l'abondance des recherches, il n'existe pas encore une distribution unique adaptable plus avantageuse pour tous les systèmes structuraux. En général, l'emploi des distributions adaptables est nécessaire pour des bâtiments de période fondamentale longue avec des mécanismes de plastification localisés. Dans des études récentes réalisées par Mwafy et Elnashai, il est montré que la distribution triangulaire inversée donne une très bonne estimation des déplacements inter-étages ainsi que du facteur de comportement R comparée aux distributions uniforme et multi-modales (figure 3.12). Dans notre cas, les structures étudiées ont une configuration structurale simple. Cette configuration est choisie de manière à éviter l'influence des différents modes de vibration, à savoir les modes supérieurs de translation ou les modes de torsion.



**Figure 3.12** : Distributions verticales typiques des forces sismiques horizontales.



---

## 5. 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 panneaux 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**

**Modélisation numérique du comportement des  
structures en portiques de béton armé avec  
remplissage en maçonnerie 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. Les murs de remplissages peuvent être soit en briques creuses d'argile cuite ou en parpaings de béton. Dans les murs de remplissage, les parpaings ou briques sont entreposés par le biais d'un mortier léger assurant l'adhérence et la stabilité. Ils peuvent être solidaires ou pas solidaires aux portiques. Plusieurs chercheurs insistent sur le rôle positif des murs de remplissage dans la résistance et la rigidité des portiques en béton armé sous l'action des forces sismiques. Lors des catastrophes de séismes qui ont frappés certains pays tel que la Turquie et l'Algérie en 2003, beaucoup de bâtiments étagés, en portiques en béton armé avec remplissage, ont subi des dommages qui ont été attribués, selon d'autres chercheurs, à l'effet défavorable du remplissage sur l'ossature.

Dans ce chapitre, un modèle numérique sous le code de calcul ABAQUS 6.14 CAE en 2D a été développé pour simuler l'impact de mur de remplissage en brique sur le comportement sismique des portiques en béton armé.

## 2. Le béton armé sous actions sismiques :

Pour les structures en béton armé, le comportement mécanique du matériau composite « béton armé » diffère largement du comportement pour chaque matériau individuellement. Le comportement du béton et de l'acier sont caractérisés par des essais standardisés.

Dans ce qui suit, on se réfère principalement à son comportement sous charge sismique et seulement brièvement une référence sera faite à son comportement sous chargement statique lorsqu'il est nécessaire pour une compréhension de son comportement sous chargement cyclique.

Les conclusions fondamentales des recherches menées au cours des dernières années soit en laboratoire soit de la modélisation analytique du béton armé peut être résumée comme suit :

- 1) L'enveloppe de chargement cyclique ne s'écarte pas sensiblement de la monotone ;
- 2) Pour de faibles taux de déformation de chargement cyclique similaires à ceux de l'excitation sismique, la résistance ne dépasse pas sensiblement la force du chargement monotone.
- 3) La capacité de dissipation d'énergie d'un matériau ou un élément structurel dépend des caractéristiques suivantes :
  - a) La déformation inélastique disponible (apport de ductilité) sous chargement monotone
  - b) L'aire de la boucle de dissipation d'énergie de chaque cycle, puisqu'elle est connue que cette zone exprime l'énergie sismique dissipée pour chaque cycle alterné.

### 2.1. Comportement du béton non confiné :

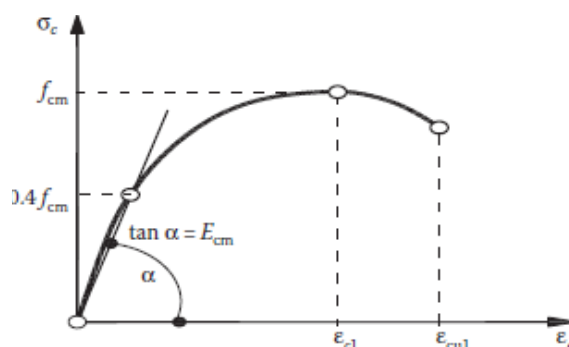
#### 2.1.1. Diagramme contrainte-déformation en compression (béton non confiné) :

Différents modèles analytiques ont été développés pour la simulation de la courbe  $\sigma_c$ - $\varepsilon_c$ . Selon EC8, toutes les propriétés spécifiées par EC2 (structures en béton armé) pour le béton sont également acceptés pour les bâtiments en béton armé résistants aux séismes. La loi de comportement de  $\sigma_c$ - $\varepsilon_c$  est représentée sur la figure 4.1 et résulte de l'expression :

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k n - n^2}{1 + (k - 2) n} \quad (4.1)$$

$$\text{Où } n = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} ; \quad (4.2)$$

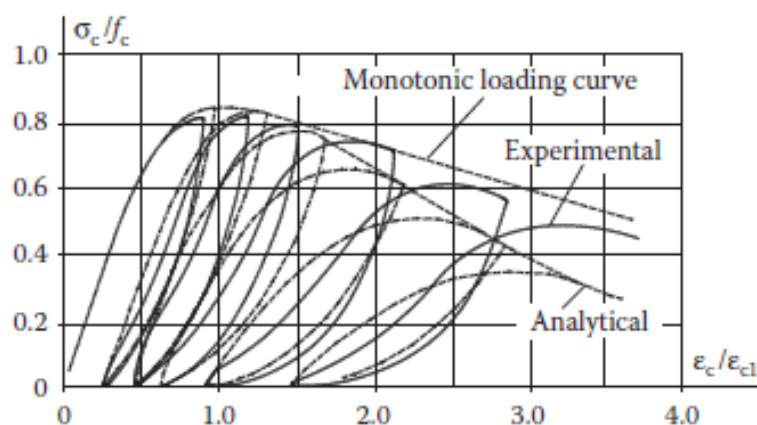
$$k = 1,05 E_{cm} |\varepsilon_{c1}| / f_{cm} \quad (4.3)$$



**Figure 4.1** Relation contrainte-déformation du béton pour l'analyse structurale.

### 2.1.2 Diagramme contrainte-déformation en compression cyclique :

Un tel diagramme est illustré à la figure 4.2 (Karsan et Jirsa, 1969). Il convient de noter que les boucles successives sont presque en contact avec la courbe de chargement monotone.



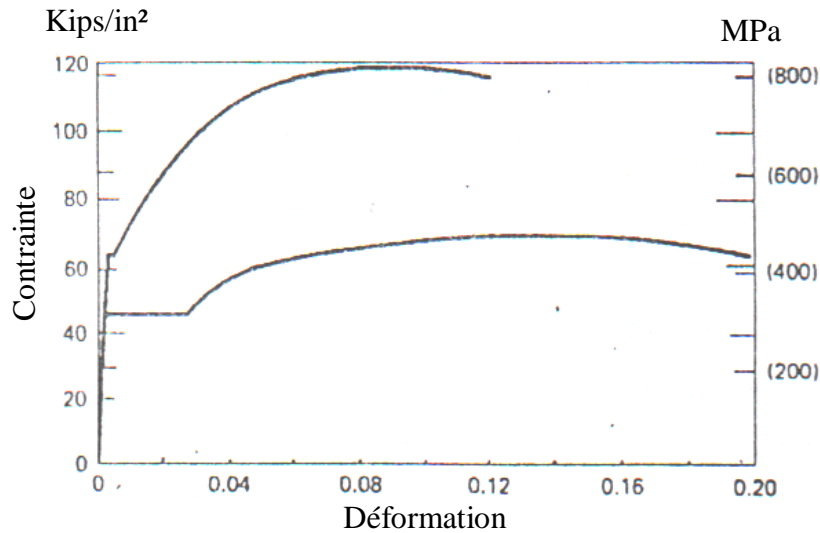
**Figure 4.2** Relation contrainte-déformation du béton sous chargement répétées en compression monotone.

## 2.2 Comportement de l'acier :

Dans les structures sismiques en béton armé, il est utilisé pour confiner et renforcer la structure barre ou des zones sous compression en augmentant ainsi la ductilité de ces régions critiques.

### 2.2.1 Diagrammes contrainte-déformation monotone :

Sous chargement monotone, en traction ou en compression, le comportement est quasi-élastique linéaire jusqu'à la contrainte de plastification. Au-delà de cette limite, les résultats expérimentaux montrent un palier où les déformations croissent avec une faible variation de la contrainte, suivi d'une phase de raffermissement pour les aciers écrouis jusqu'à l'atteinte de la résistance maximale (figure 4.3). Les paramètres définissant le comportement de l'acier sont le module d'élasticité  $E_s$ , la limite d'élasticité et la limite ultime.

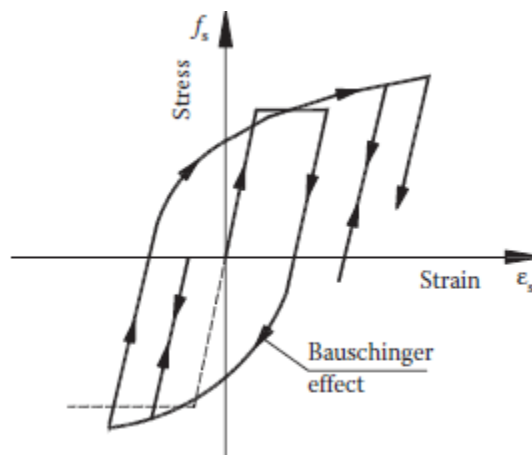


**Figure 4.3** Diagramme contrainte-déformation de l'acier sous chargement monotone.

### 2.2.2 Diagrammes contrainte-déformation sous sollicitations cycliques alternées :

Le chargement alterné quasi-statique ou agissant à fréquence plus élevée, dans le domaine sismique par exemple, provoque dans les armatures des structures en béton armé des contraintes qui rapidement la phase post-élastique.

En chargement cyclique, le comportement de l'armature est caractérisé par une décharge quasi-parallèle à la pente d'origine. Au premier cycle de chargement, on observe un palier bien défini qui disparaît aux cycles suivants dû notamment à l'effet « Bauschinger » (figure 4.4). Cet effet consiste en une augmentation de la résistance à la traction accompagnée d'une diminution de la résistance à la compression.

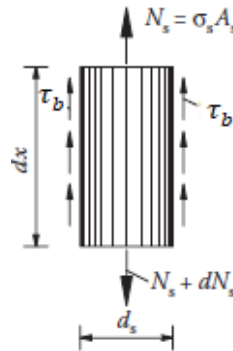


**Figure 4.4** Diagramme contrainte-déformation pour l'acier sous chargement alterné (effet Bauschinger).

### 2.3 Adhérence entre l'acier et le béton

La capacité portante des sections en béton armé dépend fortement de la liaison entre l'acier et le béton. La participation de l'acier se développe grâce à la transmission des efforts du béton aux armatures par l'adhérence. L'adhérence entre béton et l'acier est le phénomène fondamental qui conditionne l'existence du béton armé.

Les conditions d'équilibre d'un segment d'armature illustré sur la figure 4.5 donnent l'équation 4.4 suivante :



**Figure 4.5** Modèle d'équilibre d'un élément de la barre d'armature

$$\frac{\pi d_s^2}{4} d\sigma_s = \pi d_s \tau_b dx \quad (4.4)$$

Cette adhérence est principalement due :

- à des forces d'origine chimique correspondant à un "collage". Ces forces sont de valeur médiocre et peu fiables.
- à des forces de frottement dues aux irrégularités de surface naturelles de la barre. Ces forces, plus importantes, sont encore assez limitées. C'est le principal mode d'adhésion des barres lisses.
- à des forces d'engrènement mécanique dues aux saillies des barres H.A. Ces forces mettent en jeu la résistance du béton en compression et au cisaillement.

Dans ce qui suit, nous nous concentrons principalement sur les questions suivantes :

- a) Charge monotone jusqu'à la rupture du mécanisme de collage, y compris la branche descendante du diagramme  $\tau_b - s$  ;
- b) Chargement cyclique alterné jusqu'à la rupture.

Les deux paramètres ci-dessus, ainsi que ceux en vigueur pour le chargement statique, régissent le mécanisme d'adhérence dans les structures soumises aux séismes et en particulier dans les régions critiques comme les joints, où des contraintes de liaison importantes se développent et conduisent parfois à une défaillance de la liaison.

### 2.3.1. Diagramme adhérence-glisement sous chargement monotone (avec et sans confinement latéral) :

Pour des valeurs faibles, la relation entre l'adhérence et le glissement est linéaire, et la liaison armature-béton répond à un phénomène de collage correspondant à une contrainte d'adhérence de 0.5 à 1.0 MPa. Il est prolongé par un effet de frottement et on arrive alors à une inflexion de la courbe adhérence-glisement lorsque des fissures transversales apparaissent. Lorsque l'adhérence augmente encore, des fissures d'éclatement du béton se forment. Pour les aciers HA, une phase supplémentaire existe, où l'augmentation de la résistance est due à la butée des nervures (figure4.6).

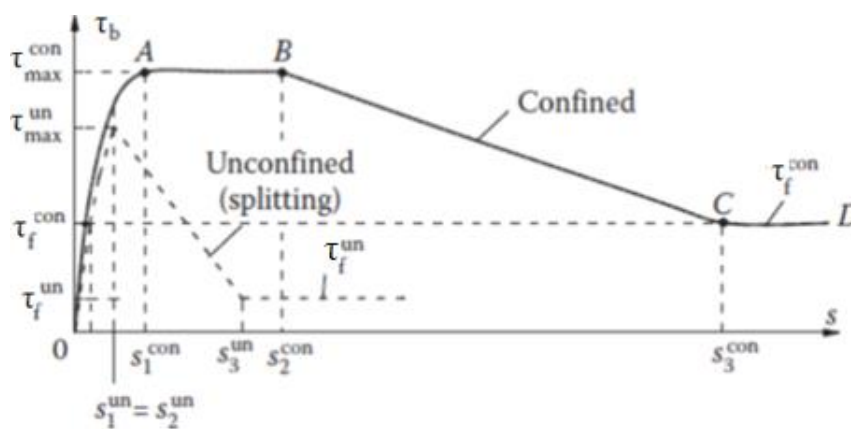


Figure 4.6 Diagramme idéalisé  $\tau_b - s$  selon le Code Modèle 1990 CEB.

### 2.3.2. Diagramme adhérence -glissement sous chargement cyclique :

Sous les sollicitations répétées de même signe, une déformation résiduelle importante apparaît dès le premier cycle et augmente ensuite légèrement chaque cycle alors que les boucles d'hystérésis présentent des pentes différentes (figure4.7).

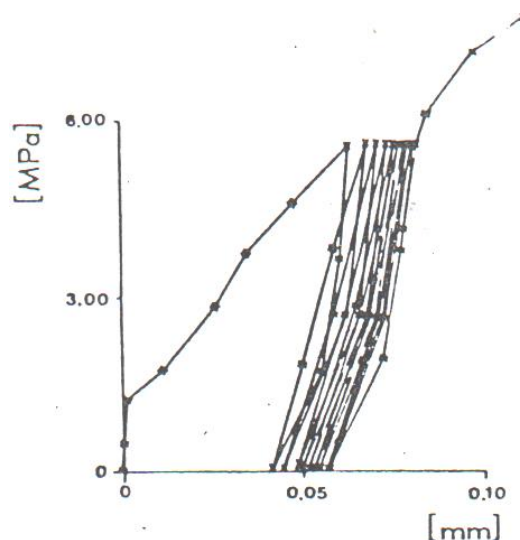


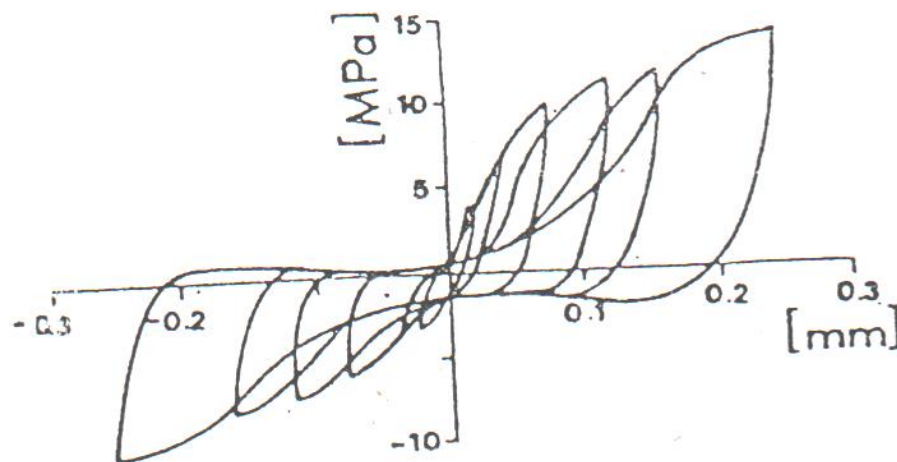
Figure 4.7 Diagramme  $\tau_b - s$  sous chargement répété.



### 2.3.3. Diagramme adhérence-glisement sous chargement cyclique alterné :

Sous les sollicitations alternées, la résistance à l'adhérence est fortement réduite tant que la déformation ne trouve pas la valeur atteinte au cours première montée en charge (figure 4.8). Si la contrainte appliquée augmente, on retrouve la courbe de comportement sous charge monotone au-delà de la déformation maximale du premier cycle.

Sous sollicitations élevées, l'armature se plastifie et présente des déformations irréversibles. Elle se comprime quand la fissure se referme, d'où un changement des signes de l'adhérence. Par répétition de ce mécanisme, l'adhérence se détériore progressivement.



**Figure 4.8** Diagramme  $\tau_b - s$  sous chargement cyclique alterné.

## 3. Présentation du logiciel ABAQUS :

ABAQUS est un logiciel de simulation par éléments finis, développé par Dassault Systèmes. La simulation par éléments finis ou « méthode des éléments finis » désigne un ensemble de techniques numériques permettant de résoudre approximativement une certaine catégorie de problèmes mathématiques basés sur des équations aux dérivées partielles, dont on ne sait généralement pas trouver de solutions exactes. Il permet, entre autres, de réaliser des simulations du comportement de pièces ou de structures impliquant des éléments en polymères ou en élastomères : prise en compte des non linéarités, des grandes déformations, couplage avec les effets de température. Il est ainsi possible de réaliser des analyses en statique, ou en dynamique.

ABAQUS permet d'effectuer des simulations dans des domaines variés (mécanique ; thermique ; électrique) et autorise les couplages (thermo – mécaniques, acousti -mécaniques ;

Modélisation numérique du comportement des structures en portiques de béton armé avec remplissage en maçonnerie sous l'effet des séismes

etc.). ABAQUS permet également de traiter des problèmes de différentes natures (statique ; dynamique ; linéaire ; non linéaire).

ABAQUS est très largement utilisé dans les industries automobiles et aéronautiques. En raison du large spectre de ses capacités d'analyse et de sa bonne ergonomie, il est également très populaire dans les milieux universitaires, pour la recherche et l'éducation.

ABAQUS se compose de trois produits :

- ABAQUS/Standart (solveur utilisant un schéma d'intégration implicite)
- ABAQUS/Explicit (solveur utilisant un schéma d'intégration explicite)
- ABAQUS/CAE (interface de modélisation et de visualisation des résultats)

ABAQUS / Standard permet d'analyser les types de problèmes suivants :

- Statique linéaire et non linéaire.
- Dynamique linéaire.
- Dynamique non linéaire à faible vitesse (réponse en fréquence).
- Transfert de chaleur non linéaire.
- Déplacement de température couplé (quasi-statique).
- Thermoélectrique couplé.
- Problèmes de diffusion de masse.
- Acoustique structurelle.

Abaqus CAE est divisé en unités fonctionnelles appelées « Modules ». Chaque module contient les outils qui sont propres à une partie de la tâche de modélisation.

- Le module « PART » :

Le module Part permet de créer tous les objets géométriques nécessaires à notre problème, soit en les dessinant dans Abaqus CAE, soit en les important d'un logiciel de dessin tiers.

- Le module « PROPERTY » :

Le module Property permet, comme son nom l'indique, de définir toutes les propriétés d'un objet géométrique ou d'une partie de ces objets.

- Le module « ASSEMBLY » :

Ce module permet d'assembler les différents objets géométriques créés dans un même repère de coordonnées global. Un modèle Abaqus contient un seul assemblage.

- Le module « STEP » :

Ce module permet de définir toutes les étapes et les requêtes pour le post traitement, c'est-à-dire le moment (temps) à partir duquel une force est appliquée et jusqu'à la limite, il est aussi possible de créer des forces et des conditions aux limites qui s'activent à des moments donnés.

- Le module « INTERACTION » :

Grâce à ce module, il est possible de spécifier toutes les interactions entre les différentes parties et régions du modèle, qu'elles soient mécaniques, thermiques ou autres. Il faut savoir qu'Abaqus ne prend en compte que les interactions explicitement définies, la proximité géométrique n'étant pas suffisante.

- Le module « LOAD » :

Le module Load permet de spécifier tous les chargements, conditions limites et champs. Il faut savoir que les chargements et les conditions limites sont dépendants des steps, par exemple une force est appliquée au step 1, mais inactive au step 2.

- Le module « MESH » :

Ce module contient tous les outils nécessaires pour générer un maillage élément fini sur assemblage.

- Le module « JOB » :

Une fois que toutes les tâches de définition du modèle ont été réalisées, il faut utiliser le module job pour analyser ce modèle. Abaqus va alors réaliser tous les calculs nécessaires et en tirer les résultats.

- Le module « VISUALISATION » :

Ce module permet de visualiser le modèle et les résultats, les courbes de charges, les déformations, etc...

- Le module « SKETCH » :

Ce module permet de créer des formes bidimensionnelles qui ne sont pas associées à un objet. Il peut être utilisé pour des extrusions par exemple.

## **4. Méthodologie d'application d'Abaqus :**

Les actions à effectuer pour créer un modèle Abaqus sont les suivantes :

### **4.1. Dessiner le modèle**

- a. Dessiner le profil 2D de la forme voulue
- b. Le développer en 3D
- c. Rajouter des détails manquants

### **4.2. Affecter les propriétés à l'objet**

- a. Créer le matériau
- b. Créer les sections sur lesquelles appliquer les matériaux
- c. Affecter les matériaux aux sections correspondantes

### **4.3. Assembler le modèle**

- a. Créer les instances
- b. Les positionner dans le repère général

### **4.4. Définir le pas de l'analyse**

### **4.5. Créer les interactions entre les instances**

- a. Créer les surfaces
- b. Définir les types de contacts
- c. Associer des surfaces avec des types de contact

### **4.6. Appliquer les conditions limites et les chargements**

- a. Définir les pas d'application
- b. Définir les types de conditions limites et les chargements

### **4.7. Mailler le modèle**

- a. Partitionner le modèle
- b. Choisir les techniques de maillage

- c. Choisir le type de maillage
- d. Discrétiser le modèle
- e. Mailler le modèle

#### 4.8. Créer et soumettre le travail

#### 4.9. Visualiser les résultats

### 5. 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 :

$\Psi$	E	$f_{b0}/f_{c0}$	$K_c$	M
30	0.1	1.67	0.67	0,001

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

Avec :  $\psi$ : angle de dilatation;

$\varepsilon$ : 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 ( $k_c = 2/3$ )

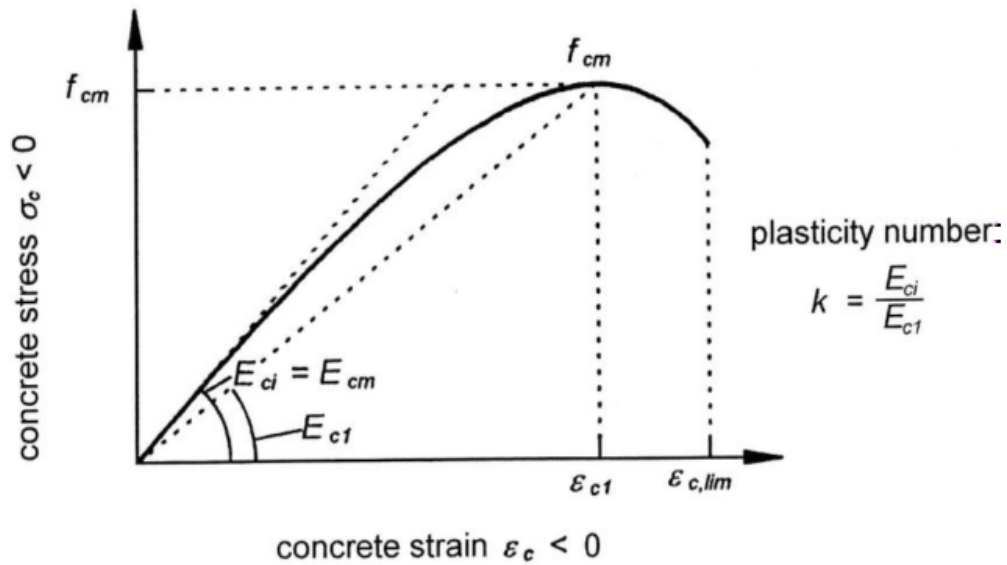
$\mu$ : paramètre de viscosité ;

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

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

### 5.1. 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 (4.9)** Diagramme de contrainte-déformation pour la compression unie axiale.

Où ;  $\sigma_c$  : 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 :

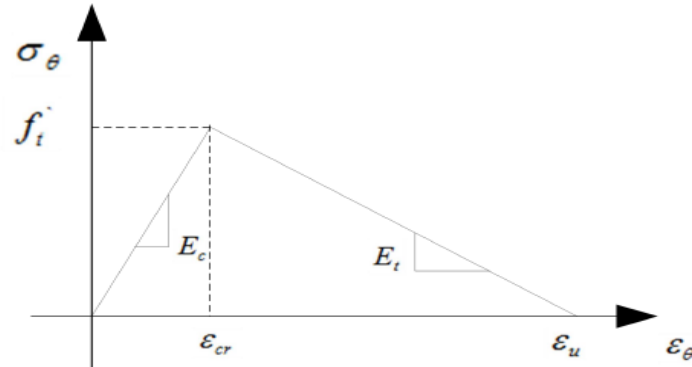
$$\sigma_c = \frac{\left( \left( \frac{E_c}{E_g} \right) (\varepsilon/\varepsilon_c) \right) + (D - 1) (\varepsilon/\varepsilon_c)^2}{1 + \left( \left( \frac{E_c}{E_g} \right) - 2 \right) (\varepsilon/\varepsilon_c) + D (\varepsilon/\varepsilon_c)^2} f_c \quad (4.5)$$

Avec :  $E_g$ : module de cisaillement de béton.

$\varepsilon_c$  : est la déformation maximale du béton et  $D$  est compris entre 0 et 1.

## 5.2. Comportement de béton à 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 (4.10)** Courbe contrainte – déformation de béton à la traction.

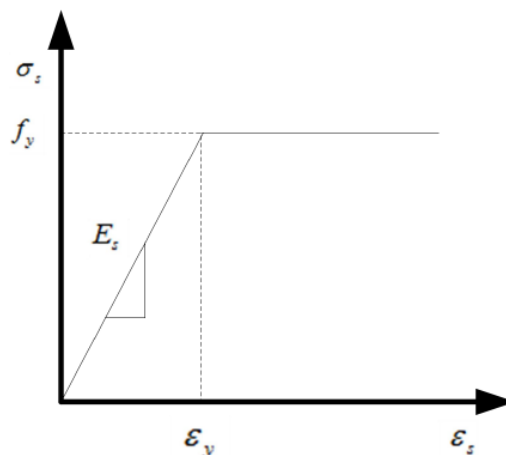
$$\sigma = E_c \cdot \varepsilon \quad \text{pour} \quad 0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{cr} \quad (4.6)$$

$$\sigma = f_t - E_t(\varepsilon - \varepsilon_{cr}) \quad \text{pour} \quad \varepsilon_{cr} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_u \quad (4.7)$$

$$\sigma = 0 \quad \text{pour} \quad \varepsilon > \varepsilon_u \quad (4.8)$$

## 6. 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 de pente ascendante égale au module d'élasticité ( $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$ ) 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 4.11).



**Figure 4.11** Relation bi-linéaire contrainte-déformation pour l'acier.

## 7. 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.

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c E^{-1}}{\varepsilon_c^{pl} (1/b_c - 1) + \sigma_c E^{-1}} \quad (4.9)$$

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t E^{-1}}{\varepsilon_t^{pl} (1/b_t - 1) + \sigma_t E^{-1}} \quad (4.10)$$

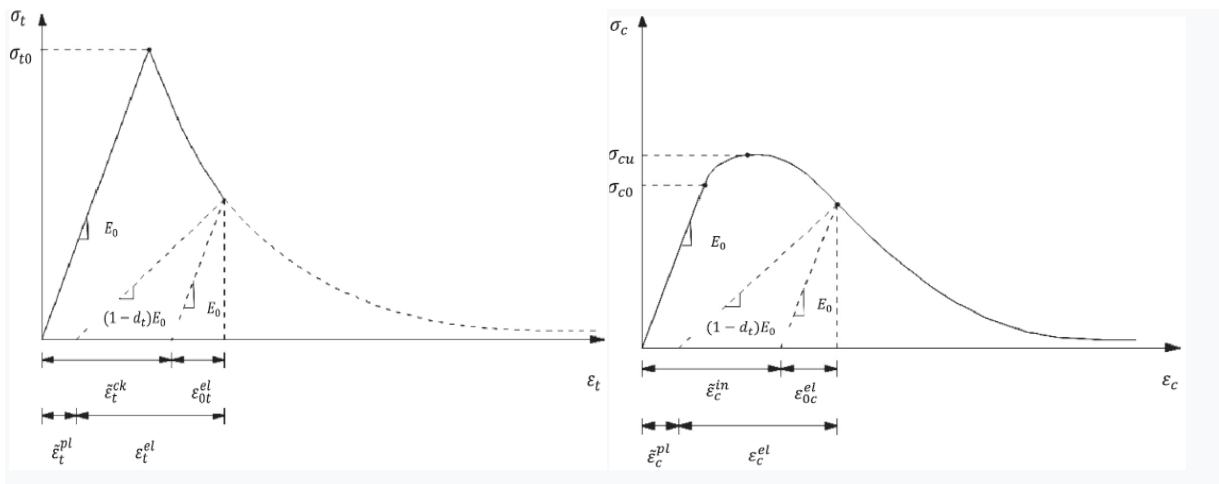


Figure 4.12 Comportement du béton sous traction uniaxiale (a) et compression uniaxiale (b).

## 8. 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 a été développé sous le code de calcul ABAQUS.

La poutre est de 2900 mm de longueur pour une section transversale de (300x400) mm. Le poteau est de 3000 mm de longueur pour une section transversale de (300x300) mm.

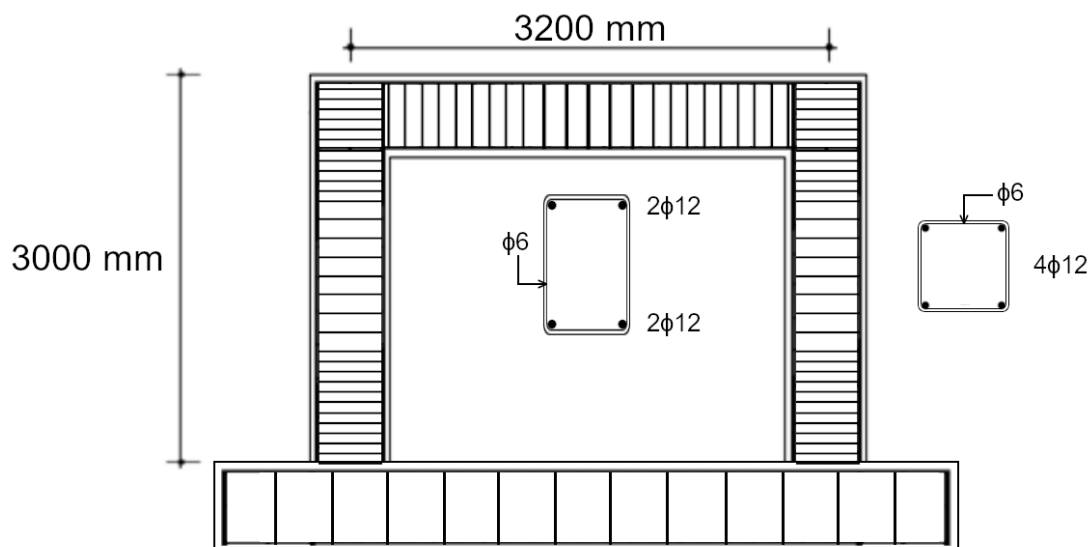


La semelle est de 4100 mm de longueur pour une section transversale de (1000x350) mm. Le ferrailage est calculé et adopté selon les règles de le RPA 99 Version 2003.

Les armatures des poutres sont constituées de 2 barres supérieures HA12 et 2 barres inférieures HA12 avec espacement de 240 mm au sens X et de 340 mm au sens Y et des cadres de 6 mm de diamètre avec espacement de 100 mm dans la zone nodale et de 200 mm dans la zone courante.

Les armatures des poteaux sont constitués 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 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 espacement de 310 mm.



**Figure 4.13** Réalisation du modèle à étudier

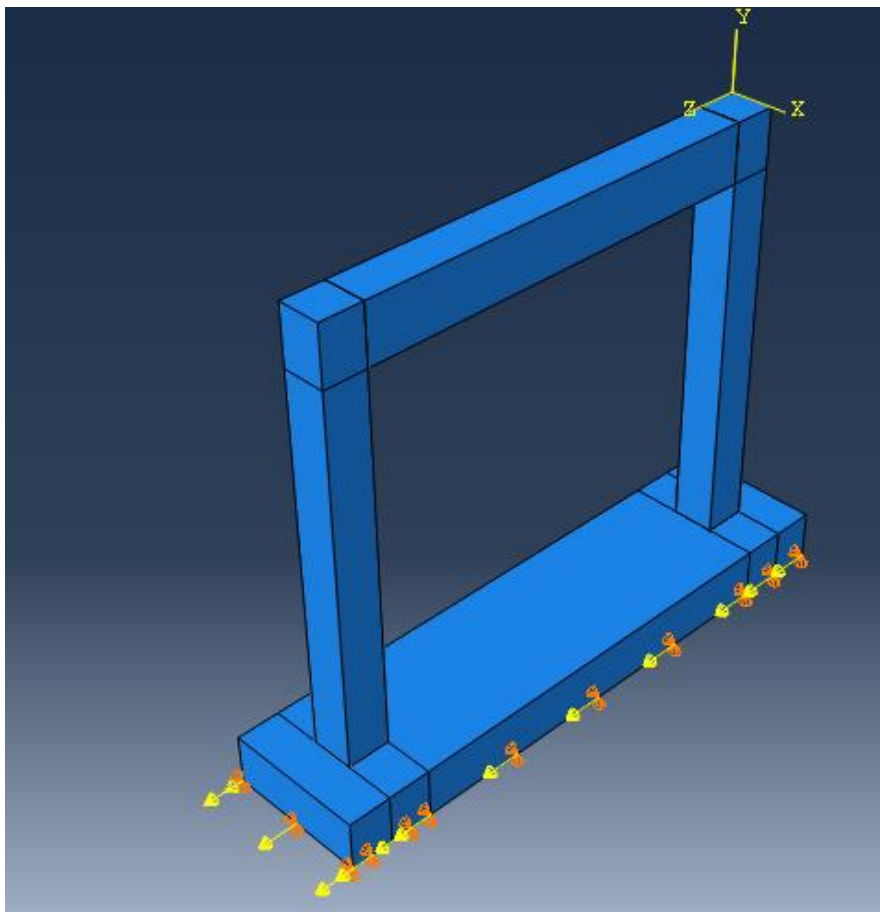
## 8.1. Description du modèle :

### 8.1.1. Portique sans et avec mur de remplissage :

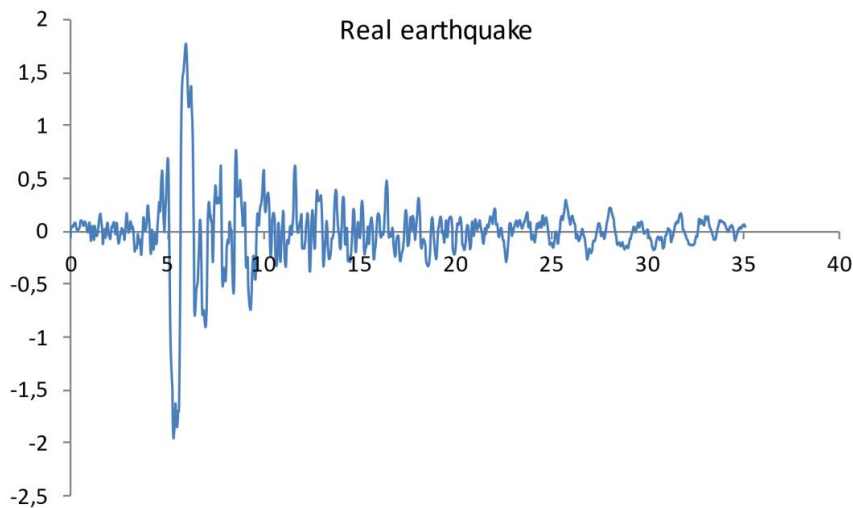
Dans cette étude, les modèles numériques développés sous le code éléments finis ABAQUS version 6.14 impliquent des éléments solides tridimensionnels 3D. Dans ce cas on a 2 modèles à étudier.

Le premier concerne un portique à une seule travée et un seul étage, par contre la deuxième concerne un portique à une seule travée et un seul étage avec un mur de remplissage en maçonnerie.

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



**Figure 4.14** Modèle du portique sans mur de remplissage (Portique nu).



**Figure 4.15** Accélérogramme du séisme utilisé VRANCEA.

## 9. Etude paramétrique :

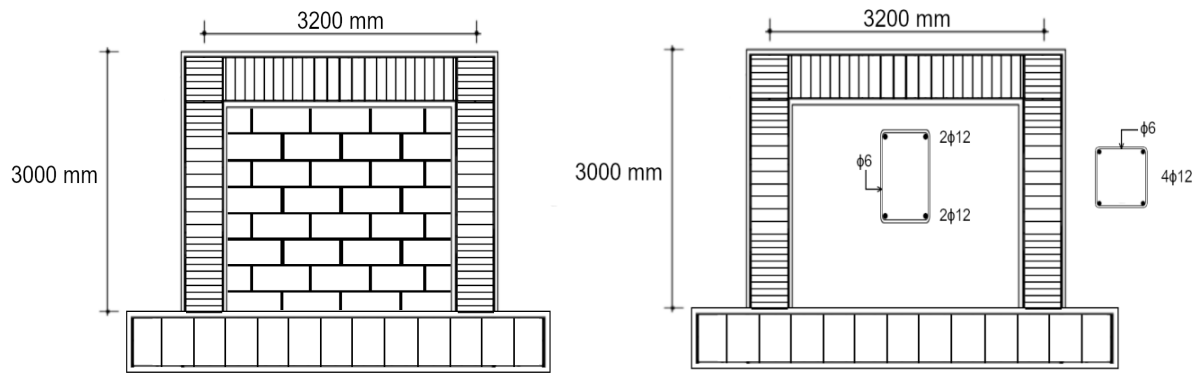
Cette partie présente les résultats d'une étude paramétrique réalisée sous le code éléments finis ABAQUS version 6.14 qui étudie les effets des certains paramètres sur la réponse en déplacement due par un séisme.

- 1 : L'effet du renforcement du mur de remplissage.
- 2 : L'effet de l'épaisseur du mur de remplissage.
- 3 : L'effet de confinement de mur de remplissage.
- 4 : L'effet de poteau court.

### 9.1. Effet du renforcement du mur de remplissage :

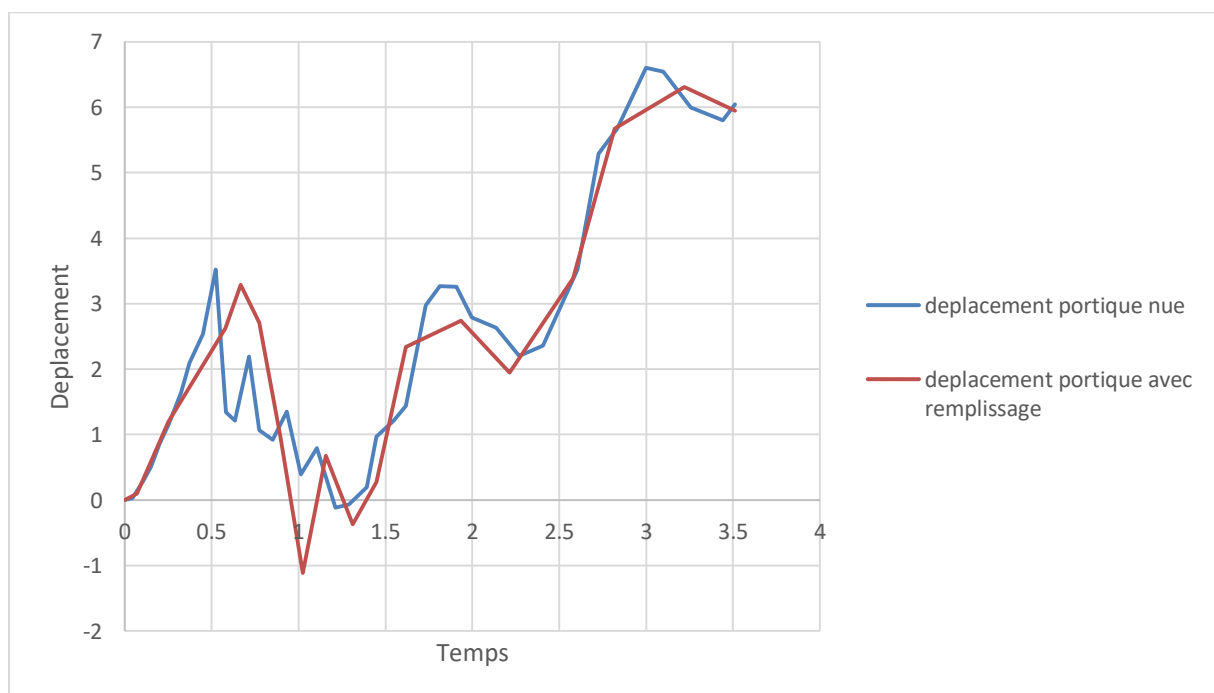
#### 9.1.1. Effet du renforcement du mur de remplissage dans le cas d'un portique avec une seule travée et un seul étage :

Il est très important de comprendre comment influe la présence de mur de remplissage sur le comportement sismique des portiques et la capacité portante de la structure en béton armé. La figure 4.16 donne les résultats de la modélisation d'un portique nu (sans mur de remplissage) et un portique rempli par un mur en maçonnerie (brique) et celles avec diverses valeurs de déplacements



**Figure 4.16** Schéma représentative de ferrailage des structures étudié.

Nous avons créé deux modèles de portiques avec une seule travée et un seul étage l'un est nu et l'autre est rempli avec un mur non confiné. Le but est d'étudier l'impact de mur de remplissage en maçonnerie sur le comportement sismique des portiques.



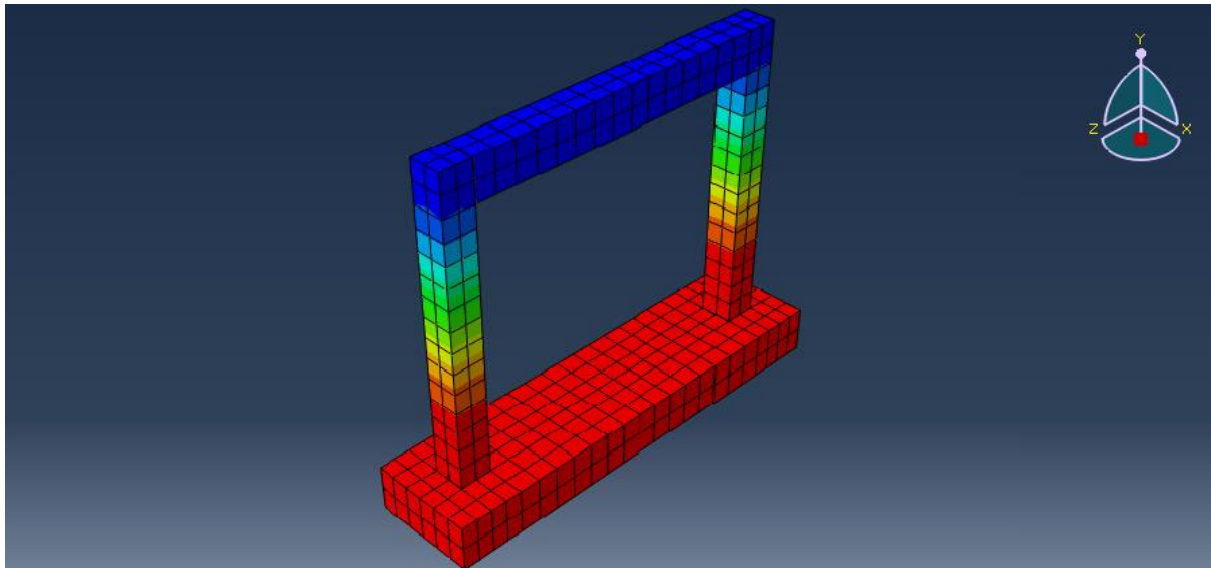
**Figure 4.17** Courbe Temps-déplacement portique simple nu et remplis.

### Interprétation des résultats :

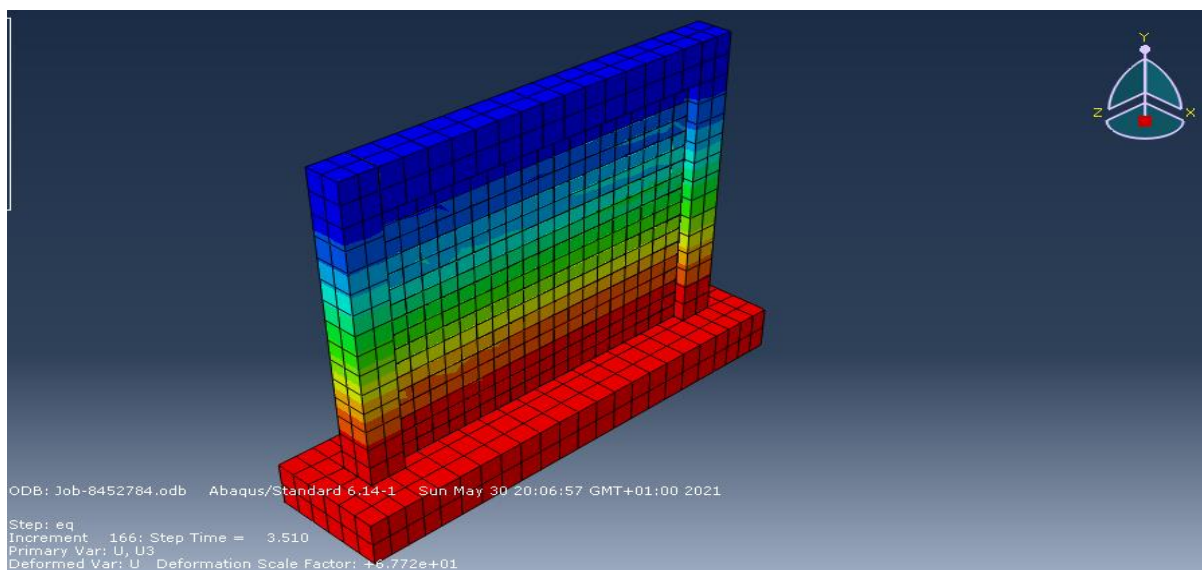
A partir de la courbe Temps-déplacement de la Figure 4.17, on remarque qu'il y a un changement notable de la valeur de déplacement dans le portique nu et le portique avec mur de remplissage car le remplissage a une influence sur la capacité de déplacement de portique.

A partir de la figure 4.17, nous remarquons que le déplacement de portique nu est généralement inférieure que le déplacement de portique avec remplissage, 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 (0.7 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.



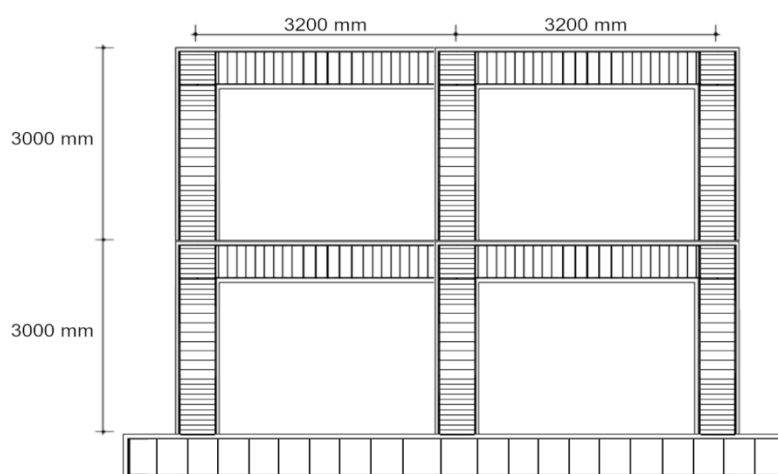
**Figure 4.18** Déplacement d'un portique nu sous l'effet d'un séisme.



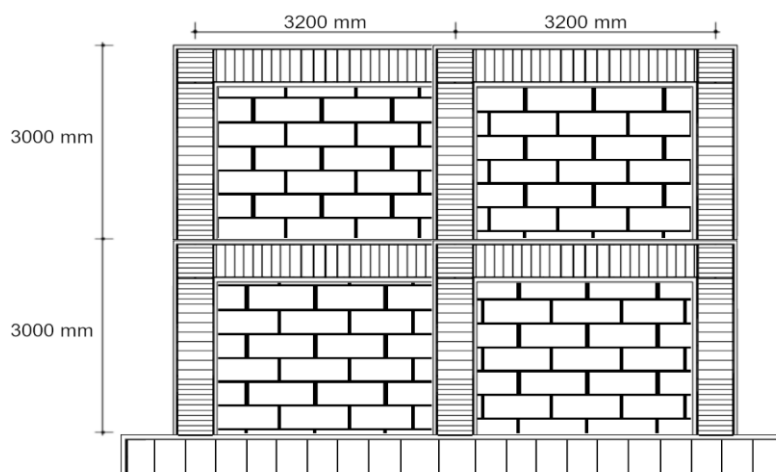
**Figure 4.19** Déplacement d'un portique nu sous l'effet d'un séisme

### 9.1.2. Effet du renforcement du mur de remplissage dans le cas d'un portique avec une plusieurs travées et plusieurs étages :

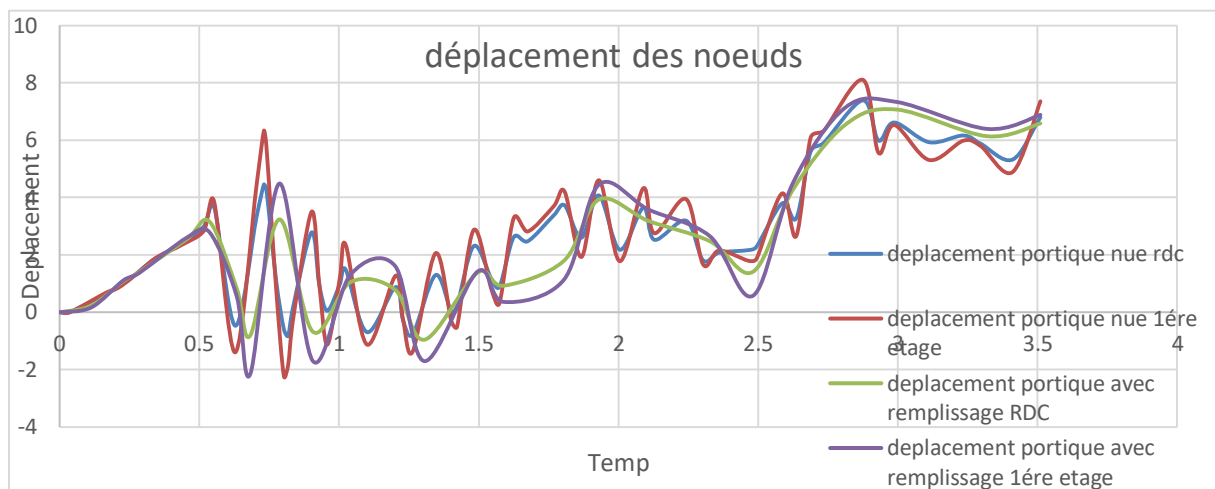
Dans le but d'étudier l'influence de mur de remplissage en maçonnerie sur le comportement sismique des portiques, nous avons réalisées également deux modèles de portique avec deux travées et deux étages étage l'un est nu et l'autre est rempli avec un mur en maçonnerie. Nous avons en conséquence pris en considérations que les murs sont non confinés. Les figure 4.20, 4.21 montrent la modélisation des portiques étudiés et la figure 4.22 ci- dessous montre l'évolution de déplacement dans les portiques.



**Figure 4.20** Schéma représentative de portique nu étudié.



**Figure 4.21** Schéma représentative de portique avec remplissage en maçonnerie étudiée.



**Figure 4.22** Courbe temps-déplacement des nœuds des portiques.

### Interprétation des résultats :

A partir de la figure 4.22, dans le cas présent, on remarque que :

- Le déplacement du RDC dans le cas d'un portique nu est supérieur à celui dans le cas d'un portique avec mur de remplissage.
- Le déplacement de 1ère étage dans le cas d'un portique nue est supérieur que dans le cas d'un portique avec mur de remplissage.


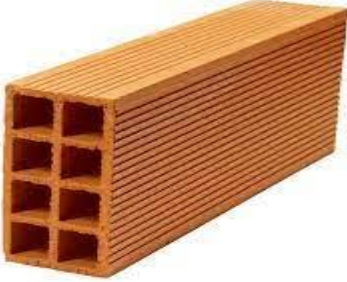


Cette différence est due à la présence du mur qui réduit la déformation et le déplacement des nœuds du portique.

- A partir de la figure 4.22, nous remarquons que plus il y'a d'étages plus le déplacement des nœuds des portiques est important.

A partir de ces résultats obtenus, on peut conclure que cette différence est due à la présence du mur qui réduit la déformation et le déplacement des nœuds du portique.

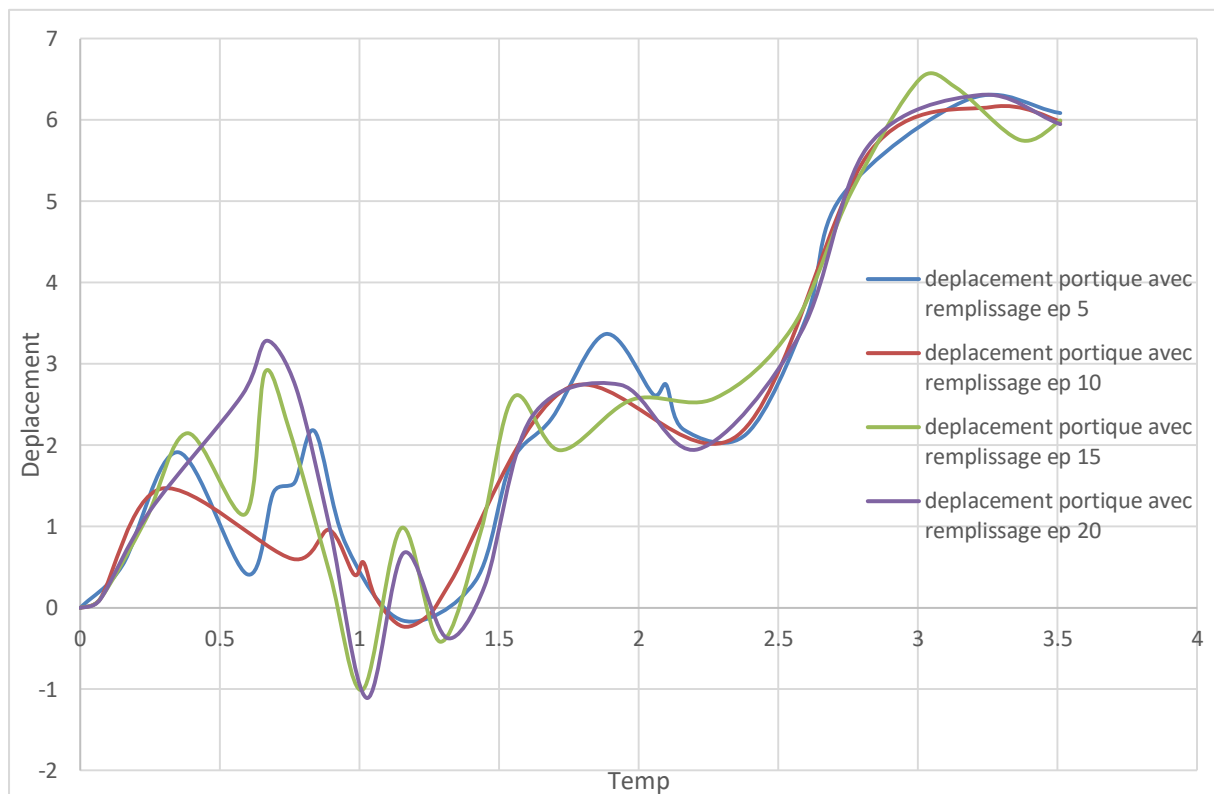
### 9.2. Effet de l'épaisseur du mur de remplissage :

Dans le but d'étudier l'influence de l'épaisseur de mur de remplissage sur le comportement sismique des portiques, nous avons conçu trois modèles des portiques en béton armé chaque modèle y'a un mur de remplissage avec une épaisseur différent que l'autre. La plage des épaisseurs du mur de remplissage choisie est de 5 cm, 10 cm, 15 cm et 20 cm. Les résultats de la modélisation Temps– Déplacement sont montrés sur la figure 4.23.

Brique	Dimensions
	<b>5*15*30 cm</b>
	<b>10*15*30 cm</b>
	<b>15*15*30 cm</b>
	<b>20*15*30 cm</b>

**Tableau 4.2** les dimensions des briques utilisés.





**Figure 4.23** Courbe Temps-déplacement des portiques remplis avec différents épaisseurs des murs.

#### **Interprétation des résultats :**

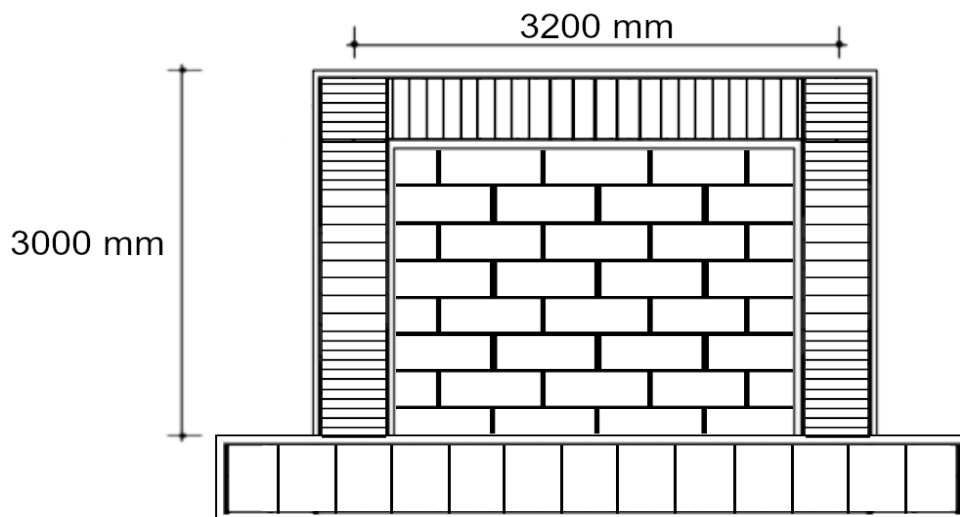
A partir des courbes (Temps-déplacement) représentées sur la figure (4.23), on remarque que le déplacement du portique au niveau des nœuds varie d'un cas à l'autre c'est-à-dire généralement le déplacement du portique rempli avec un mur de 5 cm d'épaisseur est plus grand que le déplacement d'un portique 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.

A partir des résultats obtenus de la modélisation, nous pouvons conclure que l'épaisseur du mur en maçonnerie utilisé dans la construction joue un rôle efficace dans l'augmentation de la rigidité du portique contre les déplacements résultant des forces horizontales telles que les séismes.

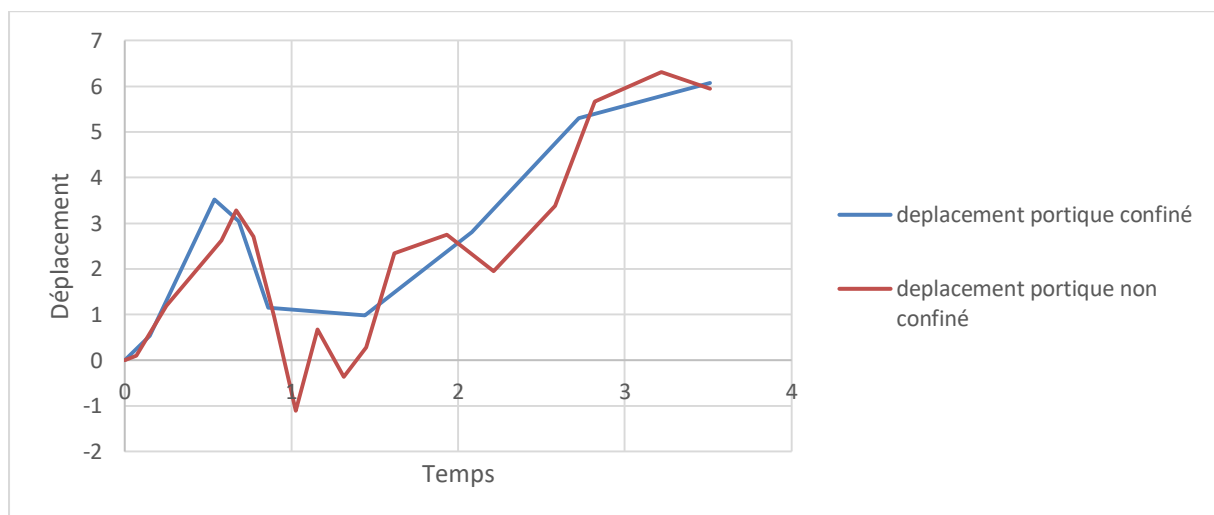
### 9.3. Effet du confinement du mur de remplissage :

L'influence du confinement des murs de remplissage sur le comportement sismique a été étudié également sur deux modèles de portiques en béton armé avec les mêmes caractéristiques physique et mécanique et avec le même ferrailage et démentions rempli par des murs de remplissage l'un est non confiné par contre le deuxième est confiné.

Les résultats de la modélisation temps – déplacement sont montrés sur la figure 4.25.



**Figure 4.24** Schéma représentatif du modèle étudié.



**Figure 4.25** Courbe Temps-déplacement des portiques avec mur de remplissage confiné et non confiné.

### Interprétation des résultats :

A partir des courbes Temps-Déplacement représentées sur la figure 4.25, on observe que la réponse (déplacement) de modèle non confiné en périodes (0.9 jusqu'à 1.3 seconde) et (2 jusqu'à 2.3 secondes) il diffère du portique confiné pendant ces périodes.

C'est-à-dire lorsque le modèle non confiné se déplace au sens négatif (sens inverse de la direction de la force appliquée), le modèle confiné ne déplace pas et reste presque stable.

A partir de ces résultats, on peut conclure que le confinement des structures par portiques maintient plus stable contre les séismes et les charges horizontales, et cela est dû au fait que le portique et le mur travaillent et résiste ensemble comme une seule structure.

### 9.4. L'effet de poteau court :

Il est très important de comprendre comment influe la présence de mur de remplissage sur le comportement sismique des portiques et la capacité portante de la structure en béton armé, L'influence de l'existence des murs de remplissage sur le comportement sismique a été étudié également sur deux modèles de portiques en béton armé avec les mêmes caractéristiques physique et mécanique et avec le même ferrailage et dimensions, l'un est un portique nu sans mur de remplissage se compose de 3 étages et deux travée par contre le deuxième est se compose de 3 étages et 2 travée mais il est remplis de 1/3 de son hauteur.

Les résultats de la modélisation sont montrés sur la figure 4.27, 4.28 et 2.29.

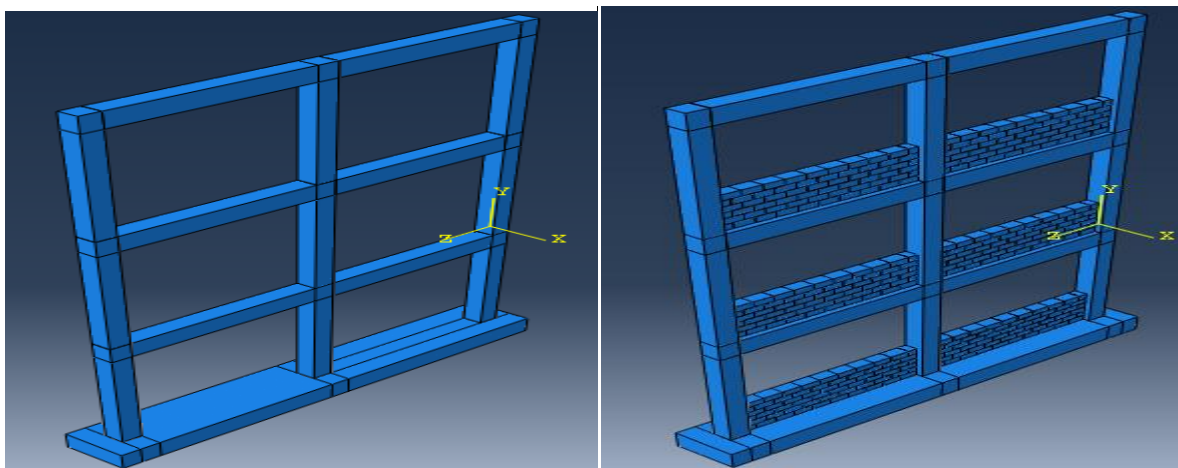
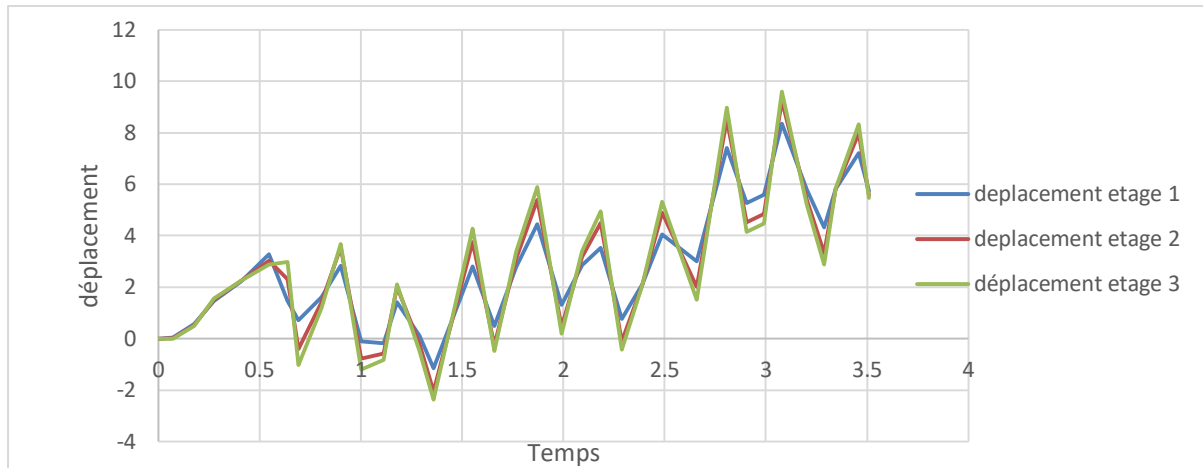
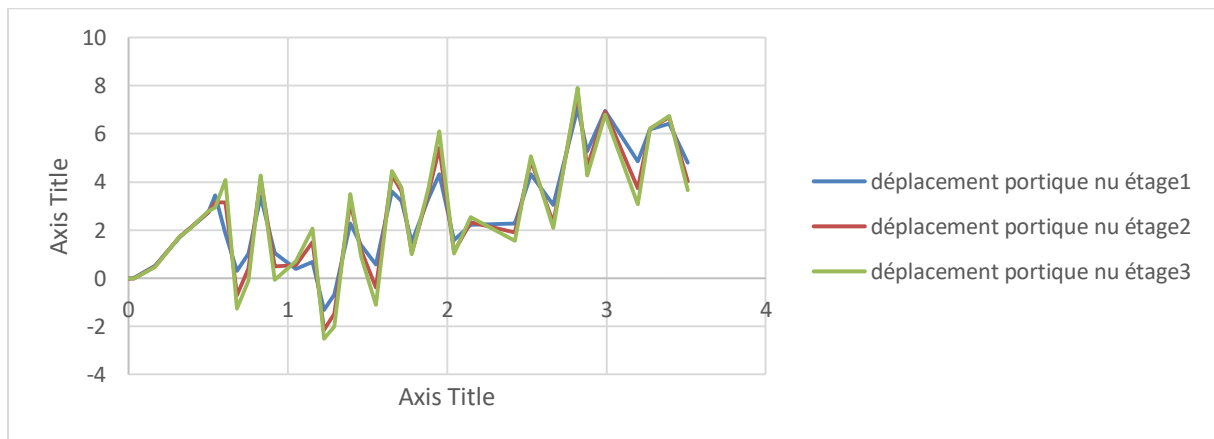


Figure 4.26 b) modèle portique nu

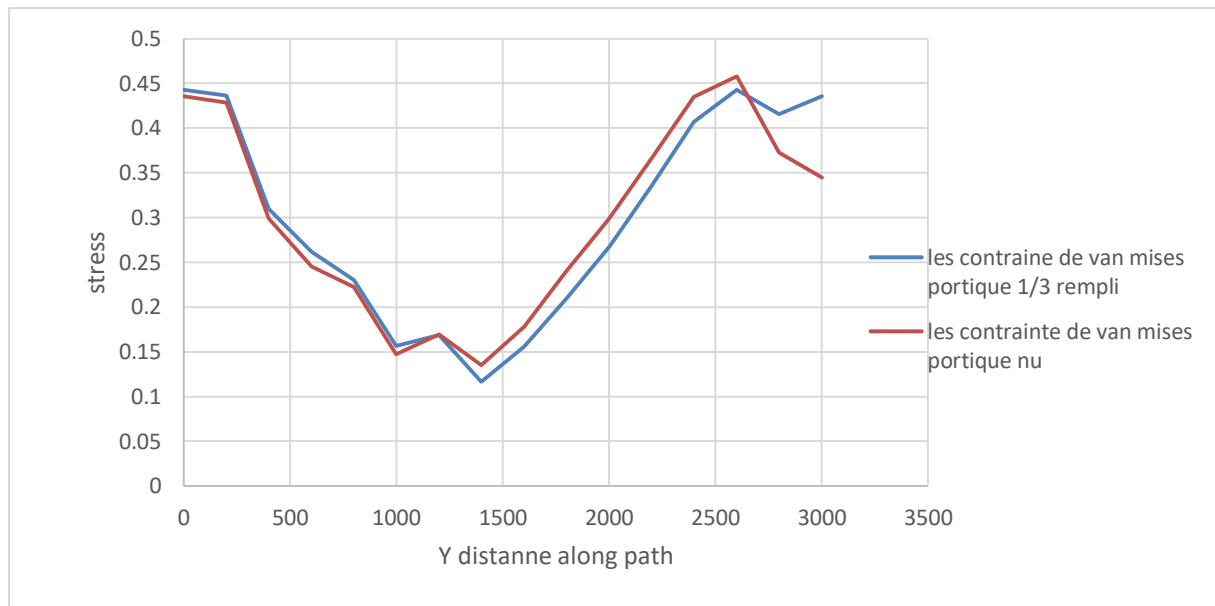
a) modèle de poteau court



**Figure 4.27** Courbe Temps-déplacement de portiques nu.



**Figure 4.28** Courbe Temps-déplacement de portique 1/3 remplis.



**Figure 4.29** Courbe Y distance-contrainte de cisaillement au niveau des poteaux.

### Interprétation des résultats :

A partir de la figure 4.27 et 4.28, dans le cas présent, on observe :

- Le déplacement des nœuds de RDC moins que le déplacement des nœuds de 1ère étage et aussi le déplacement des nœuds de 2ème étage supérieure à le déplacement de 1ère des nœuds de 1ère étage.

Quand on compare les deux figures 4.27 et 4.28 entre elle nous concluons que :

- plus le nombre d'étages est élevé, plus le déplacement est important.
- les portiques avec remplissage sont plus stables qu'un portique nu sous les charges sismiques.
- le mur de remplissage en maçonnerie réduit le déplacement dans les nœuds des portiques sous une charge sismique.

A partir de la figure 4.29 nous remarquons que l'on peut diviser les graphes en deux parties :

$Y = [0 ; 1250]$  les contraintes de portique nu sont inférieures que les contraintes de portique avec 1/3 de remplissage.

$Y = [1250 ; 3000]$  les contraintes de portique nu sont supérieures que les contraintes de portique avec 1/3 de remplissage.

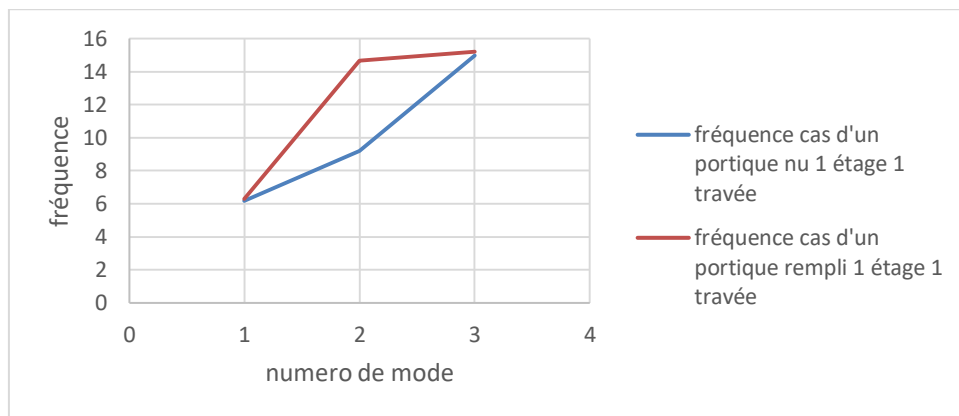
Au niveau du point 1/3 de la longueur du poteau où le mur se termine on remarque que les contraintes de portique 1/3 rempli supérieures que le portique nu.

A partir de ces remarques on peut conclure que les murs de remplissage en maçonnerie augmentent les contraintes de cisaillement au niveau des poteaux.

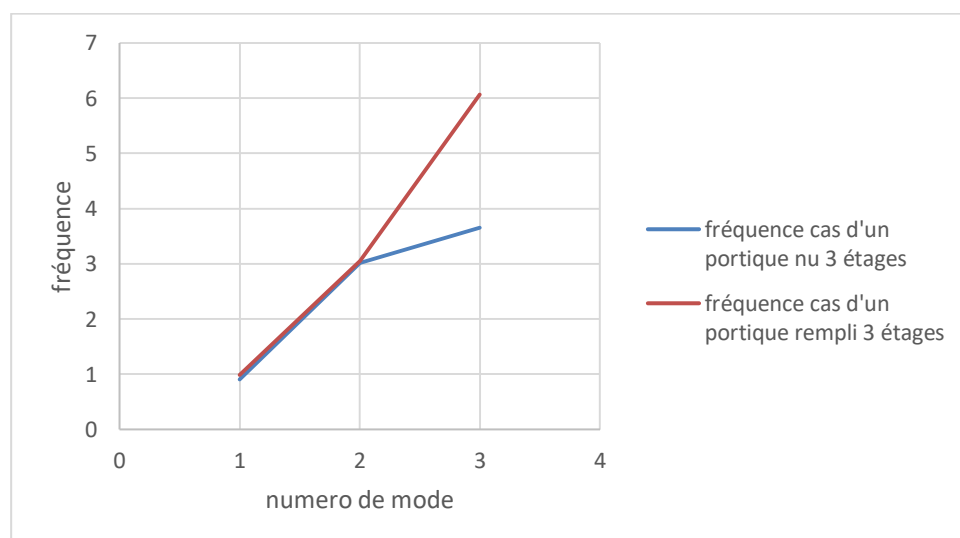
Lorsque le mur est terminé, les contraintes de cisaillement sont inférieures que les contraintes de cisaillement au niveau des poteaux d'un portique nu parce que dans le premier cas les poteaux se comportent comme un poteau cour.

### 9.5. Effet de la présence de mur de remplissage sur la rigidité du portique :

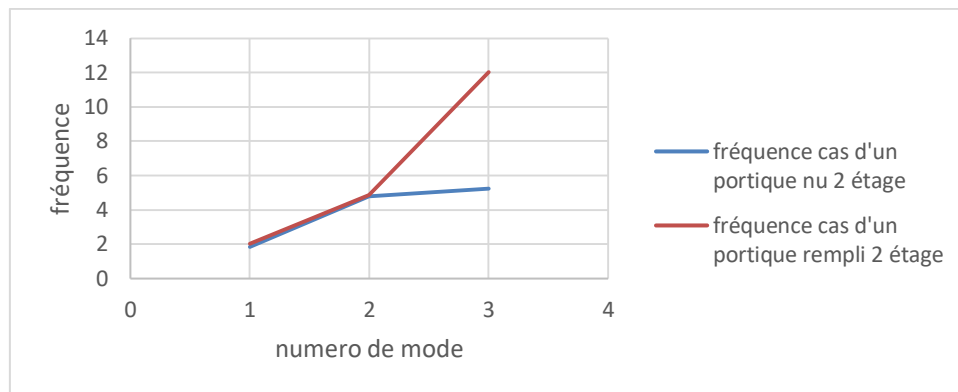
Dans le but d'étudier l'influence de mur de remplissage sur le comportement sismique des portiques, nous avons conçu trois modèles des portiques en béton armé chaque modèle a été étudié en présence et en l'absence de mur de remplissage. Les résultats de la modélisation Mode– Fréquence sont montrés sur la figure 4.30 ,4.31 ,4.32.



**Figure 4.30** courbe mode\_ fréquence cas d'un portique 1 étage et 1 travée.



**Figure 4.31** courbe mode\_ fréquence cas d'un portique 3 étage et 2 travées.



**Figure 4.32** Courbe mode\_fréquence cas d'un portique 2 étage et 2 travées.

### Interprétation des résultats

A partir des courbes 4.30, 4.31 nous remarquons que la fréquence de mode 1 et mode 2 de chaque modèle sont presque égaux parce que la présence de remplissage de briques sur les cadres, rigidifie considérablement la structure dans le plan de la paroi de maçonnerie, sinon le cadre devient relativement flexible, ceci s'applique également au troisième modèle figure 4.30.

Et notons aussi dans les 3 modes que la fréquence des portiques nus dans le plan de la paroi de maçonnerie est toujours inférieure que la fréquence dans les portiques remplis par un mur de maçonnerie.

Etant donné que la fréquence est directement proportionnelle à la rigidité et exprimée par la formule suivante :

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}} . \quad (4.11)$$

Alors on peut dire que l'augmentation de la fréquence s'accompagne d'une augmentation de la rigidité et cela est dû à la présence du mur de remplissage.

## 10. Conclusions :

L'influence de l'effet des murs en maçonnerie de remplissage sur la réponse sismique d'un bâtiment à ossature par portiques en béton armé est étudiée par une analyse dynamique par accélérogramme sous le code de calcul par éléments finis ABAQUS version 6.14.

À des fins de comparaison, l'étude considère des portiques étagés sans et avec des murs en maçonnerie de remplissage.

Les résultats de l'étude montrent que la modélisation des portique en béton armé en tant que portique nus sans égard aux murs de remplissage conduit à une sous-estimation du cisaillement de base.

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.

L'existence de mur de remplissage en maçonnerie modifient considérablement la réponse à la déformation du portique, c'est-à-dire diminue proportionnellement le déplacement.

La présence de remplissage de maçonnerie réduit la période du portique rempli et améliore également la rigidité de la structure. La période de la structure remplie est inférieure à celle du portique nu. L'idéalisation du portique nu conduit à la surestimation des périodes propres et à la sous-estimation de la rigidité latérale de conception.

L'interaction entre les murs de remplissage et les cadres ont un effet prononcé sur la force globale de la structure. Généralement, la présence de parois en maçonnerie de remplissage augmente la rigidité du bâtiment.

La modélisation du portique avec un mur en maçonnerie rempli sur une hauteur prise égale au 1/3 de sa hauteur a montré l'effet défavorable du comportement du poteau court. Les colonnes courtes étant plus rigides, il attire les gros force sismique (la force est inversement proportionnelle au cube de la longueur de la colonne). Si une courte colonne n'est pas conçu de manière adéquate pour une force aussi importante, il peut subir des dommages importants au cours d'une tremblement de terre.



## 11. Conclusions Générales :

Un nombre important de bâtiments en béton armé est construit avec des remplissages de maçonnerie. 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 cadre est généralement négligée.

La présence des murs en maçonnerie qui collaborent avec les portiques de béton armé aux forces latérales dues au séisme ont une influence considérable en ce qui concerne l'absorption d'énergie. Si les murs en maçonnerie sont judicieusement placés, les observations obtenues par les forts séismes ont montré qu'une grande partie de l'énergie introduite par la secousse sismique est consommée par la fissuration ou l'avarie des murs de remplissage en maçonnerie, évitant ainsi la déformation exagérée du portique. Il est évident que la réparation des murs en maçonnerie est beaucoup plus facile et économique que la réparation des éléments structuraux.

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.

L'existence de mur de remplissage en maçonnerie modifie considérablement la réponse à la déformation du portique, c'est-à-dire diminue proportionnellement le déplacement.

La présence de remplissage de maçonnerie réduit la période du portique rempli et améliore également la rigidité de la structure. La période de la structure remplie est inférieure à celle du portique nu. L'idéalisation du portique nu conduit à la surestimation des périodes propres et à la sous-estimation de la rigidité latérale de conception.

La modélisation du portique avec un mur en maçonnerie rempli sur une hauteur prise égale au  $1/3$  de sa hauteur a montré l'effet défavorable du comportement du poteau court. Les colonnes courtes étant plus rigides, il attire les gros forces sismiques (la force est inversement proportionnelle au cube de la longueur de la colonne). Si une courte colonne n'est pas conçue de manière adéquate pour une force aussi importante, il peut subir des dommages importants au cours d'un tremblement de terre.

## Références

- [1] mémoire de magister université de annaba comportement des remplissages dans les structures sous différentes sollicitations par nawel mezigheche.
- [2] tabeshpour, m.r. (2009b). Seismic retrofit of infilled frames (handbook, part 19), fadakh issatis publisher, tehran, iran.
- [3] mallick d.v. & severn r.t. (1967). The behavior of infilled frames under static loading, the institution of civil engineers, proceedings, 39, 639-656.
- [4] 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.
- [5] mallick, d. V. & garg, r. P. (1971). Effect of openings on the lateral stiffness of infilled frames, proceedings of the institution of civil engineers 49, 193–209.
- [6] 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.
- [7] 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.
- [8] mallick d.v. & severn r.t. (1967). The behavior of infilled frames under static loading, the institution of civil engineers, proceedings, 39, 639-656
- [9] liauw, 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.
- [10] 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- 598.
- [11] shing, p. B. & mehrabi, a. B. (2002). Behaviour and analysis of masonry-infilled frames, progress in structural engineering and materials, 4(3), 320-331.
- [12] 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.

- [13] polyakov, s. V. (1956). Masonry in framed buildings (an investigation into the strength and stiffness of masonry infilling), moscow.
- [14] stafford-smith b.s. (1968). Model test results of vertical and horizontal loading of infilled frames, aci journal, volume 65, no. 8: 618-625.
- [15] kadir m.r.a. (1971). The structural behavior of masonry infill panels framed structures, university of edinburgh, phd thesis.
- [16] klingner, r. E. And bertero, v. V., infilled frames in earthquake-resistant construction, university of california, berkeley, report no. Eerc 76-32, december, 1976
- [17] 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.
- [18] 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.
- [19] 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.
- [20] dawe,j.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.803-814.
- [21] 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- 760
- [22] 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.
- [23] 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.
- [24] 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.

[25] 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.

[26] 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.

[27] 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.

[28] mosalam, k.m., gergely, p., white, r.n and zawilinski, d., "the behavior of frames with concrete block infill walls", proceedings of the first egyptian conference on earthquake engineering,1993, pp.283-292.

[29] 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.

[30] fathy, m., abdin, m. And sobaih, m., "nonlinear seismic analysis of frames with reinforced masonry infill", proceedings of the first egyptian conference on earthquake engineering,1993,pp.391-400.

[31] doudoumis .l.n «finite elements modeling and investigation of the behavior of elastic unfilled frames under monotonic loading» eng endering structures (2006).

[32] asteris p.g « finite element micro-modeling of infilled frames» electronic journal of structural engineering 8 (2008), pp 1-11.

[33] 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.

[34] applied technology council. Nehr 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.

[35] 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.

[36] asce, fema 356 prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, reston (va): american society of civil engineers, 2000.

[37] 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.

[38] 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.

[39] 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.

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

[41] 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.

[42] chrysostomou „z., effects of degrading infill walls on the nonlinear seismic response of twi-dimensional steel frames, ph.d.thesis,cornell university,1991.

[43] crisafulli, f , j seismic behavior of reinforced concrete structures with masonry infills , phd thesis, department of civil engineering , university of canterbury , 197,404p.

- [44] syrmakezis , c.a. and vratsanou, v, y , influence of infill walls to rc frame response , proceedings of the eighth european conference on earthquake engineering , lisbon,portugal, vol 3, 1986 , pp 6.5/47-53.
- [45] san bartolomé, a, coleccion del ingeniero civil libro no 4.
- [46] thiruvengadam, v, on the natural frequencies of infilled frames, earthquake engineering and structural dynamics, vol 13, 1985, pp, 401-419.
- [47] 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.
- [48] 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.
- [49] andreaus, u , cerone, m , d'asdia , p. And iannozi, f, a finite element model for the analysis of masonry structures australia , february, vol 1 , 1985 pp 479-488.
- [50] d'asdia , p , dayala d . And palombini on the seismicbehaviour of infilled frames vol 8, 1990 pp 162-171.
- [51] sap 2000, detailed tutorial including pushover analysis-june.
- [52] 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.
- [53] gupta, b. And kunnath, s. K., adaptive spectra-based pushover procedure for seismic evaluation of structures. Earthquake spectra, 2000, 16(2), 367–391.
- [54] antoniou, s. And pinho, r., advantages and limitations of adaptive and nonadaptive force-based pushover procedures. J. Earthquake eng., 2004, 8(4), 497–522.
- [55] 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
- [56] Cours : Ossatures Bâtiment (2013/2014) – MASTER Génie Civil – Option : Structures civiles et industrielles- Prof. Amar KASSOUL -uhbchlef.

[57] site bibliographique FUTURA Maison.

[58] site web <https://www.maison-travaux.fr/maison-travaux/tuto-bricolage/sol-et-mur-academie/differents-types-de-mur-fp-159483.html>.

[59] site web <https://www.travaux.com/platre/guide-des-prix/prix-blocs-de-beton-cellulaire>.

[60] site web <https://maconnerie.bilp.fr/guide-general/ouvrage/element/maconnerie-armee>.

[61] regalement parasismique algeriene RPA 99.

[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] 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.

[64] Fouchal. F, Pelissou. C, Lebon F, Titeux I « Modèles d'interface endommageable pour les maçonneries » 18 -ème Congrès Français de Mécanique, août (2007).

[65] 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).

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

[67] Page A.W « The strength of brick masonry under biaxial compression-tension. Shear testing of stack bonded masonry» (1983).

[68] Lourenco P.B. « Computational strategies for masonry structures» Ph.D. Thesis, the Netherlands Technical University Delft, Delft University Press, (1996), pp 210.

[69] 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.



[70] Lourenco P.B, J.O. Barros, J.T. Oliveira «Shear testing of stack bonded masonry» University of Minho, Azurem, Guimaraes P-4800-058, Portugal (2003), pp 125–132.

[71] 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.

[72] 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.

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

[74] situation 2 géographie des goûts alimentaires sur le site web <https://slideplayer.fr/slide/12952174/>

[75] techno-science le site web <https://www.techno-science.net/definition/8734.html>.

[76] 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.

[77] afps le site web <http://www.afps-seisme.org/seismes/quelques-definitions>.

[78] 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).

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

[80] 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.

[81] 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

[82] 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.

[83] <https://www.grizzlyreports.com/vfzqjj/origine-des-tremblements-de-terre>.

[84] 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

[85] Benedetti D., & Tomazevic, M. Sulla verifica sismica di costruzioni in muratura. *Ingegneria Sismica*, 1, (1984), 9-16 - in Italian.

[86] MAGENES, GUIDO<sup>1</sup>; PENNA, ANDREA<sup>2</sup>; GALASCO, ALESSANDRO<sup>3</sup>; DA PARÉ, MARCO<sup>4</sup>, In-plane cyclic shear tests of undressed double-leaf stone masonry panels, 8th International Masonry Conference Dresden 2010.