



**HAL**  
open science

# Étude multi-échelle du comportement mécanique et au feu des murs en maçonnerie montés aux joints minces

Mahmoud Abou Dalle

► **To cite this version:**

Mahmoud Abou Dalle. Étude multi-échelle du comportement mécanique et au feu des murs en maçonnerie montés aux joints minces. Génie civil. INSA de Rennes, 2022. Français. NNT : 2022ISAR0002 . tel-04420084

**HAL Id: tel-04420084**

**<https://theses.hal.science/tel-04420084>**

Submitted on 26 Jan 2024

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

# THESE DE DOCTORAT DE

L'INSTITUT NATIONAL DES SCIENCES  
APPLIQUEES RENNES

ECOLE DOCTORALE N° 602  
*Sciences pour l'Ingénieur*  
Spécialité : « Génie civil »

Par

**Mahmoud ABOU DALLE**

**Etude multi-échelle du comportement mécanique et au feu  
des murs en maçonnerie montés aux joints minces**

Thèse présentée et soutenue à Rennes, le 05/07/2022  
Unité de recherche : LGCGM – INSA Rennes  
Thèse N° : 22ISAR 20 / D22 - 20.

## Rapporteurs avant soutenance :

Farid Benboudjema      Professeur des Universités - École Normale Supérieure Paris-Saclay  
Matthieu Briffaut      Professeur des Universités - Ecole Centrale de Lille

## Composition du Jury :

Président :      Panagiotis Kotronis      Professeur des Universités - École Centrale de Nantes  
Examineurs :      Farid Benboudjema      Professeur des Universités - École Normale Supérieure Paris-Saclay  
   Matthieu Briffaut      Professeur des Universités - Ecole Centrale de Lille  
   Nathalie Domède      Maître de Conférences HDR - INSA Toulouse

Dir. de thèse :      Fekri Meftah      Professeur des Universités - INSA Rennes  
Co-dir. de thèse :      Quang huy Nguyen      Maître de Conférences HDR - INSA Rennes

## Invitée :

Bérengère Thi Thu Huong Le      Docteur ingénieur – Centre Technique de Matériaux Naturels de Construction

Intitulé de la thèse :

Etude multi-échelle du comportement mécanique et au feu des murs en maçonnerie montés aux joints minces

**Mahmoud ABOU DALLE**

En partenariat avec :



*Document protégé par les droits d'auteur*

# THÈSE

*Présentée devant*

L'INSTITUT NATIONAL DES SCIENCES  
APPLIQUÉES DE RENNES

*Pour obtenir le grade de*

DOCTEUR en GÉNIE CIVIL

*par*

**Mahmoud ABOU DALLE**

*Sujet de la thèse :*

ETUDE MULTI-ÉCHELLE DU COMPORTEMENT MÉCANIQUE ET AU FEU  
DES MURS EN MAÇONNERIE MONTÉS AUX JOINTS MINCES

*soutenue publiquement le 5 Juillet 2022 devant le jury composé de*

FARID BENBOUDJEMA	ENS Paris-Saclay	Rapporteur
MATTHIEU BRIFFAUT	Ecole Centrale de Lille	Rapporteur
PANAGIOTIS KOTRONIS	Ecole Centrale de Nantes	Examinateur
NATHALIE DOMÈDE	INSA de Toulouse	Examinatrice
FEKRI MEFTAH	INSA de Rennes	Directeur de thèse
QUANG HUY NGUYEN	INSA de Rennes	Co-Directeur de thèse
BÉRENGÈRE THI THU HUONG LE	CTMNC	Invitée



## REMERCIEMENTS

Le travail de thèse présenté dans ce mémoire a été réalisé dans le cadre d'un partenariat entre l'Institut National des Sciences Appliquées (INSA) de Rennes et le Centre Technique de Matériaux Naturels de Construction (CTMNC). C'est avec un grand plaisir que je souhaite remercier les personnes, qui de près ou de loin, m'ont accompagné et aidé au cours de ces années de travail.

Je voudrais tout d'abord remercier Monsieur Panagiotis Kotronis, Professeur des Universités - École Centrale de Nantes, de m'avoir fait l'honneur de présider mon jury de thèse. J'adresse mes sincères remerciements au Monsieur Farid Benboudjema, Professeur des Universités - École Normale Supérieure Paris-Saclay et Monsieur Matthieu Briffaut, Professeur des Universités - École Centrale de Lille, qui ont consacré du temps à l'examen de ce travail et accepté d'en être les rapporteurs. Je tiens à remercier également Madame Nathalie Domède, Maître de Conférences HDR - INSA Toulouse, d'avoir acceptée de participer à ce jury et pour ses remarques pertinentes.

Je tiens à remercier Monsieur Fekri MEFTAH, Directeur de ce travail de thèse à l'INSA de Rennes, de m'avoir choisi pour travailler avec lui sur ce projet. Il m'a permis de travailler avec une grande autonomie, tout en me fournissant ses connaissances scientifiques pour réfléchir à ce sujet. Pour toutes nos longues et très riches discussions, pour sa confiance, pour sa patience envers moi, je tiens à lui exprimer toute ma gratitude.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à Monsieur Quang Huy NGUYEN, co-directeur de ma thèse à l'INSA de Rennes, pour son encadrement scientifique, pour toutes les connaissances qu'il m'a transmises, pour la confiance qu'il m'a accordée. Je tiens également à le remercier pour ses encouragements dans les moments difficiles et en particulier pour la qualité de son encadrement. Sa sympathie et sa gentillesse lors de nos discussions m'ont beaucoup aidé à me sentir bien dans cette aventure.

J'adresse mes plus vifs remerciements à Mme Bérengère Thi Thu Huong LE, responsable du Pôle Etudes et Essais Maçonnerie au CTMNC, pour m'avoir aidé durant mon séjour de trois ans au CTMNC et pour avoir suivi efficacement et régulièrement l'avancement de mon travail. Je tiens également à lui exprimer du fond du cœur, ma gratitude pour ses conseils avisés et sa disponibilité malgré ses occupations professionnelles, durant cette thèse.

Un grand merci à Monsieur Mustapha SARI, Manager du Service Produits et Ouvrages au CTMNC, pour sa participation, ses conseils très pertinents, sa vision professionnelle et scientifique lors de nos réunions. Sa porte était toujours ouverte pour toutes mes questions et demandes. Je lui adresse mes plus chaleureux remerciements.

Tous les travaux expérimentaux ont pu être réalisés grâce aux investissements matériels et du personnel du CTMNC. J'ai eu l'occasion de travailler dans une ambiance très cordiale et amicale. J'exprime un grand merci à tous mes collègues du CTMNC (Djamel, Dwen, Martin, Julien, Nicolas, Mohamed, Mickael, Magda, Loïc, Stéphanie, Vincent, Stéphane, Sébastien, Arnaud, Éric et Michelle...) pour leurs collaborations et leurs partages, chacun a toujours mis en avant ses compétences et son enthousiasme pour contribuer de près ou de loin à l'accomplissement de ce travail. Merci BEAUCOUP.

Je tiens à remercier mes cousins (Sami, Anass et Radi) pour leurs encouragements dans les moments difficiles. Aussi, un immense merci à mes véritables amis (Majd, Mouaz, Kanjo, Mahmoud, Marwa, Natasha...) qui m'ont encouragé durant cette thèse. Nous avons partagé les mêmes difficultés et surtout de très bons moments ensemble. Je souhaite sincèrement leur dire merci pour tout cela.

Pour terminer mes remerciements, j'exprime ma gratitude à mes parents, mes sœurs (Iman, Asma et Arwa) et mon frère Ahmad ainsi que mes beaux-frères (Wael et Lionel) pour leurs conseils et leur soutien éternel, malgré la distance, tout au long de ces années. Cette thèse est un peu la leur aussi. C'est grâce à leur amour que je peux franchir les obstacles les plus difficiles.

## RÉSUMÉ

Le travail présenté dans cette thèse concerne la problématique du comportement mécanique et au feu de murs en maçonnerie de terre cuite réalisés avec des joints minces en mortier colle. L'objectif de ce travail est, d'une part, de caractériser le comportement à température ambiante et à hautes températures des constituants (terre cuite et mortier du joint) ainsi que des assemblages à complexité croissante pour tracer l'effet d'échelle sur le comportement d'ensemble. Et d'autre part, de proposer et identifier des lois de comportement de ces composants pour les exploiter dans un code aux éléments finis afin d'analyser le comportement de murs exposés au feu.

*La première partie* vise à caractériser la brique et le mortier, composants du mur, à température ambiante et à haute température par des essais statiques et dynamiques, à l'échelle du matériau.

Dans *la deuxième partie*, des investigations expérimentales sur des assemblages multi-échelles sont réalisées afin d'évaluer la distribution de déformation, contrainte et endommagement en tenant compte des effets structuraux et de l'impact de la concentration des contraintes.

Dans *la dernière partie*, sur la base des résultats expérimentaux, nous avons proposé une modélisation tridimensionnelle permettant de simuler le comportement au feu du mur de maçonnerie en prenant en compte les lois de comportement développées pour la brique et le joint. Des calculs de validation et des études paramétriques sont également menés pour mettre en évidence les influences des paramètres mécaniques et géométriques sur le comportement thermomécanique des murs.

**Mots clés :** Brique alvéolaire, terre cuite, mortier colle, joint mince, essai, comportement au feu, modélisation, élément fini, endommagement.



## ABSTRACT

The work presented in this thesis deals with the mechanical and fire behavior of fired clay masonry walls joined with thin adhesive mortar. The objective of this work is to characterize the behavior at room temperature and at high temperatures of the wall components (fired clay and mortar) as well as of the assemblies with increasing complexity to determine the effect of scale on the global behavior. The goal is also to propose the behavior laws of these components and to implement them in a finite element code to analyze the behavior of walls exposed to fire.

The *first part* concerned the characterization of the wall components (brick and mortar) at different temperatures at the material scale. This characterization was then taken into account in the development of the behavior models.

In *the second part*, experimental investigations on multi-scale assemblies were performed in order to evaluate the distribution of strains, stresses and damages taking into account the structural effects and the impact of stress concentration.

In *the last part*, based on the experimental results, a three-dimensional modeling was proposed to simulate the fire behavior of the masonry wall by considering the behavior laws developed for the brick and the joint. Validation calculations and parametric studies were also carried out to highlight the influences of mechanical and geometrical parameters on the thermomechanical behavior of the walls.

**Keywords :** Hollow brick, terracotta, adhesive mortar, thin joint, experiments, fire behavior, modeling, finite element, damage..



## TABLE DES MATIÈRES

<b>REMERCIEMENTS</b> . . . . .	iii
<b>RÉSUMÉ</b> . . . . .	v
<b>ABSTRACT</b> . . . . .	vii
<b>TABLE DES MATIÈRES</b> . . . . .	ix
<b>LISTE DES TABLEAUX</b> . . . . .	xiii
<b>LISTE DES FIGURES</b> . . . . .	xv
<b>LISTE DES ANNEXES</b> . . . . .	xxvii
<b>INTRODUCTION GÉNÉRALE</b> . . . . .	xxix
<b>CHAPITRE 1 : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE</b> . . . . .	1
<b>1.1 Introduction</b> . . . . .	1
<b>1.2 La brique de terre cuite</b> . . . . .	1
<b>1.2.1 Généralités et techniques de fabrication</b> . . . . .	1
<b>1.3 Les études expérimentales sur la terre cuite</b> . . . . .	5
<b>1.3.1 Propriétés physico-chimiques de la terre cuite</b> . . . . .	5
<b>1.3.2 Propriétés thermiques de la terre cuite</b> . . . . .	7
<b>1.3.3 Propriétés mécaniques de la terre cuite</b> . . . . .	11
<b>1.4 Les joints de mortier : les études mécaniques</b> . . . . .	18
<b>1.5 Caractérisation d'assemblages brique-mortier</b> . . . . .	22
<b>1.5.1 Comportement en compression</b> . . . . .	23
<b>1.5.2 Comportement en traction</b> . . . . .	27
<b>1.5.3 Comportement au cisaillement</b> . . . . .	30
<b>1.6 Comportement au feu du mur en maçonnerie</b> . . . . .	36
<b>1.6.1 Travaux expérimentaux</b> . . . . .	36
<b>1.6.2 Etudes numériques</b> . . . . .	41
<b>1.7 Conclusion</b> . . . . .	44
<b>CHAPITRE 2 : CARACTÉRISATION DES ÉLÉMENTS CONSTITUTIFS DU MUR</b> . . . . .	45
<b>2.1 Introduction</b> . . . . .	45
<b>2.2 Etude expérimentale sur la terre cuite à froid</b> . . . . .	45
<b>2.2.1 Méthodes d'essais dynamiques</b> . . . . .	46
<b>2.2.2 Méthodes d'essais statiques</b> . . . . .	60
<b>2.3 Etude expérimentale sur la terre cuite à chaud</b> . . . . .	73

2.3.1	Dispositif d'essai - description du système	74
2.3.2	Comportement en compression	78
2.3.3	Comportement résiduel en compression	82
2.3.4	Comportement en traction	84
2.4	Etude expérimentale sur le mortier colle à froid	87
2.5	Etude expérimentale sur le mortier colle à chaud	88
2.5.1	Comportement en compression	90
2.5.2	Comportement résiduel en compression	92
2.5.3	Comportement en traction	95
2.6	Conclusion	96
<b>CHAPITRE 3 : CARACTÉRISATION DU JOINT ET DES ASSEMBLAGES</b>		<b>99</b>
3.1	Introduction	99
3.2	Etude à froid de l'assemblage à différentes échelles	100
3.2.1	Comportement en compression	100
3.2.2	Comportement au cisaillement	125
3.3	Etude à chaud de l'assemblage	143
3.3.1	Comportement en compression	143
3.3.2	Comportement résiduel en compression	147
3.3.3	Comportement en flexion	149
3.3.4	Comportement à l'arrachement	151
3.3.5	Comportement au cisaillement	156
3.4	Conclusion	159
<b>CHAPITRE 4 : MODÉLISATION NUMÉRIQUE</b>		<b>161</b>
4.1	Introduction	161
4.2	Modes de transfert de chaleur dans une brique alvéolaire	161
4.3	Modèle thermomécanique	164
4.4	Résolution	166
4.5	Modélisation par éléments finis	166
4.5.1	Transfert thermique dans une brique	167
4.5.2	Modèle mécanique	171
4.6	Calcul thermomécanique à plusieurs échelles	177
4.6.1	Echelle d'une brique sans rupture	178
4.6.2	Echelle d'une brique avec rupture	188
4.6.3	Etude paramétrique	192
4.6.4	A l'échelle de doublet de brique	198
4.6.5	A l'échelle du muret	203
4.6.6	A l'échelle du mur	206
4.7	Conclusion	213

<b>CONCLUSIONS GÉNÉRALES</b> .....	215
<b>BIBLIOGRAPHIE</b> .....	219



## LISTE DES TABLEAUX

1.1 Les plusieurs réactions et transformations physicochimiques, au cours de l'augmentation de la température observées dans les travaux de Nguyen et al [103]. . . . .	7
1.2 Les valeurs des résistances en compression selon différente direction [14, 28, 50, 71, 90] . . .	13
2.1 Les dimensions du matériau étalon. . . . .	47
2.2 Les valeurs des modules de Young dynamiques obtenues par différentes conditions aux limites. . . . .	49
2.3 Les propriétés élastiques des briques A et B. . . . .	56
2.4 Comparaison entre les fréquences de résonances mesurées et calculées de la brique A selon z. . . . .	57
2.5 Comparaison entre les fréquences de résonances mesurées et calculées de la brique A selon x. . . . .	57
2.6 Comparaison entre les fréquences de résonances mesurées et calculées de la brique B selon z. . . . .	58
2.7 Les valeurs de déformation mesurées par les jauges de déformations collées sur les parties sollicitées en compression et en traction et leurs rapports pour les briques A et B. . . . .	72
2.8 Comparaison des valeurs moyennes de la résistance en compression et du module de Young à 600°C avec différentes vitesses d'échauffement. . . . .	78
3.1 Comparaison entre les valeurs du facteur de forme spécifiées dans la norme EN 772-1 et celles des groupes alvéoles calculées par les résultats expérimentaux. . . . .	122
4.1 Les paramètres d'entrée utilisés pour la simulation numérique du transfert thermique. . . . .	169
4.2 Evolution de la conductivité thermique en fonction de la température. . . . .	169
4.3 Evolution de la capacité thermique en fonction de la température. . . . .	169
4.4 Les propriétés mécaniques des briques A et B. . . . .	179
4.5 Les coefficients de réduction des propriétés mécaniques en fonction de la température pour la brique A. . . . .	180
4.6 Les coefficients de réduction des propriétés mécaniques en fonction de la température pour la brique B. . . . .	180
4.7 Les propriétés élastiques utilisées dans les cas étudiés. . . . .	193
4.8 Evolution de la conductivité thermique en fonction de la température du joint. . . . .	199
4.9 Evolution de la capacité thermique en fonction de la température du joint. . . . .	199
4.10 Evolution de la dilatation thermique en fonction de la température du joint. . . . .	199
4.11 Caractérisations des matériaux. . . . .	200
4.12 L'évolution des propriétés mécaniques avec la température pour le joint A. . . . .	200
4.13 L'évolution des propriétés mécaniques avec la température pour le joint B. . . . .	201
IV.1 Les propriétés mécaniques des briques A et B. . . . .	xlii
IV.2 Caractérisations des matériaux. . . . .	xlv
IV.3 Caractérisations des matériaux. . . . .	xlvii

**IV.4 Les propriétés mécaniques pour les mortiers A et B.** . . . . . xlix

## LISTE DES FIGURES

1.1 Etapes de fabrication de briques en terre cuite [131]. . . . .	3
1.2 Différents types de briques en France. (a) Briques pleines et perforées, (b) Les briques alvéolaires à perforation horizontale et verticale. . . . .	4
1.3 Courbe ATD/ATG d'un échantillon extrait de la brique alvéolaires dans les travaux (a) CTMNC et Nguyen et al. [35, 103] et (b) Charai et al. [31]. . . . .	6
1.4 (a) Schéma d'installation des thermocouples pour déterminer les relations des conductivités thermiques aux différentes températures [103] (b) Évolution de la conductivité thermique déterminée par [3, 103]. . . . .	8
1.5 (a) Dispositif d'essai de dilatation thermique. (b) Variation du coefficient de dilatation thermique [103]. . . . .	9
1.6 Evolution de la capacité thermique du matériau en terre cuite. . . . .	10
1.7 Relation contrainte-déformation en compression de tessons en terre-cuite extraits (a) d'une brique alvéolaires (Nguyen et al) et (Sridi et al) [104, 131], (b) d'une brique pleine (Amrane et al) et (Russo et al) [10, 126]. . . . .	11
1.8 Formes de rupture obtenues dans les trois directions [28]. . . . .	12
1.9 (a) Géométrie des corps d'épreuve étudiée pour essais de compression, (b) Les courbes contraintes déformations pour les différentes géométries de la terre cuite [94]. . . . .	13
1.10 Évolution de la résistance à la compression de différents types de briques avec la tempéra- ture. (a) Briques pleines (BP), (b) Briques alvéolaires (BA) et réfractaires (BR). . . . .	14
1.11 Les dispositifs d'essais de traction par (a) Flexion 3 points [104] et (b) Essai brésilien [131].	15
1.12 (a) Évolution de la résistance à la traction de différents types de briques avec la tempé- rature. (b) Essais de traction par fendage [69], (c) Essais de traction par flexion 4 points [104], (d) Essais de traction par flexion 3 points [131]. . . . .	16
1.13 Évolution du module de Young de différents types de briques avec la température. (a) Briques pleines, (b) Briques alvéolaires et réfractaires. . . . .	18
1.14 Evolution de la résistance en compression et en traction ainsi que le module de Young en fonction de la température d'après (a) Cülfik et Özturan [36], (b) Moghadam et al. [97].	20
1.15 Rapport des résistances en traction et du module de Young de la pâte de ciment et du mortier en fonction de la température [96]. . . . .	21
1.16 (a) Rapport des résistances en compression et en traction de la pâte de ciment préparées à partir de CEM I 42.5R et CEM II 32.5 avec différents rapports $E/C$ en fonction de la température [112]. . . . .	22
1.17 Courbes force-déplacement du montage obtenues par Binda et al. [19], où $R_{c(mor)}$ est la résistance en compression du mortier. . . . .	24
1.18 (a) Courbes caractéristiques de contrainte-déformation des échantillons de mortier (A) et de joints de maçonnerie (B) [152] et (b) Courbes force-déplacement obtenues par Kaushik et al. [67]; mortier (Ciment :Chaux :Sable) (a) faible, (b) fort et (c) intermédiaire. . . . .	25

1.19 (a) Echantillon et instrumentation, (b) et (c) Modes de rupture typiques de la maçonnerie en terre cuite sous compression [90]. . . . .	26
1.20 Modes de rupture observés sur des triplets testés en compression. (a) Briques à PH, (b) et (c) Briques à PV [28]. . . . .	27
1.21 Essais de traction utilisant (a) des mors [66] et (b) Trous et boulons [65]. . . . .	28
1.22 (a) Essai de traction avec barres [135], (b) Essai de traction utilisant le principe du collage sur plaques en acier [115] et (c) Couplet de briques perpendiculaires [16]. . . . .	29
1.23 Machines de traction et four utilisé pour la réalisation de l'essai de fendage (a) Gallienne [52] et (b) Stückelschweiger [132]. . . . .	30
1.24 Schéma des échantillons et la presse utilisée pour les essais de traction [52]. . . . .	30
1.25 (a) Essai de caractérisation des propriétés en cisaillement d'un couplet brique-mortier [138]. (b) Courbes Contrainte-déplacement [138]. . . . .	32
1.26 (a) Essais de cisaillement [6]. (b) Les courbes contrainte déplacement d'essai de cisaillement [128]. . . . .	32
1.27 Dispositif d'essai de cisaillement (sans pré-compression) [114]. . . . .	33
1.28 (a) Essais de cisaillement à grande échelle [89], (b) Essai de compression diagonale [72]. . . . .	34
1.29 (a) Essai brésilien sur une éprouvette avec un joint de mortier incliné [93], (b) Échantillon parallélépipédique et les formes de rupture par glissement [25]. . . . .	35
1.30 (a) Représentations du cintrage thermique du mur (b) Relations entre l'épaisseur et l'élan-cement d'un mur et sa tenue au feu [26]. . . . .	37
1.31 Muret après 4h d'exposition à 900°C : (a) image thermique; (b) la région isotherme des températures entre 160°C et 163°C est présentée en gris. [84]. . . . .	39
1.32 (a) Ecaillage du revêtement sur la face intérieure (b) échantillon après la résistance au feu [39]. . . . .	40
2.1 (a) Profile de la Brique A, (b) Profile de la Brique B. . . . .	46
2.2 (a) (b) Schéma expérimental de l'essai du pot vibrant, (c) les conditions aux limites. . . . .	48
2.3 Directions de prélèvement des échantillons de la briques A et B. . . . .	50
2.4 Les valeurs moyennes de module de Young obtenus par des essais d'excitation par impulsion selon différentes directions et parois pour (a) Brique A, (b) Brique B. . . . .	51
2.5 Les valeurs moyennes de module de Young obtenus par des essais d'excitation par impulsion selon la direction d'extrusion z extraits de la paroi externe pour (a) Brique A, (b) Brique B. . . . .	51
2.6 (a) Directions de prélèvement des échantillons (b) Dispositif d'essai précis, emplacement des capteurs et des impacts pour le mode de torsion. . . . .	52
2.7 (a) Les emplacements recommandés pour l'impact et le capteur lors d'essai. (b) Les valeurs moyennes du module de cisaillement obtenus par des essais d'excitation par impulsion selon différentes directions pour les briques A et B. . . . .	53
2.8 Les valeurs moyennes effectives du module de cisaillement ( $G_{xz}$ ; $G_{yz}$ ) avec différent élan-cement (largeur/épaisseur) pour la brique B. . . . .	54

2.9 Schéma détaillé de la procédure : identification du matériau en comparant les fréquences de résonance mesurées expérimentalement et calculées d'une éprouvette. . . . .	56
2.10 Les formes modales en flexion et en torsion. . . . .	57
2.11 (a) Dispositif de l'essai ultrasons. (b) Les valeurs moyennes du module de Young selon les directions x et y pour les briques A et B. . . . .	59
2.12 (a) Courbe contrainte-déformation selon la direction z de l'essai de flexion 3 points pour les briques A et B. (b) Les valeurs moyennes des résistances en traction par flexion selon différentes directions pour les briques A et B avec leur écart-type moyen. . . . .	61
2.13 Les valeurs moyennes de module de Young obtenus par des essais de flexion 3 points selon différentes directions et parois pour (a) Brique A, (b) Brique B. . . . .	62
2.14 Comparaison entre les valeurs moyennes du module de Young obtenues à partir d'essai de flexion et d'essai d'excitation impulsionnelle au pot vibrant pour (a) Brique A, (b) Brique B. . . . .	63
2.15 Les courbes contraintes-déformations obtenues par les essais de compression pour (a) Brique A, (b) Brique B. . . . .	65
2.16 (a) Les valeurs moyennes des résistances en compression selon différentes directions pour les briques A et B. (b) Les valeurs moyennes du module de Young (partie de charge) obtenues par les essais de compression selon différentes directions pour les briques A et B. . . . .	66
2.17 Comparaison entre les valeurs moyennes du module de Young obtenues par les essais Ultrasons et de compression (charge et décharge) pour la brique A et B. . . . .	67
2.18 (a) les instrumentations de l'essai de compression. (b) Les valeurs moyennes des coefficients de Poisson pour les deux briques A et B. . . . .	69
2.19 (a) illustration des microfissures d'épaisseur de l'échantillon pour les briques A et B prise par une caméra haute performance avant l'essai (échelle x5). (b) La forme de la rupture après l'essai de compression. . . . .	70
2.20 (a) Dimensions et distribution des contraintes normales de la section transversale <a href="#">99</a> . (b) illustration d'un échantillon durant l'essai avec des jauges collées sur les surfaces en compression et en traction. . . . .	71
2.21 Comparaison de courbes de contrainte-déformation obtenues pour un échantillon en flexion utilisant les déformations fournies par les jauges de déformations et déduites des mesures de la flèche. . . . .	73
2.22 Ensemble de système d'essai. . . . .	74
2.23 Les dispositifs des essais de compression et de flexion. . . . .	75
2.24 Four à haute température, 1000°C, les positions des thermocouples des essais de compression et des essais de flexion 4 points. . . . .	75
2.25 Procédure de l'essai de flexion. . . . .	77
2.26 Procédure de l'essai de compression. . . . .	77
2.27 Les courbes de contrainte-déformation de l'essai de compression à 600°C sur des tessons extraits de la brique B avec différents taux d'échauffement. . . . .	79

2.28 Les courbes Contraintes-déformations obtenues à partir des essais de compression à différentes températures pour (a) Brique A, (b) Brique B. . . . .	80
2.29 Évolution de la résistance de rupture en compression et du module de Young en fonction de la température des tessons extraits de la paroi externe et sollicités dans la direction d'extrusion z pour (a) Brique A, avec $R_c=43.7$ MPa et $E=8100$ MPa, (b) Brique B, avec $R_c=38.9$ MPa et $E=6900$ MPa. . . . .	81
2.30 (a) Les courbes Contraintes-déformations obtenues à partir des essais de compression à $800^\circ\text{C}$ avec différents cycles de charge à chaque température pour la brique B. (b) Évolution du module de Young en fonction de la température des tessons extraits de la paroi externe et sollicités dans la direction d'extrusion z pour la brique B. . . . .	82
2.31 Évolution de la résistance résiduelle de rupture en compression et du module de Young résiduel en fonction de la température des tessons extraits de la paroi externe et sollicités dans la direction d'extrusion z pour (a) Brique A, avec $R_c=43.7$ MPa et $E=8100$ MPa, (b) Brique B, avec $R_c=38.9$ MPa et $E=6900$ MPa. . . . .	83
2.32 (a) Les courbes Contraintes-déformations obtenues à partir des essais de traction par flexion selon la direction d'extrusion z à différentes températures pour la brique A. (b) Forme de rupture d'un essai de flexion d'une éprouvette à $900^\circ\text{C}$ de la brique A. . . . .	85
2.33 Évolution de la résistance en traction par flexion et du module de Young en fonction de la température des tessons extraits de la paroi externe selon la direction x pour (a) Brique A, avec $R_t=6.3$ MPa et $E=7800$ MPa, (b) Brique B, avec $R_t=5.1$ MPa et $E=8200$ MPa. . . . .	86
2.34 Évolution de la résistance en traction par flexion et du module de Young en fonction de la température des tessons extraits de la paroi externe selon la direction d'extrusion z pour (a) Brique A, avec $R_t=8.1$ MPa et $E=14500$ MPa, (b) Brique B, avec $R_t=7.4$ MPa et $E=10500$ MPa. . . . .	86
2.35 (a) Dispositif d'essai de flexion et de compression simple. (b) Comparaison des valeurs moyennes de résistance en compression et en traction par flexion des mortiers associés aux briques A et B. . . . .	88
2.36 Le moule métallique utilisé pour gâcher le mortier colle. . . . .	89
2.37 (a) Les courbes de contrainte-déformation de l'essai de compression à $600^\circ\text{C}$ sur le mortier associé à la brique B avec différents taux d'échauffement. (b) Les déformations thermiques de l'essai de compression à $600^\circ\text{C}$ sur le mortier associé à la brique B avec différents taux d'échauffement. . . . .	91
2.38 Les courbes Contraintes-déformations obtenues à partir des essais de compression à différentes températures pour (a) Mortier A, (b) Mortier B. . . . .	91
2.39 Évolution de la résistance de rupture en compression et du module de Young en fonction de la température des mortiers-colles (a) Mortier A, avec $R_c=9.77$ MPa et $E=1211$ MPa, (b) Mortier B, avec $R_c=9.73$ MPa et $E=950$ MPa. . . . .	92

2.40	Évolution des résistances en compression relatives 'à chaud' et 'résiduelles' avec la température du mortier-colle (a) Mortier A avec $R_c(25^\circ C) = 9.77$ MPa, (b) Mortier B avec $R_c(25^\circ C) = 9.73$ MPa.	94
2.41	Évolution du module de Young relatif 'à chaud' et 'résiduelles' avec la température du mortier-colle (a) Mortier A avec $E(25^\circ C) = 1211$ MPa, (b) Mortier B avec $E(25^\circ C) = 950$ MPa.	94
2.42	Évolution des résistances en traction relatives avec la température du mortier-colle (a) Mortier A avec $R_t(25^\circ C) = 4.4$ MPa et (b) Mortier B avec $R_t(25^\circ C) = 3.6$ MPa.	95
3.1	Les éprouvettes de différentes configurations.	101
3.2	Moule spécifique pour le montage des tessons.	101
3.3	(a) Les valeurs moyennes des résistances en compression pour différentes configurations pour les briques A et B. (b) Les valeurs moyennes du module de Young obtenues par les essais de compression pour différentes configurations pour les briques A et B.	102
3.4	(a) Les valeurs moyennes des résistances en compression pour différentes configurations pour les briques A et B. (b) Les valeurs moyennes du module de Young obtenues par les essais de compression pour différentes configurations pour les briques A et B.	102
3.5	(a) Les formes de rupture du montage (Tesson/Mortier/Tesson). (b) Les distributions des contraintes du tesson et du mortier dues à la charge de compression axiale appliquée.	103
3.6	Comparaison entre les valeurs moyennes du module de Young obtenue par des échantillons $10 \times 10 \times 10 \text{ mm}^3$ et le module de Young du mortier calculé à partir d'un assemblage.	105
3.7	Les alvéoles extraites des briques A et B.	106
3.8	(a) Les valeurs moyennes des résistances en compression d'une alvéole et du doublet pour les briques A et B. (b) Les valeurs moyennes du module de Young obtenues par les essais de compression d'une alvéole et du doublet pour les briques A et B.	107
3.9	Courbe contrainte-déformation d'essai de compression sur une alvéole et un doublet.	107
3.10	Les différentes formes et dimensions des éprouvettes de groupe d'alvéoles.	109
3.11	Les emplacements des pastilles sur les échantillons.	109
3.12	Comparaison des valeurs moyennes de la résistance en compression des trois configurations (Groupe alvéole, Montage avec chevauchement total et partiel) pour (a) Brique A et (b) Brique B.	110
3.13	Les valeurs moyennes du module de Young pour différente configuration, obtenues à l'aide de capteurs de déplacement situés sur les côtés des parois externes et internes pour (a) Brique A et (b) Brique B.	111
3.14	Les courbes contraintes déformations d'essais de compression pour les différentes configurations (Groupe alvéole, assemblage avec chevauchement total et partiel) pour (a) Brique A et (b) Brique B.	112
3.15	Formes des ruptures issues d'essai de compression pour la brique A.	112
3.16	Formes des ruptures issues d'essai de compression pour la brique B.	113

3.17 Les différentes configurations d'essai avec les emplacements des pastilles sur les échantillons pour (a) Brique A et (b) Brique B.	114
3.18 Comparaison des valeurs moyennes de la résistance en compression des trois configurations (Brique, Montage avec chevauchement total et partiel) pour (a) Brique A et (b) Brique B.	115
3.19 Les courbes contraintes déformations d'essai de compression obtenues aux différents endroits sur un assemblage avec chevauchement total pour (a) Brique A et (b) Brique B.	116
3.20 Comparaison des valeurs moyennes du module de Young aux différents endroits des trois configurations (Brique, Montage avec chevauchement total et partiel) pour (a) Brique A et (b) Brique B.	116
3.21 Les formes de rupture d'essai de compression sur une brique et un assemblage.	117
3.22 Comparaison entre les valeurs moyennes du module de Young du mortier obtenue à différente configuration et échelle.	118
3.23 Les différentes éprouvettes préparées pour les briques A et B.	119
3.24 Les valeurs moyennes des résistances en compression pour les différentes configurations pour (a) Brique A et (b) Brique B.	119
3.25 Les valeurs moyennes du module de Young pour les différentes configurations pour la Brique B.	120
3.26 Les formes de rupture des murets durant un essai de compression.	121
3.27 Comparaison des valeurs moyennes de la résistance en compression à différentes échelles pour (a) Brique A et (b) Brique B.	123
3.28 Comparaison des valeurs moyennes du module de Young à différentes échelles pour (a) Brique A et (b) Brique B.	124
3.29 (a) Le moule spécifique pour les triplets à l'échelle du tesson. (b) Les configurations d'essai.	126
3.30 Les configurations d'essai avec différent sollicitation (a) Largeur de la brique, (b) Longueur de la brique, (c) Longueur de la brique avec des bords libres.	126
3.31 (a) Comparaison entre les valeurs moyennes de résistance au cisaillement des spécimens sollicités par la longueur et la largeur. (b) Comparaison entre les valeurs moyennes de résistance au cisaillement des spécimens sollicités par la longueur avec différentes conditions aux limites.	128
3.32 Les courbes contraintes-glissements d'échantillons sollicités par la longueur et la largeur. (b) La forme de rupture des essais de cisaillement sur triplets.	128
3.33 Montage d'un essai de cisaillement sur un doublet de tesson séparé par le mortier-colle.	129
3.34 Comparaison entre les valeurs moyennes de résistance au cisaillement des doublets de tesson sollicités selon la longueur et la largeur.	130
3.35 (a) Les différentes configurations des échantillons de caractérisation de l'interface en cisaillement. (b) Les éprouvettes lors de l'essai.	131
3.36 La relation entre les contraintes normales et tangentielles à l'interface obtenue par l'essai de compression avec joint incliné pour (a) Brique A, (b) Brique B.	132

3.37 Les valeurs moyennes de la raideur tangentielle $K_s$ obtenues par les deux configurations d'essai pour (a) Brique A et (b) Brique B.	133
3.38 (a) Les courbes contraintes-glissements pour la brique B, (b) La forme de rupture en glissement d'essai de compression avec joint incliné.	133
3.39 Dispositif d'essai de cisaillement.	135
3.40 (a) Les valeurs moyennes de la résistance au cisaillement pour les deux configurations de sollicitation des briques A et B. (b) Les valeurs moyennes de la rigidité au cisaillement pour les deux configurations de sollicitation des deux briques.	135
3.41 Les courbes contrainte-glissement d'essai de cisaillement sur triplet d'alvéoles selon les deux configurations pour (a) Brique A et (b) Brique B.	136
3.42 Forme de rupture au cisaillement de triplet d'alvéoles de la brique B.	137
3.43 Les valeurs de glissement avant et lors de la rupture obtenue après le traitement d'image pour (a) configuration 1 - sollicitation selon la longueur et (b) Configuration 2 - Sollicitation selon la largeur de la brique A.	137
3.44 (a) Les échantillons lors de surfacage. (b)-(c) Les échantillons après les découpes et avant le montage. (d) Les triplets après le montage.	139
3.45 Le dispositif d'essai de cisaillement à l'échelle de groupes d'alvéoles pour (a) Brique A et (b) Brique B.	139
3.46 (a) Les valeurs moyennes de la résistance au cisaillement selon les deux directions de sollicitation pour les briques A et B. (b) Les valeurs moyennes de la raideur au cisaillement selon les deux directions de sollicitation pour les briques A et B.	140
3.47 Les valeurs de glissement avant la rupture obtenue après le traitement d'image pour les briques A et B (a-b) configuration 1 - sollicitation selon la largeur et (c-d) Configuration 2 - Sollicitation selon la longueur.	141
3.48 Les courbes contrainte-glissement d'essai de cisaillement sur triplet des groupes d'alvéoles selon les deux configurations pour (a) Brique A et (b) Brique B.	142
3.49 La forme de rupture d'essai de cisaillement pour les briques A et B.	142
3.50 Les courbes Contraintes-déformations obtenues à partir des essais de compression à différentes températures pour des montages (a) Brique A, (b) Mortier B.	144
3.51 Comparaison des valeurs moyennes de la résistance en compression à différentes températures (montage avec JM, Tesson) pour (a) Brique A et (b) Brique B.	144
3.52 Comparaison des valeurs moyennes du module de Young à différentes températures (montage avec JM, Tesson) pour (a) Brique A et (b) Brique B.	145
3.53 Evolution des valeurs moyennes de la résistance en compression et du module de Young avec la température pour des montages et des tessons pour (a) Brique A et (b) Brique B.	146
3.54 L'évolution des valeurs moyennes du module de Young relatives obtenue par des échantillons $10 \times 10 \times 10 \text{ mm}^3$ et le module de Young du mortier calculé à partir d'un assemblage à différente température (a) Mortier A, avec $E_m(\text{cal})=730 \text{ MPa}$ et $E_m=1211 \text{ MPa}$ , (b) Mortier B, avec $E_m(\text{cal})=400 \text{ MPa}$ et $E_m=950 \text{ MPa}$ .	147

3.55 Evolution des valeurs moyennes de la résistance en compression et du module de Young résiduelles et à chaud pour des montages de (a) Brique A et (b) Brique B. . . . .	148
3.56 Echantillon chauffé jusqu'à 800°C puis refroidi (a) Avant l'essai. (b) Après la rupture. . . . .	148
3.57 (a) Le moule spécifique pour les échantillons de flexion, (b) Les échantillons préparés pour l'essai de flexion à l'échelle du tesson. . . . .	149
3.58 (a) Les échantillons à la position d'essai. (b) Rupture de l'échantillon. . . . .	150
3.59 Evolution des valeurs moyennes de la résistance en flexion avec la température pour des montages de (a) Brique A où $R_f(25^\circ\text{C})= 2.62$ MPa et (b) Brique B avec $R_f(25^\circ\text{C})=2.45$ MPa. . . . .	151
3.60 Les éprouvettes préparées pour les essais d'arrachement (disque et croix). . . . .	152
3.61 Dispositif d'essai d'arrachement-Disque. . . . .	153
3.62 Dispositif d'essai d'arrachement-Croix. . . . .	153
3.63 Comparaison entre les valeurs moyennes des résistances à l'arrachement obtenues par les différentes configurations à température ambiante pour les briques A et B. . . . .	154
3.64 Evolution des valeurs moyennes de la résistance à l'arrachement avec la température pour des montages de (a) Brique A (b) Brique B. . . . .	155
3.65 Les formes de rupture dans les essais d'arrachement. . . . .	155
3.66 Evolution des valeurs moyennes de la raideur $K_n$ avec la température pour des montages de (a) Brique A avec $K_n(25^\circ\text{C})=65$ MPa/mm (b) Brique B avec $K_n(25^\circ\text{C})=29.2$ MPa/mm. . . . .	156
3.67 (a) Le dispositif d'essai de cisaillement. (b) la rupture en glissement. . . . .	157
3.68 Evolution des valeurs moyennes de la résistance au cisaillement avec la température pour des montages de (a) Brique A avec $t_s(25^\circ\text{C})=2.5$ MPa (b) Brique B avec $t_s(25^\circ\text{C})=2.2$ MPa. . . . .	158
3.69 Evolution des valeurs moyennes de la raideur $K_s$ avec la température pour des montages de Brique B avec $K_s(25^\circ\text{C})=8$ MPa/mm. . . . .	158
4.1 Schéma de transfert de chaleur dans une brique alvéolaire. . . . .	162
4.2 Problème thermomécanique générique. . . . .	165
4.3 Les positions des thermocouples pour (a) Brique A et (b) Brique B. . . . .	168
4.4 Comparaison entre essai et calcul des évolutions de la température dans les parois pour (a) Brique A et (b) Brique B. . . . .	170
4.5 Isovaleurs de la température à la fin d'essai dans les briques (a) Brique A et (b) Brique B. . . . .	171
4.6 Les différentes approches de modélisation de maçonnerie : (a) approche micro détaillée, (b) approche micro simplifiée, (c) approche macro échelle [7]. . . . .	172
4.7 Les directions de la brique . . . . .	174
4.8 Les différents critères d'endommagement du joint avec les essais expérimentaux associés pour identifier leurs paramètres. . . . .	176
4.9 Les conditions aux limites sur une brique chargée uniformément et exposée au feu d'un côté. . . . .	179
4.10 Variation du coefficient de dilatation thermique avec la température [104]. . . . .	180

4.11 La déformée et le déplacement hors plan de la brique A et B.	182
4.12 Les distributions des contraintes principales maximale et minimale $\sigma_I$ et $\sigma_{III}$ à 15 minutes de la brique A.	183
4.13 Les distributions de la contrainte principale maximale et minimale $\sigma_I$ et $\sigma_{III}$ à 30 minutes de la brique B.	184
4.14 Les points critiques choisis pour analyser les distributions des contraintes pour (a) Briques A et (b) Brique B.	184
4.15 L'évolution temporelle des contraintes principales et dans le plan sur la face exposée au feu (Point B) dans les deux briques.	185
4.16 L'évolution temporelle des contraintes principales minimales (en valeur absolue) et de la température des points A, B et C sur la face exposée au feu pour (a) Brique A et (b) Brique B.	186
4.17 L'évolution temporelle des contraintes principales maximales des points A', B' et C' sur la paroi exposée au feu pour (a) Brique A et (b) Brique B.	187
4.18 La distribution des contraintes principales maximales dans la largeur de la brique sur la paroi transversale pour (a) Brique A et (b) Brique B.	187
4.19 L'évolution temporelle des contraintes principales maximales des points A' et C' sur la paroi exposée au feu pour (a) Brique A et (b) Brique B.	188
4.20 Isovaleurs des contraintes principales maximales ainsi que les zones endommagées dans la brique A à t= 5 minutes	189
4.21 Isovaleurs des contraintes principales maximales ainsi que les zones endommagées dans la brique A à t= 7 minutes	190
4.22 Isovaleurs des contraintes principales maximales ainsi que les zones endommagées dans la brique A à t= 9 minutes	191
4.23 Les zones endommagées à la fin d'essai dans (a) Brique A (34 minutes) et (b) Brique B (43 minutes).	192
4.24 (a) L'évolution temporelle des contraintes principales maximales du point C' de la brique A dans les deux cas. (b) Les zones endommagées à la fin d'essai dans les deux cas.	194
4.25 Les différentes formes des jonctions.	195
4.26 (a) L'évolution de la température dans la largeur de la brique pour les 3 configurations. (b) L'évolution temporelle des contraintes principales maximales du point P sur l'intersection de la paroi externes avec la paroi transversale dans les 3 configurations.	195
4.27 Les zones endommagées de la brique exposée au feu avec différentes formes de jonction capturées à 17 minutes et à la fin de l'essai.	196
4.28 (a) L'évolution de la température dans la largeur de la brique pour différentes épaisseurs de la paroi transversale (b) L'évolution temporelle des contraintes principales maximales du point A' sur l'intersection de la paroi externes avec la paroi transversale pour les différentes configurations.	197

4.29 Les zones endommagées de la brique exposée au feu avec différentes épaisseurs de la paroi transversale capturées au moment du premier écaillage. . . . .	198
4.30 (a) Les conditions aux limites appliqués, (b) La déformée et le déplacement hors plan de la brique A et B. . . . .	201
4.31 L'évolution temporelle des contraintes normales et du cisaillement pour (a) Joint A et (b) Joint B. (c) et (d) les zones endommagées dans l'assemblage pour les briques A et B. . . . .	202
4.32 Les distributions des contraintes principales maximale et minimale $\sigma_I$ et $\sigma_{III}$ avant la rupture (autour de 7 minutes). . . . .	204
4.33 Les zones endommagées par écrasement et par détachement du muret et l'évolution temporelle de la contrainte principale ainsi que la valeur limite correspondante à la température simulée. (a) contrainte principale minimale (b) contrainte principale maximale . . . . .	205
4.34 (a) La déformée et le déplacement hors plan du muret. (b) L'évolution temporelle des contraintes normales et du cisaillement du joint. . . . .	206
4.35 (a) Configuration du mur lors d'essai au feu. (b) Configuration de modélisation. . . . .	208
4.36 (a) La déformée et le déplacement hors plan du mur à 15 minutes. (b) L'évolution temporelle du déplacement $U_y$ au centre du mur et à 2/3 de sa hauteur. . . . .	209
4.37 Les distributions des contraintes principales maximales et minimales $\sigma_I$ et $\sigma_{III}$ avant la rupture. . . . .	210
4.38 (a) Les zones endommagées du mur à 15 minutes. (b) L'évolution temporelle des contraintes principales sur les parois transversales de la brique située sur les rangées 1, 4 et 9. . . . .	211
4.39 (a) L'évolution de la température durant l'essai expérimental pour la brique située au 6 <sup>me</sup> rang. (b) L'évolution temporelle des contraintes principales sur les parois transversales de la brique située au 6 <sup>me</sup> rang. par calcul . . . . .	212
4.40 (a) L'évolution temporelle des contraintes principales sur les 4 premières parois de la brique située au centre du mur. (b) L'évolution des contraintes de cisaillement ainsi que les contraintes normales du joint. . . . .	212
II.1 Dimensions et distribution des contraintes normales de la section transversale 99 . . . . .	xxxvii
IV.1 Les conditions aux limites d'essai de compression. . . . .	xlii
IV.2 (a) Isovaleurs des contraintes principales de la brique A à la force maximale, (b) Les courbes forces déplacement obtenues par l'essai de compression et le calcul pour la brique A. . . . .	xliii
IV.3 (a) Isovaleurs des contraintes principales de la brique B à la force maximale, (b) Les courbes forces déplacement obtenues par l'essai de compression et le calcul pour la brique B. . . . .	xliiii
IV.4 Les conditions aux limites des essais de compression à l'échelle du mini-muret. . . . .	xliv
IV.5 (a) Les zones endommagées de l'éprouvette (b) Les courbes force déformation obtenues par le calcul et les essais expérimentaux. . . . .	xlvi
IV.6 Les conditions aux limites d'essai de compression sur muret. . . . .	xlvii
IV.7 (a) Les zones de rupture par écrasement des éprouvettes. (b) Les courbes contraintes déformations obtenues par le calcul. . . . .	xlviii

IV.8 (a) Les zones de rupture par écrasement des éprouvettes. (b) Les courbes contraintes dé-	
formations obtenues par le calcul. . . . .	xlvi
IV.9 Les conditions aux limites, les isovaleurs des contraintes de cisaillement ainsi que les zones	
de rupture dans les éprouvettes associées à la brique A. . . . .	1
IV.10 Les conditions aux limites, les isovaleurs de déplacement, des contraintes de cisaillement	
ainsi que les zones de rupture dans les éprouvettes associées à la brique B. . . . .	1
IV.11 Les courbes Forces déplacements obtenues par les essais expérimentaux et par le calcul	
pour (a) Brique A, (b) Brique B. . . . .	li



## LISTE DES ANNEXES

<b>Annexe I :</b>	<b>Modes propres de vibration de flexion d'une poutre</b>	... xxxii
<b>Annexe II :</b>	<b>Analyse de l'effet du comportement bi-module</b>	... xxxvii
<b>Annexe III :</b>	<b>Temps de chauffe et vitesse de chauffe</b>	... xl
<b>Annexe IV :</b>	<b>Modélisation numérique des essais mécaniques à plusieurs échelles</b>	... xli



## INTRODUCTION GÉNÉRALE

La maçonnerie en briques est utilisée depuis des siècles. Elle représente encore aujourd'hui une partie indispensable dans le domaine de la construction, avec de nouveaux défis techniques dans la conception de briques pour répondre à des besoins et exigences en évolution.

Les techniques de construction utilisant des éléments de maçonnerie présentent de nombreux avantages, que les professionnels du secteur exploitent à leur profit : performances mécaniques, grande durabilité, réduction du temps d'exécution, isolation acoustique et thermique, réduction significative des ponts thermiques. Afin de répondre aux impératifs sans cesse croissants en matière de sécurité, de confort et de coût, de nombreux travaux de recherche sont menés sur le comportement mécanique des maçonneries. En particulier, les recherches menées sur l'étude des performances au feu de la maçonnerie restent un sujet d'actualité.

L'étude de la performance au feu des murs en brique n'est actuellement réalisée en France que par des essais de laboratoire portant sur des configurations standards et relativement simples. Les résultats de chaque essai sont tributaires de la configuration particulière étudiée (composition et forme géométrique des éléments de maçonnerie, composition de mortier, dimensions de mur, combinaison de charge mécanique, isolant rapporté, couche d'enduit, etc.).

Ainsi, l'extrapolation de résultats d'essais à des configurations non testées ou bien à des configurations plus complexes que celles du test standard s'avère souvent inopérante. Qui plus est, les coûts élevés des essais ne permettent pas de rendre suffisamment exhaustive l'étude expérimentale de la tenue au feu à l'échelle du mur.

En outre, la réglementation technique en vigueur (Eurocodes) n'autorise que des approches prescriptives d'évaluation de la résistance au feu des structures en maçonnerie (EC6) alors qu'elle prévoit le recours à des approches performantielles basées sur des méthodes avancées pour les structures en béton, métalliques et en bois (EC2, EC3 et EC5). Cependant, les approches prescriptives ne permettent pas ou peu de prendre en compte de façon rationnelle les évolutions et innovations dans des systèmes constructifs de plus en plus complexes.

Ainsi, un enjeu majeur pour l'ingénierie et l'industrie de la maçonnerie en terre cuite est de développer des modèles avancés robustes d'étude de la résistance au feu, dans un cadre prénormatif devant permettre in fine l'évolution de la réglementation vers des approches performantielles. Afin de répondre à ces enjeux, le Centre Technique de Matériaux Naturels de Construction CTMNC est engagé, depuis 2005, dans un programme de recherche et développement (R & D), faisant l'objet de partenariats académiques à l'échelle nationale et avec des centres techniques européens.

Une première campagne expérimentale conséquente a été menée à différentes échelles d'analyse : l'échelle permettant de caractériser les comportements intrinsèques des matériaux constitutifs (notamment de la terre cuite et du mortier traditionnel encore couramment utilisé à l'époque) ; l'échelle de l'alvéole élémentaire extraite des briques permettant d'évaluer leur effet structural ; celle de l'assemblage de quelques blocs pour analyser les interactions entre la terre cuite et les mortiers, et enfin l'échelle du mur porteur ou non-porteur complet, monté au mortier traditionnel.

Ces investigations ont permis de mieux comprendre le comportement des constituants, leurs interactions selon le mode constructif utilisé, en faisant ressortir les paramètres principaux influençant le comportement du mur sous incendie, avec en particulier un focus sur le risque d'écaillage.

Ces travaux expérimentaux ont été complétés par des travaux de modélisation réalisés dans le cadre d'une thèse soutenue en 2009 qui a permis d'élaborer un outil d'analyse avancée de la résistance au feu de murs porteurs ou non porteurs en terre cuite montés avec des joints traditionnels [104]. En particulier, cet outil opérationnel a permis au CTMNC de réaliser de nombreuses études paramétriques pour analyser l'occurrence du phénomène d'écaillage sous incendie et en évaluer le risque sur différentes configurations de murs avec des joints traditionnels. Les confrontations aux résultats expérimentaux ont été probantes.

Pour accompagner l'essor de la construction avec des murs porteurs en briques de terre cuite montés aux joints minces, une seconde campagne d'essais de résistance au feu a été réalisées à l'échelle du mur montrant des propriétés de résistance, des mécanismes de dégradation et une occurrence de l'écaillage totalement différents de ceux observés sur les murs porteurs montés à joints traditionnels [79, 80, 82]. Les mécanismes qui conduisent à un tel contraste entre les deux familles de murs restent complexes et difficiles à déconvoluer. Jusqu'à présent, très peu d'études ont été réalisées afin de déterminer de façon fiable les paramètres influençant le comportement au feu du mur en maçonnerie monté avec des joints minces et les mécanismes à l'origine des comportements observés. Le besoin de comprendre le comportement des structures en maçonneries exposées au feu et la prédiction de leur résistance au feu, devient majeur.

Pour cela, l'objectif de ce travail est de mieux comprendre les phénomènes thermomécaniques de constituants du mur monté au joint mince afin de comprendre les mécanismes de déformation et de dégradation et les caractériser expérimentalement. Cette compréhension est importante pour proposer une modélisation multi-échelle, adaptée aux murs au joint mince, afin de prédire le comportement au feu de ces murs.

---

## Organisation du mémoire

Le comportement au feu des murs en maçonneries dépend du comportement de leurs composants élémentaires, tels que briques, joints et revêtements. De ce fait, il est nécessaire de le considérer à différentes échelles (de l'échelle du matériau intrinsèque à celle, réelle, du mur), puis de faire des simulations numériques, à des fins de modélisation. Le travail de recherche de cette thèse consiste à étudier le comportement à froid et à chaud des composants de mur tels que les briques alvéolaires et le mortier-colle et leur interface.

Le chapitre 1 de cette thèse est consacré à une synthèse bibliographique portant essentiellement sur trois axes : la première partie est dédiée aux composants d'un mur en briques et leurs comportements thermo-mécaniques, la deuxième partie porte sur les méthodes de caractérisation de l'interface (brique/mortier) et la troisième partie comporte les travaux expérimentaux et numériques permettant de caractériser la résistance au feu des murs en briques.

Le chapitre 2 se focalise sur des études expérimentales permettant de déterminer les propriétés à froid et à haute température des matériaux constitutifs. Une compréhension de l'anisotropie de la terre cuite sera également saisie grâce aux différents techniques statiques et dynamiques utilisées. Ces études ont été réalisées au sein du CTMNC. Il s'agit principalement des essais sur des éprouvettes à l'échelle du matériau pour déterminer le comportement du matériau à température ambiante et à haute température. Ces analyses seront utilisées par la suite pour établir les modèles théoriques du comportement du matériau, afin d'alimenter les calculs numériques.

Le chapitre 3 est consacré aux études expérimentales des propriétés à froid et à haute température des joints. Pour cela, des essais de compression, de traction directe et de cisaillement ont été réalisés sur des sandwichs brique/mortier/brique à différentes températures à l'échelle du tesson. Cette étude est complétée par des essais de compression et de cisaillement à l'échelle intermédiaire (Groupes d'alvéoles) à température ambiante. Ces essais ont pour but de valider la loi de comportement du joint.

Le chapitre 4 est dédié à une présentation de la loi de comportement de la brique et du joint. En effet, les résultats obtenus à partir des analyses expérimentales réalisées au cours de ces travaux de thèse et présentées dans les chapitres 2 et 3 nous ont permis de structurer les approches de modélisation et de construire les modèles de comportement du matériau. Enfin, les résultats de calcul seront comparés aux résultats expérimentaux à plusieurs échelles.

Les conclusions générales avec les perspectives identifiées suite à ce travail seront finalement présentées en fin de manuscrit.

# CHAPITRE 1

## ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

### 1.1 Introduction

La maçonnerie en terre cuite est l'une des techniques de construction des plus anciennes et des plus répandues ; elle a été et est encore utilisée à diverses fins de construction. La maçonnerie est constituée de blocs et de mortier. Ces constituants ont leurs propres propriétés mécaniques. Leur géométrie et leur disposition peuvent varier pour former différents types d'assemblages d'éléments de maçonnerie. De par le comportement de ses matériaux constitutifs et leur assemblage, la maçonnerie est donc un système constructif hétérogène et anisotrope. Ces propriétés rendent complexe toute analyse d'ensemble du comportement structurel de la maçonnerie sans en étudier séparément chacun des composants ainsi que leur assemblage.

Dans ce chapitre, les composants d'un mur en briques et leur comportement thermomécanique sont brièvement présentés. Ensuite, nous présentons un état de l'art sur les méthodes de caractérisation de l'interface (joint) brique/mortier. Enfin, nous présentons des travaux expérimentaux et numériques dédiés à la caractérisation de la résistance au feu de murs en briques.

### 1.2 La brique de terre cuite

De nos jours, la brique en terre cuite peut combiner des fonctions structurelles (cas de murs porteurs), d'isolation thermique et phonique ainsi que d'étanchéité contre la propagation de feu en cas d'incendie.

#### 1.2.1 Généralités et techniques de fabrication

L'argile est le matériau de base utilisé dans la fabrication des produits de terre cuite. Un grand nombre de roches sont regroupées sous le nom d'argile. Parfois, les argiles naturelles présentent une plasticité excessive ou des caractéristiques particulières qui engendrent des difficultés de fabrication (forte eau de façonnage, séchage lent et retrait de séchage important) [74].

Il est alors important de modifier leur comportement en mélangeant différentes argiles et/ou en ajoutant, dans des proportions différentes, des éléments inertes (non plastiques) appelés "dégraissants" (sable quartzeux, argile cuite broyée appelée "chamotte", laitier granulé de haut fourneau, etc.). Ces dégraissants permettent de modifier la plasticité de l'argile, ce qui la rend plus apte au façonnage et facilitent également le séchage et la cuisson des produits [74].

Outre les argiles et les dégraissants, il est parfois utile d'ajouter des composants spéciaux aux mélanges de fabrication comme le bioxyde de manganèse, l'oxyde de titane, le carbonate de baryum, le calcaire finement broyé, le carbonate de sodium et les phosphates etc. De plus, les fabricants de briques cherchent à améliorer la performance thermique de leurs produits. De ce fait, certains fabricants ajoutent des matières combustibles (telles que de la sciure de bois, les déchets végétaux (paille, ...), les déchets organiques, ou de la poudre de charbon, ...) à leur mélange [13, 15, 21, 23, 47].

Lors de la cuisson de l'argile, la présence de ces additifs permet de former des bulles d'air et donc des pores dans la brique. Certes, ce procédé assure une meilleure isolation thermique mais il réduit sa résistance mécanique à la compression et sa résistance au feu. Pour cela, une optimisation est nécessaire pour trouver le meilleur compromis. La fabrication de la terre cuite implique plusieurs étapes : la préparation de la pâte, le façonnage, le séchage et la cuisson (Figure 1.1).

Le but de la préparation consiste à obtenir une pâte ayant une plasticité et une homogénéité suffisantes pour pouvoir façonner, sécher et cuire les produits dans des conditions optimales. Pour atteindre une pâte convenable, plusieurs opérations sont requises : dosage des constituants (argiles de différentes caractéristiques, dégraissants, etc.), fragmentation et broyage de l'argile avec évacuation des impuretés, réalisation des mélanges, humidification et homogénéisation de ces mélanges.

En général, il existe deux principaux processus utilisés pour façonner les produits en terre cuite : l'extrusion et le pressage. La forme des briques alvéolaires est obtenue en faisant passer le mélange d'argile sous pression à travers une filière située à l'extrémité d'une extrudeuse. A ce stade, lorsque les pâtes d'argile sont déformées dans l'extrudeuse, les taux de déformation locaux sont très différents selon la position dans la filière et le débit. En effet, Il y a un glissement relatif entre les différentes couches d'argile (en contact avec le corps de l'extrudeuse, sur l'hélice) et un cisaillement relatif entre ces couches. Ce qui conduit à un produit très anisotrope.

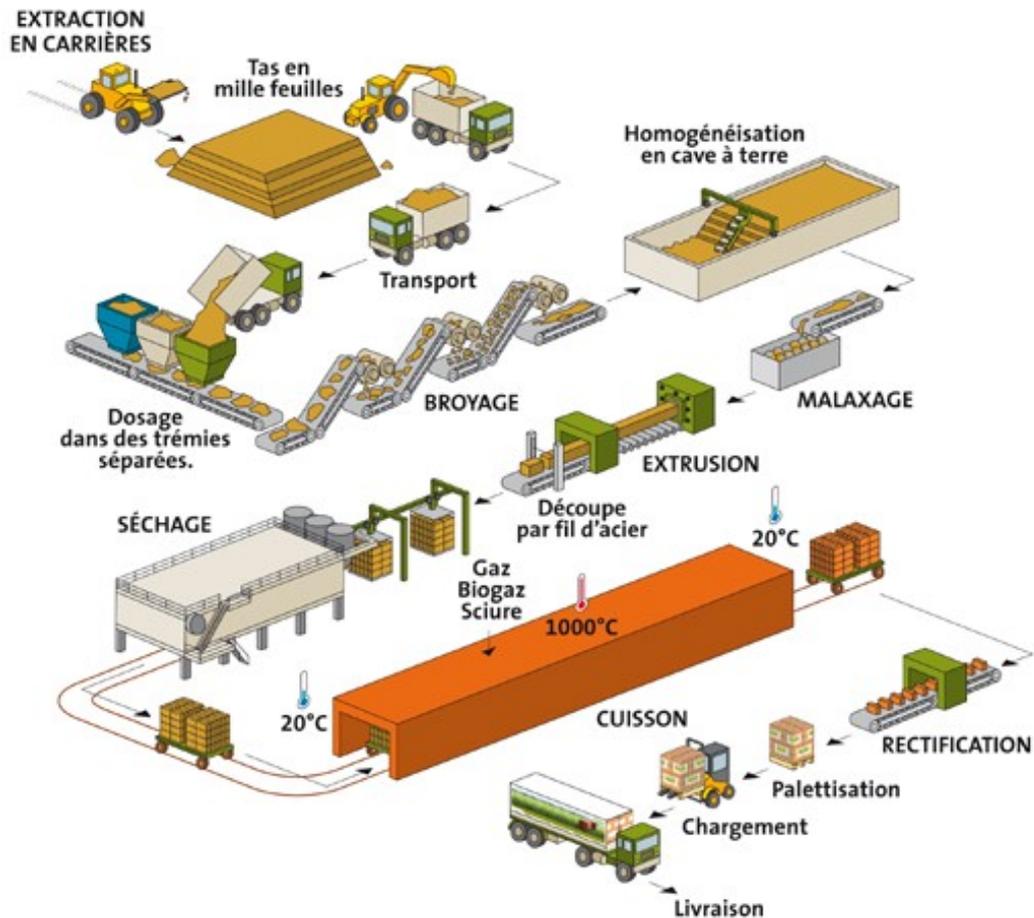


Figure 1.1 – Etapes de fabrication de briques en terre cuite [131].

Le séchage a pour rôle d'éliminer l'eau qui a donné à l'argile la plasticité nécessaire au façonnage. Les produits doivent être suffisamment secs pour être cuits dans de bonnes conditions. En sortant du séchoir, les produits ne possèdent pas encore leurs véritables qualités céramiques. Afin de donner aux produits leurs caractéristiques définitives (stabilité, résistance mécanique, etc.), il est nécessaire de les cuire et de les maintenir pendant un temps suffisant à une température élevée (900 à 1150°C). Ce traitement change fondamentalement la composition initiale en causant, d'une part la destruction des minéraux argileux composant la matière première, et d'autre part la formation de nouveaux constituants ayant une très grande stabilité physico-chimique [22, 74].

En France, il existe plusieurs types de briques : les briques pleines ou perforées qui sont utilisées en façade et les briques alvéolaires qui servent à la réalisation de murs porteurs et de murs extérieurs enduits (Figure 1.2). La présence d'alvéoles a pour effet d'emprisonner l'air et donc d'augmenter significativement les performances thermiques et acoustiques de ce type de brique. Ces briques alvéolaires se divisent en briques à perforations horizontales (les perforations sont parallèles au plan de pose) et en briques à perforations verticales (les perforations sont perpendiculaires au plan de pose). Dans cette thèse, nous nous intéressons uniquement à la brique alvéolaire de structure à perforation verticale.

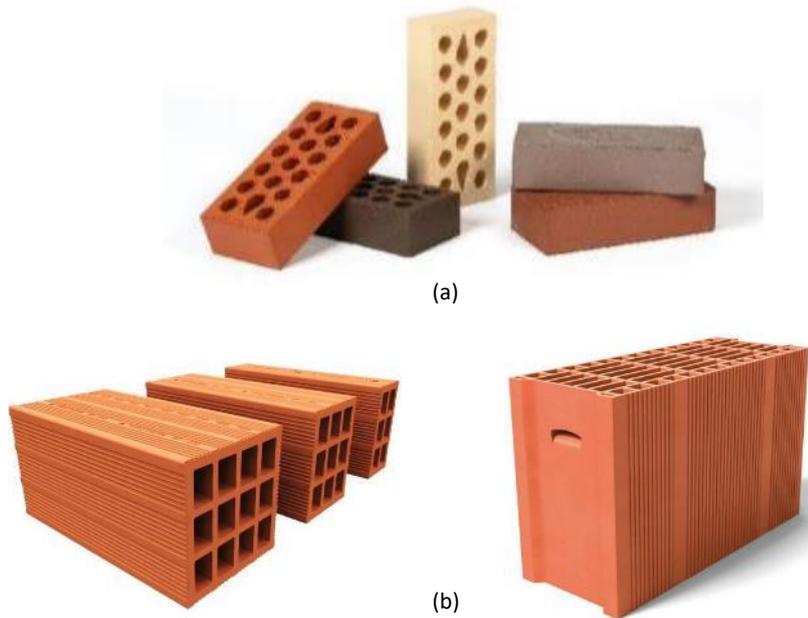


Figure 1.2 – Différents types de briques en France. (a) Briques pleines et perforées, (b) Les briques alvéolaires à perforation horizontale et verticale.

### 1.3 Les études expérimentales sur la terre cuite

Dans cette section, nous présentons les études expérimentales citées dans la littérature pour caractériser le comportement intrinsèque de la terre cuite. Dans le cadre de notre étude sur le comportement au feu des murs en maçonnerie, il est pertinent de se focaliser sur les propriétés physico-chimiques, thermiques et mécaniques de la terre cuite et leur évolution avec la température.

#### 1.3.1 Propriétés physico-chimiques de la terre cuite

Plusieurs réactions et modifications physico-chimiques se produisent quand la structure est exposée au feu, ceci peut modifier les caractéristiques thermiques et mécaniques. Afin de comprendre ces modifications et les changements de masse, l'analyse thermique est un besoin. Cette étude s'agit de l'analyse thermique différentielle (ATD) et de l'analyse thermogravimétrique (ATG). Le principe de l'ATD consiste à suivre l'évolution de la différence de température entre l'échantillon étudié et un corps témoin inerte. L'analyse thermogravimétrique (ATG) consiste à mesurer la variation de masse [119].

Dans la littérature, l'analyse thermique de la pâte d'argile de la brique et de leurs matières premières avant cuisson est largement étudiée [13, 53, 133, 143]. Par contre, peu d'études sont trouvées sur les analyses thermiques de la terre cuite extraite d'une brique alvéolaire. Le CTMNC [35], Nguyen et al. [103] et Charai et al. [31] ont réalisés des analyses ATD et ATG, sur des éprouvettes extraites de briques alvéolaires. Ces analyses montrent plusieurs réactions et transformations physicochimiques, lors de l'augmentation de la température (Figure 1.2).

Il convient de noter que la vitesse de chauffage utilisée dans ces analyses est de l'ordre de 200°C/h pour les travaux de Nguyen et al. [103] et 500°C/h pour ceux de CTMNC [35]. En revanche, la vitesse de chauffage dans les travaux de Charai et al. [31] est de l'ordre de 1200°C/h. Les résultats montrent que la perte de masse totale de la terre cuite est de 1 à 4%, ce qui souligne la grande stabilité thermique des briques en terre cuite.

En effet, nous constatons à partir de ces résultats que la vitesse de chauffage n'affecte pas la perte de masse totale de la terre cuite. Cette perte de masse est en principe obtenue par la vaporisation de l'eau adsorbée et par la décarbonation. Comme le matériau terre cuite a déjà été cuit lors de sa fabrication, l'eau provient donc de l'humidité de l'air ambiant. En raison de sa faible quantité, la masse peut être considérée comme constante avec la température.

Le tableau 1.1 montre les plusieurs réactions et transformations physicochimiques, au cours de l'augmentation de la température observées dans les travaux de Nguyen et al. [103]. Nous remarquons que le phénomène de déshydratation est observé beaucoup plus tard dans le travail de Charai et al. [31] par rapport aux résultats obtenus par CTMNC [35] et Nguyen et al. [103].

Ceci peut être lié à la vitesse de chauffage qui est 6 fois plus élevée. Plus précisément, à faible vitesse de chauffage, le matériau a plus de temps pour réagir et réaliser chaque phénomène physico-chimique, ce qui n'est pas le cas à une vitesse plus élevée. De plus, nous observons que la décarbonation est observée plus tôt (vers 675°C) dans les résultats de CTMNC par rapport à ceux de Nguyen et al. [103]. Il est à noter que cette transformation peut avoir des influences importantes sur les caractéristiques mécaniques. Il convient de remarquer que la rigidité du matériau peut baisser à cause de la faiblesse de chaux et de magnésie. De fait, il est vrai que ces différences dépendent principalement de la composition chimique de la terre cuite, mais aussi des conditions d'essai (taux de montée en température, état de saturation de l'échantillon, température de cuisson...) [31].

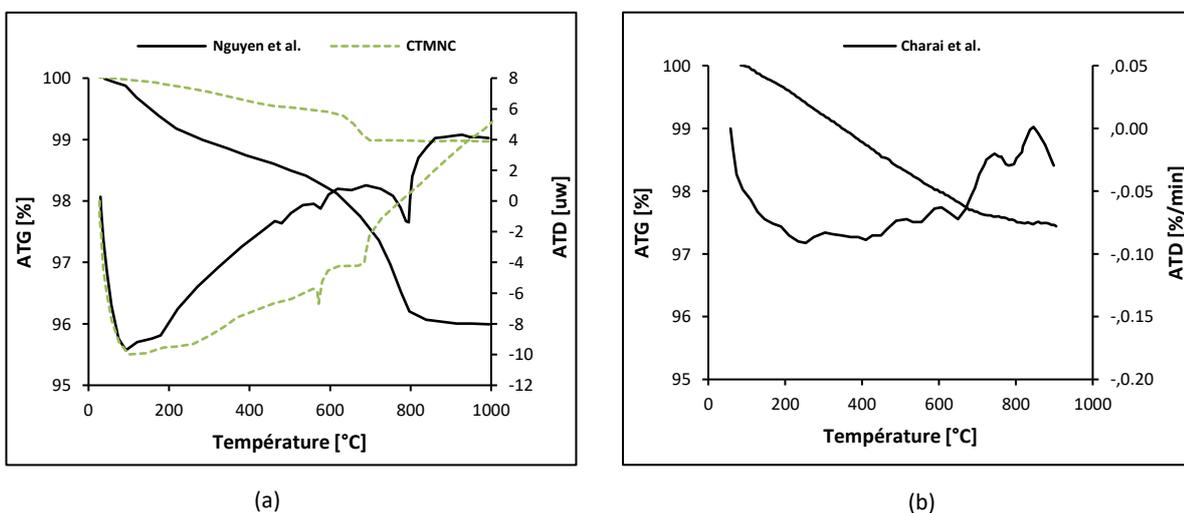


Figure 1.3 – Courbe ATD/ATG d'un échantillon extrait de la brique alvéolaires dans les travaux (a) CTMNC et Nguyen et al. [35, 103] et (b) Charai et al. [31].

Température [°C]	Transformations
95°C-105°C	L'eau zéolitique part
478°C	Il y a une réaction endothermique correspondant probablement à une réaction allotropique d'un des matériaux constituant de l'argile
575°C	La transformation allotropique du quartz $\alpha$ en quartz $\beta$ entraîne une réaction endothermique
791°C	Une réaction endothermique et une importante perte de masse. Ces réactions sont dues à la décarbonatation résiduelle entraînée par la décomposition du carbonate de calcium et du carbonate de magnésium.
900°C	La décristallisation de la mullite entraîne une réaction exothermique.

Tableau 1.1 – Les plusieurs réactions et transformations physicochimiques, au cours de l'augmentation de la température observées dans les travaux de Nguyen et al [103].

### 1.3.2 Propriétés thermiques de la terre cuite

#### 1.3.2.1 La conductivité thermique à chaud

La conductivité thermique  $\lambda$ , caractérise la facilité de transfert de la chaleur dans la matière. Elle dépend des matériaux constitutifs, de la densité, de la porosité et de la température [74]. La conductivité thermique à température ambiante est dans l'intervalle de  $0.35$  à  $1.5 \text{ W.m}^{-1}.\text{K}^{-1}$ .

Lorsque la température augmente, des réactions chimiques et physiques ainsi que des changements de phase se produisent, entraînant une variation de la conductivité thermique. De plus, à haute température, le transfert radiatif à l'intérieur du corps est important, modifiant ainsi la conductivité de l'ensemble du matériau [74, 103]. Cette variation de conductivité peut être obtenue expérimentalement par des méthodes directes ou indirectes.

Il existe dans la littérature une méthode indirecte pour mesurer l'évolution de la conductivité thermique en fonction de la température de la brique alvéolaire [103], elle consiste à imposer un flux à une face de la brique (face chaude), en laissant la face opposée libre thermiquement (face froide). Les faces supérieure et inférieure de la brique sont isolées, de sorte que le transfert de chaleur soit considéré comme unidirectionnel de la face chaude à la face froide (Figure 1.4a).

Les résultats montrent que la conductivité thermique reste constante jusqu'à 300°C. Ensuite, son évolution présente une phase de diminution jusqu'à environ 800 °C, suivie d'une phase d'augmentation au-delà. Des phénomènes contrôlent l'évolution de la conductivité thermique, conduisant à deux effets distincts [74] :

- La conductivité du matériau d'origine (céramique), qui diminue avec la température.
- Le transfert thermique par rayonnement à l'intérieur des pores, qui contribue lorsque la température dépasse un certain seuil, puis augmente rapidement en raison de la dépendance de  $T^4$ .

Notons que ces résultats sont en contradiction avec la norme EN 1996-1-2 [3] (Figure 1.4b).

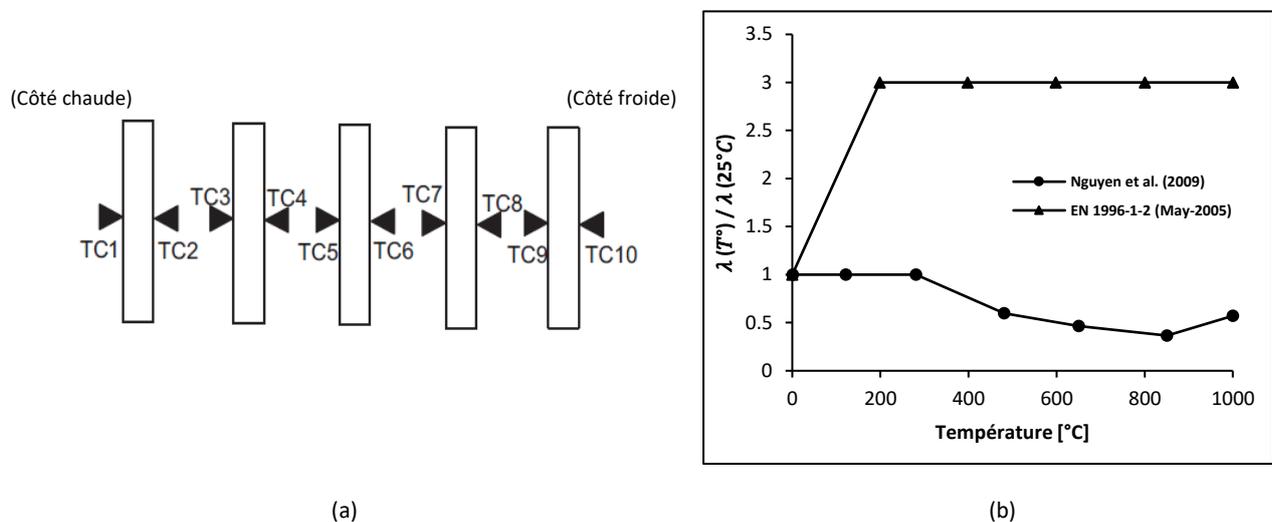


Figure 1.4 – (a) Schéma d'installation des thermocouples pour déterminer les relations des conductivités thermiques aux différentes températures [103] (b) Évolution de la conductivité thermique déterminée par [3], [103]

### 1.3.2.2 La dilatation thermique à chaud

Le coefficient de dilatation thermique  $\alpha_{th}$  mesure la déformation du matériau lorsque la température augmente de 1°C. Les résultats d'essais réalisés au CTMNC sur des échantillons terre cuite de forme cylindrique, de diamètre de 5 mm et de longueur de 50 mm, montrent que le coefficient de dilatation thermique varie entre 3 et 7  $\cdot 10^{-6}\text{°C}^{-1}$  (Figure 1.5a) [34].

La figure 1.5b donne la variation du coefficient de dilatation en fonction de la température trouvée par [103]. Cette figure montre que  $\alpha_{th}$  a une valeur presque constante jusqu'à 350°C

puis une augmentation significative pour atteindre une valeur maximale à une température d'environ  $600^{\circ}\text{C}$ , suivie d'une phase de diminution continue. Cette variation nette est expliquée principalement par la transformation du quartz (du quartz  $\alpha$  au quartz  $\beta$ ), qui se produit à  $575^{\circ}\text{C}$ .

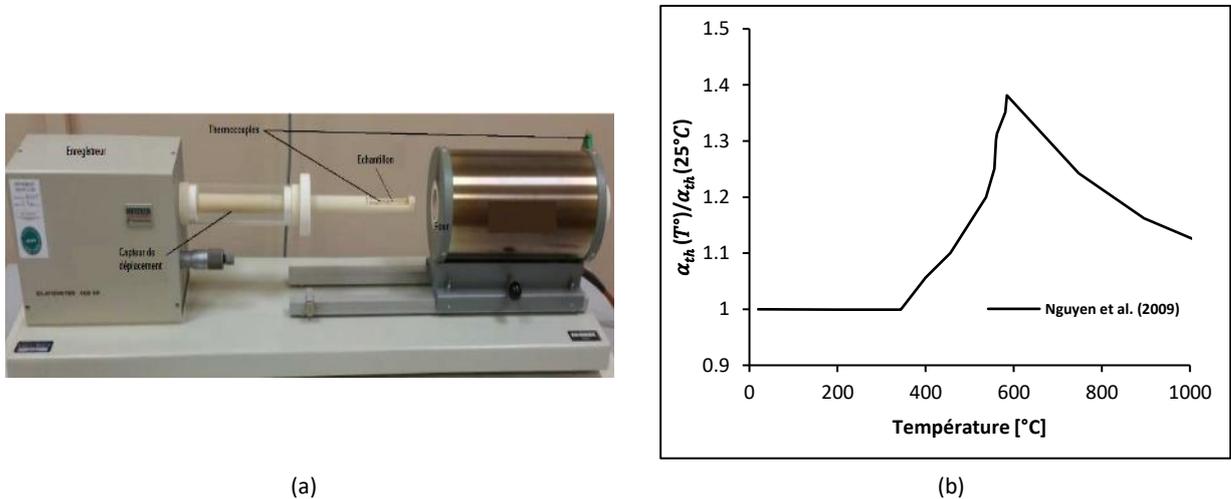


Figure 1.5 – (a) Dispositif d'essai de dilatation thermique. (b) Variation du coefficient de dilatation thermique [103].

### 1.3.2.3 La capacité thermique à chaud

La chaleur spécifique ou capacité thermique  $C_p$  est définie par la quantité de chaleur nécessaire pour augmenter de  $1^{\circ}\text{C}$  la température d'un kg d'une substance. La norme donne la capacité thermique  $C_p$  en fonction de la densité du matériau [33]. La capacité thermique  $C_p$  de la terre cuite varie de  $700$  à  $1200 \text{ W kg}^{-1}\text{K}^{-1}$  selon sa composition chimique et sa structure cristallographique [74].

Néanmoins, l'évolution de  $C_p$  peut dépendre de plusieurs facteurs. Après la cuisson, le matériau est complètement déshydraté. Par la suite, lors du stockage, la vapeur d'eau de l'atmosphère ambiante sera perméable ou absorbée par la phase solide du réseau poreux. En effet, comme l'analyse thermique différentielle montre que malgré les différents phénomènes physico-chimiques qui se produisent lors du chauffage, le plus grand pic endothermique est observé à  $100^{\circ}\text{C}$ ; ce niveau correspond à la température de vaporisation de l'eau physiquement adsorbée [103].

De plus, la norme indique que l'évolution de la capacité thermique présente un pic de valeur significatif ( 3-5 fois  $C_p(T_0)$ ) autour de 100°C [4]. Il est à noter que l'évaporation consomme une quantité d'énergie donnée par la relation suivante (Equation [1.1] [9, 103]) :

$$\Delta C_p^{vapo} = \frac{H_l \times \omega}{2 \times \Delta T} \quad (1.1)$$

où  $H_l = 2257.10^3 \text{ J.kg}^{-1}$  est la chaleur latente d'évaporation de l'eau,  $\omega$  est la teneur en eau,  $\Delta T$  est la moitié de l'intervalle d'évaporation.

Pour les calculs thermiques, l'effet hydrique se prend en compte en modifiant la courbe normative de la chaleur spécifique "C<sub>p</sub> -T" par un calibrage de son pic à 100°C. Nguyen et al. [103] sont basés sur l'équation [1.1]. Ils ont déterminé la teneur en eau du matériau par l'essai ATG, ce qui leur a permis de calculer  $C_p^{vapo}$  puis d'ajuster le pic (5 fois  $C_p(T_0)$ ). D'autre part, Sridi, 2018. [131] ont proposé une expression paramétrique de la capacité thermique en fonction de la température, puis ils ont calibré ses paramètres pour coller au mieux aux résultats expérimentaux. Ils ont constaté, à 100°C, une augmentation d'environ 9 fois la capacité thermique trouvée à température ambiante (Figure [1.6]).

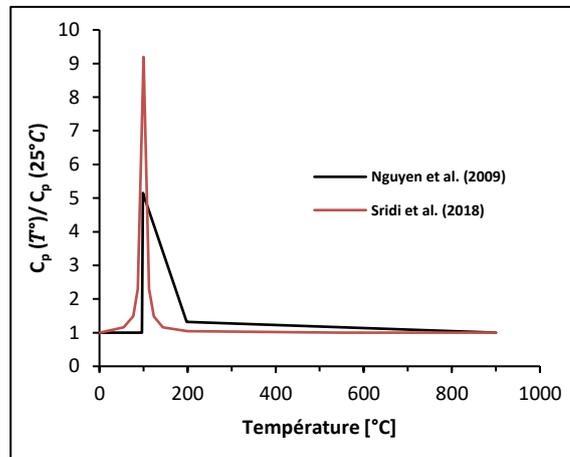


Figure 1.6 – Evolution de la capacité thermique du matériau en terre cuite.

### 1.3.3 Propriétés mécaniques de la terre cuite

#### 1.3.3.1 Résistance en compression

La caractéristique mécanique la plus importante des éléments de maçonnerie et en particulier des briques alvéolaires est la résistance à la compression. Cette propriété indique la qualité de la brique et fournit des informations sur l'adéquation de l'utilisation des briques alvéolaires dans les murs porteurs ou non porteurs. La résistance à la compression des éléments de maçonnerie est obtenue à partir des essais de compression uniaxiale qui peuvent être effectués en force ou en déplacement.

La forme géométrique de la brique alvéolaire rend difficile la détermination expérimentale des propriétés mécaniques intrinsèques du matériau. En effet, il n'est pas possible de fabriquer des tessons correspondant à des éprouvettes de taille standard, telles que des éprouvettes cylindriques en béton, car le processus de fabrication affecte considérablement le comportement intrinsèque du matériau fini, par exemple, la cuisson est modifiée par la géométrie. Les éprouvettes doivent donc nécessairement être prélevées d'après les briques.

Malgré la grande différence entre les propriétés mécaniques d'une brique pleine et celle alvéolaires lié aux méthodes de fabrication [50], le comportement en compression sur des tessons extraits de leur paroi reste fragile ou quasi-fragile [10, 90, 104, 126, 131] (Figure 1.7).

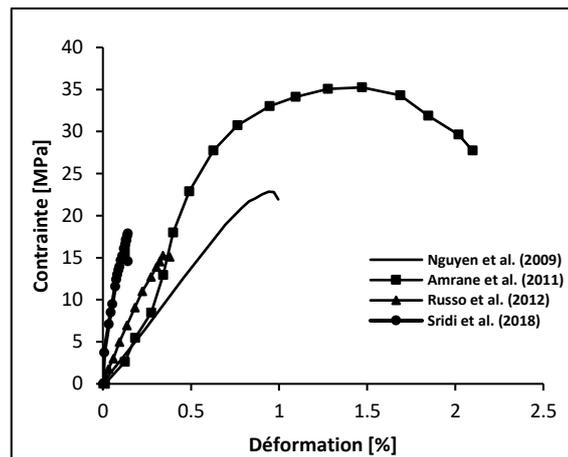


Figure 1.7 – Relation contrainte-déformation en compression de tessons en terre-cuite extraits (a) d'une brique alvéolaires (Nguyen et al) et (Sridi et al) [104, 131], (b) d'une brique pleine (Amrane et al) et (Russo et al) [10, 126].

D'autre part, il est bien connu que la brique présente un comportement anisotrope avec des propriétés de résistance, d'élasticités distinctes le long de chaque direction principale [28, 88, 90, 108] (Figure 1.8). Les résultats trouvés par plusieurs auteurs montrent que la résistance à la compression semble dépendre de la direction de sollicitation : les valeurs obtenues pour une direction de sollicitation parallèle à la direction d'extrusion étaient toujours supérieures aux valeurs obtenues lorsque la direction de sollicitation était perpendiculaire à la direction d'extrusion [14, 28, 50, 71, 90] (Tableau 1.2).



Figure 1.8 – Formes de rupture obtenues dans les trois directions [28].

De plus, Meftah et Nguyen ont lancé une campagne d'essais de compression sur différentes géométries extraites d'une brique alvéolaire. Les résultats montrent qu'en raison des ruptures localisées induites par les imperfections, le comportement à l'échelle de la brique ne peut pas être directement relié (par homogénéisation par exemple) au comportement intrinsèque (Figure 1.9) [94].

	Résistance en compression [MPa]		
	Direction d'extrusion	Longueur	Largeur
Lourenço et al (2010) <sup>1</sup>	12.4	5.4	1.2
Fódi et al (2011) <sup>2</sup>	29.3	24.6	20.7
Aubert et al (2016) <sup>2</sup>	8.6	7.5	-
Kiefer et al (2017) <sup>1</sup>	27.4	26.1	18.9
Cavaco et al (2020) <sup>1</sup>	5.5	1.8	1.6
Cavaco et al (2020) <sup>1</sup>	6.3	1.8	0.3

<sup>1</sup> :Brique alvéolaire, <sup>2</sup> :Brique pleine

Tableau 1.2 – Les valeurs des résistances en compression selon différente direction [14, 28, 50, 71, 90]

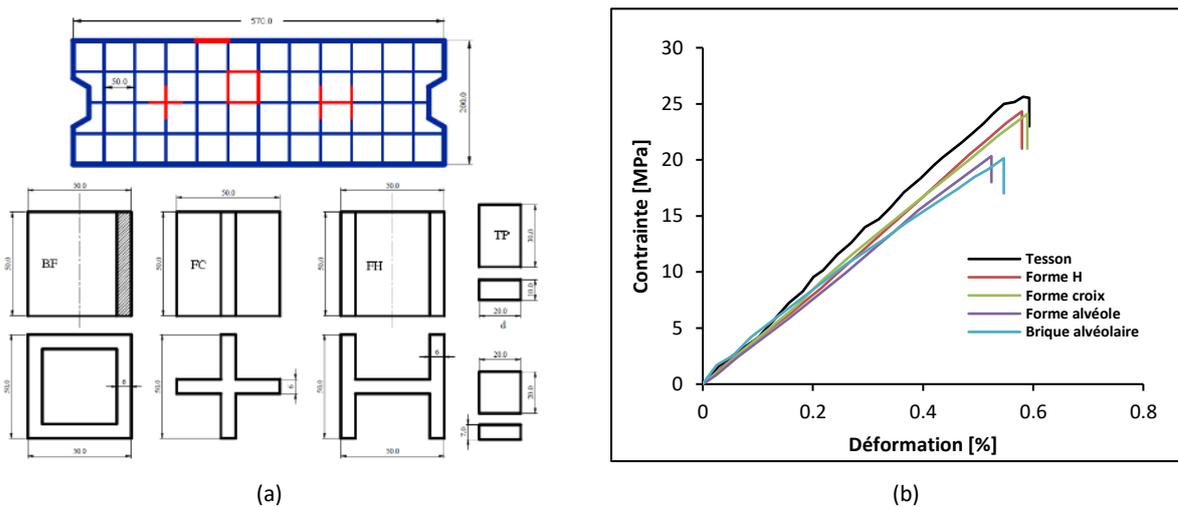


Figure 1.9 – (a) Géométrie des corps d'épreuve étudiée pour essais de compression, (b) Les courbes contraintes déformations pour les différentes géométries de la terre cuite [94].

D'ailleurs, le comportement de la terre cuite à haute température est, en général, élastique et fragile [104, 131]. De même, les relations contrainte-déformation peuvent encore présenter un comportement quasi-fragile [10, 100]. Cependant, comme la terre cuite n'est pas très homogène, ce qui est due aux plusieurs facteurs, il est difficile, pour la variation de résistance en fonction de température, de donner une loi commune pour tous les produits.

La figure 1.10 illustre l'évolution de la résistance en compression de différents types de briques (pleines, alvéolaires et réfractaires) en fonction de la température. Les données collectées sur la figure 1.10 ne permettent pas de conclure une tendance générale pour la brique.

Cette discordance peut être due à la différence de composition des matières premières de chaque brique et aux conditions d'essai. En fait, nous remarquons une tendance de diminution avec la température de la résistance à la compression de la brique pleine [11, 69, 102, 126]. Cette réduction a été attribuée aux changements physiques et chimiques continus dans la microstructure des briques et à la formation de fissures dues aux déformations thermiques avec l'augmentation des températures (Figure 1.10a).

D'autre part, les résultats de Nguyen et al. [106], Le [81] et Amrane et al. [10] montrent une augmentation de 2 à 3 fois à 900°C (Figure 1.10b). Cette augmentation de résistance a été reliée à la déformation : à haute température, la plastification et la vitrification des matières comme la silice, permettent une grande déformation [104]. De plus, la présence de mullite dans les briques apporte des propriétés physiques chimiques importantes, notamment une bonne résistance au fluage et une stabilité mécanique à haute température [10].

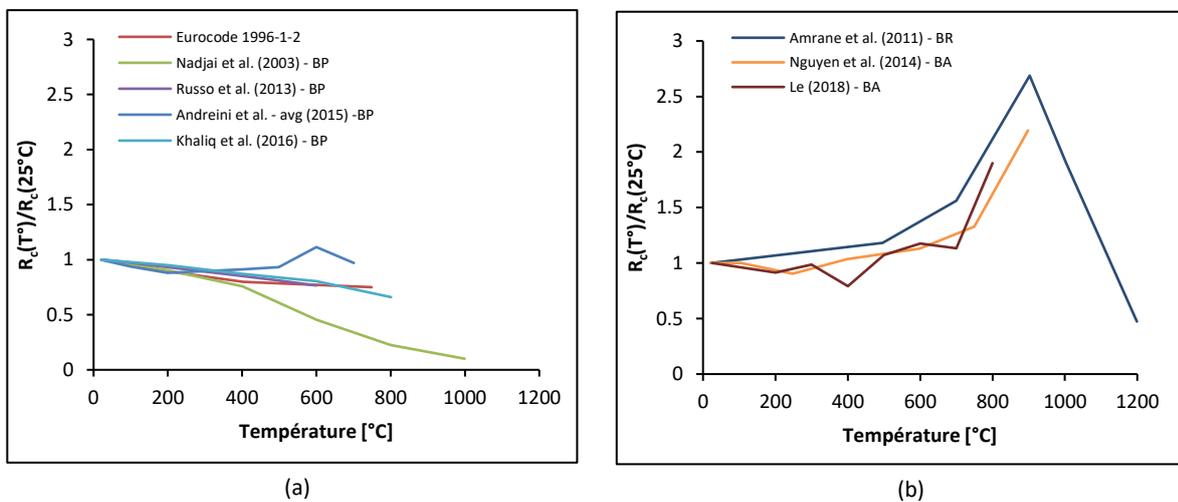


Figure 1.10 – Évolution de la résistance à la compression de différents types de briques avec la température. (a) Briques pleines (BP), (b) Briques alvéolaires (BA) et réfractaires (BR).

### 1.3.3.2 Résistance en traction

La résistance à la traction de la terre cuite extraite d'une brique alvéolaire a été peu étudiée dans la littérature. Cependant, il est reconnu que cette résistance est très faible. L'essai de traction directe est la méthode la plus convenable pour déterminer le comportement en traction d'un matériau. Par contre, il est pratiquement difficile de réaliser cet essai dans le cas des matériaux fragiles comme la terre cuite. De ce fait, La détermination de la résistance en traction des matériaux fragiles est réalisée par des essais de traction indirecte (Essais brésiliens, essais de flexion et essais de fendage).

Dans ce contexte, Nguyen et al. [104] ont effectué des essais de flexion par 3 et 4 points sur des éprouvettes extraites de la paroi extérieure de la brique alvéolaire, afin d'obtenir des informations sur la résistance en traction (Figure 1.11a). D'autre part, Sridi et al. [131] ont utilisé l'essai brésilien pour déterminer la résistance à la traction du matériau (Figure 1.11b). Cet essai est réalisé en comprimant entre deux plateaux d'une presse une éprouvette cylindrique extraite des parois différentes de la brique. La résistance en traction trouvée par ces travaux est de l'ordre de 3.5 à 8 MPa.

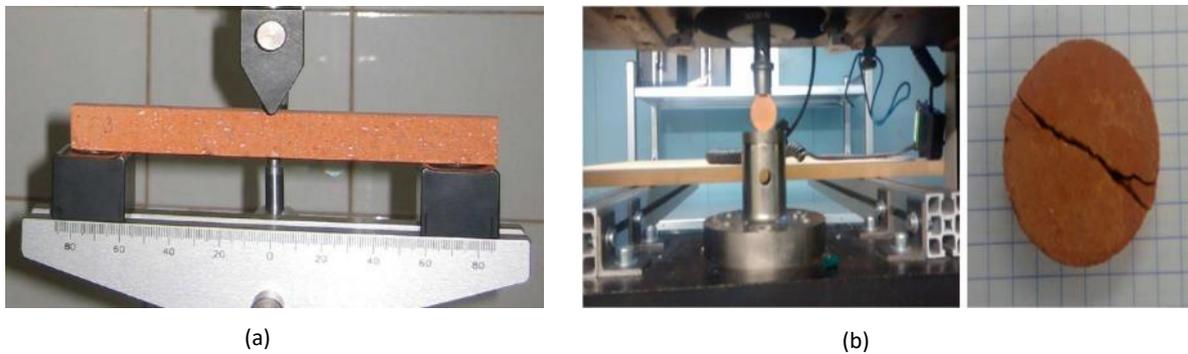


Figure 1.11 – Les dispositifs d'essais de traction par (a) Flexion 3 points [104] et (b) Essai brésilien [131].

De plus, il est à noter que la résistance à la traction ( $R_t$ ) est critique dans des conditions d'incendie car elle peut déterminer le niveau d'écaillage et de fissuration induite par le feu [38]. Malheureusement, très peu de chercheurs ont étudié cette propriété à des températures élevées. La figure 1.12 présente une synthèse des tendances disponibles décrivant l'évolution de la résistance en traction avec la température.

Dans une étude, Khaliq et Bashir [69] ont présenté les résultats d'un essai de résistance à la traction par fendage sur des briques pleines. Leur résultat montre une tendance générale indiquant que la résistance à la traction reste stable jusqu'à 200°C, puis commence à se dégrader linéairement jusqu'à atteindre 800°C.

Dans le cas de Nadjai et al. [102], la résistance résiduelle à la traction diminue de manière similaire que Khaliq et Bashir [69] comme le montre la figure 1.12. La diminution de la résistance résiduelle à la traction de la température ambiante à 400°C est progressive, mais avec l'augmentation de la température, seulement 20% de la résistance à la traction est conservée à 800°C [102].

Au contraire, Nguyen et al. [104, 106] et Amrane et al. [10] ont montré que la tendance globale de la résistance à la traction du matériau en fonction de la température, obtenue par des essais de flexion, est similaire à celle de la résistance à la compression. D'après Amrane et al [10], ce comportement indique que les mécanismes conduisant à la coalescence des microfissures pour former des macrofissures sont similaires, et sont de même nature en traction et en compression. En effet, la terre cuite résiste mieux en traction à haute température.

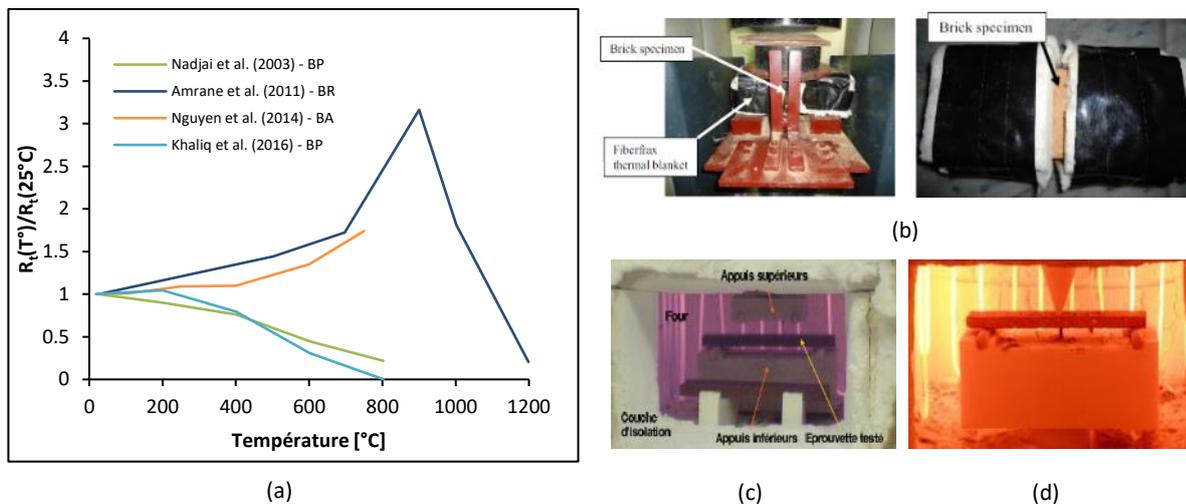


Figure 1.12 – (a) Évolution de la résistance à la traction de différents types de briques avec la température. (b) Essais de traction par fendage [69], (c) Essais de traction par flexion 4 points [104], (d) Essais de traction par flexion 3 points [131].

### 1.3.3.3 Module de Young

Le module de Young ( $E$ ) désigne la capacité d'un matériau à résister à la déformation. En général, la dégradation du module de Young reflète les endommagements en fonction de l'augmentation de la température. Le module de Young est évalué en tant que module tangent obtenu à partir des courbes contrainte-déformation issu d'un essai de compression ou traction à des températures élevées. La figure [1.13](#) représente les données recueillies par divers auteurs sur différents types de briques. Nous remarquons une tendance générale à la diminution avec l'augmentation de la température pour le module de Young de la brique.

D'après les résultats des essais menés par Khaliq et Bashir [\[69\]](#) sur des briques pleines à des températures élevées, le module de Young suit une légère diminution progressive jusqu'à 200°C. A 400°C, cette réduction atteint 50% et augmente ensuite linéairement jusqu'à 800°C. Les résultats des essais obtenus par Kahliq et Bashir [\[69\]](#) ont la même tendance que ceux indiqués par l'EC6-1996 [\[3\]](#).

Andreini et al. [\[11\]](#) montrent une tendance remarquablement différente et plus faible dans la dégradation du module de Young. D'autre part, Les essais résiduels de Russo et al. [\[126\]](#) indiquent une légère augmentation de la rigidité d'environ de 15% à 300°C et de 1% à 600°C (Figure [1.13a](#)).

Dans le cas des briques alvéolaires, les valeurs du module de Young semblent diminuer légèrement et maintenir leur stabilité entre 200°C et 900°C, ce qui contraste avec les résultats de Sridi et al. (Figure [1.13b](#)) [\[81, 106, 131\]](#). Cette contradiction pourrait être liée au fait que les tests effectués par Sridi et al. sont limités à (750-850 et 950°C) et qu'ils ont considéré une ligne linéaire entre 25°C et 750°C. De plus, il faut noter que les valeurs du module de Young à chaud sont obtenues par des essais de flexion, alors que celles à température ambiante sont obtenues par des essais de compression, ce qui peut affecter les résultats puisque les échantillons ne sont pas soumis aux mêmes conditions d'essai.

D'autre part, nous constatons que les valeurs du module de Young des briques réfractaires augmentent avec la température jusqu'à 900°C puis perdent quasiment leur rigidité à 1200°C [\[10\]](#). Il semble que les bonnes propriétés en termes de résistance à la compression, de résistance à la traction et de rigidité des briques alvéolaires pourraient être liées aux dégraissants utilisés dans leur mélange lors du processus de fabrication.

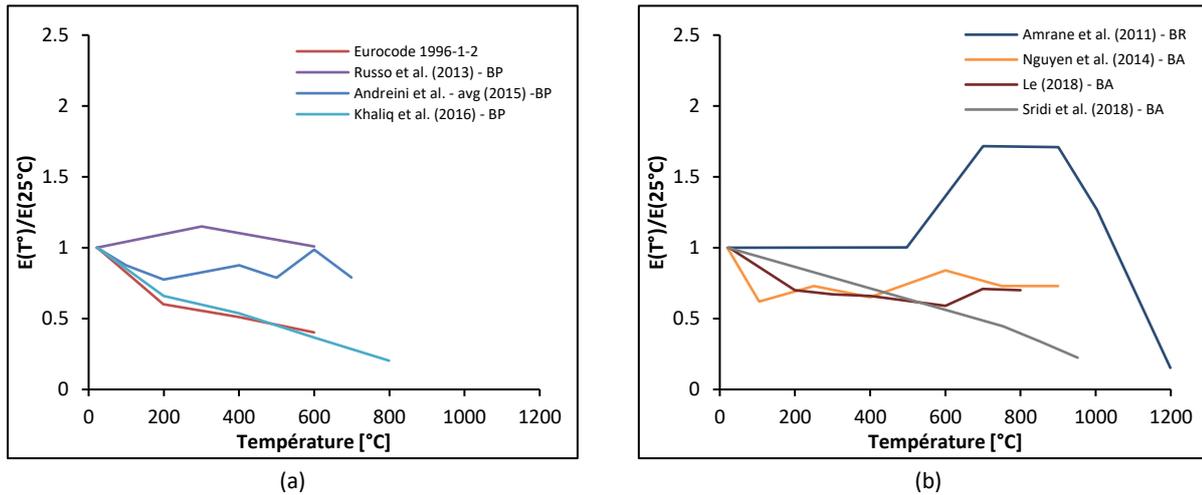


Figure 1.13 – Évolution du module de Young de différents types de briques avec la température. (a) Briques pleines, (b) Briques alvéolaires et réfractaires.

#### 1.4 Les joints de mortier : les études mécaniques

Le mortier est l'un des matériaux de construction utilisés pour assembler les éléments entre eux et pour assurer la stabilité de l'ouvrage. En général, le mortier est constitué de ciment ou de chaux, de sable, d'eau et d'additifs. A ce jour, il existe deux grandes familles d'assemblage pour la construction de murs en briques : L'assemblage à joints traditionnels et l'assemblage à joints minces par mortier colle qui est l'objet d'étude de cette thèse.

Les joints minces sont réalisés par des mortiers adhésifs (colle) permettant de coller les briques avec une faible épaisseur de mortier (de 1 à 3 mm). Ce dernier est un mélange de liants hydrauliques, de charges siliceuses et d'adjuvants spécifiques, dans lequel est incorporée une résine plastifiante. Ces types de joints sont principalement utilisés lors du montage des murs en briques à perforations verticales. Ceci contraste avec les joints épais en mortier traditionnel, qui peuvent être soit à base de mortiers de ciment Portland (mélanges traditionnels de ciment, de sable et d'eau) soit à base de mortiers bâtards (utilisant à la fois du ciment et de la chaux). Ces mortiers sont généralement utilisés lors du montage des murs en briques à perforations horizontales.

L'intégration du montage aux joints minces en mortier colle est une évolution du mode de mise en oeuvre des murs porteurs en briques de terre cuite à perforations verticales qui permet une meilleure performance thermique et donc de répondre à l'enjeu de performance énergétique du bâtiment.

En outre, ce type de murs apporte plusieurs autres intérêts notables comme la propreté de chantier, la réduction du temps de construction, etc...

A haute température, les mortiers subissent plusieurs modifications physicochimiques telles que la déshydratation et la transformation du quartz  $\alpha$  en quartz  $\beta$  lorsque le sable utilisé est de nature siliceuse ainsi qu'une altération de leurs propriétés mécaniques. Nous nous intéressons donc dans cette partie aux propriétés thermomécaniques des mortiers étudiés dans la littérature.

### **Propriétés thermomécaniques des mortiers**

Le mortier est un matériau qui se dégrade avec la température, il est le siège de fortes modifications physico-chimiques qui influencent l'évolution de ses propriétés mécaniques avec la température. La déshydratation, les réactions de transformation, la dilatation différentielle entre la pâte de ciment et le sable génèrent des effets importants sur la résistance du mortier à haute température.

Cette section présente quelques exemples de l'évolution des propriétés mécaniques du mortier et de la pâte de ciment avec la température (la résistance à la compression, la résistance à la traction et le module de Young). Des études sur mortiers [36, 49, 96, 97, 112, 148] montrent que la résistance en compression et en traction ainsi que le module de Young diminuent avec l'augmentation de la température (Figure 1.14).

Cülfik et Özturan [36] ont constaté une diminution de la résistance en compression du mortier à haute performance. La résistance résiduelle à 300°C a perdu d'environ 30% de la résistance initiale, alors qu'à 600°C cette valeur atteint 65% pour presque s'annuler à 900°C. Ils ont aussi montré que le mortier présente une diminution plus importante de la résistance à la flexion que de la résistance à la compression. En effet à 600°C, les pertes ont atteint jusqu'à 87% de la résistance à la flexion initiale. Le module de Young chute plus rapidement que la résistance : 60% à 300°C pour 10% à 600°C [36]. L'évolution des propriétés mécaniques du mortier avec la température a été attribuée au développement de microfissures dues aux différences de dilatation thermique des particules de sable et de la pâte de ciment, ainsi qu'à la décomposition de l'hydroxyde de calcium contenu dans le ciment.

D'autre part, Cülfik et Özturan [36] ont étudié l'effet de la vitesse de chauffage ainsi que le temps d'exposition à la température. Ils ont montré que les spécimens chauffés rapidement donnaient de meilleurs résultats que ceux chauffés lentement.

Ainsi, ils ont constaté de meilleures propriétés résiduelles lorsque le temps d'exposition à la température maximale était de 1 heure au lieu de 10 heures.

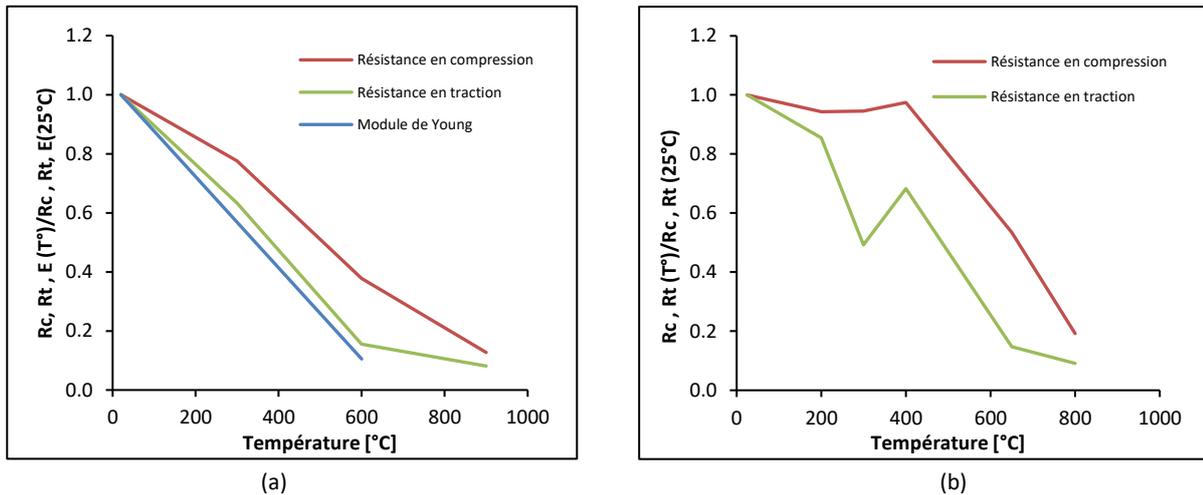


Figure 1.14 – Evolution de la résistance en compression et en traction ainsi que le module de Young en fonction de la température d'après (a) Cülfik et Özturan [36], (b) Moghadam et al. [97].

Yüzer et al. [148] ont montré par des essais sur un mortier ordinaire (sable avec silica de 2 mm maximal de taille des agrégats, ciment Portland, eau/ciment = 0.5) que la résistance de compression reste intacte jusqu'à 300°C. Puis décroît rapidement pour atteindre 65% à 900°C.

L'étude expérimentale menée dans le cadre de la thèse de Menou [96] a permis aussi de déduire l'évolution de la résistance en traction et du module de Young du mortier et de la pâte en fonction de la température (Figure 1.15). Selon Menou, l'augmentation de la porosité et les transformations chimiques et minéralogiques, qui s'opèrent dans la pâte de ciment, influencent l'évolution de ses propriétés. En effet, ils ont constaté une diminution très significative, de l'ordre de 60%, de la résistance à la traction entre 20°C et 120°C suivie d'une récupération de plus de 80% de la résistance initiale entre 120°C et 250°C. En revanche, la chute de la résistance du mortier est très peu significative, atteignant un maximum de 15% à 120°C et 400°C.

La diminution relativement importante de la résistance à la traction de la pâte à 120°C peut être expliquée par le départ de l'eau libre et la décomposition des hydrates à partir de 100°C. De plus, une baisse significative du module de Young pour la pâte et pour le mortier en fonction de la température a été observé par Menou [96] (voir figure 1.15b).

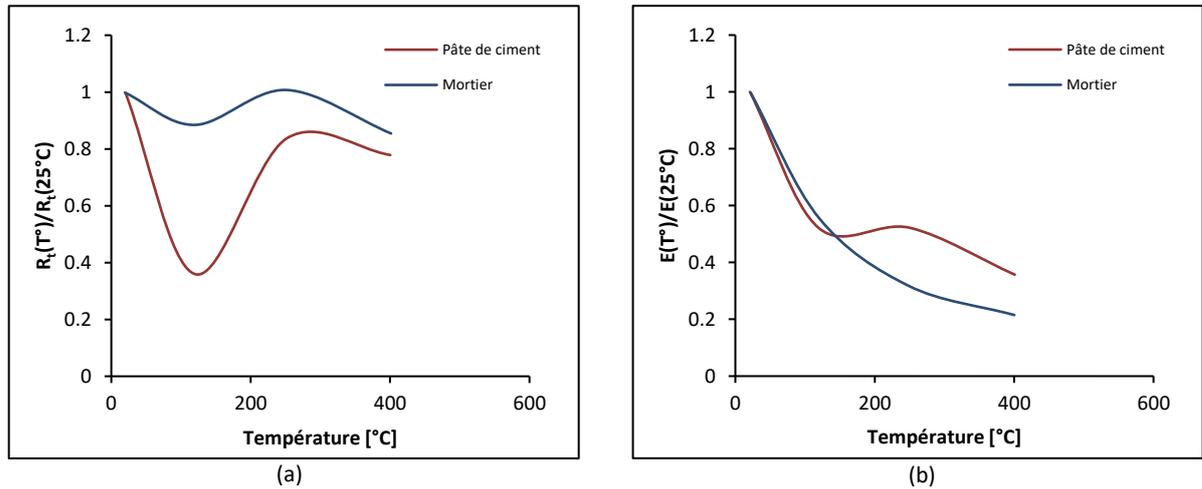


Figure 1.15 – Rapport des résistances en traction et du module de Young de la pâte de ciment et du mortier en fonction de la température [96].

Dans le travail de Padevet [112], des essais de compression et de flexion 3 points à haute température sur des pâtes de ciment préparées à partir de CEM I 42.5R et CEM II 32.5 avec différents rapports  $E/C$  ont été réalisés. Les résultats ont montré une tendance à la diminution des résistances à la compression et à la traction avec la température, sauf autour de 200°C, une augmentation significative a été observée (Figure 1.16). En effet, il est courant d'observer une stabilisation, ou même une augmentation des résistances du matériau entre 150°C et 350°C.

Ce phénomène pourrait être expliqué par plusieurs hypothèses :

- La première est de dire que la déshydratation du  $C - S - H$  apporte de l'eau qui peut migrer dans les pores du mortier et ainsi venir hydrater les endroits où la formation d'hydrates n'a pas encore été faite [41].
- La deuxième hypothèse serait liée au départ de l'eau, le séchage qui permet de rapprocher les feuillets  $C - S - H$  et de renforcer les liaisons entre les hydrates [56].

- La troisième hypothèse concerne l'apparition de nouveaux cristaux plus denses qui augmenteraient la résistance. Pour Khoury [70], ce serait une perte de liaisons entre les groupes silanol et l'eau qui engendrerait la création d'éléments siloxane plus courts et plus résistants. Pour Robert et al. [125], ce serait l'apparition d'éléments appelés katoites, plus résistants qui serait à l'origine de cette évolution.

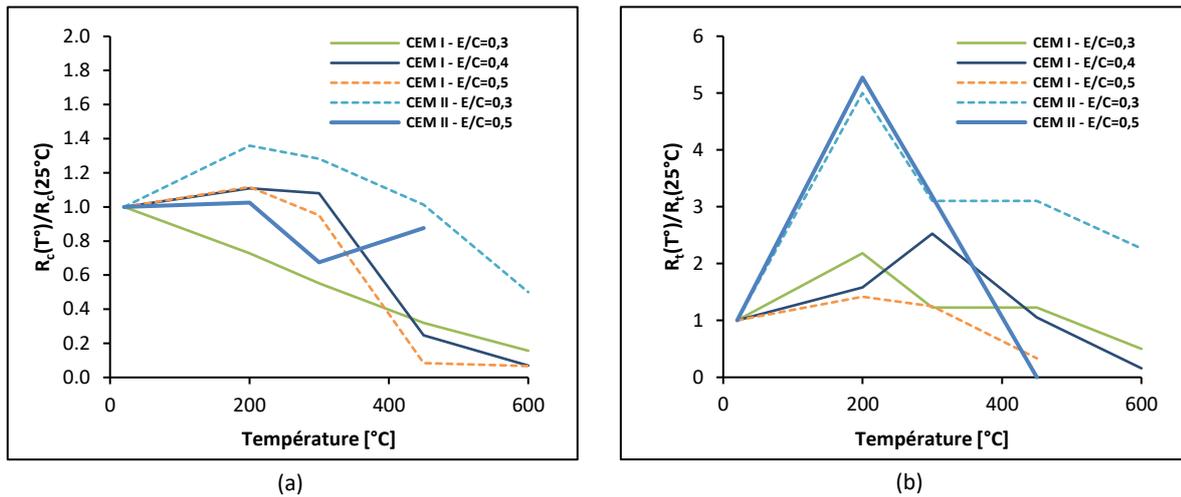


Figure 1.16 – (a) Rapport des résistances en compression et en traction de la pâte de ciment préparées à partir de CEM I 42.5R et CEM II 32.5 avec différents rapports  $E/C$  en fonction de la température [112].

### 1.5 Caractérisation d'assemblages brique-mortier

Les maçonneries constituées de briques liées par des joints minces soumises à des actions mécaniques sont généralement susceptibles de se fissurer localement au niveau des joints et plus particulièrement à l'interface brique-mortier [91]. Selon Lourenço [85], les phénomènes qui peuvent être responsables d'endommager une structure de maçonnerie sont la rupture en traction et en cisaillement .

Il semble donc approprié de considérer la maçonnerie comme un matériau multiphase composé d'éléments distincts (briques), qui interagissent entre eux au niveau des joints et plus particulièrement des interfaces dans le cas de maçonneries assemblées à joints minces.

Dans les parties précédentes, nous avons étudié le comportement mécanique des éléments de maçonnerie, soit les briques et les mortiers. Dans cette partie, afin de pouvoir étudier la résistance d'une structure, il est important de se pencher sur la zone la plus faible de ces assemblages et donc de réaliser une étude sur les essais utilisés dans la littérature pour caractériser l'assemblage brique-mortier face aux sollicitations de compression, de traction et de cisaillement.

### 1.5.1 Comportement en compression

La maçonnerie présente une très bonne résistance en compression. De façon générale, la compression uniaxiale perpendiculaire aux joints horizontaux a été considérée comme la seule propriété mécanique pertinente pour évaluer la maçonnerie [20]. L'analyse théorique et les recherches expérimentales montrent que les propriétés mécaniques de la maçonnerie en compression dépendent de nombreux facteurs tels que : les propriétés mécaniques des briques, l'épaisseur des joints, les propriétés mécaniques du mortier, etc... [29, 43, 58, 67, 68, 98, 120].

Les propriétés mécaniques du mortier ont une influence sur les propriétés mécaniques de la maçonnerie en compression. Plus la résistance du mortier est élevée, plus la résistance à la compression de la maçonnerie est importante et le comportement de la maçonnerie change [19] (Figure 1.17). En augmentant la résistance à la compression du mortier, les déformations à la limite de la maçonnerie diminuent, c'est-à-dire que non seulement la maçonnerie devient plus robuste mais aussi son caractère de rupture devient davantage fragile [43, 67, 150]. D'autre part, des études ont montré que les propriétés mécaniques du mortier dans les assemblages se modifient considérablement par rapport aux propriétés des échantillons de mortier fabriqués dans les moules en acier habituels.

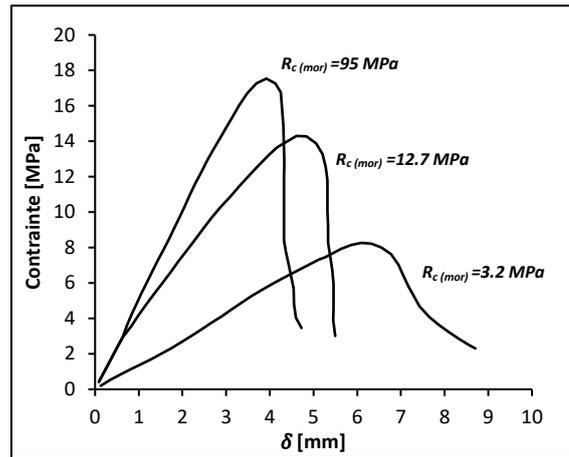


Figure 1.17 – Courbes force-déplacement du montage obtenues par Binda et al. [19], où  $R_{c(mor)}$  est la résistance en compression du mortier.

Par conséquent, à partir des essais de compression, les chercheurs déterminent les propriétés du mortier dans l'assemblage [76, 151, 152]. En effet, la figure 1.18a indique que les déformations longitudinales du joint dans l'assemblage sont jusqu'à 10 fois plus élevées que les déformations des échantillons de contrôle du mortier.

Plus récemment, Kaushik et al. [67] ont testé des éprouvettes en compression avec des briques pleines et différents types de mortier. Ils ont montré que les courbes de contrainte-déformation de la maçonnerie réalisée avec un mortier faible se situent entre celles des briques et du mortier. D'autre part, pour la maçonnerie montée avec un mortier intermédiaire et fort, les courbes de contrainte-déformation de la maçonnerie se situent dans la partie inférieure de celles correspondant à la brique et au mortier (Figure 1.18b).

Par conséquent, le comportement de compression intermédiaire généralement admis pour la maçonnerie peut ne pas être applicable dans tous les cas, en particulier lorsque la résistance et la rigidité de la brique et du mortier sont comparables [67].

La norme européenne NF EN 1052-1 [1] présente une formule pour la résistance caractéristique à la compression de la maçonnerie  $f_k$ , obtenue à partir de la résistance caractéristique des éléments et du mortier d'assemblage :

— Joint épais en mortier traditionnel :

$$f_k = K \times f_b^\alpha \times f_m^\beta \quad (1.2)$$

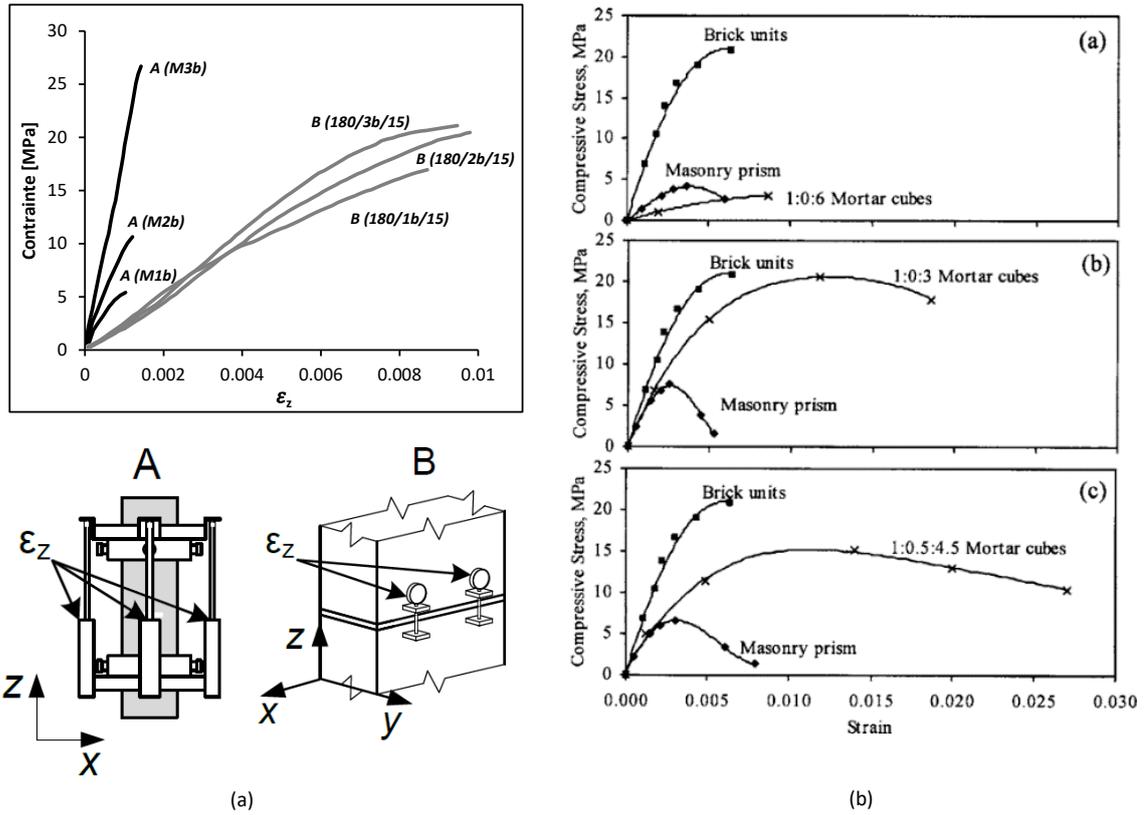


Figure 1.18 – (a) Courbes caractéristiques de contrainte-déformation des échantillons de mortier (A) et de joints de maçonnerie (B) [152] et (b) Courbes force-déplacement obtenues par Kaushik et al. [67] ; mortier (Ciment :Chaux :Sable) (a) faible , (b) fort et (c) intermédiaire.

— Joint mince en mortier colle :

$$f_k = K \times f_b^\alpha \quad (1.3)$$

où  $f_b$  est la résistance moyenne normalisée de la brique,  $f_m$  est la résistance moyenne du mortier de montage, et  $K$  est un coefficient qui dépend du type de blocs et de mortier assemblés. Pour les assemblages à joints minces (<3mm), le coefficient  $\alpha$  est égal à 0.85. D'autre part, les coefficients  $\alpha$  et  $\beta$  sont pris égaux à 0.7 et 0.3 respectivement, dans le cas d'un montage au mortier traditionnel avec un joint épais (>3mm).

Le coefficient  $\alpha$  est supérieur à  $\beta$  ce qui est dû au fait que la résistance à la compression de la maçonnerie est supposée être plus influencée par la résistance des briques que par la résistance du mortier. Également, la norme précise que dans le cas de joints minces, seule la résistance à la compression de la brique compte dans le calcul de la résistance de la maçonnerie.

Dans le cadre d'une étude de conception d'une brique alvéolaire à perforation verticale, des essais de compression sur des murets montés à joints épais sont réalisés pour valider leur comportement mécanique. Les résultats montrent un comportement fragile accompagné de fissures verticales et de fissures dans les parois internes, comme le montre la figure 1.19. Ce comportement est en partie dû aux contraintes de traction latérale induites dans les briques par les caractéristiques de déformation distinctes des briques et du mortier au niveau des joints [90].

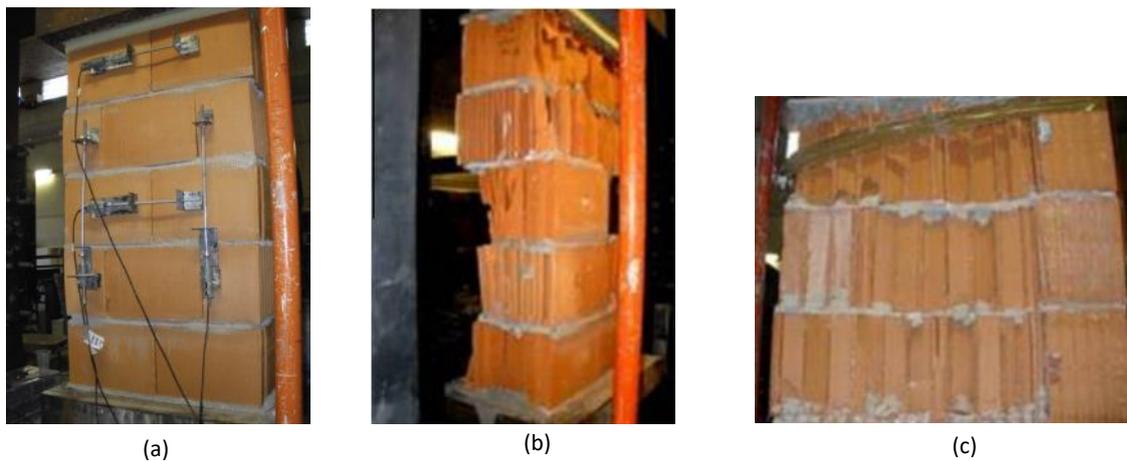


Figure 1.19 – (a) Echantillon et instrumentation, (b) et (c) Modes de rupture typiques de la maçonnerie en terre cuite sous compression [90].

Une autre étude sur la résistance en compression des triplets des briques alvéolaires à perforation horizontale et verticale a été réalisée par Cavaco et al. [28]. Les résultats montrent que les triplets en brique à perforation horizontale présentent une résistance beaucoup plus faible et une déformabilité beaucoup plus élevée que ceux assemblés avec des briques à perforation verticale.

Les modes de rupture observés par cette étude sont présentés par la figure 1.20. Pour les triplets des briques à perforation horizontale, des fissures aux extrémités des briques ont été principalement observées, suivies d'un écrasement des briques. Pour les spécimens de brique à perforation verticale, plusieurs fissures verticales se sont d'abord développées, dont certaines sur toute la hauteur des spécimens, puis, après avoir atteint la charge maximale, la rupture s'est produite avec l'écrasement des spécimens. Dans tous les cas, il est clair que la fissuration de la brique a commencé à l'interface brique/mortier, ce qui a provoqué la rupture de l'échantillon, corroborant ce qui est dit dans plusieurs études [28, 55, 67, 71, 90].

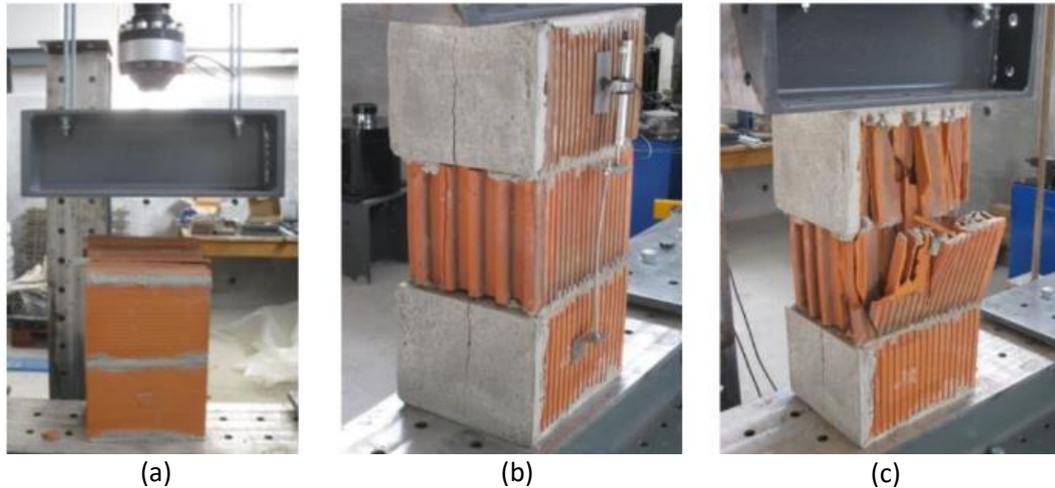


Figure 1.20 – Modes de rupture observés sur des triplets testés en compression. (a) Briques à PH, (b) et (c) Briques à PV [28]

### 1.5.2 Comportement en traction

La caractérisation expérimentale du comportement en traction à chaud des assemblages de maçonnerie est une étude délicate. En effet, les faibles déplacements mis en jeu et le comportement quasi-fragile de l'assemblage ainsi que le dispositif résistant à différente température nécessitent la mise en œuvre d'un protocole expérimental complexe.

La détermination des propriétés de rupture en traction des assemblages est souvent réalisée sur un couple de briques reliées par un joint de mortier. Les protocoles expérimentaux existants dans la littérature se différencient donc principalement par la mise en œuvre de conditions aux limites [16]. Il est possible de constater la présence de deux techniques pour appliquer les contraintes de traction sur les blocs : par des broches traversant les blocs ou par collage à l'aide de résine.

Un essai de couple utilisant des mors spéciaux a été utilisé par Jung [66]. Cette méthode, représentée schématiquement à la figure 1.21a, implique l'utilisation de mors en acier, de sorte que des boulons sont utilisés pour serrer l'échantillon afin de lier cinématiquement la brique basse au bâti et la brique haute à la traverse.

Une autre possibilité consiste à utiliser des trous et des boulons transversaux, comme illustré à la figure 1.21b, et adopté par Jukes [65]. Dans cette configuration, la charge est appliquée par les plaques d'acier et les boulons transversaux. Les boulons sont insérés dans des trous de briques préalablement percés dans les spécimens. Idéalement, les trous sont localisés à une distance égale à un quart de la longueur de la brique à partir des extrémités et à la moitié de la hauteur de la brique.

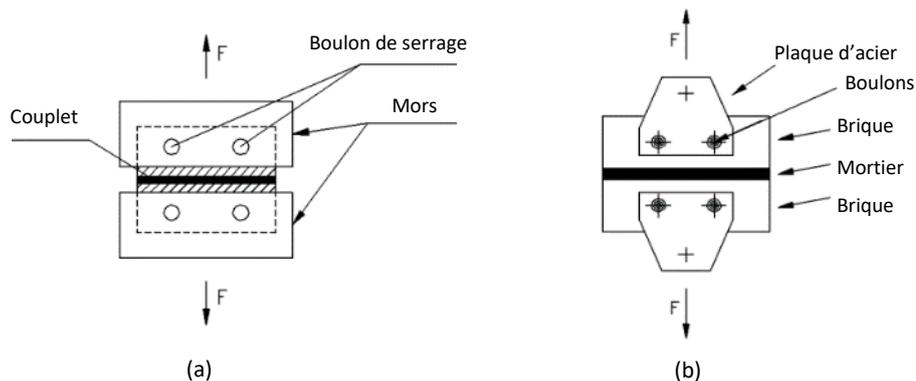


Figure 1.21 – Essais de traction utilisant (a) des mors [66] et (b) Trous et boulons [65].

Une autre méthode de transfert des forces a été proposée par Taylor-Fitch [135]. Elle consiste à transmettre les forces par des câbles munis de butées. Ces câbles sont glissés dans des trous percés dans les briques et la butée permet la transmission des forces (Figure 1.22a). Dû à la forme alvéolaire des briques, l'objet de cette thèse, ainsi que les câbles en acier et les mors ne résistent pas aux températures élevées, d'autres méthodes doivent être considérées.

Par ailleurs, une méthode consiste à coller la brique sur des plaques d'extrémité en acier à l'aide de résine époxy (Figure 1.22b) [115]. Pour ce montage, la charge est appliquée à l'éprouvette au moyen de plaques qui sont collées avec un adhésif. Comme nos essais se déroulent à haute température, la colle a tendance à brûler. Elle perd donc toutes ses propriétés mécaniques.

En outre, en collant deux briques à  $0^\circ$  et  $90^\circ$  (Figure 1.22c), il est possible d'imposer une charge de compression qui induit une traction sur le mortier et l'interface brique-mortier [16, 116]. Cet essai semble être une bonne base d'inspiration. Il est nécessaire de faire des adaptations qui tiennent compte des dimensions du four et de nos échantillons et du type d'accessoires à utiliser.

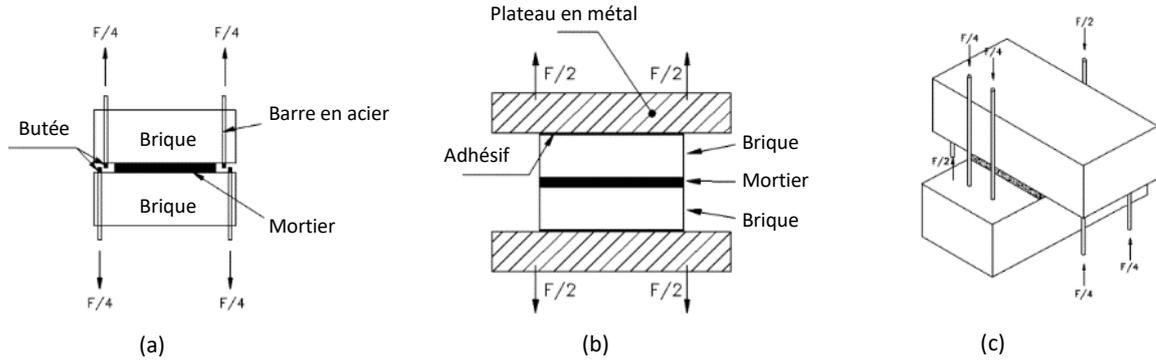


Figure 1.22 – (a) Essai de traction avec barres [135], (b) Essai de traction utilisant le principe du collage sur plaques en acier [115] et (c) Couplet de briques perpendiculaires [16].

Dans le contexte de la limite de traction des sandwichs brique/mortier, un essai de fissuration (WST), peut également être réalisé [52]. Ce test, illustré par la figure 1.23, est conçu pour propager une fissure dans le mortier ou à l'interface entre la brique et le mortier. Cet essai est souvent utilisé pour déterminer les paramètres de résistance à la rupture. Il vise à propager une fissure, initiée par une entaille, à travers un mécanisme de transmission de force localisé dans la rainure supérieure de l'éprouvette [64, 132].

Dans les travaux de Gallienne [52], un essai de traction directe sur un sandwich brique-mortier-brique a été développé. Leurs éprouvettes sont composées de deux cylindres de briques reliés entre eux par un mortier. La transmission de l'effort se fait par des câbles du groupe Kanthal qui possède de bonnes propriétés mécaniques à haute température. Une sphère a été créée, par fusion, à une extrémité de chaque câble. Elle sert de butée contre les carottages à l'intérieur de la brique (Figure 1.24).

Elle permet ainsi de transmettre par obstacle les efforts de la machine de traction à l'échantillon [132]. Compte tenu des équipements disponibles au CTMNC et de leurs limites, les essais présentés n'ont pas pu être utilisés pour déterminer la limite de rupture de l'interface brique-mortier de la maçonnerie. Par conséquent, un nouveau essai de traction direct a été développé dans le cadre de cette thèse.

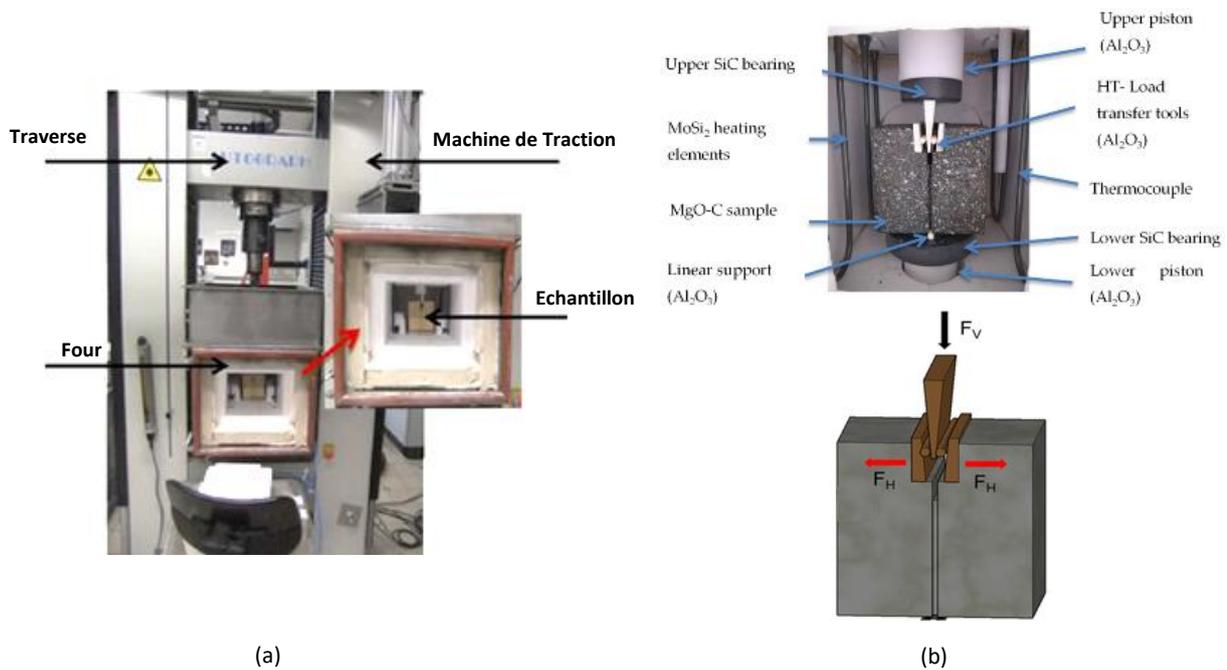


Figure 1.23 – Machines de traction et four utilisé pour la réalisation de l’essai de fendage (a) Gallienne [52] et (b) Stückelschweiger [132].

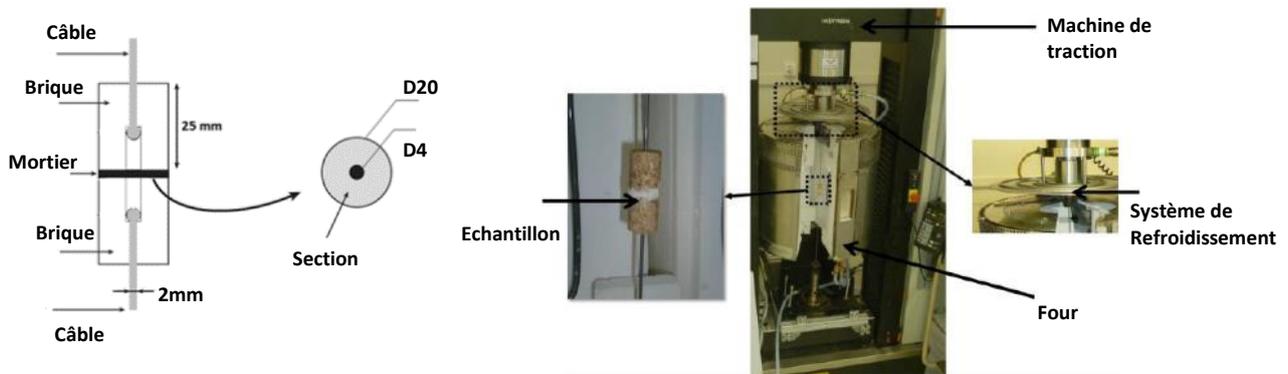


Figure 1.24 – Schéma des échantillons et la presse utilisée pour les essais de traction [52].

### 1.5.3 Comportement au cisaillement

Le cisaillement se manifeste lorsqu’un mur est chargé latéralement dans son plan. C’est le mécanisme principal dans le cas de charges telles que les séismes, le vent, etc. La résistance des murs de maçonnerie cisailés a donc été largement étudiée. De plus, dans le cas de murs exposés au feu, il semble possible que le cisaillement puisse se produire lors du phénomène de cintrage thermique (voir section 1.6).

Par conséquent, nous nous intéressons à la résistance au cisaillement de l'interface et à son évolution avec la température. Cette section est consacrée à présenter les essais de cisaillement utilisés dans la littérature pour caractériser le joint.

Le comportement au cisaillement des joints de maçonnerie est généralement identifié en appliquant une contrainte normale au joint ou pas. En combinant la compression et le cisaillement, l'essai peut être stabilisé et le comportement de frottement de l'interface peut être identifié. Dans la littérature, il existe une grande variété de protocoles expérimentaux pour réaliser un essai de cisaillement sous un effort de compression normal sur des assemblages de maçonnerie.

Un des essais initiaux conçus pour caractériser la maçonnerie en cisaillement était un essai en triplet développé par Page [113]. Par la suite, de nombreux autres essais ont été développés sur des couplets (1 joint) [6, 122, 137, 138], des triplets (2 joints) [61, 114, 128] ou sur une plus grande échelle de maçonnerie [72, 89].

En utilisant une machine composée de deux cylindres pour appliquer respectivement une force de compression et de cisaillement, Vasconcelos et al. [138] ont développé un essai de cisaillement sur un sandwich comme le montre la figure 1.25a.

Les résultats montrent une forme générale de la contrainte de cisaillement-déplacement caractérisée par une forte linéarité initiale suivie de déformations non linéaires qui se développent dans le régime de pré-pic. Après avoir atteint la charge maximale, une phase de radoucissement se produit, correspondant à une réduction progressive de la cohésion, jusqu'à atteindre une valeur de frottement constante. Cette stabilisation est suivie par le développement de grandes déformations plastiques [138].

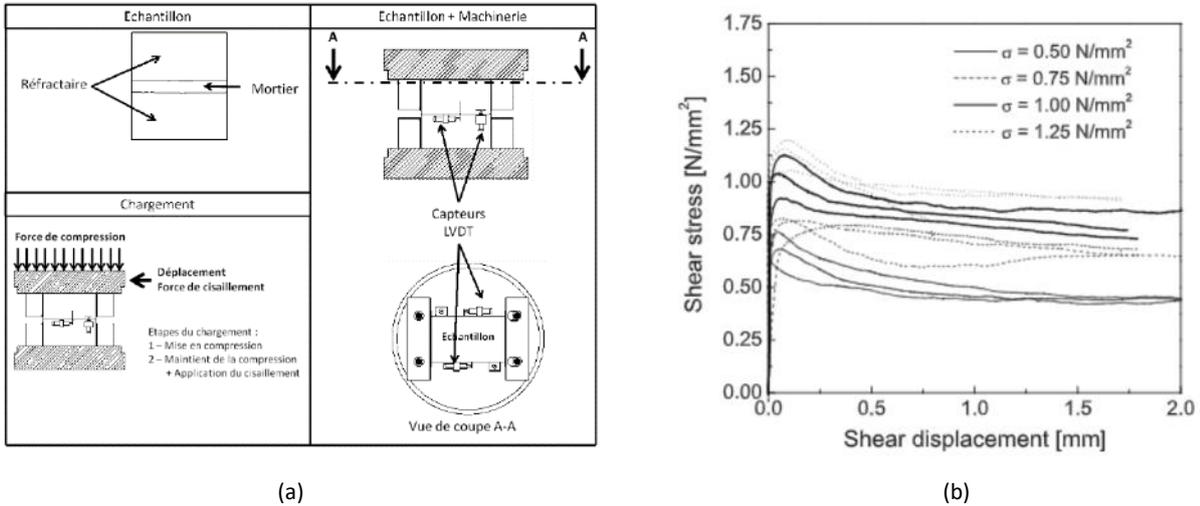


Figure 1.25 – (a) Essai de caractérisation des propriétés en cisaillement d’un couplet brique-mortier [138]. (b) Courbes Contrainte-déplacement [138]

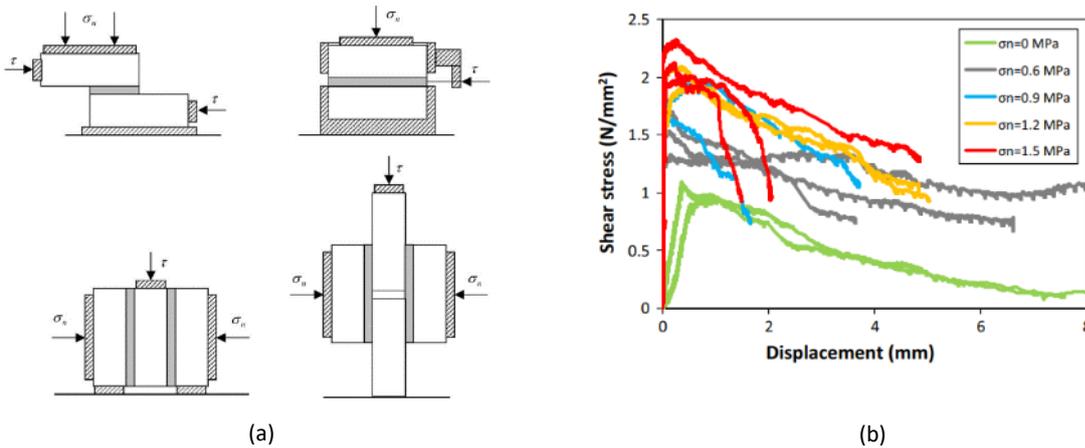


Figure 1.26 – (a) Essais de cisaillement [6]. (b) Les courbes contrainte déplacement d’essai de cisaillement [128].

Les autres essais de cisaillement direct sont présentés à la figure 1.26a. Il y a deux phases dans ces essais. Dans la première phase, une contrainte de compression représentée par  $\sigma$  est appliquée. Ceci est suivi par la mise en œuvre d’une force visant à cisailier l’interface entre la brique et le mortier. Ces essais exigent un équipement spécial qui n’est pas disponible dans notre centre CTMNC. De plus, compte tenu de la faible résistance mécanique à très haute température des dispositifs des essais présentés dans les figures 1.25a et 1.26a (usage de métaux), une autre méthode doit être considérée pour déterminer la limite de rupture en cisaillement de l’interface brique-mortier.

De nombreux essais sur un triplet de briques sont aussi bien étudiés dans la littérature [20, 87, 128]. Selon certains auteurs, un essai sur un échantillon ayant plusieurs joints de mortier permet en réalité de déterminer la résistance du joint le plus faible. Cependant, Zhang et al. [153] ont constaté qu'une charge répartie sur deux joints de mortier ne permettait pas d'influencer considérablement la propagation de la fissuration interfaciale et qu'elle pouvait déterminer la réponse mécanique d'un "joint moyen".

De plus, la plupart des normes actuelles formulées pour l'identification de la résistance en cisaillement des maçonneries recommandent l'essai sur coupet ou triplet [2]. Les résultats expérimentaux de la campagne menée par Sandoval et Arnau [128] sur des briques creuses sont présentés à la figure 1.26b. Ils ont noté que pour une contrainte normale assez élevée, la fissuration ne se propage plus seulement au sein des interfaces mais peut traverser les briques [128].

En outre, afin de déterminer la cohésion ou la résistance au cisaillement sous contrainte de compression nulle, des essais de cisaillement sur des triplets avec aucune précompression ont été réalisés [28, 61, 114]. Selon Pavan et al [114], pendant cet essai, les briques latérales doivent être empêchées de se déplacer en translation et en rotation. Ils ont donc mis au point un système d'essai présenté dans la figure 1.27.

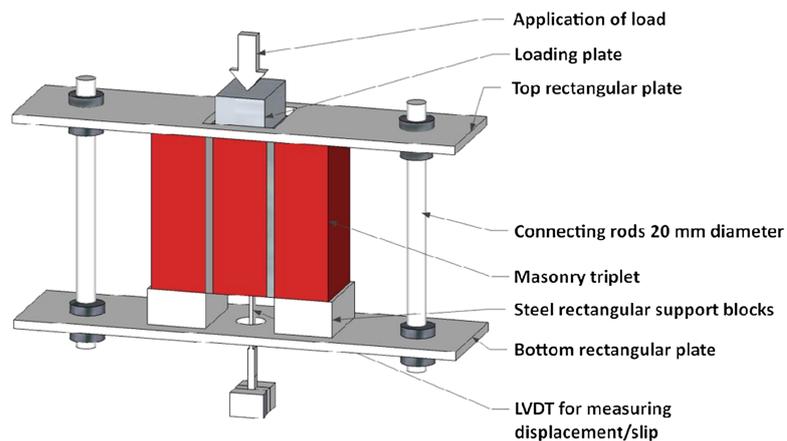


Figure 1.27 – Dispositif d'essai de cisaillement (sans pré-compression) [114].

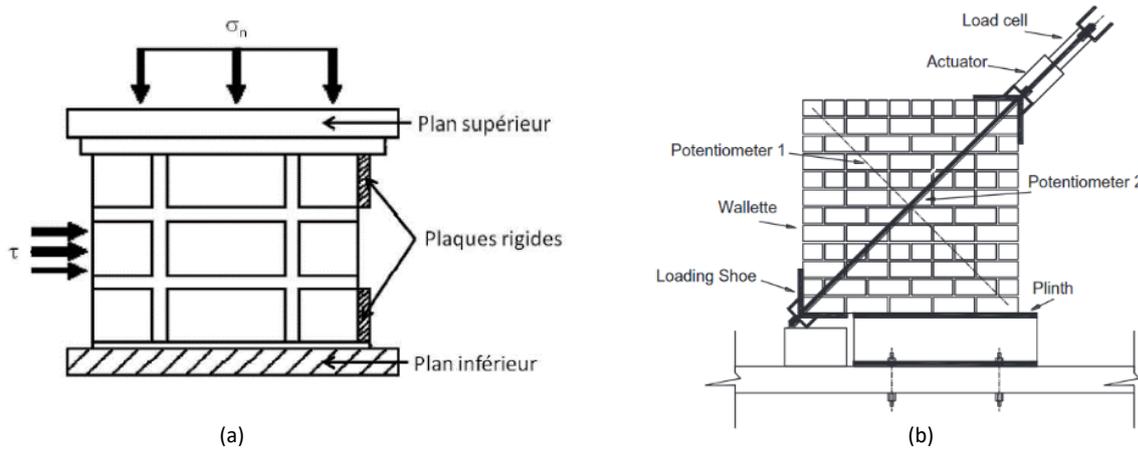


Figure 1.28 – (a) Essais de cisaillement à grande échelle [89], (b) Essai de compression diagonale [72].

Lourenço et al. [89] ont conçu un autre test sur une maçonnerie à plus grande échelle afin de pouvoir garantir une distribution uniforme et d’être moins dépendant des conditions de bord (Figure 1.28a). De même, afin de caractériser le comportement au cisaillement d’un mur maçonné, des essais de compression diagonale ont été réalisés par Knox et al. [72] (Figure 1.28b). Du fait du manque d’équipement nécessaire à ce test et de l’importance de la taille de l’échantillon, il est en outre très difficile de réaliser ces tests, que ce soit à température ambiante ou évidemment à haute température.

En plus, à petite échelle, plusieurs auteurs ont réalisé des essais combinés compression/cisaillement [25, 44, 52, 93, 122, 127] (Figure 1.29). L’avantage de cet essai est que seule une presse de compression est requise où il n’est pas nécessaire d’appliquer une charge latérale. Cet essai vise à appliquer une force de compression sur un couple dont le joint est incliné d’un angle  $\alpha$  par rapport à la surface sur laquelle l’échantillon est placé, ce qui permet de comprimer et de cisailer l’interface entre la brique et le mortier. En outre, cet essai peut être réalisé sur des échantillons parallélépipédiques ou cylindriques. Dans ce dernier cas, il s’agit d’essais brésiliens [93]. Les contraintes de compression normales à l’interface, et en cisaillement, tangentielles à l’interface, sont définies en fonction de la contrainte axiale verticale appliquée et de l’angle, comme le montrent les équations 1.4 et 1.5 ci-dessous :

$$\sigma_n = \text{Cos}^2(\alpha) \times \sigma \tag{1.4}$$

$$\tau = \text{Cos}(\alpha) \cdot \text{Sin}(\alpha) \cdot \sigma \tag{1.5}$$

Grâce aux triplets d'angle, l'ordonnée à l'origine ( $c$ ) et la pente ( $\phi$ ) ont été déterminées.

$$\tau = c - \sigma_n \cdot \tan(\phi) \quad (1.6)$$

De plus, cet essai a été utilisé dans une étude visant à caractériser le comportement de l'interface (Brique réfractaire/mortier) à haute température [25]. Le fait de varier la température de l'essai et l'angle d'inclinaison de l'interface par rapport à l'axe a permis d'extraire les paramètres ( $c$ ) et  $\tan(\phi)$  de l'équation 1.6, représentant la loi de Mohr-Coulomb, en fonction de la température. Les résultats montrent que les paramètres  $c$  et  $\tan(\phi)$  sont dépendants de la température où une diminution de leurs valeurs avec l'augmentation de la température a été observée [25].

Il semble que cet essai soit adapté à notre étude à température ambiante. Cependant, la presse à haute température du CTMNC a des limites concernant la hauteur totale de l'échantillon (14mm). Il sera donc très difficile de faire varier les angles en raison de la difficulté de découpe. En s'inspirant des essais présentés, nous choisissons de développer un essai sur des triplets adaptable à notre équipement.

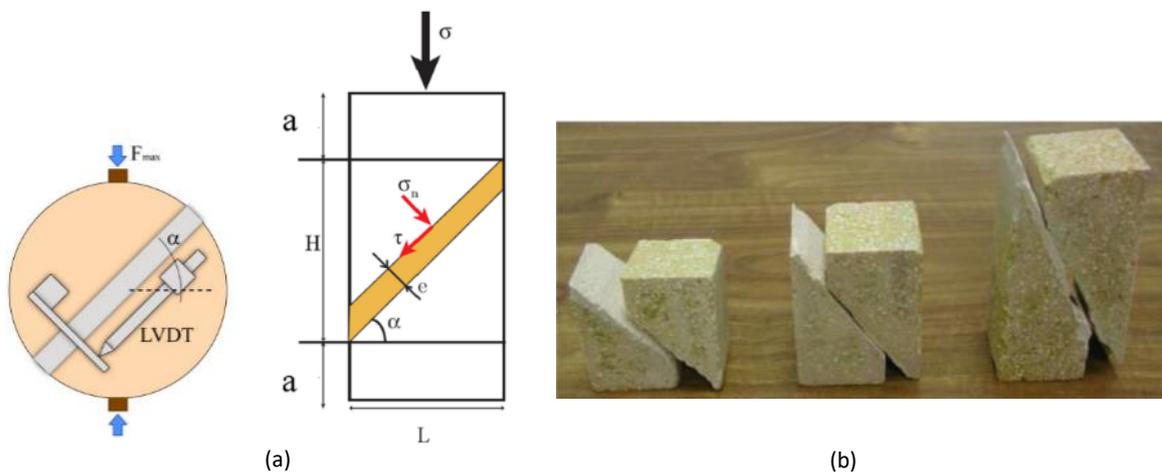


Figure 1.29 – (a) Essai brésilien sur une éprouvette avec un joint de mortier incliné [93], (b) Échantillon parallélépipédique et les formes de rupture par glissement [25].

### 1.6 Comportement au feu du mur en maçonnerie

#### 1.6.1 Travaux expérimentaux

L'essai au feu sert à évaluer la résistance au feu de la construction. Pour évaluer la résistance au feu des murs en maçonnerie, les normes normatives [4, 60] considèrent trois critères principaux suivantes :

- La capacité portante **R** : qui spécifie la capacité d'un élément soumis à une charge mécanique à maintenir sa stabilité structurelle en cas d'incendie.
- L'étanchéité **E** : qui caractérise la capacité d'une structure à résister à l'exposition au feu d'un côté sans laisser passer les flammes ou les gaz chauds au-delà du côté non exposé.
- L'isolation **I** : les structures ne doivent produire aucune perte d'isolation, de manière à limiter l'élévation de température de la surface non exposée au feu à 140°C (en moyenne) et 180°C (au maximum).

Dans les années 1970-1980, Byrne [26] a réalisé quatorze essais au feu sur des murs de maçonnerie porteurs en briques de terre cuite. Ces murs avaient des dimensions nominales de 90 mm d'épaisseur sur 3 m de largeur, et des hauteurs variables de 2.1 m, 2.4 m, 2.7 m et 3.0 m. Les murs testés étaient chargés avec des niveaux de charges admissibles (17.4%-125%) et soumis à des conditions d'incendie standard. Byrne [26] a noté que les murs ayant un rapport d'élancement de 20 ou moins ont atteint une résistance au feu de 60 minutes.

Byrne [26] a également souligné l'importance des niveaux de charge appliqués sur la résistance au feu des murs en maçonnerie. Il a mis en évidence l'importance du rapport hauteur/épaisseur du mur sur sa résistance au feu. En effet, plus le mur est élancé, plus il est susceptible de s'écrouler au plus vite. Il a également constaté que la ruine se produit lorsque le déplacement horizontal à mi-hauteur équivaut à l'épaisseur du mur.

De plus, il a observé d'après ces essais que le mur exposé au feu présente un bombement ou une flexion dans le sens de la chaleur. Ce phénomène due à la dilatation thermique de la surface chauffée, qui se produit sur les murs exposés à des températures élevées d'un côté, est appelée "thermal bowing" dans la littérature. Les données sur ce mécanisme ne sont pas très nombreuses, car les procédures d'essai au feu les plus courantes ne prescrivent pas de mesurer les déplacements des échantillons pendant l'essai (Figure 1.30a).

Entre 1974 et 1986, Lawrence et Gnanakrishnan [78] ont également mené une campagne d'essais complète sur 146 murs porteurs en grandeur réelle et 30 autres sur des murs non porteurs, avec des éléments de maçonnerie de différents types de matériaux et d'épaisseurs. Les spécimens testés étaient en maçonnerie de terre cuite, de béton et de silicate de calcium et avaient des épaisseurs variantes entre 90 mm et 273 mm (avec différents niveaux de charge imposée de 0 à 125% de la charge maximale).

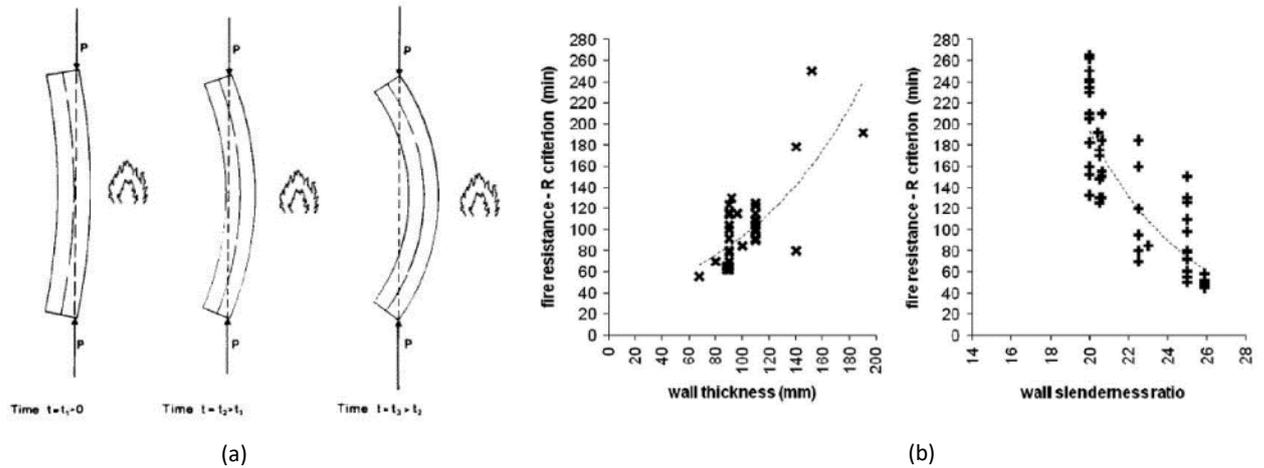


Figure 1.30 – (a) Représentations du cintrage thermique du mur (b) Relations entre l'épaisseur et l'élancement d'un mur et sa tenue au feu [26].

Lawrence et Gnanakrishnan [78] ont noté que la conductivité thermique relativement faible de la maçonnerie a conduit au développement d'un gradient thermique élevé, qui a également généré une expansion différentielle des faces chaudes et froides des murs testés. D'ailleurs, les auteurs ont souligné la différence de réponse au feu entre des échantillons identiques et ont reconnu la nécessité d'évaluer la répétabilité des essais de résistance au feu. Des résultats similaires à ceux de Byrne [26] ont également été obtenus en ce qui concerne l'impact négatif du rapport d'élancement sur la résistance au feu des murs de maçonnerie (Figure 1.30b). De plus, ils ont constaté que la ruine du mur se manifeste lorsque le déplacement maximal, à mi-hauteur, est d'environ 0.8 fois l'épaisseur du mur.

Dans une étude, Nguyen et Meftah [105] ont mené des expériences sur 4 murs avec différentes épaisseurs de brique de maçonnerie, orientations des alvéoles, types de joints (épais ou minces), charges appliquées et couches de protection. Ces murs étaient composés d'un mur non porteur, d'un mur épais non porteur et de deux murs épais porteurs testés sous différentes charges et

configurations d'isolation et exposition standard selon la norme ISO 834 [60], ainsi que les dispositions des normes EN 1365-1 [4].

Cette étude a relevé deux phases de transfert de chaleur qui étaient principalement gouvernées par l'épaisseur du mur et le temps nécessaire à l'évaporation de l'humidité dans les blocs de maçonnerie comme : la phase de transmission et la phase du plateau. Au total, une résistance au feu de 60 à 240 minutes a été observée en fonction des propriétés des murs, les murs les plus épais semblant mieux se comporter dans des conditions d'incendie, même s'ils subissent des écaillages. Par ailleurs, ils ont remarqué que les murs porteurs avec des joints minces présentent typiquement une faible résistance au feu en raison de la flexibilité limitée des joints minces [104, 105].

Dans un programme de recherche expérimentale par Russo [126], les propriétés mécaniques résiduelles de la maçonnerie en briques ont été mesurées en testant dix spécimens carrés de 250 mm de largeur et de hauteur sous compression et à des températures élevées. Ces spécimens ont été exposés à deux températures maximales différentes de 300°C et 600°C avec la même vitesse de chauffage (19°C/min).

Les spécimens soumis à 300°C sont restés intacts, et ceux exposés à 600°C ont subi des fissures interfaciales et des microfissures. En général, un changement de +4% et -13% de la résistance à la compression avec un changement de +10% et -7% de la rigidité des murets ont été observé pour des températures d'exposition de 300°C et 600°C, respectivement.

En outre, afin de contribuer à l'évaluation de la performance à haute température des éléments structurels de maçonnerie, des murs avec différentes géométries de briques alvéolaires ont été testés à haute température par Lima et al [84]. Ces essais ont été équipés d'une caméra thermographique pour vérifier l'isolation thermique.

La figure 1.31 montre la température maximale enregistrée par l'image thermique après 3-4h d'exposition à 900°C. Les chercheurs ont observé que les murets montés avec des briques ayant plus d'alvéoles sont les plus performants en termes d'isolation thermique, grâce aux parois longitudinales et transversales. En outre, ils ont constaté que la transmission thermique est directement proportionnelle à la résistance à la compression de la brique et au niveau de la charge appliquée [84].

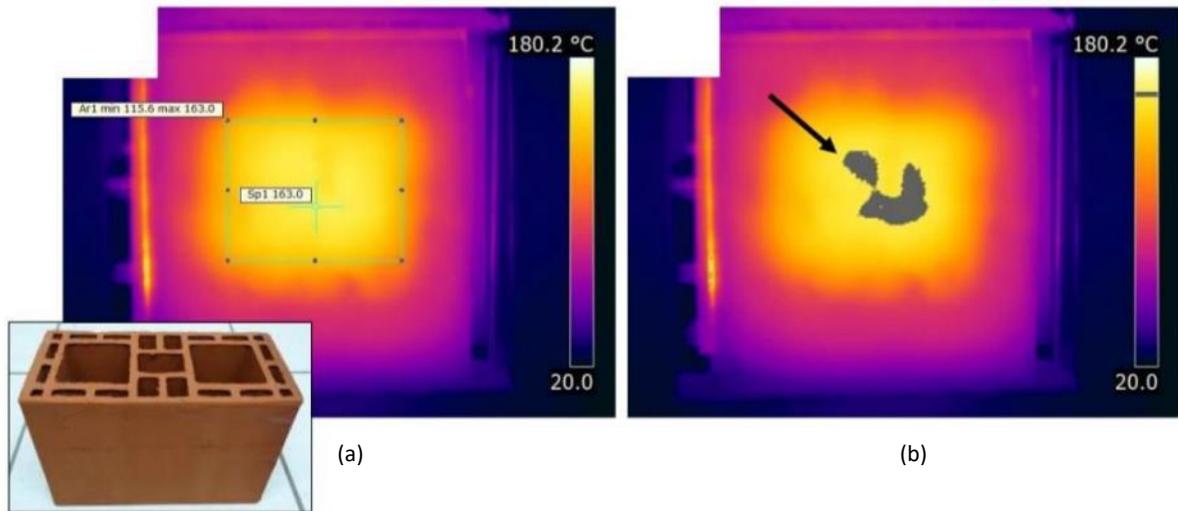


Figure 1.31 – Muret après 4h d'exposition à 900°C : (a) image thermique ; (b) la région isotherme des températures entre 160°C et 163°C est présentée en gris. [84]

Afin d'identifier l'influence de la charge et de l'épaisseur de l'enduit de mortier sur le comportement au feu de la maçonnerie, six maçonneries composées de briques et du mortier ont été évaluées par De Souza et al. [39]. Le revêtement de mortier avait une épaisseur de 25 mm sur la face non exposée à des températures élevées, tandis que la face exposée au feu avait des épaisseurs de 0, 15 et 25 mm. Pour chaque épaisseur de revêtement de mortier, deux spécimens ont été testés, avec et sans charge de 10  $tf/m$ .

Les résultats ont montré que les spécimens chargés présentaient des déformations plus faibles que les spécimens non chargés. De plus, les auteurs ont constaté que lorsque l'épaisseur de l'enduit de mortier augmente, les déformations planes diminuent et les propriétés d'isolation thermique des murs s'améliorent de manière significative [39]. La figure 1.32 montre les formes d'écaillage observées.

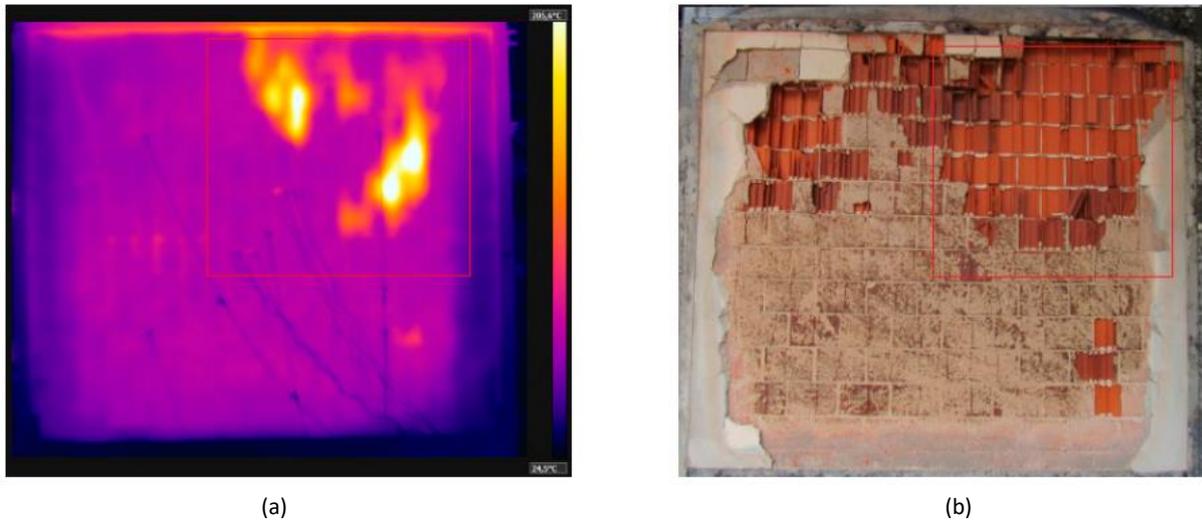


Figure 1.32 – (a) Ecaillage du revêtement sur la face intérieure (b) échantillon après la résistance au feu [39].

D'autre part, une étude a été réalisée par Menegon et al. [95] afin d'évaluer l'effet de l'épaisseur des joints et de l'influence du revêtement sur le comportement au feu de petits murs en briques creuses en terre cuite. Ils ont déduit que l'augmentation de l'épaisseur des briques et, surtout, l'utilisation d'un revêtement en mortier atténuent le transfert de chaleur vers la face non exposée.

L'analyse des données obtenues pour les déplacements longitudinaux a indiqué que les joints plus flexibles forment un système plus déformable que les autres, permettant à la brique de se dilater dans les deux directions du plan. De plus, Menegon et al. [95] ont constaté que l'épaisseur des joints et la résistance de leurs mortiers n'influencent pas le transfert de chaleur.

Dans la thèse de Sridi [131], des essais de résistance au feu d'un mur en briques alvéolaires avec joints minces ont été réalisés. Il a constaté à partir de ces essais, l'importance de la géométrie de la brique ainsi que du doublage sur la performance globale du mur exposé au feu.

### 1.6.2 Etudes numériques

La plupart des modèles structurels et thermiques de la maçonnerie de briques et de mortier en cas d'incendie s'appuient sur des modèles de matériaux et des relations empiriques de dégradation induite par la chaleur, élaborés précédemment pour les bétons [24]. Le paramètre principal impliqué dans les simulations numériques est le déplacement horizontal maximal en fonction du temps ou de la température ainsi que la propagation de la température.

Gnanakrishnan et Lawther [54] ont proposé un modèle par éléments finis 2D dans lequel les briques et les joints sont représentés séparément. Le modèle tient compte des coefficients de dilatation thermique dépendant de la température, mais il ne tient pas compte de la non-linéarité des matériaux. La dépendance des propriétés mécaniques vis-à-vis de la température est supposée sur la base des modèles constitutifs disponibles pour les bétons à haute température. Kodur et al. [73] ont remarqué que les déflexions au centre du mur obtenues à partir du modèle développé par Gnanakrishnan et Lawther ne correspondent pas aux valeurs mesurées expérimentalement. Dhanasekar et al. [40] ont développé un modèle éléments finis destiné à analyser les effets de cintrage thermique dans les murs en maçonnerie, sur la base d'un calcul simplifié du transfert de chaleur à travers l'épaisseur du mur. La non-linéarité des matériaux est représentée par le critère de rupture bilinéaire couramment utilisé pour les bétons. Les résultats de leurs calculs donnent un bon accord avec les résultats expérimentaux publiés par Shields et al. [130].

Nadjai et al. [101] ont développé un modèle thermomécanique par éléments finis (MasSET) pour les murs en briques extrudées exposés au feu. Une étude paramétrique a été réalisée pour étudier les effets de l'élancement, de l'excentricité de la charge et des conditions aux limites sur les murs de maçonnerie soumis au feu. Cependant, les modèles numériques développés n'étaient pas en mesure de simuler le comportement des blocs de maçonnerie avec des cavités.

Une analyse récente par éléments finis sur les murs de maçonnerie en briques creuses en terre cuite a été réalisée par Nguyen et Meftah [106]. Ils ont proposé un modèle par éléments finis 3D pour prendre en compte l'écaillage des murs de maçonnerie en briques creuses en terre cuite, validé par des données expérimentales [105]. Ce modèle a pris en compte la variation des propriétés thermiques et des propriétés des matériaux élastiques en fonction de la température, et une liaison parfaite a été supposée entre les unités de maçonnerie et le mortier. Le modèle a également pris en compte l'effet de l'écaillage et a montré un bon accord avec les résultats expérimentaux.

Cependant, cette approche présente un désavantage majeur qui est le temps de calcul nécessaire (plusieurs semaines par simulation), du fait de la dimension 3D du calcul. De plus, l'exploitation de cet outil dans le cas de murs à joints minces présente des écarts significatifs par rapport aux résultats d'essais : les faciès d'endommagement, la nature localisée de l'écaillage et l'intervalle temporel de son occurrence ne correspondent pas aux observations expérimentales.

Kumar et Kodur [75] ont proposé un modèle pour prédire la réponse au feu des murs porteurs. Les résultats numériques ont été comparés aux résultats d'essais expérimentaux dans les domaines structurels et thermiques afin de valider le modèle. Les auteurs ont conclu que le modèle était capable de prédire la réponse des murs depuis le chargement initial jusqu'au stade de la ruine sous les effets combinés des charges mécaniques et des températures.

Sridi et al. [131] ont proposé un modèle par éléments finis 3D élastique isotrope pour traiter la problématique thermomécanique du mur en maçonnerie de briques alvéolaires exposé au feu. Ce modèle n'a pas pris en compte l'effet de l'écaillage ni les endommagements des matériaux constitutifs. Différentes simulations numériques à l'échelle de la brique et du mur ont été réalisées, ce qui a permis de comprendre les mécanismes observés lors d'un essai au feu qui conduisent à la rupture d'un mur de briques exposé au feu. De plus, afin de réduire les coûts numériques de la simulation pour aider à la conception, Sridi et al. [131] ont proposé une méthodologie de calcul pour les briques alvéolaires dans le cadre Arlequin. Ils ont développé un bi-modèle Arlequin qui superpose des modèles de plaques au niveau des cloisons et des parois et des modèles volumiques 3D au niveau de leurs croisements. Cette méthodologie a été utilisée pour le calcul d'une seule brique et d'une rangée de briques et a montré sa capacité à réduire le temps de calcul en apportant une réponse efficace au problème industriel.

Prakash et al. [117] ont proposé un modèle microscopique 2-D basé sur des éléments finis pour analyser la réponse thermomécanique de structures solides en maçonnerie de briques exposées au feu. Ce modèle modélise séparément la brique et le mortier, et tient compte des non-linéarités géométriques, des états transitoires de déformation et des propriétés du matériau dépendant de la température. Le modèle développé a été considéré comme a été validé pour les prédictions thermomécaniques d'un mur de maçonnerie à demi-échelle soumis à un incendie et les prédictions étaient raisonnablement précises, par rapport aux résultats expérimentaux.

Une stratégie à l'échelle macroscopique a été adoptée par Oliveira et al. [109], les murs de maçonnerie ont donc été considérés comme homogènes et isotropes. Par conséquent, il n'y a pas de condition de contact entre la brique et le mortier, car un seul matériau représente le mur. Selon Oliveira et al. [109], ce modèle d'éléments finis a permis de prédire le comportement des murs de maçonnerie composés de blocs de béton creux depuis la charge initiale jusqu'à la ruine en cas d'incendie. Le modèle est supposé capable de prédire le cintrage thermique initial et l'inversion ultérieure du phénomène de cintrage.

En bref, les travaux numériques présentés ont apporté des simplifications dans leurs modèles soit par la loi de comportement des éléments choisis, soit par la réduction bidimensionnelle du problème, soit par le fait de modéliser la maçonnerie à l'échelle macroscopique. Ces hypothèses sont probablement recevables dans le cas de murs en blocs de béton ou en briques pleines. Cependant, dans le cas des briques alvéolaires, elles deviennent inefficaces pour la résistance au feu. En effet, la morphologie de la brique (forme et répartition des alvéoles) entraîne des zones de concentration de contraintes non négligeables.

De plus, le comportement au feu des murs montés avec des joints minces reste peu étudié, en raison d'un manque d'essais et de caractérisations. De ce fait, une analyse plus approfondie en tenant compte des phénomènes thermomécaniques de manière tridimensionnelle et plus fine, est nécessaire afin de rendre le calcul plus réaliste.

### 1.7 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons passé en revue les études et résultats disponibles dans la littérature concernant la caractérisation et l'analyse du comportement de la maçonnerie : la terre cuite, la brique en terre cuite, le mortier de collage, le joint d'assemblage ainsi l'ensemble d'un mur.

L'exposé sur le processus de fabrication a permis de souligner les mécanismes qui conduisent à l'anisotropie de la brique alvéolaire. Cette anisotropie semble très variable et non extrapolable d'une brique à une autre. Les propriétés mécaniques et leurs évolutions avec la température de la terre cuite présentent de fortes dispersions. La caractérisation de la brique (à froid et à chaud) montre également des dispersions très erratiques qui semblent hériter de celles de la terre cuite combinées à celles générées par la structure alvéolaire de la brique et des effets locaux qu'elle induit. Ces résultats mettent en évidence le besoin d'un protocole expérimental de caractérisation allant de la terre cuite jusqu'à la brique en introduisant des configurations intermédiaires (à une puis à plusieurs alvéole(s)) afin d'analyser de façon progressive la complexité des mécanismes jusqu'à l'échelle de la brique.

Par ailleurs, l'étude bibliographique du joint de collage montre la nécessité de caractériser le comportement du mortier colle ainsi que celui du joint mince, en particulier à hautes températures. A cela, s'ajoute le besoin de caractériser de façon progressive le complexe joint-alvéole apportée par l'assemblage d'éléments de briques. Des essais originaux ont été conçus et réalisés dans cette thèse à cet effet.

Enfin, ce chapitre a permis de relever quelques travaux expérimentaux qui ont pu établir des corrélations sur le comportement au feu de murs. Nous avons également présenté diverses études numériques qui ont tenté de simuler les essais expérimentaux. L'ensemble de ces travaux montre que l'étude du comportement des murs à joints minces présentent les mêmes besoins de caractérisation et de modélisation que ceux identifiés aux échelles inférieures.

L'objectif principal de cette thèse est de contribuer à la levée de ces verrous au travers d'une approche couplant des essais et de la modélisation pour caractériser le comportement à froid et à chaud à différentes échelles de la maçonnerie en briques alvéolaires en terre cuite montée aux joints minces.

## CHAPITRE 2

# CARACTÉRISATION DES ÉLÉMENTS CONSTITUTIFS DU MUR À FROID ET À CHAUD

### 2.1 Introduction

Pour bien comprendre les phénomènes thermomécaniques contrôlant la tenue au feu des murs en maçonnerie montés aux joints minces, des investigations expérimentales à différentes échelles doivent être menées pour chaque élément constitutif du mur : la terre cuite (TC) constitutive de la brique et le mortier colle (M). Ce chapitre est consacré à l'étude des propriétés mécaniques et thermomécaniques à l'échelle du matériau de ces constituants telles que la résistance en compression, le module de Young, la résistance en traction et leurs évolutions avec la température. Les caractéristiques mécaniques des composants (TC et M) seront déterminées en établissant des relations contraintes-déformations à partir d'essais réalisés sur différents types d'échantillons. Ces relations permettent d'identifier les lois de comportement intrinsèques des constituants qui serviront à l'analyse des résultats d'essai et à la modélisation aux plus grandes échelles.

### 2.2 Etude expérimentale sur la terre cuite à froid

Les caractéristiques de la terre cuite peuvent différer selon le fabricant et le produit, ce qui donne parfois des valeurs très différentes et incohérentes. En effet, plusieurs aspects comme la chaîne de production, le processus de séchage et de cuisson ainsi que la formulation (empirique) de la pâte d'argile varient en fonction du site et de l'atelier de production. Cela conduit à un comportement mécanique et thermique particulier pour chaque brique.

Par conséquent, nous avons choisi de mener les travaux de caractérisation sur deux briques différentes : issues de fabricants différents et présentant des morphologies différentes (géométrie des tessons et des alvéoles). Ce choix permet d'intégrer dans l'étude la variabilité liée au site de production ainsi que l'effet du processus de fabrication, en particulier l'extrusion de la pâte d'argile lors de la mise en forme de la brique. Nous chercherons alors à identifier les propriétés mécaniques de la terre cuite à température ambiante puis à hautes températures par des essais statiques et dynamiques, avec un focus sur le degré d'anisotrope du matériau hérité du processus d'extrusion.

Le recours aux essais dynamiques s'avère utile pour caractériser l'anisotropie des modules élastiques, ce que les essais statiques ne permettent pas de réaliser aisément en cisaillement. En outre, les essais dynamiques constituent une redondance permettant de confirmer les tendances observées par les essais statiques. Enfin, les essais dynamiques adoptés sont non destructifs, ce qui permet de réaliser les essais statiques sur les mêmes échantillons testés avec les essais dynamiques.

La figure 2.1 présente les deux briques retenues pour cette étude, dénommées brique A et B. La convention adoptée pour les trois directions d'espace  $y$  est également reportée. La direction  $z$  correspond à celle de l'extrusion de la brique. Les propriétés mécaniques sont caractérisées sur des éprouvettes prismatiques, extraites des différentes parois selon les directions d'intérêt comme il sera indiqué dans les sections suivantes.

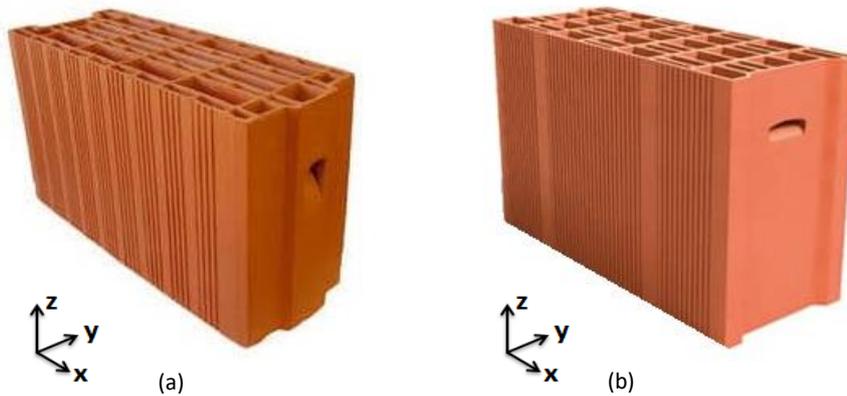


Figure 2.1 – (a) Profile de la Brique A, (b) Profile de la Brique B.

### 2.2.1 Méthodes d'essais dynamiques

#### 2.2.1.1 Essais d'excitation impulsionnelle au pot vibrant

La technique d'excitation par impulsion consiste à déterminer les modules élastiques d'un matériau à partir de la fréquence propre d'un échantillon de géométrie régulière (barre, cylindre, disque ou anneau). Ces fréquences sont excitées par une courte impulsion mécanique, suivie de l'acquisition de la réponse acoustique à l'aide d'un microphone. Ensuite, un traitement mathématique est effectué sur le signal acoustique afin d'obtenir le spectre de fréquence (Transformée de Fourier rapide) [111].

Sur cette base, les modules élastiques dynamiques sont calculés à l'aide des équations fournies par la norme ASTM [59], qui prend en compte la géométrie, la masse, les dimensions de l'échantillon et les fréquences mesurées. L'excitation impulsionnelle dans cet essai est réalisée à l'aide d'un pot vibrant de type B&K 4809 qui dispose d'une gamme de fréquences (10 Hz à 20KHz), d'un déplacement continu de 8 mm et qui peut fournir une force de 45 N.

Dans cet essai, l'éprouvette prismatique de dimensions ( $Lx \times Ly \times Lz$ ) est sollicitée en flexion de sorte que sa grande dimension corresponde à la longueur  $L$  de la poutre modèle, ses deux autres dimension (largeur et épaisseur) jouent le rôle de la largeur  $b$  et de la hauteur  $h$  de la section droite (d'aire  $A$ ) de la poutre modèle.

Les dimensions ( $Lx \times Ly \times Lz$ ) adoptées permettent de considérer la poutre modèle dans l'essai comme élancée, de longueur  $L$  et de hauteur  $h$ . L'analyse dynamique des vibrations propres du système permet d'établir la relation théorique entre le module de Young  $E$  (dans le sens longitudinal de la poutre [37, 63, 144]) et la fréquence  $f_n$  de vibration flexionnelle en régime harmonique de mode  $n$  :

$$E = \frac{3\pi^2}{\gamma_n^4} \frac{\rho L^4}{h^2} f_n^2 \quad (2.1)$$

où  $\rho$  est la masse volumique,  $h$  la hauteur,  $L$  la longueur et  $f_n$  est la fréquence propre. Enfin, le paramètre  $\gamma_n$  dépend des conditions théoriques aux appuis considérées représentatives de l'essai. La détermination des valeurs du coefficient  $\gamma_n$  est présentée en annexe II pour trois types de conditions aux limites susceptibles de correspondre à celles de l'essai de pot vibrant (Figure 2.2a).

Echantillon	$Lx$	$Ly$	$Lz$
<b>Etalon</b>	25 mm	10 mm	210 mm

Tableau 2.1 – Les dimensions du matériau étalon.

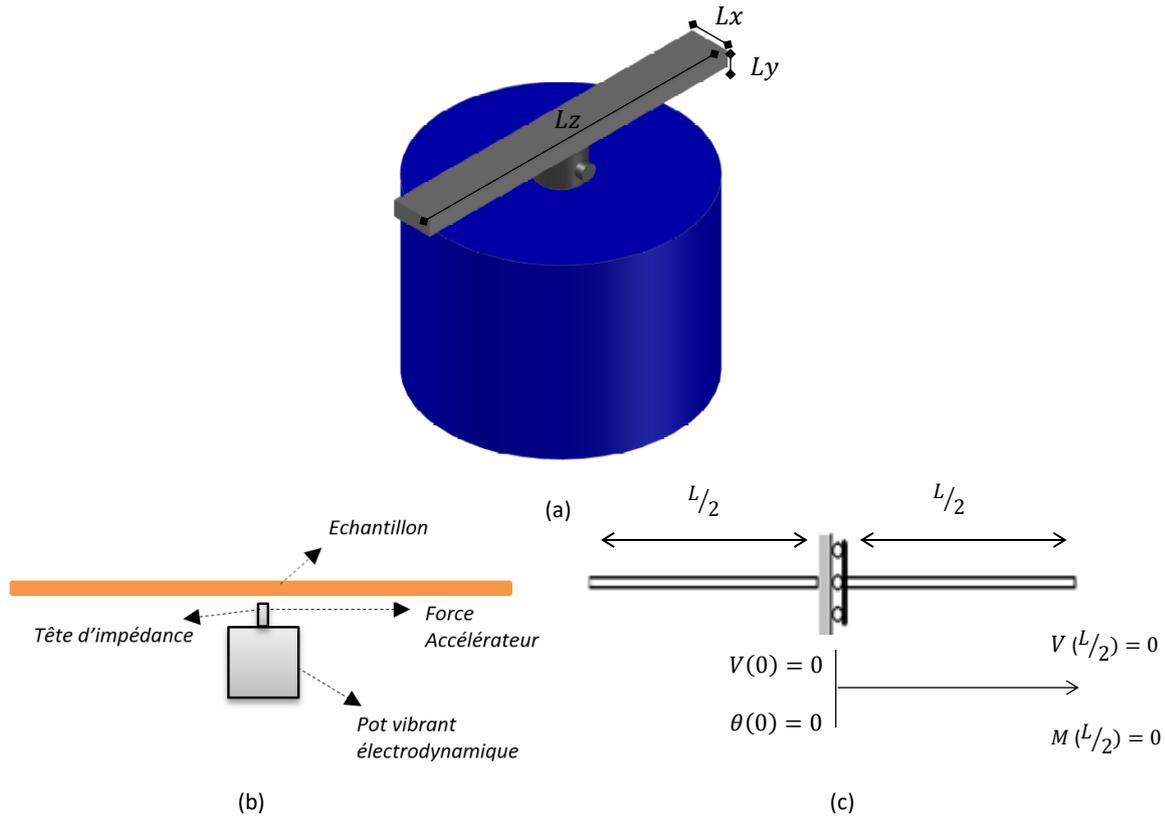


Figure 2.2 – (a) (b) Schéma expérimental de l’essai du pot vibrant, (c) les conditions aux limites.

Dans cet essai, une pastille est placée au milieu de l’éprouvette avec un enduit taraudé fixé à la tête d’impédance. Sur cette dernière se trouvent un capteur de force et un accéléromètre (Figure 2.2b). Durant l’essai, nous avons observé que l’éprouvette a un mouvement vertical malgré la fixation, ce qui nous a amenés à considérer que le comportement modal observé était équivalent à une poutre guidée ou glissante d’un côté où le déplacement transversal est libre et la rotation est bloquée, et de l’autre côté est libre (Figure 2.2c).

Pour valider ce choix de condition aux limites, nous avons utilisé trois éprouvettes de référence constituées d’un alliage d’aluminium et de magnésium (aluminium 5083) avec des dimensions de  $210 \times 25 \times 10 \times mm^3$  (Tableau 2.1). Le module de Young de ce matériau est de 71 GPa.

Le tableau 2.2 montre les valeurs de module de Young obtenues pour le matériau étalon selon le choix des conditions aux limites. En se basant sur les valeurs des fréquences propres mesurées expérimentalement et sur les valeurs de  $\gamma_n$  découlant du choix des conditions aux limites (cf. Annexe A), les valeurs du module de Young ont été déterminées.

Nous pouvons constater que la condition d'appui dite " glissant-libre " est celle qui permet de retrouver la valeur attendue du module de Young du matériau étalon. Cette condition aux limites est donc adoptée pour la caractérisation de la terre cuite.

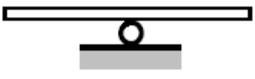
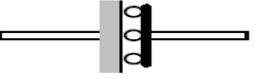
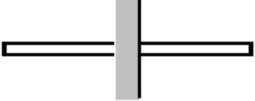
Conditions aux limites	Fréquence de résonance [Hz]	$\gamma_n$	Module de Young [GPa]
	1184.55 ( $\pm 0.53$ )	3.92	9.2 ( $\pm 0.11$ )
		1.87	69.6 ( $\pm 0.81$ )
		2.36	176.0 ( $\pm 2.07$ )

Tableau 2.2 – Les valeurs des modules de Young dynamiques obtenues par différentes conditions aux limites.

Pour les mesures du module de Young dynamique du matériau (terre cuite) constitutif des briques A et B, nous avons défini une nomenclature adaptée pour traduire les conditions d'essai.  $E_i - j$  pour une mesure : donnant la raideur dans la direction  $i = x, y$  ou  $z$ , obtenue à partir d'un tessou de terre-cuite localisé sur la paroi interne ( $j=PI$ ) ou paroi externe ( $j=PE$ )(Figure 2.3).

Cinq échantillons ont été testés pour chaque direction, avec des dimensions de  $300 \times 20 \times h \text{ mm}^3$  pour les directions  $x, z$  et  $200 \times 20 \times h \text{ mm}^3$  pour la direction  $y$ . Les épaisseurs  $h$  des parois qui dépendent de la morphologie de chaque brique varient entre  $(4 - 6 \text{ mm})$  et  $(6 - 8 \text{ mm})$  pour les briques A et B, respectivement, après leur rectification. Avant l'essai, tous les échantillons ont été séchés dans une étuve à  $105^\circ\text{C}$  pour 24 heures.

Les figures (2.4a et 2.4b) présentent les valeurs moyennes du module de Young obtenus par des essais d'excitation par impulsion selon différentes directions et parois pour les briques A et B. D'après ces résultats, nous pouvons en déduire qu'il n'y a pas d'influence de l'emplacement de la paroi sur le module de Young. Cela veut dire que les modules de Young d'échantillons extraits des parois extérieure ou intérieure selon les mêmes directions sont comparables.

D'autre part, nous pouvons voir d'après ces figures qu'il y a une différence entre les résultats du module de Young dans les trois directions. Les échantillons extraits dans la direction  $z$  (direction d'extrusion) ont les valeurs les plus élevées (15.5 GPa pour la brique A et 11.7 GPa pour la brique B), soit 43% et 45% supérieures aux échantillons extraits dans les directions  $x$  et  $y$  pour la brique A, ainsi que de 20% et 25% supérieures aux échantillons extraits dans les directions  $x$  et  $y$  pour la brique B, respectivement. Il semble que la raison de l'anisotropie observée puisse être liée au processus de fabrication.

En outre, la petite différence de 2% et 5% entre les valeurs du module de Young dans les directions  $x$  et  $y$  ainsi que, pour simplifier la modélisation numérique par la suite, le comportement transverse isotrope peut être considéré [62, 63, 74, 90]. En d'autres termes, les propriétés élastiques sont approximativement les mêmes dans le plan  $xy$ , et sont différentes dans la direction perpendiculaire à ce plan, qui est la direction d'extrusion. De plus, d'après la figure 2.5 nous constatons qu'il n'y a pas d'effet d'éclatement sur les valeurs du module de Young (pour les deux briques) tant que l'éprouvette correspond à une poutre mince.

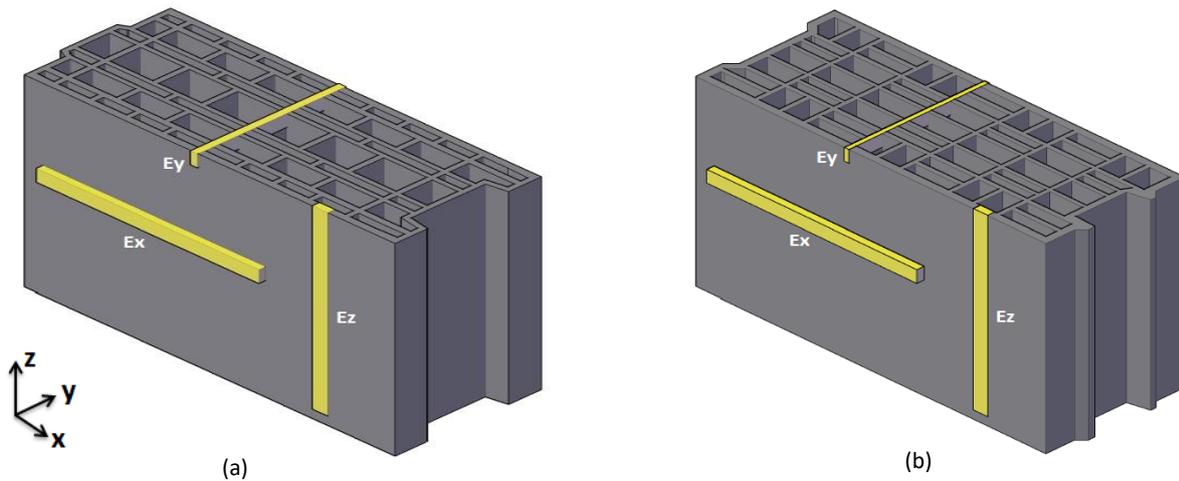


Figure 2.3 – Directions de prélèvement des échantillons de la briques A et B.

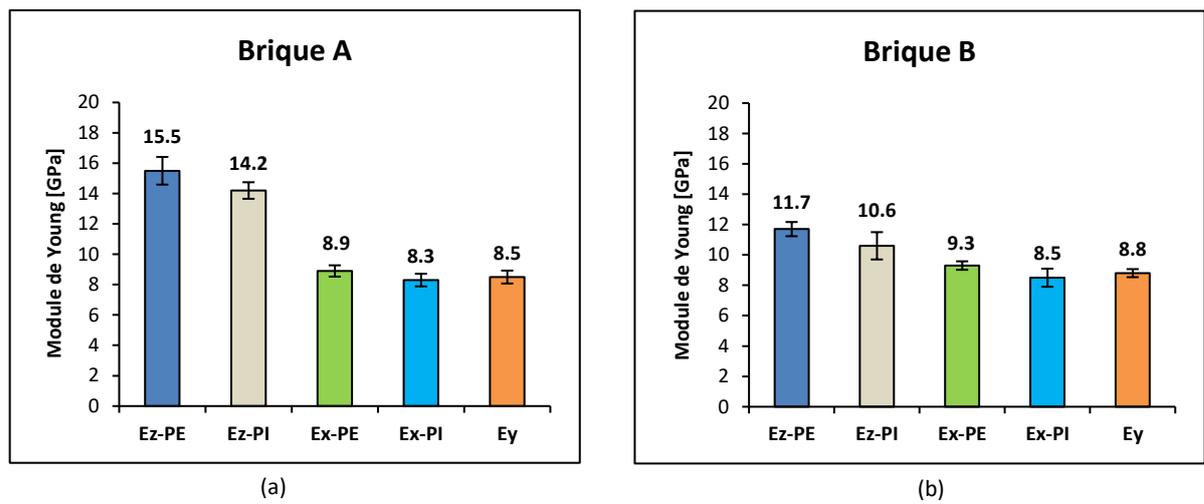


Figure 2.4 – Les valeurs moyennes de module de Young obtenus par des essais d'excitation par impulsion selon différentes directions et parois pour (a) Brique A, (b) Brique B.

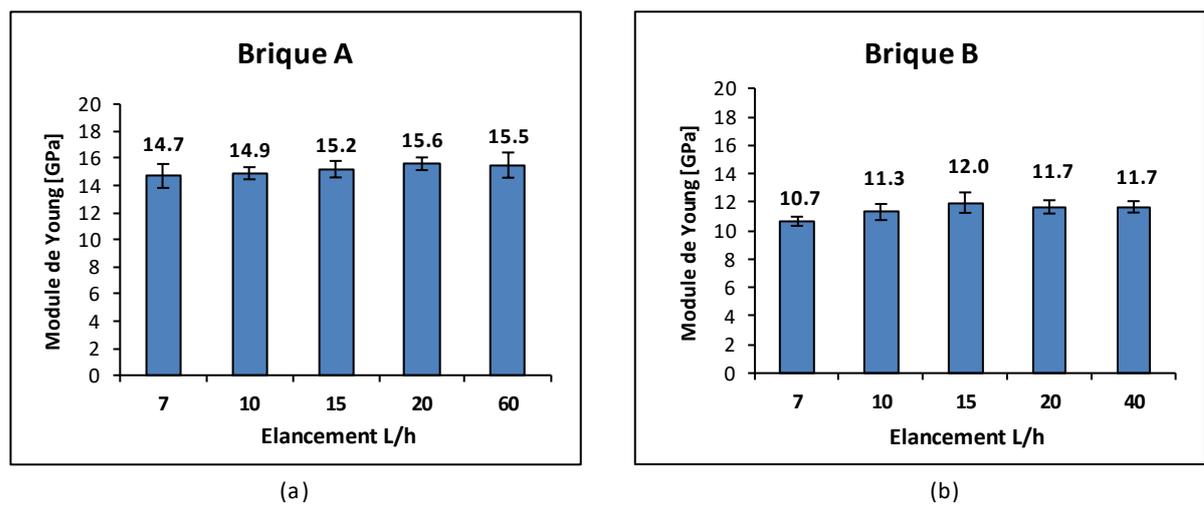


Figure 2.5 – Les valeurs moyennes de module de Young obtenus par des essais d'excitation par impulsion selon la direction d'extrusion z extraits de la paroi externe pour (a) Brique A, (b) Brique B.

2.2.1.2 Essais d’excitation impulsionnelle au marteau

Le but de cet essai est de déterminer les fréquences en torsion afin de déterminer les modules de cisaillement à différentes directions dans les deux briques. Le module de cisaillement dynamique est déterminé à l’aide des vibrations de résonance en torsion. Pour isoler le mode de torsion, l’échantillon rectangulaire doit être soutenu le long des centres de la largeur et de la longueur, comme le montre la figure 2.6. La figure 2.6a montre également les emplacements recommandés pour l’impact et le capteur pour chaque essai. Le module de cisaillement est calculé par l’équation 2.2 [59] :

$$G = \frac{(4Lmf_s^2)}{bh} \left[ \frac{B}{(1 + A)} \right] \tag{2.2}$$

tel que :  $G$  est le module de cisaillement,  $L$  est la longueur,  $m$  est la masse,  $f_s$  fréquence en torsion,  $b$  est la largeur,  $h$  est l’épaisseur et  $A$  et  $B$  sont des facteurs de correction dépendant de  $b$  et  $h$ .

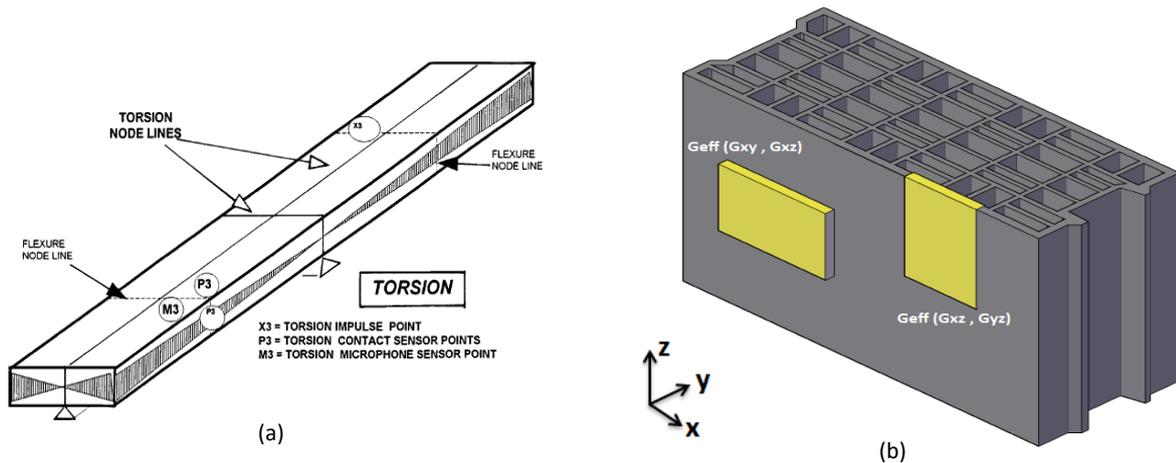


Figure 2.6 – (a) Directions de prélèvement des échantillons (b) Dispositif d’essai précis, emplacement des capteurs et des impacts pour le mode de torsion.

D’ailleurs, il est bien connu que le module de cisaillement d’un matériau isotrope peut être obtenu par un essai de torsion ou de cisaillement. Cependant, les modules de cisaillement obtenus par torsion d’un matériau non isotrope donnent une valeur qui est considérée comme effective et qui a déjà été décrite dans la littérature comme une fonction de deux modules de cisaillement [111]. Nous pouvons en déduire que les échantillons qui ne sont pas isotropes présentent un module de cisaillement effectif qui est fonction de deux cisaillements actifs.

Pour un comportement transverse isotrope, où  $xy$  est le plan d'isotropie, il suffit de déterminer uniquement le module de cisaillement selon  $z$  où ( $G_{xz} = G_{yz}$ ) par l'essai d'excitation impulsionnelle par marteau.

Pour cette série d'essais, nous avons essayé de respecter au mieux les recommandations préconisées par le ASTM [59] :

- Le rapport largeur/épaisseur doit être au minimum 5.
- Le rapport longueur/épaisseur doit être supérieur à 20.
- Dans ce cas, trois échantillons ont été préparés pour deux directions, avec des dimensions de  $100 \times 48 \times 4 \text{ mm}^3$  pour la brique A et  $150 \times 72 \times 6 \text{ mm}^3$  ( $L_{x,z} \times b_{x,z} \times h \text{ mm}^3$ ) pour la brique B (Figure 2.6b). Les dimensions sont choisies en respectant les rapports ( $L/h$  à 25 et  $b/h$  à 12). Les échantillons ont été séchés dans une étuve à  $105^\circ\text{C}$  pour à 24 heures.
- Les échantillons sont appuyés au milieu de sa longueur et de sa largeur par un support croix en acier.

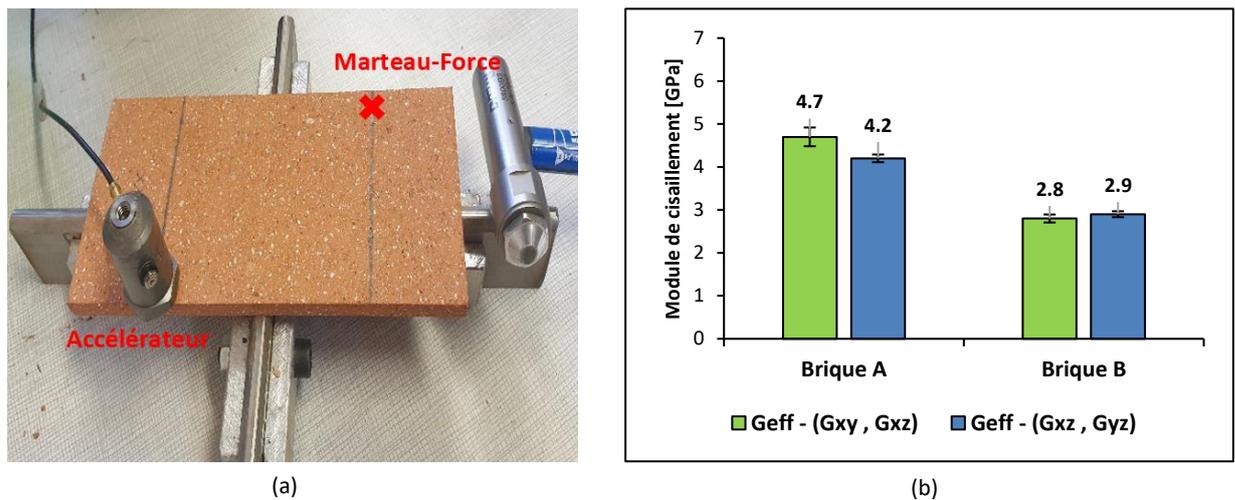


Figure 2.7 – (a) Les emplacements recommandés pour l'impact et le capteur lors d'essai. (b) Les valeurs moyennes du module de cisaillement obtenus par des essais d'excitation par impulsion selon différentes directions pour les briques A et B.

Le transducteur est fixé à l'aide d'une pastille collée à un quadrant de l'éprouvette, de préférence à environ  $0.224 L$  d'une extrémité et vers le bord. Cet emplacement est un point nodal de la vibration de flexion et minimise la possibilité de détecter un mode de flexion indésirable. En plus, les échantillons sont excités sur le quadrant diagonalement opposé au transducteur, à  $0.224 L$  (Figure 2.6a). Le fait d'exciter l'échantillon à un point nodal de flexion permet de limiter la possibilité de provoquer un mode de vibration en flexion.

Les figures (2.7a et 2.7b) présentent les emplacements pour l'impact et le capteur lors d'essais ainsi que les valeurs moyennes effectives du module de cisaillement obtenus par des essais d'excitation par impulsion selon deux différentes directions pour les briques A et B. Nous constatons d'après ces résultats que les valeurs effectives du module de cisaillement selon les deux directions sont proches. D'autre part, la figure 2.8 montre qu'il n'y a pas d'influence d'élanement sur les valeurs du module de cisaillement.

En effet, les valeurs des modules de cisaillement effectifs ( $G_{eff} - (G_{xz}, G_{yz})$  et  $G_{eff} - (G_{xy}, G_{xz})$ ) sont exploitées pour déterminer les valeurs intrinsèques du module de cisaillement ( $G_{xy}, G_{xz}$  et  $G_{yz}$ ) du matériau.

Pour cela, nous considérons que le module de cisaillement suit la même isotropie transverse que celle trouvée précédemment pour le module de Young [111]. Ainsi, nous obtenons  $G_{xz} = G_{yz} = G_{eff}$ , il s'agit de déterminer  $G_{xy}$ . Du fait de l'isotropie transverse, sa valeur peut être déterminée à partir de la valeur  $E_x$  (ou  $E_y$ ) et du coefficient de Poisson  $\nu_{xy}$ .

Par conséquent, nous allons faire appel à des simulations numériques de l'essai d'excitation impulsionnelle par marteau pour identifier la valeur de  $G_{xy}$  qui nous permet de trouver numériquement la valeur expérimentale du module de cisaillement effectif ( $G_{eff} - (G_{xz}, G_{yz})$  et  $G_{eff} - (G_{xy}, G_{xz})$ ) ou alternativement la fréquence de résonance associée (Equation 2.2).

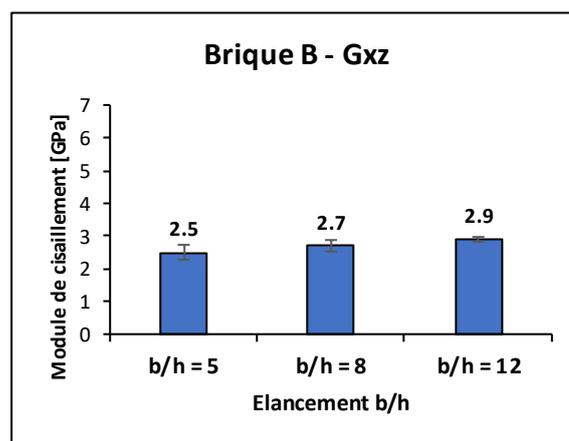


Figure 2.8 – Les valeurs moyennes effectives du module de cisaillement ( $G_{xz}$  ;  $G_{yz}$ ) avec différent élanement (largeur/épaisseur) pour la brique B.

### Procédure de validation des résultats par les éléments finis

La procédure proposée, largement utilisée dans la littérature, est une méthode mixte numérique-expérimentale qui sert à identifier les constantes élastiques des matériaux orthotropes en utilisant les fréquences de résonance mesurées sur une éprouvette rectangulaire. En outre, les propriétés élastiques de la brique obtenues par les essais d'excitation impulsionnelle au pot vibrant et au marteau sont utilisées comme valeurs d'entrée pour le modèle par éléments finis des structures.

Le principe de base de cette procédure est de comparer les fréquences mesurées expérimentalement avec les fréquences calculées numériquement d'un modèle par éléments finis de l'éprouvette [8, 32, 77, 107, 129].

Un schéma détaillé de cette procédure est donné dans la figure 2.9. À partir de valeurs initiales mesurées, les constantes élastiques d'un modèle par éléments finis de l'éprouvette sont mises à jour de manière itérative jusqu'à ce que les fréquences de résonance calculées correspondent aux fréquences mesurées. Dans le modèle par éléments finis, les dimensions et la masse de l'éprouvette sont considérées comme des paramètres connus et donc des valeurs fixes.

La figure 2.10 montre les formes modales en flexion et en torsion. Le tableau 2.3 présente les propriétés élastiques pour les deux briques A et B. Les tableaux 2.4, 2.5 et 2.6 montrent la comparaison entre les fréquences obtenues expérimentalement et celles obtenues numériquement où la différence reste inférieure à 5%. En effet, de manière similaire au module de Young, le module de cisaillement présente aussi de l'anisotropie. Il convient de noter que les valeurs du coefficient de Poisson ont été déterminées dans la section 2.2.2.2.

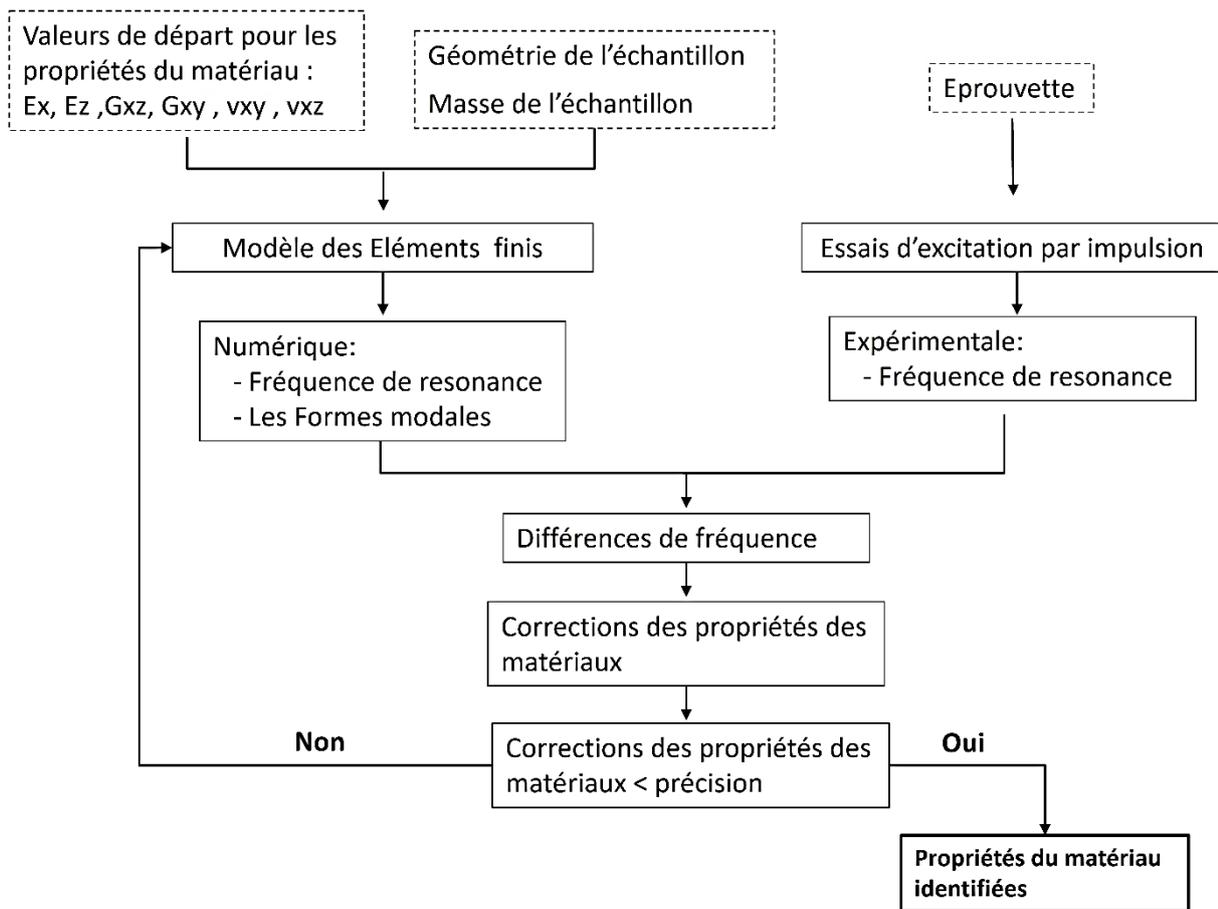


Figure 2.9 – Schéma détaillé de la procédure : identification du matériau en comparant les fréquences de résonance mesurées expérimentalement et calculées d’une éprouvette.

	$E_x = E_y$	$E_z$	$G_{xz} = G_{yz}$	$G_{xy}$	$\nu_{xz}$	$\nu_{xy}$
<b>Brique A</b>	8900	15000	4800	3600	0.25	0.23
<b>Brique B</b>	8800	11700	3100	3550	0.23	0.24

Tableau 2.3 – Les propriétés élastiques des briques A et B.

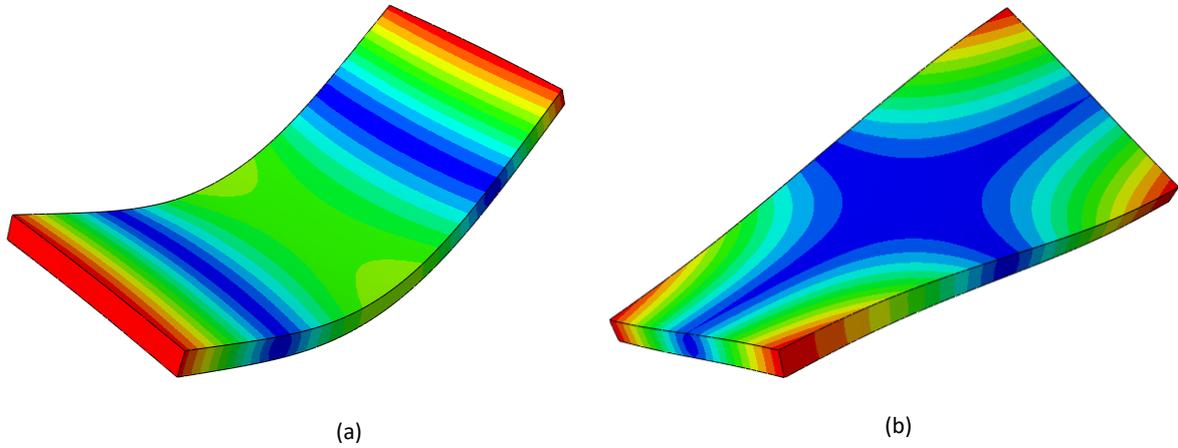


Figure 2.10 – Les formes modales en flexion et en torsion.

Brique A	Flexion			Cisaillement		
	Fréquence (Exp)	Fréquence (Calcul)	Erreur	Fréquence (Exp)	Fréquence (Calcul)	Erreur
<b>z-1</b>	1410.7	1436.5	2%	1087.5	1080.0	1%
<b>z-2</b>	1359.1	1394.4	3%	1107.81	1073.4	3%
<b>z-3</b>	1357.9	1398.1	3%	1084.3	1041.6	4%

Tableau 2.4 – Comparaison entre les fréquences de résonances mesurées et calculées de la brique A selon z.

Brique A	Flexion			Cisaillement		
	Fréquence (Exp)	Fréquence (Calcul)	Erreur	Fréquence (Exp)	Fréquence (Calcul)	Erreur
<b>x-1</b>	1096.7	1094.1	0.2%	1100.7	1058.4	4%
<b>x-2</b>	1066.8	1034.6	3%	1112.5	1061.5	5%
<b>x-3</b>	1002.8	1018.3	2%	1035.0	1032.2	0.3%

Tableau 2.5 – Comparaison entre les fréquences de résonances mesurées et calculées de la brique A selon x.

Brique B	Flexion			Cisaillement		
	Fréquence (Exp)	Fréquence (Calcul)	Erreur	Fréquence (Exp)	Fréquence (Calcul)	Erreur
z-1	619.9	616.3	1%	681.2	672.21	1%
z-2	642.8	610.5	5%	662.5	665.49	0.5%
z-3	602.4	609.3	1%	668.7	665.69	0.5%

Tableau 2.6 – Comparaison entre les fréquences de résonances mesurées et calculées de la brique B selon z.

### 2.2.1.3 Essais d’impulsion ultrasonore (UPV)

Les essais UPV utilisent les ondes élastiques (ou acoustiques) comme vibrations mécaniques qui se propagent dans les solides, les liquides et les gaz. La technique des ultrasons est basée sur des ondes mécaniques se propageant avec des fréquences supérieures à la gamme de l’audition humaine (20 KHz en général) [92]. En outre, au niveau atomique, il existe de nombreux modèles différents de mouvement vibratoire, cependant, dans les solides, il existe deux modes de propagation des ondes de masse : ondes longitudinales et ondes transversales.

Nous précisons qu’en raison d’un manque d’accessoires permettant de mesurer les ondes de cisaillement, seules les ondes longitudinales sont étudiées. La relation entre la vitesse de propagation d’une onde longitudinale ( $V_l$ ) avec la densité du matériau  $\rho$ , le module de Young  $E$  et le coefficient de Poisson  $\nu$  (égal à 0.23 et 0.24 pour les briques A et B (voir section 2.2.2.2)) est présentée par l’équation 2.3.

$$E = \rho \times V_l^2 \times \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{(1 - \nu)} \quad (2.3)$$

Les temps de propagation des impulsions ultrasonores ont été mesurés à l’aide d’un appareil de mesure de type PROCEQ Pundit. Il intègre un amplificateur récepteur, un générateur d’impulsions et un circuit de mesure du temps (Figure 2.11a). En outre, il est important de déterminer la vitesse d’impulsion à plusieurs endroits et dans différentes directions sachant que les briques présentent un niveau significatif d’anisotropie.

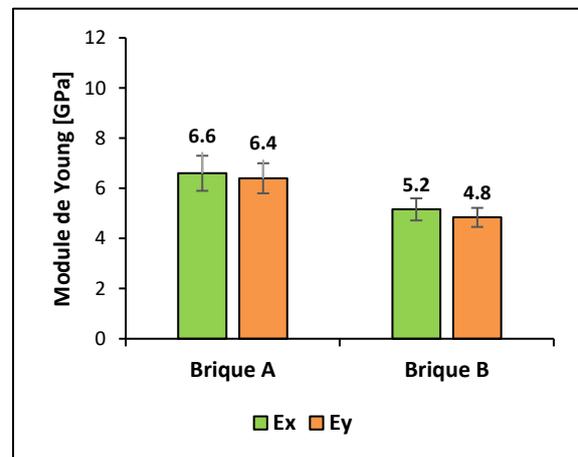
D'autre part, en raison de la faible épaisseur des parois intérieures et extérieures de la brique ( $3 - 9 \text{ mm}$ ), qui ne correspond pas à la taille du transducteur ( $12 \text{ mm}$ ), seuls les modules de Young dynamiques dans les directions  $x$  et  $y$  ont été mesurés. Cinq échantillons rectifiés ont été testés pour les directions  $x$  et  $y$ , avec des dimensions de  $300 \times 20 \times h \text{ mm}^3$  pour la direction  $x$  et  $200 \times 20 \times h \text{ mm}^3$  pour la direction  $y$ .

De plus, pendant les essais, un gel de couplage a été appliqué entre les transducteurs et le matériau afin d'éviter une perte de signal excessive causée par un couplage acoustique inadéquat. Comme pour les essais d'excitation impulsionnelle, le niveau d'humidité des échantillons est un facteur pouvant affecter les résultats. Par conséquent, les mesures ont été effectuées sur des échantillons mis à l'étuve à  $105^\circ\text{C}$  pendant 24 heures. Pour la fiabilité des résultats, trois mesures (au milieu et aux bords) sur chaque échantillon ont été réalisées.

La figure 2.11b présente les valeurs moyennes du module de Young selon les directions  $x$  et  $y$  pour les briques A et B obtenues par l'essai ultrasonore. Nous remarquons que les valeurs de module de Young sont comparables, ce qui peut justifier l'isotropie dans le plan  $xy$ . Pour rappel cet essai ne permet pas de déterminer le module de Young selon  $z$  en raison de la faible épaisseur de la paroi.



(a)



(b)

Figure 2.11 – (a) Dispositif de l'essai ultrasons. (b) Les valeurs moyennes du module de Young selon les directions  $x$  et  $y$  pour les briques A et B.

### 2.2.2 Méthodes d'essais statiques

#### 2.2.2.1 Essais de traction par flexion

Dans cette partie, le comportement en traction par flexion de la terre cuite est étudié. L'essai de flexion est une méthode indirecte qui permet de déterminer les propriétés en traction des matériaux fragiles. Il consiste à placer une éprouvette prismatique entre deux supports et à appliquer une charge en utilisant un troisième point ou avec deux points qui sont appelés respectivement l'essai de flexion à 3 points et l'essai de flexion à 4 points.

La campagne d'essai de flexion a été réalisée à température ambiante sur une presse Lloyd 1KN dans des conditions de sollicitation quasi-statique, avec une vitesse de déplacement de 0.008mm/min. Les données de la force et de la flèche ont été enregistrées avec une période de 1s. Les précautions à prendre pour ce type d'essai se situent principalement au niveau des appuis. En effet, l'éprouvette doit être parfaitement perpendiculaire au plan d'application de la charge. Un capteur LVDT est utilisé pour mesurer le déplacement au centre de l'échantillon.

Les résultats sont reportés sur un diagramme force-déplacement. Le module de Young et la résistance en traction sont déterminés par les formules [2.4](#) et [2.5](#): où  $L$  est la longueur de l'éprouvette,  $b$  est la largeur,  $h$  est l'épaisseur,  $F$  est la force appliquée et  $d$  est la flèche mesurée.

$$E = \frac{(\Delta F \times L^3)}{(4 \times b \times h^3 \times \Delta d)} \quad (2.4)$$

$$\sigma = \frac{(3 \times F \times L)}{(2 \times b \times h^2)} \quad (2.5)$$

Afin de comparer les résultats de module de Young dynamiques à ceux obtenus par les essais statiques, les mêmes échantillons testés dans les essais d'excitation impulsionnelle au pot vibrant sont utilisés. La distance entre les appuis est de 160 mm et la charge est appliquée dans le sens de l'épaisseur. Les essais montrent des relations linéaires de contrainte-déformation avec un comportement fragile, représenté par une rupture brutale (Figure [2.12a](#)). La résistance est déterminée à la force maximale selon l'équation [2.5](#).

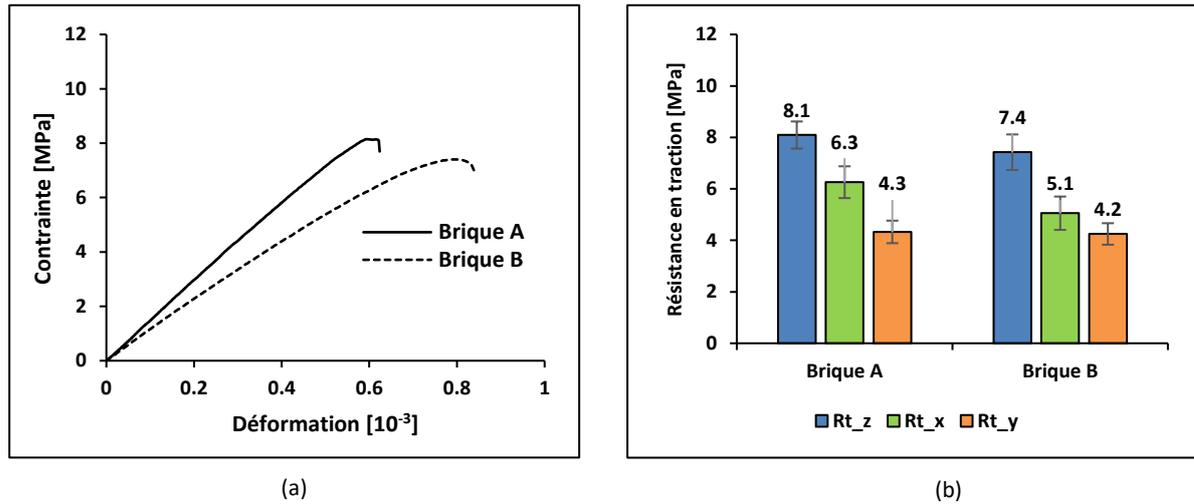


Figure 2.12 – (a) Courbe contrainte-déformation selon la direction z de l’essai de flexion 3 points pour les briques A et B. (b) Les valeurs moyennes des résistances en traction par flexion selon différentes directions pour les briques A et B avec leur écart-type moyen.

La figure 2.12b présente les valeurs moyennes des résistances en traction selon différentes directions pour les briques A et B. Nous trouvons une forte anisotropie en termes de résistance. En effet, une différence de l’ordre de 45% entre les résistances en traction selon la direction d’extrusion z et la direction y (paroi transversale) est constatée dans les deux briques. De même, une différence de l’ordre de 20 à 30% entre les résistances en traction dans les directions x et y est observée. Notons que la résistance dans la direction d’extrusion z a la valeur la plus élevée par rapport aux autres directions. Cela souligne donc l’importance de prendre en compte cette différence de résistance selon les directions dans le modèle numérique.

La figure 2.13 montre la variation du module de Young dans les directions x, y et z obtenue à partir des essais de flexion 3 points pour les briques A et B : nous pouvons voir qu’il y a une différence entre les résultats des modules de Young dans les trois directions. Les échantillons extraits dans la direction z (direction d’extrusion) possèdent les valeurs les plus élevées (14.5 GPa pour la brique A et 10.5 GPa pour la brique B), qui sont de 46% et 48% supérieures aux échantillons extraits dans les directions x et y pour la brique A, ainsi que de 22% et 27% supérieures aux échantillons extraits dans les directions x et y pour la brique B, respectivement. D’autre part, la petite différence de 2% et 5% retrouvée dans les essais de flexion entre les valeurs du module de Young dans les directions x et y peut justifier le comportement transverse isotrope proposé.

Il semble que la raison de l'anisotropie observée puisse être liée au processus de fabrication. En effet, Lorsque les pâtes d'argile plastique sont déformées dans une extrudeuse, les taux de déformation locaux sont très différents selon la pièce produite, la position dans la filière et le débit. Il y a un glissement relatif entre les différentes couches d'argile (en contact avec le corps de l'extrudeuse) et un cisaillement relatif entre ces couches.

Ces glissements relatifs vont générer une orientation préférentielle des particules d'argile. Les feuilles d'argile vont s'aligner dans la direction du déplacement (direction d'extrusion). Après cette déformation plastique, le produit devient anisotrope.

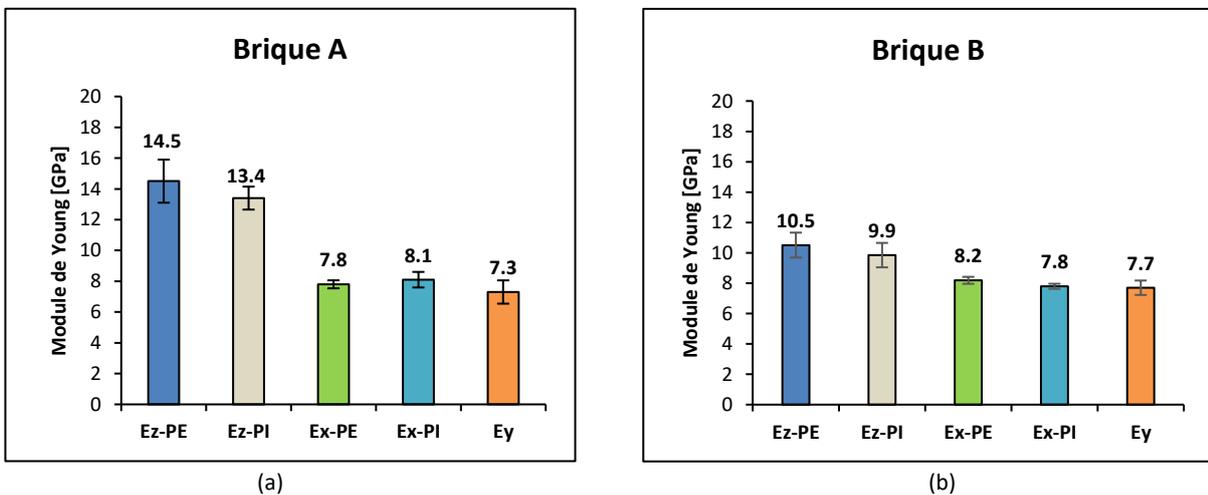


Figure 2.13 – Les valeurs moyennes de module de Young obtenus par des essais de flexion 3 points selon différentes directions et parois pour (a) Brique A, (b) Brique B.

### Comparaison entre les essais de flexion et les essais d'excitation impulsionnelle au pot vibrant

La figure 2.14 montre la comparaison entre les valeurs moyennes du module de Young obtenues par les essais d'excitation impulsionnelle au pot vibrant et les essais de flexion. Nous observons une différence d'environ 10% entre les valeurs moyennes du module de Young obtenues à partir des essais statiques et dynamiques dans toutes les directions. Cette différence s'explique principalement par l'effet du comportement viscoélastique et par le fait que les valeurs de déformation dans les essais statiques sont plus élevées que dans les essais dynamiques. En effet, le module statique est déterminé par des mesures où la grandeur des déformations est supérieure à  $10^{-3}$

et la force appliquée à l'échantillon agit pendant une période de l'ordre de plusieurs minutes. Cependant, dans les essais dynamiques, les déformations sont très petites et sont causées par la force qui agit pendant une très courte durée de temps.

En plus, la géométrie et la densité des pores et les microfissures semblent être un facteur important pour expliquer la différence entre les modules statiques et dynamiques. En effet, dans les essais statiques, les échantillons contenant des pores et des microfissures réagissent aux changements de contrainte en s'ouvrant ou en se fermant, ce qui affecte le module de Young [30].

Au contraire, la propagation d'une onde élastique de fréquence suffisamment élevée n'est pas affectée par les fissures [121, 141, 145]. Par ailleurs, selon la littérature sur les matériaux similaires aux briques, le degré de densification du matériau au cours du processus de fabrication peut influencer les résultats. Ainsi, il semble que plus le matériau est compacté, meilleure est la correspondance entre les modules [30].

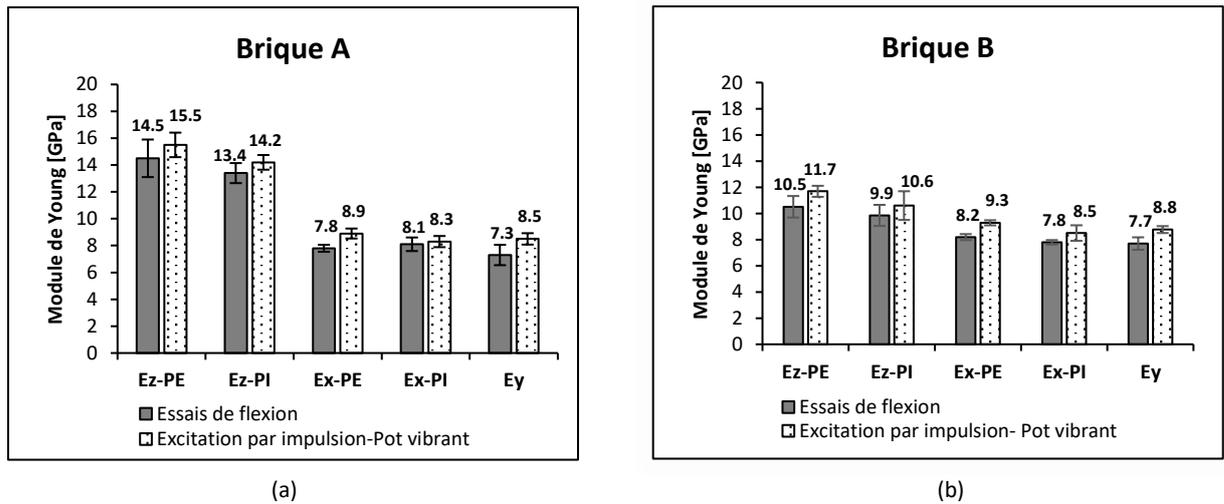


Figure 2.14 – Comparaison entre les valeurs moyennes du module de Young obtenues à partir d'essai de flexion et d'essai d'excitation impulsionnelle au pot vibrant pour (a) Brique A, (b) Brique B.

### 2.2.2.2 Essais de compression simple

L'épaisseur des parois des briques alvéolaires varie de 3 à 10 mm ce qui ne permet de produire que des petits échantillons dont sa hauteur ne doit pas excéder 6 fois sa longueur ou sa largeur pour éviter le flambement durant l'essai.

Dans le but d'évaluer les effets de l'anisotropie des tessons et afin de mettre en évidence le caractère endommageable du matériau, des essais de compression monotone et cyclique sur cinq échantillons rectifiés et extraits de différentes parois ont été réalisés pour chaque essai avec des dimensions de  $10 \times 10 \times e \text{ mm}^3$  pour les deux briques (l'épaisseur varie entre 4 à 8 mm).

Nous précisons que les directions x, y et z qui présentent les longueurs, largeurs et hauteurs de la brique respectivement, sont marqués attentivement sur chaque éprouvette. Les échantillons testés dans les directions z et x sont extraits de la paroi extérieure et ceux qui sont testés dans la direction y sont extraits de la paroi transversale. Tous les échantillons ont été séchés dans une étuve à 105°C pour 24 heures.

La campagne d'essai de compression a été réalisée à température ambiante sur une presse Zwick/Roell 50KN dans des conditions de sollicitation quasi-statique où la vitesse de chargement/déchargement utilisée pendant les essais est de 20N/s pour la brique A et 30N/s pour la brique B. Les déplacements des échantillons sont mesurés à l'aide d'un système très sensible composé de trois palpeurs céramiques (un palpeur de mesure au milieu et deux palpeurs de référence de course 5mm). Le déplacement mesuré est la différence entre les 2 palpeurs dit de référence et celui du milieu (voir section [2.3.1.3](#)).

Après avoir déterminé la charge de rupture par chargement monotone, les cycles de charges-décharges sont effectués aux niveaux de contraintes de 1/4, 1/2 et 3/4 de la charge de rupture (Figure [2.15](#)). Pour les essais de compression monotone, nous effectuons un cycle de charge pour éliminer les imperfections liées à la planéité des surfaces.

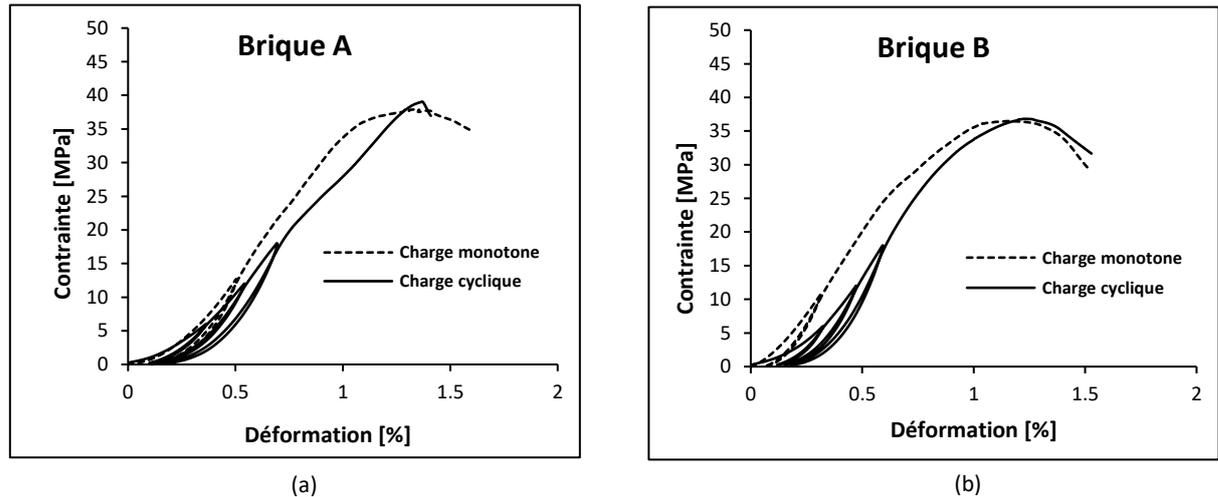


Figure 2.15 – Les courbes contraintes-déformations obtenues par les essais de compression pour (a) Brique A, (b) Brique B.

La figure [2.15](#) montre les courbes contraintes-déformations de l'essai de compression pour les briques A et B. Nous remarquons que ces courbes consistent de 3 phases. Dans la première zone, la courbe est légèrement concave vers le haut. Les microfissures, les pores et autres défauts commencent à se refermer ainsi que le repositionnement des outils. L'échantillon de la terre cuite semble être plus déformable, comme l'indique la faible pente de la courbe contrainte-déformation.

La deuxième zone présente une partie presque linéaire, indiquant un comportement élastique linéaire. Le module de Young obtenu de la partie en charge est défini et calculé à partir des pentes des tangentes attribuées autour de 30 à 50% du niveau de contrainte maximum des courbes. Cette partie linéaire a été définie et vérifiée sur la base de la courbe de dilatation (variation de volume) détaillée par Domède et al. [\[42\]](#). En parallèle, le module de Young de la partie de déchargement est défini à partir des pentes des tangentes associées au début du déchargement.

La troisième zone montre le comportement plastique de la terre cuite qui est peut-être liée à la propagation stable des microfissures dans le matériau avant la rupture finale [\[17, 18, 134, 139\]](#). De plus, l'écrasement de la porosité de la terre cuite peut se manifester par un comportement plastique durcissant [\[139\]](#). Par conséquent, nous constatons que le comportement de la terre cuite est quasi-fragile plutôt qu'élastique fragile comme présumé dans la littérature sur ce matériau [\[94, 104, 131\]](#).

En outre, le chargement cyclique montre qu'au début du déchargement, la terre cuite est plus rigide qu'à l'état initial, c'est-à-dire que la pente de la courbe de déchargement est supérieure à celle du début de la courbe. Ce phénomène peut s'expliquer par le fait que les échantillons contiennent des micro-défauts et des pores qui se retrouvent fermés par le chargement mécanique, rendant le matériau plus rigide. Une différence d'environ 10% entre les valeurs du module de Young obtenues lors de la phase de décharge et de charge est observée.

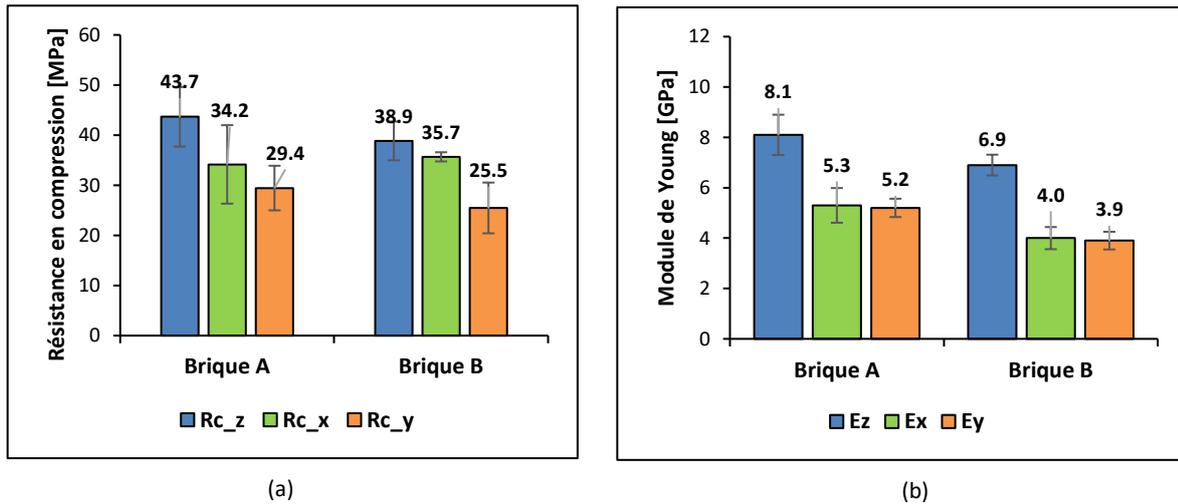


Figure 2.16 – (a) Les valeurs moyennes des résistances en compression selon différentes directions pour les briques A et B. (b) Les valeurs moyennes du module de Young (partie de charge) obtenues par les essais de compression selon différentes directions pour les briques A et B.

Les figures [2.16a](#) et [2.16b](#) montrent les résistances en compression ainsi que les modules de Young selon différentes directions pour les briques A et B. Une anisotropie significative en termes de résistances est constatée. En effet, il est à noter que la résistance moyenne à la compression dans la direction d'extrusion z est la plus importante avec 43.7 MPa et 38.9 MPa pour les briques A et B, avec des écart-types moyens de 5.9 MPa (13%) et 3.9 MPa (10%) respectivement. La résistance moyenne en compression selon la direction d'extrusion z diffère d'environ 10 à 35% par rapport aux autres directions pour les briques A et B.

D'autre part, nous observons d'après la figure 2.16b que les valeurs moyennes du module de Young dans la direction z ont les valeurs les plus élevées (8.1 GPa pour la brique A et 6.9 GPa pour la brique B), qui sont 35% et 45% plus élevées que les échantillons extraits dans les directions x et y pour les briques A et B, respectivement.

En outre, les valeurs moyennes du module de Young dans les directions x et y sont les mêmes, ce qui est cohérent avec les résultats de l'essai de traction par flexion, et peut confirmer l'hypothèse de considérer la brique comme un matériau transverse isotrope.

La figure 2.17 présente les comparaisons entre les valeurs moyennes du module de Young obtenues par les essais ultrasons et les essais de compression. Nous constatons une tendance similaire dans les valeurs du module de Young obtenues par les essais de compression et les essais par ultrasons, avec une différence de 10 à 20%, ce qui est cohérent avec la différence entre les essais d'excitation au pot vibrant et les essais de flexion.

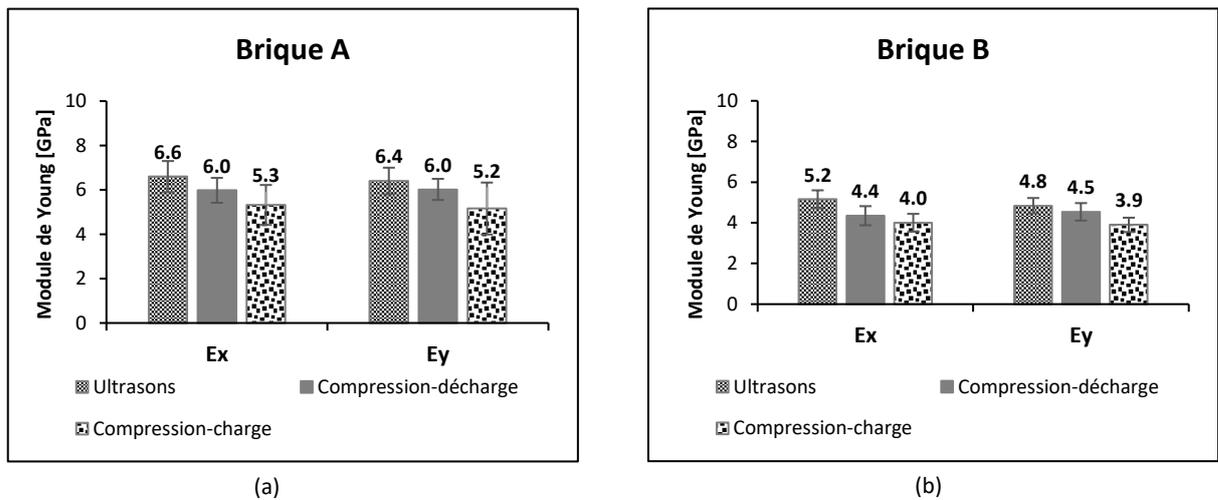


Figure 2.17 – Comparaison entre les valeurs moyennes du module de Young obtenues par les essais Ultrasons et de compression (charge et décharge) pour la brique A et B.

Par la suite, afin de déterminer les coefficients de Poisson de la terre cuite, une autre campagne d'essai de compression a été réalisée à température ambiante sur cinq échantillons rectifiés avec des dimensions de  $25 \times 25 \times e \text{ mm}^3$ . Les échantillons sont sollicités selon la direction z et x.

A l'aide de 3 capteurs de déplacements, les essais de compression selon la direction x permettent d'obtenir les coefficients de Poisson  $\nu_{xz}$  et  $\nu_{xy}$  où le coefficient de Poisson  $\nu_{xz}$  est, en valeur absolue, le rapport de la déformation transversale mesurée suivant la direction perpendiculaire à l'axe de sollicitation sur la déformation longitudinale. Quant au coefficient de Poisson  $\nu_{xy}$ , il est, en valeur absolue, le rapport de la déformation hors plan qui est mesurée suivant l'épaisseur sur la déformation longitudinale.

De même pour les échantillons sollicités selon la direction z, les coefficients  $\nu_{zx}$  et  $\nu_{zy}$  sont déterminés à l'aide des capteurs LVDT et 2 jauges de déformation (Figure 2.18a). Nous notons que les matériaux transverses isotropes sont décrits par 5 constantes élastiques indépendantes, au lieu de 9 pour une orthotropie totale. Ces dernières sont le module de Young et le rapport de Poisson dans le plan de symétrie xy,  $E_x$  et  $\nu_{xy}$ , le module de Young et le rapport de poisson dans la direction z,  $E_z$  et  $\nu_{zx}$ , et le module de cisaillement dans la direction z,  $G_{zx}$ .

La figure 2.18b montre les valeurs de coefficient de Poisson  $\nu_{xy}$  et  $\nu_{zx}$  qui sont de l'ordre de 0.23-0.25. Nous observons que les valeurs de coefficient de Poisson  $\nu_{zx}$  mesurées par les jauges de déformation sont comparables à celles obtenues par les LVDT.

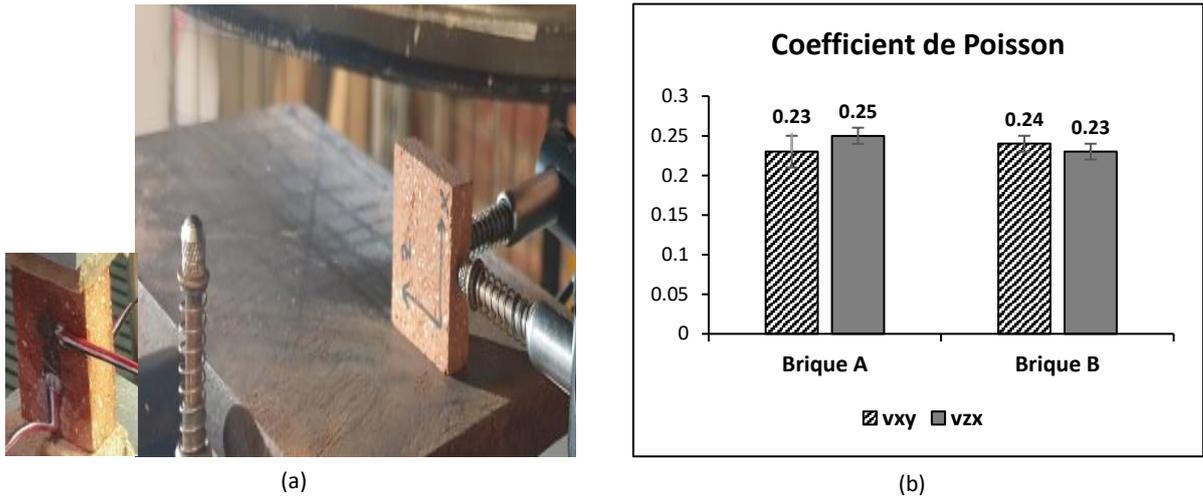


Figure 2.18 – (a) les instrumentations de l’essai de compression. (b) Les valeurs moyennes des coefficients de Poisson pour les deux briques A et B.

En outre, il est à noter que les valeurs du module de Young obtenues par les essais de compression diffèrent de celles d’essais de flexion pour les deux briques. Plusieurs hypothèses peuvent expliquer l’asymétrie des performances en traction et en compression. En effet, cette différence peut être liée à la forme de la distribution des contraintes : dans les essais de compression, la distribution est uniforme sur l’échantillon, alors que dans les essais de flexion, la distribution des contraintes est répartie entre la partie de compression et la partie de traction.

D’autre part, cette asymétrie peut s’expliquer par le fait que la déformation élastique des matériaux fragiles tels que la terre cuite dépend de la forme et la distribution des pores et de l’orientation des microfissures inhérentes au processus de fabrication. En examinant les surfaces des échantillons, nous constatons que la plupart des microfissures, qui peuvent être liées non seulement à la chaîne de fabrication mais aussi à l’effet de découpe par la scie, ont tendance à être dans le sens de l’extrusion, comme le montre la figure 2.19a.

Par conséquent, dans le cas de l’essai de flexion, les microfissures perpendiculaires à l’axe de chargement seront forcées à se fermer, ce qui rend le matériau plus rigide. Cependant, dans le cas de l’essai de compression, des microfissures parallèles à l’axe de la charge seront forcées à être ouvertes, ce qui entraîne une réduction de la rigidité du matériau (Figure 2.19b). Ainsi, cette différence est retrouvée dans certains matériaux fragiles identifiés dans la littérature [30, 45, 46, 146, 147, 155].

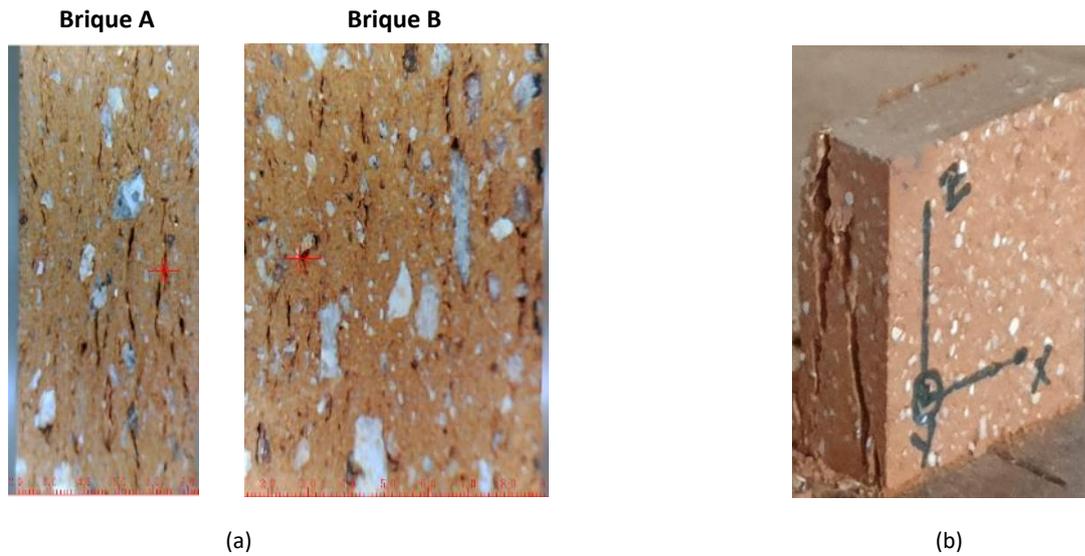


Figure 2.19 – (a) illustration des microfissures d'épaisseur de l'échantillon pour les briques A et B prise par une caméra haute performance avant l'essai (échelle x5). (b) La forme de la rupture après l'essai de compression.

### 2.2.2.3 Analyse de l'effet du comportement bi-module sur les essais de flexion

Il s'agit de déterminer le module de Young en traction et en compression induites par la flexion ainsi que la résistance en traction indirecte. Cette caractérisation permet de mettre en évidence l'existence ou non d'un bi-module élastique [99] qui se traduit, le cas échéant, par un module de Young différent entre la traction et la compression (Figure 2.20a). Elle permet également une approche complémentaire à la détermination du module élastique de la terre cuite par l'exploitation d'essais de compression. Les points de base utilisés pour développer l'analyse sont :

- Les sections planes qui sont initialement normales à l'axe longitudinal de la poutre restent planes et normales pendant la flexion.
- Hypothèse des petites déformations.
- Equations d'équilibre dans les poutres.
- Equation de la flèche.

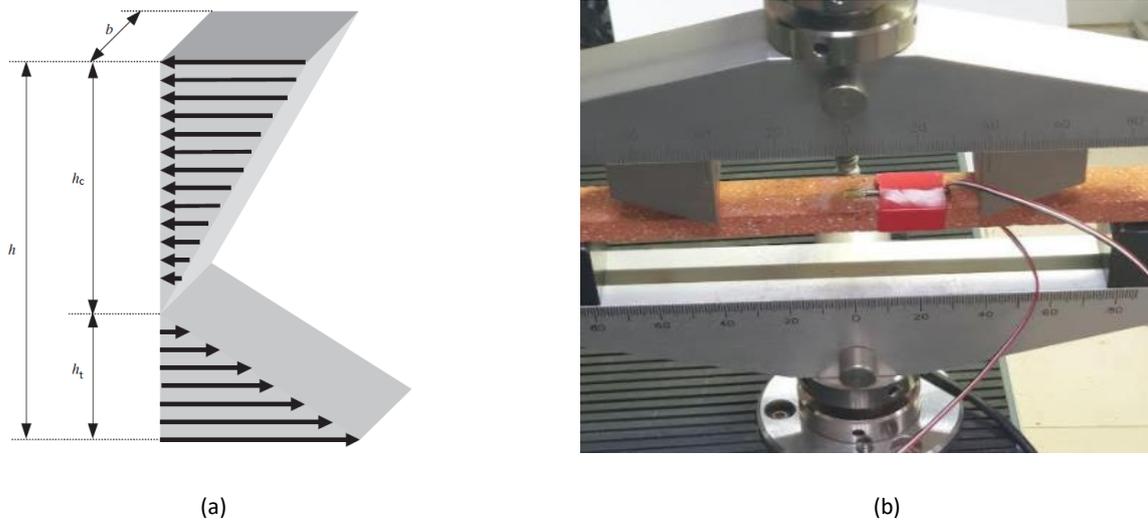


Figure 2.20 – (a) Dimensions et distribution des contraintes normales de la section transversale [99]. (b) illustration d'un échantillon durant l'essai avec des jauges collées sur les surfaces en compression et en traction.

### Réalisation d'essais de flexion 4 points avec des jauges de déformation

Pour la fiabilité des résultats, cinq échantillons extraits selon la direction d'extrusion  $z$  des briques A et B sont préparés avec des dimensions de  $300 \times 20 \times h \text{ mm}^3$  ( $L \times b \times h \text{ mm}^3$ ). Les distances entre les appuis supérieurs et inférieurs sont 80 et 160 mm respectivement. La charge est appliquée selon la direction de l'épaisseur. La vitesse de chargement est 0.5 N/s afin que l'essai reste dans le cadre quasi-statique. Pour toutes les éprouvettes, des jauges de déformations sont collées sur la partie supérieure (partie sollicitée en compression) et également sur la partie inférieure de l'éprouvette (partie sollicitée en traction) (Figure 2.20b).

En revanche, le principe de cette analyse est de mesurer les déformations sur les surfaces supérieures et inférieures par les jauges et puis déterminer leur rapport  $\lambda$ . Si  $\lambda = 1$ , cela signifie qu'il n'y a pas de différence entre les modules de Young en traction et en compression. Pour un même rayon de courbure, nous pouvons déduire :

$$\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_t} = \frac{h_c}{h_t} = \sqrt{\lambda} \quad (2.6)$$

Brique A	$\varepsilon_c$	$\varepsilon_t$	$\varepsilon_c/\varepsilon_t$	$\lambda$	$\beta$	Brique B	$\varepsilon_c$	$\varepsilon_t$	$\varepsilon_c/\varepsilon_t$	$\lambda$	$\beta$
1	0.114	0.122	0.93	<b>0.87</b>	<b>1.07</b>	1	0.497	0.587	0.85	<b>0.72</b>	1.17
2	0.026	0.031	0.84	<b>0.7</b>	<b>1.18</b>	2	0.415	0.311	1.33	<b>1.78</b>	0.73
3	0.054	0.056	0.96	<b>0.93</b>	<b>1.04</b>	3	0.352	0.367	0.96	<b>0.92</b>	1.04
4	0.018	0.019	0.95	<b>0.9</b>	<b>1.05</b>	4	0.308	0.329	0.94	<b>0.88</b>	1.07
						5	0.415	0.431	0.96	<b>0.93</b>	1.04

Tableau 2.7 – Les valeurs de déformation mesurées par les jauges de déformations collées sur les parties sollicitées en compression et en traction et leurs rapports pour les briques A et B.

Il est à noter que  $\beta$  est la relation entre le module de Young de flexion et de traction (voir Annex II). Le tableau 2.7 présente les valeurs de déformation mesurées par les jauges de déformation collées sur les parties sollicitées en traction et en compression. Nous remarquons d’après les résultats présentés dans le tableau 2.7 que les rapports de déformation  $\varepsilon_c/\varepsilon_t$  sont proches de 1 dans la plupart des échantillons.

Ceci met en évidence la possibilité de l’absence d’effet du bimodule sur les comportements globaux et locaux en flexion. En effet, nous constatons que le module de Young obtenu par les jauges supérieures (partie compression) a tendance à être plus rigide que celui obtenu par les jauges inférieures (partie traction).

La figure 2.21 compare les courbes de contrainte-déformation obtenues pour un échantillon en flexion utilisant les déformations fournies par les jauges de déformations et déduites des mesures de la flèche. Cette figure permet également de montrer que le module apparent observé en compression est similaire à celui obtenu en traction dans cet essai.

En outre, la différence entre les valeurs du module de Young de compression issues de l’essai de compression et celles issues des essais de flexion 4 points peut s’expliquer par le fait que le module  $E_c$  obtenu lors de l’essai de compression est calculé à partir des pentes attribuées entre 30 et 50% du niveau de contrainte maximale (environ 20MPa), alors que dans les essais de flexion, le module de Young est calculé autour de 4 MPa. Il semble donc que la faible valeur des contraintes dans les essais de flexion ne soit pas censée ouvrir encore les microfissures. ce qui montre l’absence d’effet bimodule à ce niveau de contrainte.

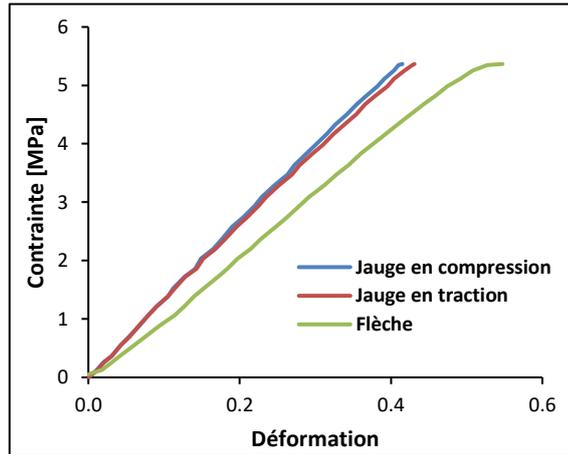


Figure 2.21 – Comparaison de courbes de contrainte-déformation obtenues pour un échantillon en flexion utilisant les déformations fournies par les jauges de déformations et déduites des mesures de la flèche.

### 2.3 Etude expérimentale sur la terre cuite à chaud

Lors d'essai de la résistance au feu des murs en maçonnerie, la température monte rapidement jusqu'à 800°C. Cette augmentation de la température peut modifier les caractéristiques mécaniques de la terre cuite. L'étude expérimentale de leur évolution avec la température est l'objet de cette section. Pour les essais de caractérisation, l'utilisation d'une presse instrumentée par un four capable d'atteindre les températures souhaitées est nécessaire. En outre, les caractéristiques mécaniques seront déterminées en établissant des relations contraintes déformations à diverses températures à partir des essais de flexion 4 points et des essais de compression.

De plus, afin d'interpréter la loi de comportement de la terre cuite à haute température, il fallait, en premier lieu, proposer un protocole d'essai qui prenne en compte plusieurs facteurs liés à l'effet thermique tels que la durée et la vitesse d'échauffement pour chaque échantillon. En d'autres termes, l'évolution de la propriété mécanique de la terre cuite en fonction de la température est caractérisée soit en gardant la même durée d'échauffement, soit la même vitesse d'échauffement pour chaque température.

En effet, dans le mur exposé au feu d'un côté, la vitesse de montée en température d'un point à un autre est différente : le côté chaud subit une augmentation rapide de la température qui diffère de celle du côté froid où le matériau est plus stable en température. Cette différence pourrait avoir un effet sur la façon dont le matériau se dégrade, ce qui devait être étudié et vérifié dans cette partie.

### 2.3.1 Dispositif d'essai - description du système

L'équipement d'expérimentation est présenté sur la figure 2.22. Il est constitué d'un four programmable permettant de chauffer des éprouvettes jusqu'à 1000°C. Le régulateur permet la réalisation des programmes prédéfinis par l'opérateur (cycles de chauffe, paliers de stabilisation de la température et leur durée, vitesses montées en température).

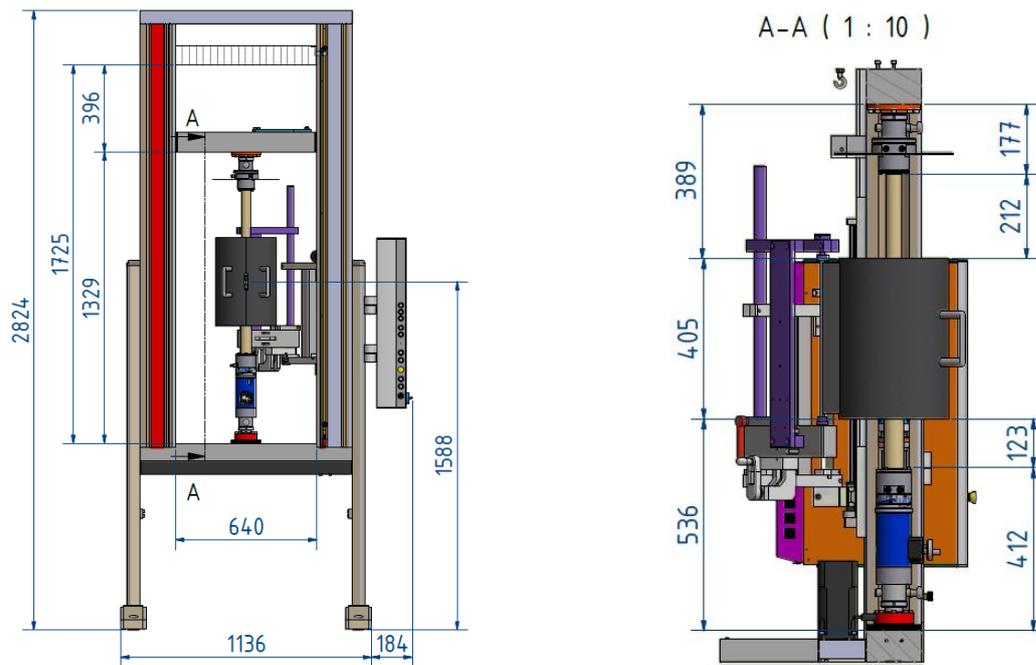


Figure 2.22 – Ensemble de système d'essai.

#### 2.3.1.1 Taille des éprouvettes

La taille des éprouvettes est le résultat d'un compromis. Il faut, d'une part, que celle-ci soit suffisamment importante pour que le matériau puisse être représentatif, ceci est en particulier à relier à la taille maximale des grains de sable, ici 0.02-0.2 mm. Le système d'essai spécifié est conçu pour effectuer des essais de flexion et de compression avec des dimensions spécifiques (Figure 2.23) :

- Essais de flexion 4 points à haute température :  $60 \times 10 \times 6 \text{ mm}^3$  ( $L \times b \times h \text{ mm}^3$ ).
- Essais de compression à haute température : diamètre max. 14.5 mm, hauteur max. 10 mm.

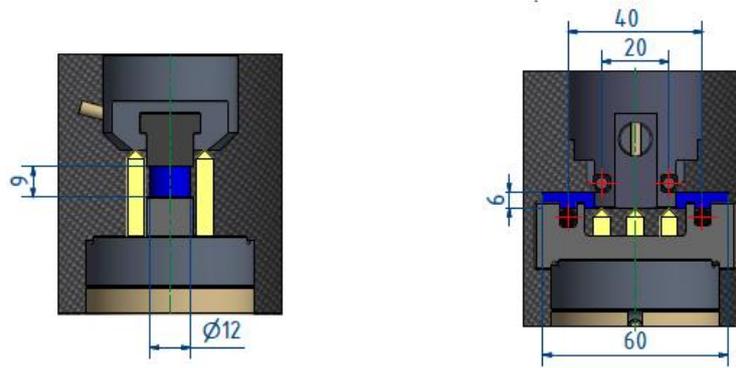
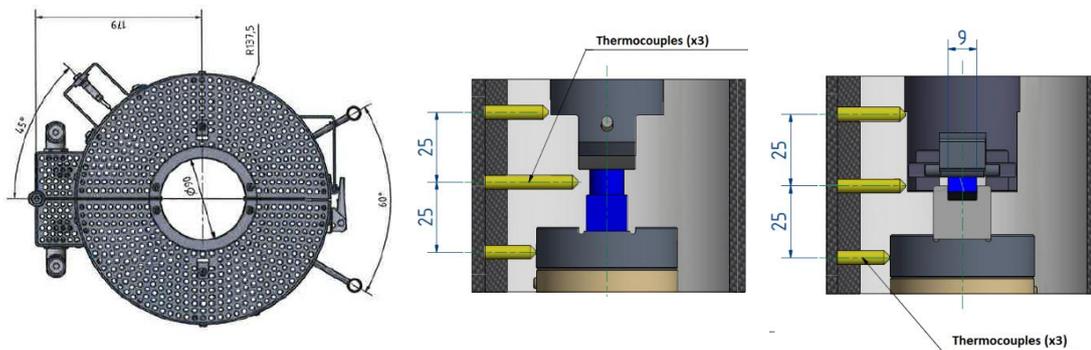


Figure 2.23 – Les dispositifs des essais de compression et de flexion.

### 2.3.1.2 Four

Le four est divisé en trois zones. Les deux moitiés du four sont articulées sur un axe commun, qui sert également à supporter le four de manière pivotante. L'enveloppe du four est recouverte, en haut et en bas, de feuilles de métal perforées. Cette construction réduit la température de surface de l'enveloppe car l'air circule dans un "effet cheminée" de bas en haut entre l'isolation du four et l'enveloppe du four, refroidissant ainsi la surface du four. Les thermocouples du régulateur de température sont montés à un angle de  $45^\circ$  sur la moitié droite du four, chacun étant central par rapport à la zone de chauffe. Un thermocouple se trouve au milieu du four, les deux autres sont à 25 mm au-dessus et au-dessous du thermocouple central (Figure 2.24).

Figure 2.24 – Four à haute température,  $1000^\circ\text{C}$ , les positions des thermocouples des essais de compression et des essais de flexion 4 points.

### 2.3.1.3 Extensomètre

Les mesures de déformation sont réalisées au moyen d'un dispositif très sensible composé de trois palpeurs céramiques (un palpeur de mesure au milieu et deux palpeurs de référence de course 5 mm). Le déplacement mesuré est la différence entre les 2 palpeurs dit de référence et celui du milieu. En compression, c'est la sortie du palpeur de mesure et en flexion la rentrée du palpeur de mesure (Figure 2.25 et 2.26). L'incertitude des mesures est de l'ordre de 1.46% en compression et de -0.85% en traction. Notons que la dilatation de ces palpeurs est négligeable dans l'analyse des mesures.

Une bascule montée sur ressort est incluse à l'intérieur du cylindre, sur laquelle un transducteur inductif et deux supports de référence sont fixés. Un palpeur est monté sur le transducteur inductif et sur chacun des supports de référence. L'ensemble du mécanisme de support, y compris le transducteur inductif et les supports de référence, peut être déplacé à l'aide d'une manivelle montée à l'avant.

De cette façon, les trois palpeurs peuvent être avancés jusqu'à l'échantillon avant l'essai, et retirés de l'échantillon une fois l'essai terminé. Une clé de réglage est insérée dans le trou de perçage du cylindre métallique. Les palpeurs de référence peuvent être ajustés en tournant cette clé, ce qui s'avère nécessaire si le transducteur inductif est mis en position zéro mécaniquement et électriquement.

De plus, chaque type de test a ses palpeurs spécifiques. Pour les essais de compression, les palpeurs de référence sont plus longs que celui du milieu. Cependant, pour les essais de flexion, les trois palpeurs ont la même longueur. Il faut noter que la distance entre les deux palpeurs de références est la même que la distance entre les appuis supérieurs du dispositif de flexion. En effet, la mesure de la flèche n'est que le déplacement des appuis supérieurs plus la différence entre les palpeurs de référence et celui du milieu (Figure 2.25).

$$flèche = \Delta_0 - \Delta_1 + \Delta_2 \quad (2.7)$$

Nous notons que tous les outils sont en céramique de type *SiC* qui est un matériau extrêmement dur avec des caractéristiques particulières pour les hautes températures.

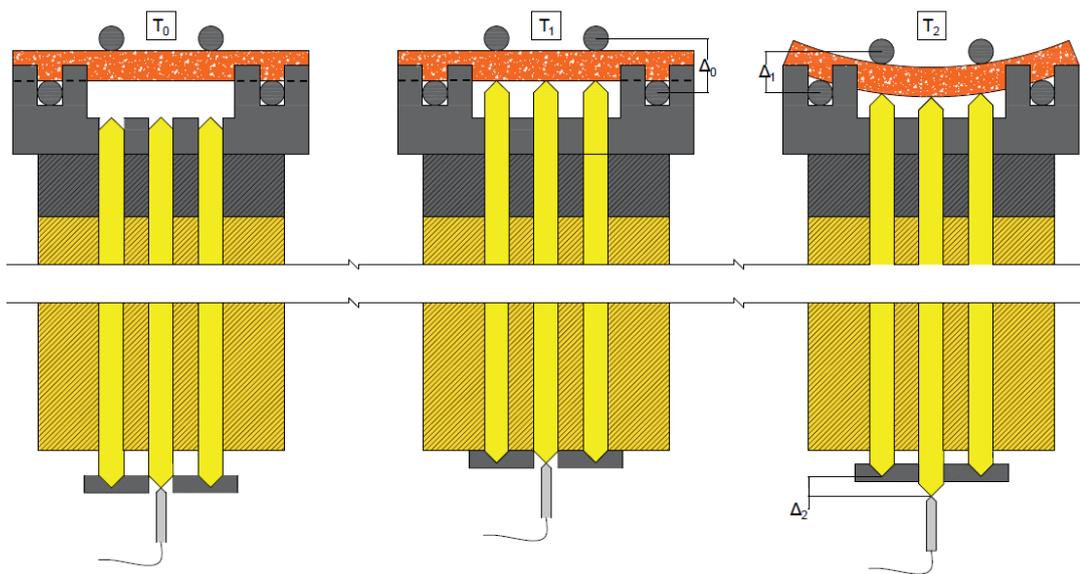


Figure 2.25 – Procédure de l'essai de flexion.

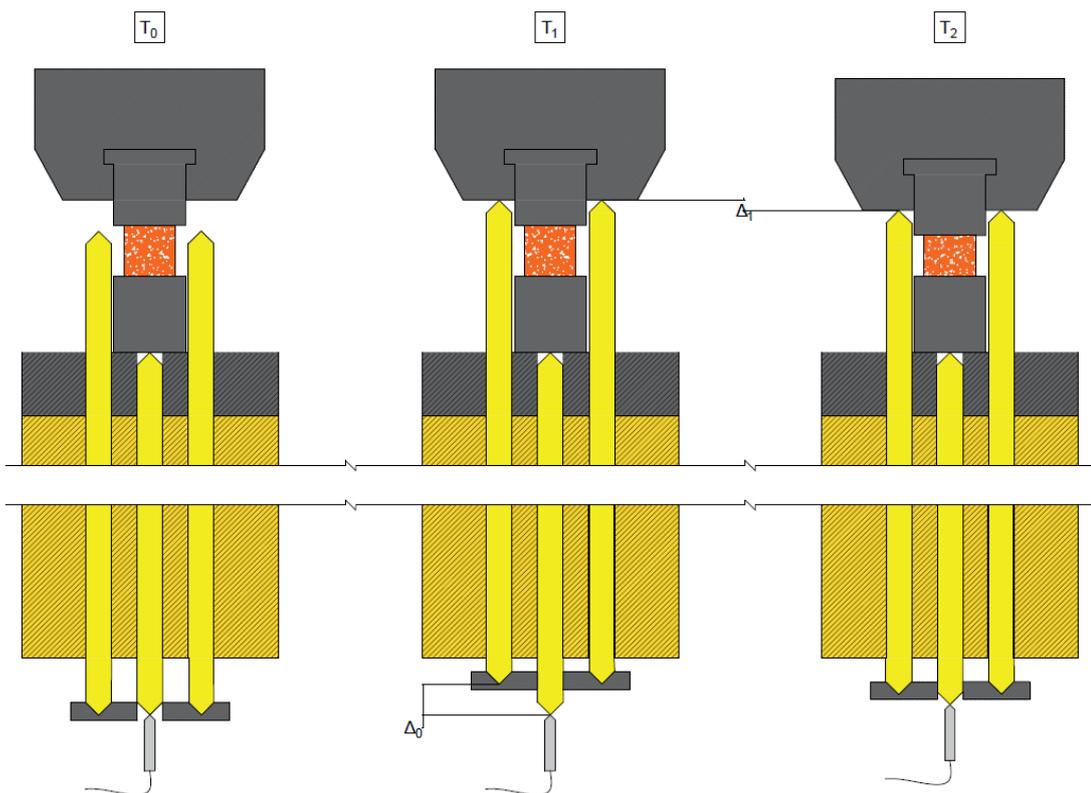


Figure 2.26 – Procédure de l'essai de compression.

### 2.3.1.4 Charge mécanique et acquisition

L'ensemble (four, échantillon et palpeurs) est inclus dans une presse Zwick/Roell. Deux capteurs de force sont utilisés, l'un pour les essais de flexion d'une capacité de 2.5 KN (l'incertitude est de l'ordre de 2N) et l'autre pour appliquer une charge de compression avec une capacité de 50KN (l'incertitude est de l'ordre de 10N). L'étalonnage de la presse est effectué par le fabricant chaque année pour vérifier la précision des mesures. La force est appliquée à une vitesse constante jusqu'au niveau souhaité (ou rupture) pendant la durée de l'essai. Toutes les données : la force mécanique appliquée à l'éprouvette, les trois températures mesurées par les trois thermocouples et les déplacements mesurés par le système à trois palpeurs sont enregistrées chaque seconde.

### 2.3.2 Comportement en compression

L'objectif principal de ces essais est de déterminer l'évolution de la résistance en compression et du module de Young de la terre cuite en fonction de la température. Pour évaluer l'effet de la vitesse d'échauffement, des essais de compression à 600°C sont réalisés sur cinq tessons extraits de la brique B avec deux différentes vitesses de chauffage (20 et 6°C/min). Les valeurs découlent des recommandations du constructeur en étant le plus contrasté possible pour une température cible de 600°C.

Le tableau 2.8 compare les valeurs moyennes de la résistance en compression ainsi que le module de Young obtenues à 600°C avec différentes vitesses de chauffage. Nous pouvons constater à partir de la figure 2.27 que le comportement en compression de la terre cuite est similaire pour différents taux d'échauffement. Ceci peut être lié à la petite taille des échantillons  $10 \times 10 \times 7 \text{ mm}^3$  de sorte qu'il n'y a pas de gradients thermiques importants entre la surface et le cœur de l'échantillon. Plus précisément, la température peut être considérée comme homogène dans toute l'éprouvette. Cette hypothèse a été vérifiée par des simulations thermiques.

Vitesse d'échauffement	Résistance en compression	Module de Young
6°C/min	51.2 ( $\pm 5.8$ )	5.4 ( $\pm 0.4$ )
20°C/min	49.0 ( $\pm 4.9$ )	5.1 ( $\pm 0.2$ )

Tableau 2.8 – Comparaison des valeurs moyennes de la résistance en compression et du module de Young à 600°C avec différentes vitesses d'échauffement.

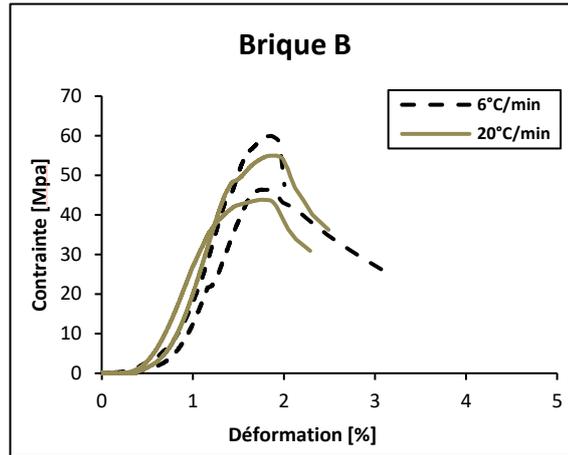


Figure 2.27 – Les courbes de contrainte-déformation de l’essai de compression à 600°C sur des tessons extraits de la brique B avec différents taux d’échauffement.

Sur la base de ces résultats, qui montrent l’absence d’effets significatifs de la vitesse de chauffage, nous proposons un protocole d’essai qui consiste à maintenir la même durée d’exposition au feu pour chaque température. En effet, le concept de l’essai de compression à chaud consiste à chauffer l’échantillon à la température désirée avec une précharge de 10N, en adoptant une vitesse de chauffe afin d’obtenir un temps de montée en température d’environ 30 minutes (Annexe III), puis un palier de 30 minutes est appliqué pour arriver à un état d’équilibre thermique . Par la suite, lorsque la température souhaitée est atteinte, l’échantillon est chargé jusqu’à sa rupture.

Les essais ont été réalisés sur des échantillons de  $10 \times 10 \times e \text{ mm}^3$  ( $e$  est de 4-7 mm) extraits de la paroi extérieure des briques A et B sollicités dans le sens de l’extrusion, avec une vitesse d’application de la force verticale égale à 30 N/s. Les éprouvettes sont testées pour les températures de 20°C jusqu’à 1000°C. Afin de réduire l’effet de dispersion des résultats expérimentaux, trois échantillons par température ont été réalisés. Pendant l’application de la charge jusqu’à la rupture du matériau, les déformations ont été enregistrées. Ainsi les courbes contraintes-déformations ont été tracées et le module de Young a été déterminé autour de 30 à 50% de la force maximale.

Les figures 2.28a et 2.28b montrent les courbes contraintes-déformations à différentes températures pour les briques A et B. Nous remarquons un comportement quasi-fragile pour la terre cuite à différentes température sauf, à 900°C, un comportement non linéaire avec une rupture brutale est observé.

Les figures 2.29a et 2.29b présentent la variation de la résistance de rupture à la compression et du module de Young en fonction de la température pour des tessons extraits de la paroi externe des briques A et B et sollicités selon la direction d'extrusion z. Nous constatons que la résistance à la compression augmente légèrement jusqu'à 500°C, puis plus progressivement pour atteindre une résistance à 900°C qui représente plus de 2 fois celle de la température ambiante pour les briques A et B, respectivement. Cette augmentation de la résistance à 900°C peut être liée à la grande déformation observée dans les figures 2.28a et 2.28b qui représente 4-5 fois la valeur obtenue à température ambiante. En effet, à haute température, la plastification et la vitrification de matériaux tels que les silico-aluminates permettent une grande déformation. Ensuite, la résistance en compression de la terre cuite commence à diminuer au-delà de 900°C.

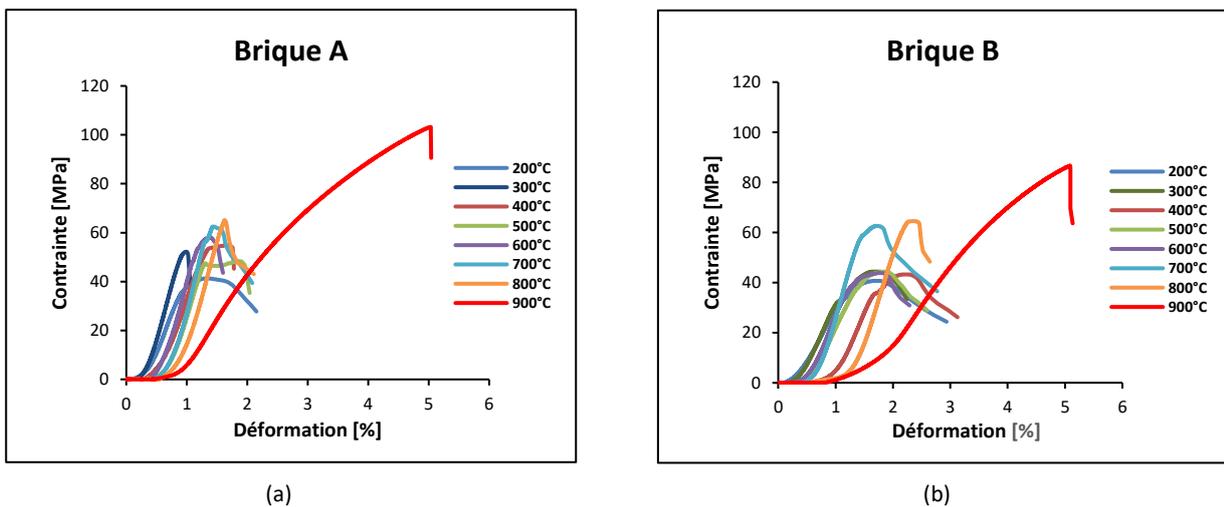


Figure 2.28 – Les courbes Contraintes-déformations obtenues à partir des essais de compression à différentes températures pour (a) Brique A, (b) Brique B.

D'autre part, une tendance générale indique que le module de Young diminue légèrement jusqu'à 800°C. Une diminution d'environ de 25-35% du module de Young à 200°C par rapport aux résultats à température ambiante est présentée sur les figures 2.29a et 2.29b. La rigidité reste relativement inchangée jusqu'à 800°C. Cependant, la terre cuite perd d'environ de 85% de sa rigidité à 1000°C. Les évolutions de la résistance en compression et du module de Young ont les mêmes tendances obtenues par Nguyen et al. [104].

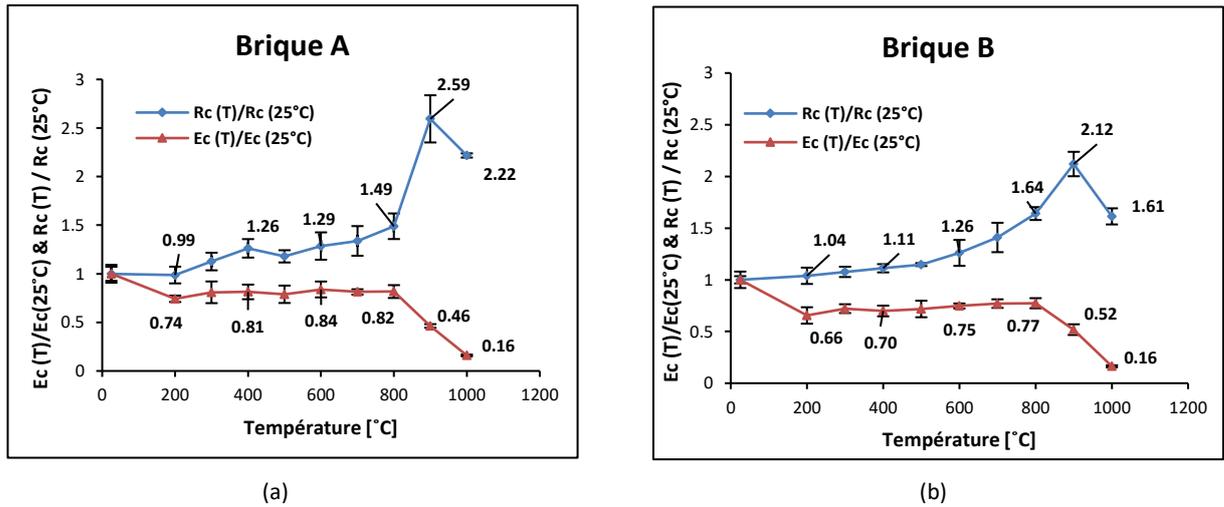


Figure 2.29 – Évolution de la résistance de rupture en compression et du module de Young en fonction de la température des tessons extraits de la paroi externe et sollicités dans la direction d'extrusion  $z$  pour (a) Brique A, avec  $R_c=43.7$  MPa et  $E=8100$  MPa, (b) Brique B, avec  $R_c=38.9$  MPa et  $E=6900$  MPa.

De plus, afin de vérifier l'effet de la vitesse de chauffage et s'il y a endommagement mécanique lors de la charge-décharge, un cycle de charge est mené à chaque température jusqu'à  $800^\circ\text{C}$  pour la même éprouvette. Le principe de cet essai est de chauffer l'échantillon avec une vitesse de chauffage de  $26^\circ\text{C}/\text{min}$  (celle utilisée dans l'essai précédent pour  $800^\circ\text{C}$ ), puis à chaque température, un cycle de charge décharge de  $600\text{N}$  est réalisé.

Ensuite, lorsque la température  $800^\circ\text{C}$  est atteinte, l'échantillon est chargé jusqu'à sa rupture. Pour la fiabilité des résultats, trois échantillons extraits de la paroi externe selon la direction d'extrusion  $z$  ont été testés.

D'après les figures 2.30a et 2.30b, nous remarquons que l'évolution du module de Young en fonction de la température, lorsque la vitesse de chauffage est la même, est similaire à celle obtenue avec une vitesse de chauffage différente. De même, la résistance en compression à  $800^\circ\text{C}$  avec 7 cycles de charge-décharge est comparable à celle obtenue par l'essai monotone.

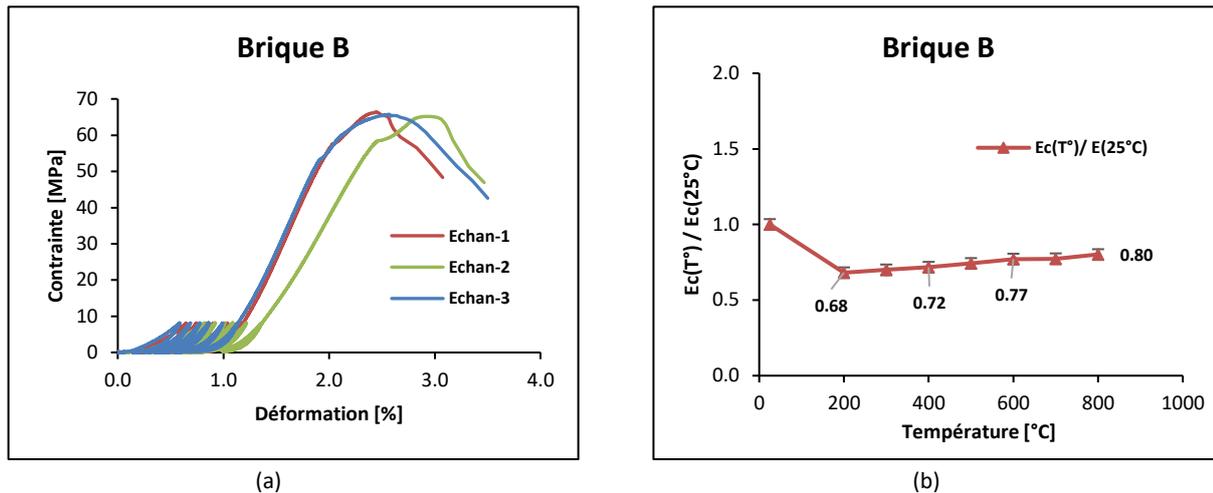


Figure 2.30 – (a) Les courbes Contraintes-déformations obtenues à partir des essais de compression à 800°C avec différents cycles de charge à chaque température pour la brique B. (b) Évolution du module de Young en fonction de la température des tessons extraits de la paroi externe et sollicités dans la direction d’extrusion  $z$  pour la brique B.

### 2.3.3 Comportement résiduel en compression

Pour une série de tessons, les essais de résistance en compression après refroidissement ont été réalisés afin de mettre en évidence l’influence de la phase de refroidissement sur le comportement du matériau. Cet essai permet également d’étudier le comportement résiduel en compression de la terre cuite. Il convient de noter que pour des raisons de temps, le chauffage et le refroidissement dans ces essais sont effectués dans un autre four plus grand que celui de la presse. La vitesse de chauffage pour ce four est limitée à 1°C/min.

Les échantillons ont été chauffés à une vitesse constante de 1°C/min jusqu’aux températures d’essai de 200°C, 400°C, 600°C et 800°C avec des dimensions de  $10 \times 10 \times e \text{ mm}^3$ . Afin de réduire l’effet de dispersion des résultats expérimentaux, cinq échantillons par température ont été réalisés. La durée du palier de stabilisation de la température a été choisie pour être d’une heure pour toutes les températures, suivie d’un refroidissement jusqu’à la température ambiante. Le refroidissement naturel des éprouvettes a été réalisé dans le four avec une vitesse de refroidissement dépendant de l’inertie thermique du système four + éprouvette. Ensuite, lorsque la température ambiante est atteinte, l’échantillon est chargé jusqu’à sa rupture.

Les déformations ont été mesurées tout au long de l'application de la charge jusqu'à la rupture du matériau à l'aide des palpeurs de déplacement. Les courbes de contrainte-déformation ont ainsi été tracées et le module de Young a été déterminé. Les valeurs de la résistance en compression relative aux valeurs obtenues à 25°C ainsi que le module de Young relatif sont présentés sous forme de graphiques en fonction de la température d'essai (Figure 2.31a et 2.31b).

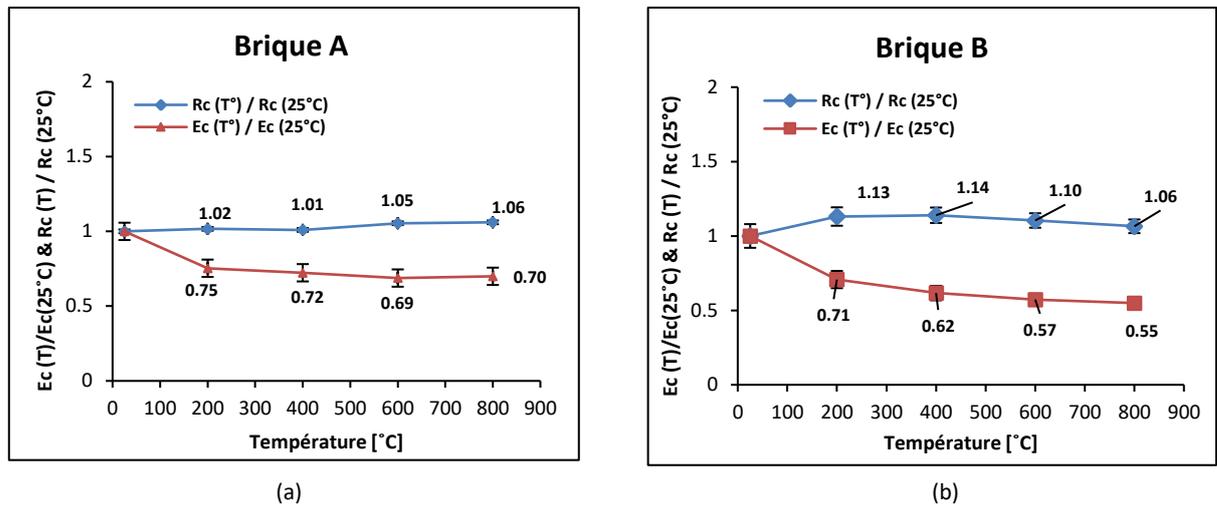


Figure 2.31 – Évolution de la résistance résiduelle de rupture en compression et du module de Young résiduel en fonction de la température des tessons extraits de la paroi externe et sollicités dans la direction d'extrusion  $z$  pour (a) Brique A, avec  $R_c=43.7$  MPa et  $E=8100$  MPa, (b) Brique B, avec  $R_c=38.9$  MPa et  $E=6900$  MPa.

Les figures 2.31a et 2.31b montrent que les résistances à la compression et le module de Young résiduels ont la même tendance générale d'évolution que celle trouvée à chaud. Cependant, nous observons une légère augmentation (ou plutôt une valeur quasiment constante) de la résistance résiduelle en compression avec la température par rapport à température ambiante, qui reste inférieure à l'augmentation observée à chaud. D'autre part, nous observons une diminution plus importante du module de Young résiduel par rapport à la diminution obtenue à chaud. En effet, la diminution des valeurs du module de Young résiduel pourrait être due à un endommagement supplémentaire du spécimen induit par les gradients thermiques dus au refroidissement.

### 2.3.4 Comportement en traction

L'objectif principal de ces essais est de déterminer et de caractériser la résistance en traction du matériau à chaud. Cette dernière est l'un des paramètres le plus important qui impacte la tenue au feu du mur. En effet, le détachement, qui est l'un des formes des ruptures, semble à se produire dans les jonctions entre la paroi frontale et les parois transversales. Cette rupture est supposée être quand la contrainte en traction sur les parois dépasse le seuil de rupture en traction à chaud [104, 131]. Ces seuils sont en fonction de la température et déterminés par les essais de flexion 4 points, ce qui vérifie l'importance de cet essai.

Le concept de l'essai consiste à chauffer l'échantillon à la température de l'essai tout en adoptant la vitesse de chauffage maximale (Annexe III) afin de garantir que la durée de montée en température soit d'environ 30 minutes avec une précharge de 10N, puis un palier de 30 minutes est subi pour arriver à un état d'équilibre thermique. Ensuite, lorsque la température souhaitée est atteinte, l'échantillon est chargé jusqu'à sa rupture.

Les essais sont effectués sur des échantillons de  $60 \times 10 \times 6 \text{ mm}^3$  prélevés de la paroi extérieure des briques A et B dans les directions x et z. Les écartements des supports supérieur et inférieur sont respectivement de 20 et 40 mm, et la vitesse d'application de la force verticale est égale à 1 N/s. Trois échantillons par température ont été réalisés pour les températures de 20°C à 800°C.

La figure 2.32a présente les courbes contraintes déformations obtenues à partir des essais de traction par flexion 4 points selon la direction d'extrusion z à différentes températures pour la brique A. Nous remarquons que le comportement à la traction de la terre cuite est quasi-fragile à différente température, sauf à 900°C, une courbe non linéaire est observée induit à une grande déformation qui se manifeste par la plastification du matériau avant la rupture (Figure 2.32b).

Les figures 2.33 et 2.34 montrent l'évolution de la résistance en traction et du module de Young avec la température selon les directions x et z pour les briques A et B, respectivement. Il est démontré que la terre cuite résiste mieux à la traction à haute température qu'à la température ambiante, ce qui est en accord avec les études précédentes [104, 131].

Cette bonne propriété peut être liée au comportement des silico-aluminates à hautes températures. D'autre part, il existe une tendance générale à ce que le module de Young diminue légèrement avec l'augmentation de la température.

Une diminution de 30-40% du module de Young à 200°C par rapport aux résultats à température ambiante est indiquée sur les figures 2.33 et 2.34, puis la rigidité demeure relativement inchangée jusqu'à 800°C selon la direction z. D'autre part, un saut important de la résistance en traction et du module de Young est remarquée entre les températures 500°C et 600°C (Figure 2.33). Cela semble à être lié à la transformation allotropique du quartz  $\alpha$  en quartz  $\beta$ . D'ailleurs, la bonne propriété mécanique de la terre cuite, en termes d'augmentation de la résistance en compression et en traction ainsi que de stabilité du module de Young, peut être lié encore à la présence du mullite, qui assure une stabilité et une bonne performance mécanique au matériau à haute température [12, 110].

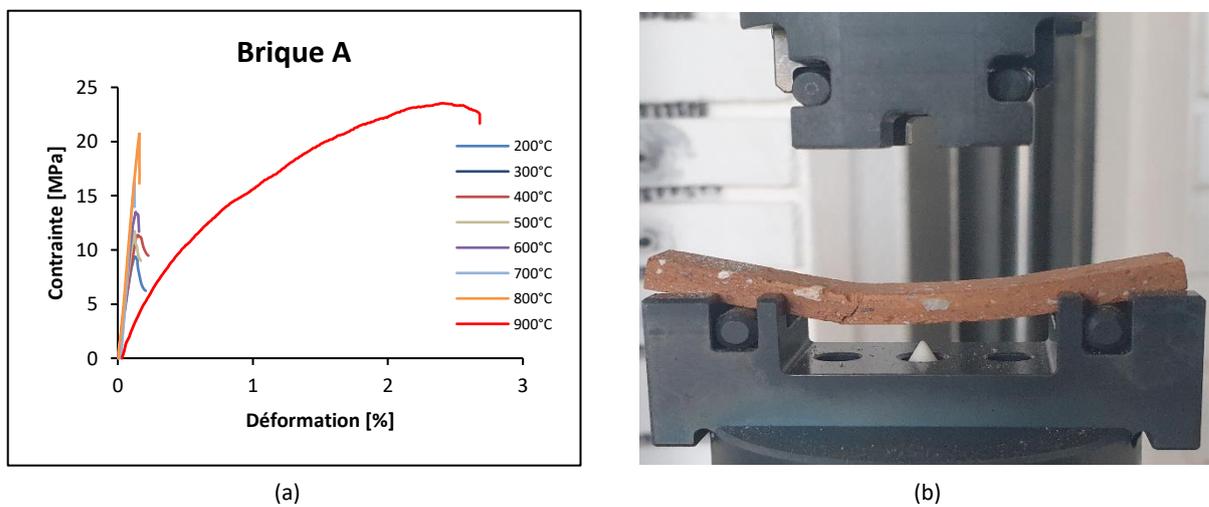


Figure 2.32 – (a) Les courbes Contraintes-déformations obtenues à partir des essais de traction par flexion selon la direction d'extrusion z à différentes températures pour la brique A. (b) Forme de rupture d'un essai de flexion d'une éprouvette à 900°C de la brique A.

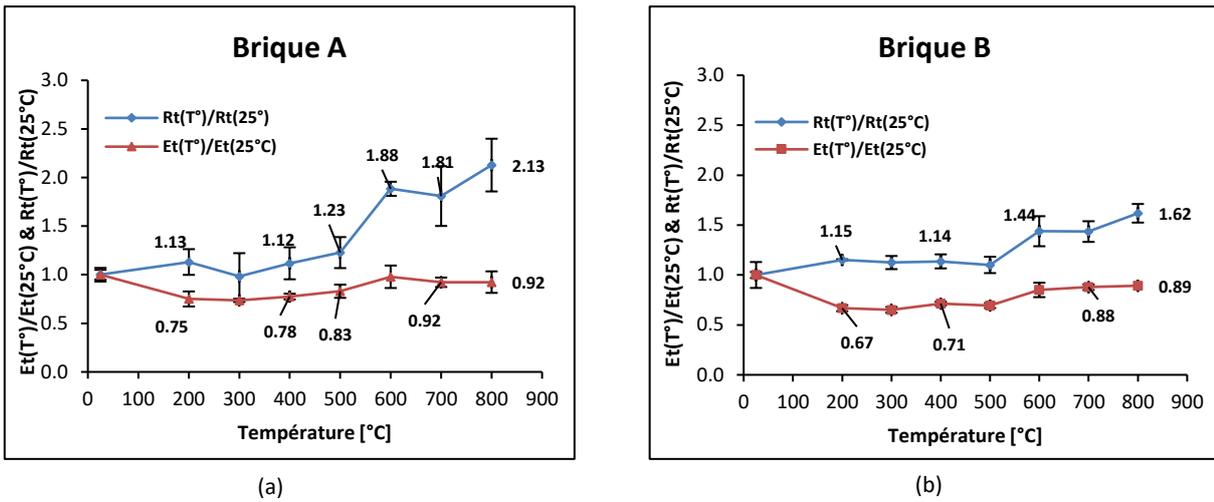


Figure 2.33 – Évolution de la résistance en traction par flexion et du module de Young en fonction de la température des tessons extraits de la paroi externe selon la direction x pour (a) Brique A, avec  $R_t=6.3$  MPa et  $E=7800$  MPa, (b) Brique B, avec  $R_t=5.1$  MPa et  $E=8200$  MPa.

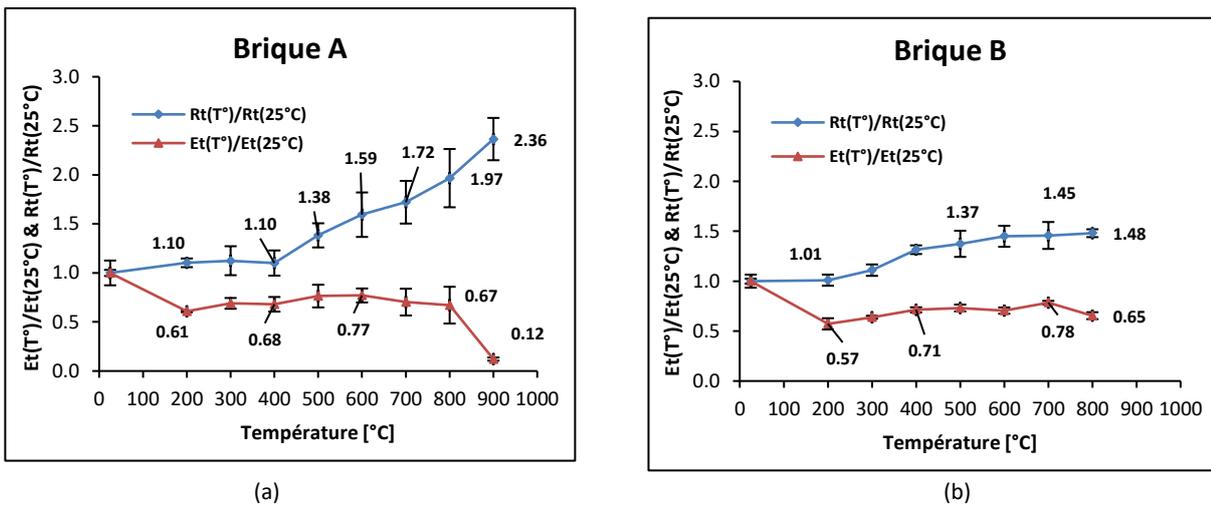


Figure 2.34 – Évolution de la résistance en traction par flexion et du module de Young en fonction de la température des tessons extraits de la paroi externe selon la direction d'extrusion z pour (a) Brique A, avec  $R_t=8.1$  MPa et  $E=14500$  MPa, (b) Brique B, avec  $R_t=7.4$  MPa et  $E=10500$  MPa.

## 2.4 Etude expérimentale sur le mortier colle à froid

Le mortier colle peut contribuer à l'aspect esthétique, ainsi qu'aux performances mécaniques et thermiques de la maçonnerie. Ce dernier est un mélange de liants hydrauliques, de charges siliceuses et d'adjuvants spécifiques, dans lequel est incorporée une résine plastifiante. Il est à noter que la résistance mécanique d'une maçonnerie, dépend non seulement de la résistance de la brique, de la résistance du mortier colle, mais aussi de la compatibilité entre les deux matériaux. Pour cette raison, des recommandations sur le choix du mortier colle sont définies dans les fiches techniques des briques. En effet, chaque mortier-colle est associé à la brique spécifiée par son fabricant.

Par conséquent, dans ce travail, nous nous sommes intéressés à caractériser deux types de mortier colle qui sont associés aux briques A et B. Nous avons cherché alors à identifier les propriétés mécaniques du mortier colle à température ambiante puis à hautes températures par des essais de flexion et de compression.

Trois éprouvettes de chaque mortier de dimensions  $40 \times 40 \times 160 \text{ mm}^3$  sont préparées à l'aide d'un moule métallique normalisé, en respectant les préconisations du chaque fabricant (volume d'eau de gâchage, temps de malaxage et de séchage, épaisseur et technique de mise en œuvre, conditions climatiques,...). Les moules ont été recouverts d'un film plastique et stockés dans l'environnement du laboratoire. Après 48 heures, les échantillons ont été démoulés et conservés jusqu'à la période de l'essai (28 jours) à température ambiante.

Les essais de flexion 3 points sont réalisés sur les trois éprouvettes confectionnées avec une vitesse de 40 N/s. Les essais de compression sont effectués sur les six demi-prismes résultant des essais de flexion avec une vitesse de charge de 1 KN/s. Pour les essais de compression, deux plaques de répartition en acier, de dimensions  $40 \times 40 \times 10 \text{ mm}^3$ , sont disposées de part et d'autre du 1/2 prisme, un trait vertical est ensuite tracé afin d'assurer le parallélisme entre les deux plaques (Figure [2.35a](#)).

Les éprouvettes ont été testées en traction par flexion, puis en compression simple. Les résistances sont de 16.5 et 13.5 MPa en compression, et de 4.6 et 5.9 MPa en traction par flexion, pour les mortiers associés aux briques A et B, respectivement (Figure [2.35b](#)).

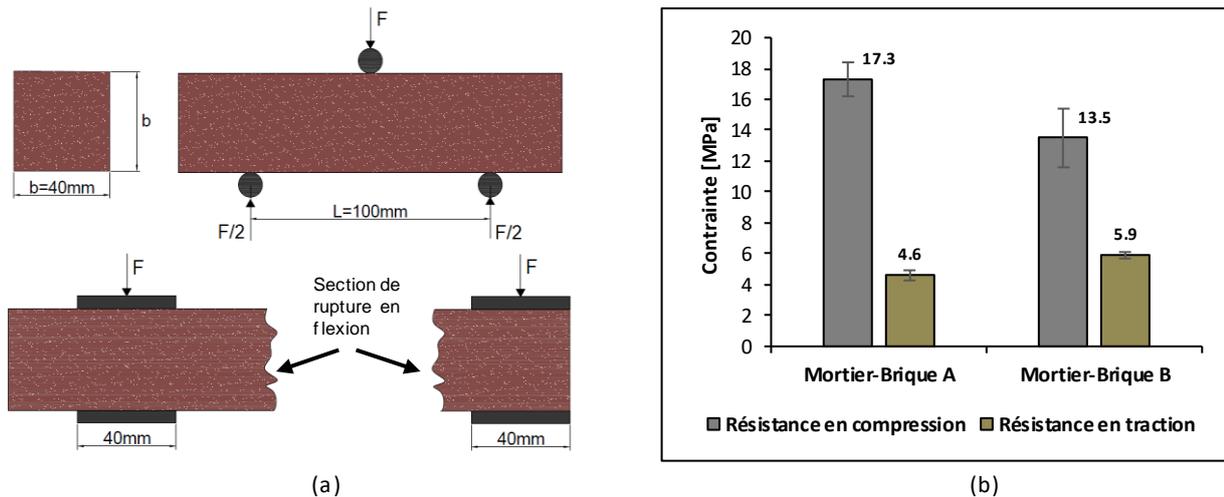


Figure 2.35 – (a) Dispositif d'essai de flexion et de compression simple. (b) Comparaison des valeurs moyennes de résistance en compression et en traction par flexion des mortiers associés aux briques A et B.

## 2.5 Etude expérimentale sur le mortier colle à chaud

Depuis quelques années, la technique d'assemblage aux joints minces avec du mortier colle a concurrencé les assemblages avec des joints de mortier traditionnels, notamment pour ses propriétés mécaniques à froid [142]. En revanche, il est à noter que lors d'essais de résistance au feu de murs de maçonnerie, les murs montés aux joints minces résistent moins bien que ceux montés aux joints traditionnels [104]. Cette différence peut être liée au comportement intrinsèque du mortier-colle à chaud, qui fait l'objet de l'étude de cette section, et/ou au comportement de l'interface (brique/mortier-colle) à chaud, qui sera traité au chapitre suivant.

De plus, il existe peu de travaux dans la littérature sur les maçonneries réalisées avec des joints minces et exposées au feu. L'évolution des propriétés mécaniques du mortier colle a été supposée similaire à celle du mortier traditionnel dans ces travaux [104, 131]. En effet, les études sur mortiers traditionnels montrent que la résistance en compression et la résistance en traction ainsi que le module de Young diminuent avec l'augmentation de la température [36, 49, 148].

L'étude expérimentale de l'évolution des propriétés mécaniques du mortier colle avec la température est l'objet de cette section. Par ailleurs, les caractéristiques mécaniques, des mortiers colles associés aux briques A et B, seront déterminées en établissant des relations contraintes déformations à diverses températures à partir des essais de flexion 4 points et des essais de compression.

Premièrement, compte tenu des limites de la presse en termes de dimensionnement, un moule métallique spécifique a été fabriqué pour couler le mortier colle, de sorte que dans la même gâchée nous obtenons 30 échantillons de  $10 \times 10 \times 10 \text{ mm}^3$  et 24 échantillons de  $60 \times 10 \times 6 \text{ mm}^3$  (Figure 2.36). Nous respectons toutes les recommandations de chaque fabricant (volume d'eau de gâchage ( $E/C = 0.3 - 0.4$ ), temps de gâchage et de séchage, épaisseur et technique d'application, conditions climatiques). Les moules ont été recouverts d'un film plastique et stockés dans l'environnement du laboratoire. Après 48 heures, les échantillons ont été démoulés et conservés jusqu'à la période de l'essai.



Figure 2.36 – Le moule métallique utilisé pour gâcher le mortier colle.

### 2.5.1 Comportement en compression

Afin d'interpréter le comportement du mortier-colle à hautes températures, nous suivons le même protocole d'essai utilisé pour caractériser la terre cuite mentionnée dans la section précédente. Mais, au préalable, nous avons dû vérifier qu'il n'y a pas d'influence du gradient thermique sur les petites éprouvettes du mortier colle.

Des essais de compression à 600°C avec trois différentes vitesses de chauffage (1 - 6 - 20°C.min<sup>-1</sup>) sont réalisés sur trois échantillons du mortier B. Ces valeurs sont supposées être les plus contrastées possibles pour une température cible de 600°C (chauffage lent à rapide). La figure 2.37a montre les courbes de contrainte-déformation du mortier B obtenues à 600°C avec différents taux de chauffage. Nous pouvons voir que le comportement en compression du mortier est similaire pour différents taux de chauffage. Ceci peut être lié à la petite taille des échantillons 10 × 10 × 10 mm<sup>3</sup> de sorte qu'il n'y a pas de gradients thermiques significatifs entre la surface et le cœur de l'échantillon.

De plus, la figure 2.37b montre que les déformations thermiques sont presque les mêmes pour les différents taux de chauffage après la stabilité thermique. En revanche, nous remarquons que les processus physico-chimiques (départ de l'eau, décomposition du gypse, déshydratation du C - S - H) apparaissent plus tard lorsque la vitesse de chauffage est élevée. En d'autres termes, avec une faible vitesse de chauffage, les processus physico-chimiques ont plus de temps pour se manifester. Sur la base de ces résultats, qui montrent l'absence d'effets significatifs de la vitesse de chauffage, nous suivons le même protocole d'essai utilisé pour caractériser la terre cuite à chaud.

Afin d'évaluer l'évolution de la résistance en compression avec la température, des essais ont été réalisés sur des échantillons de 10 × 10 × 10 mm<sup>3</sup> pour les deux mortiers, avec une vitesse d'application de la force verticale égale à 1 N/s. Les éprouvettes sont testées pour les températures de 20°C jusqu'à 700°C. Afin de réduire l'effet de dispersion des résultats expérimentaux, trois échantillons par température ont été réalisés. Pendant l'application de la charge jusqu'à la rupture du matériau, les déformations ont été enregistrées. Ainsi les courbes contraintes-déformations ont été tracées et le module de Young a été déterminé.

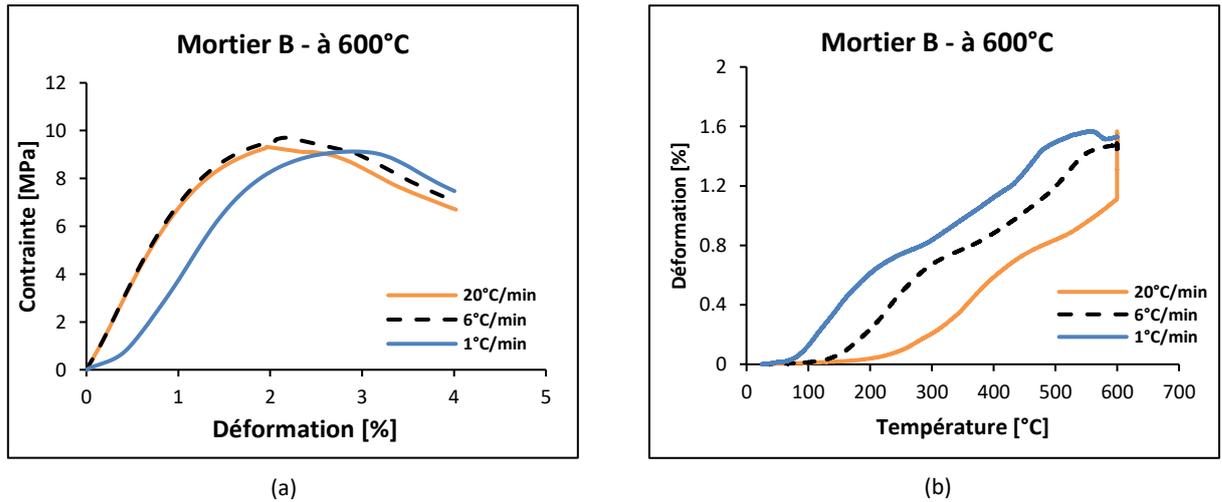


Figure 2.37 – (a) Les courbes de contrainte-déformation de l'essai de compression à 600°C sur le mortier associé à la brique B avec différents taux d'échauffement. (b) Les déformations thermiques de l'essai de compression à 600°C sur le mortier associé à la brique B avec différents taux d'échauffement.

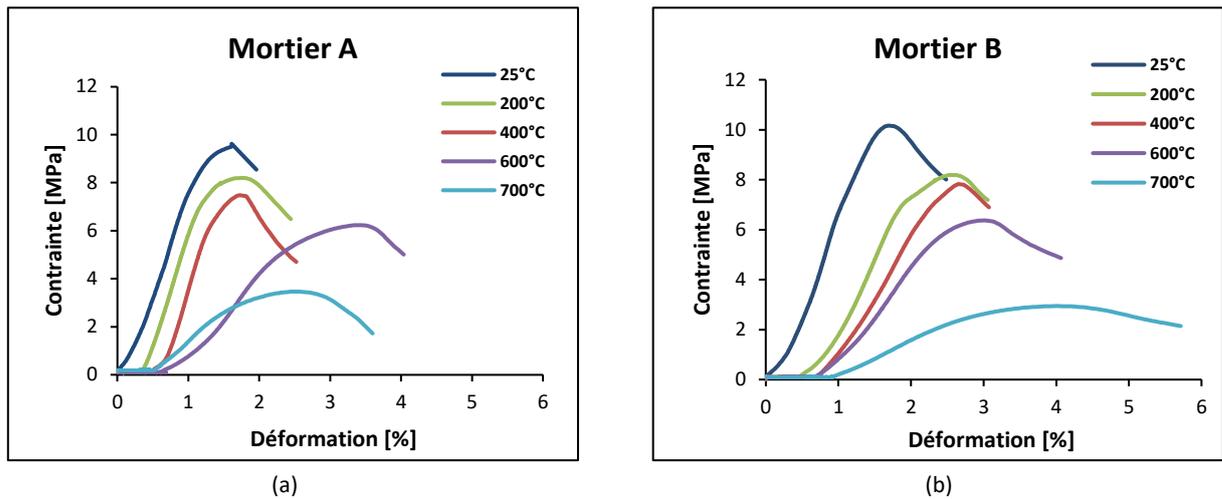


Figure 2.38 – Les courbes Contraintes-déformations obtenues à partir des essais de compression à différentes températures pour (a) Mortier A, (b) Mortier B.

Les figures [2.38a](#) et [2.38b](#) montrent les courbes contraintes-déformations obtenues lors des essais de compression à différentes températures pour les deux types de mortier colle. Nous constatons que le mortier colle présente un comportement quasi-fragile similaire à celui du mortier traditionnel. En effet, il présente un comportement élastique jusqu'à 80% de la résistance à la compression puis une phase d'écrouissage positif jusqu'au pic de contrainte suivie d'une phase adoucissante.

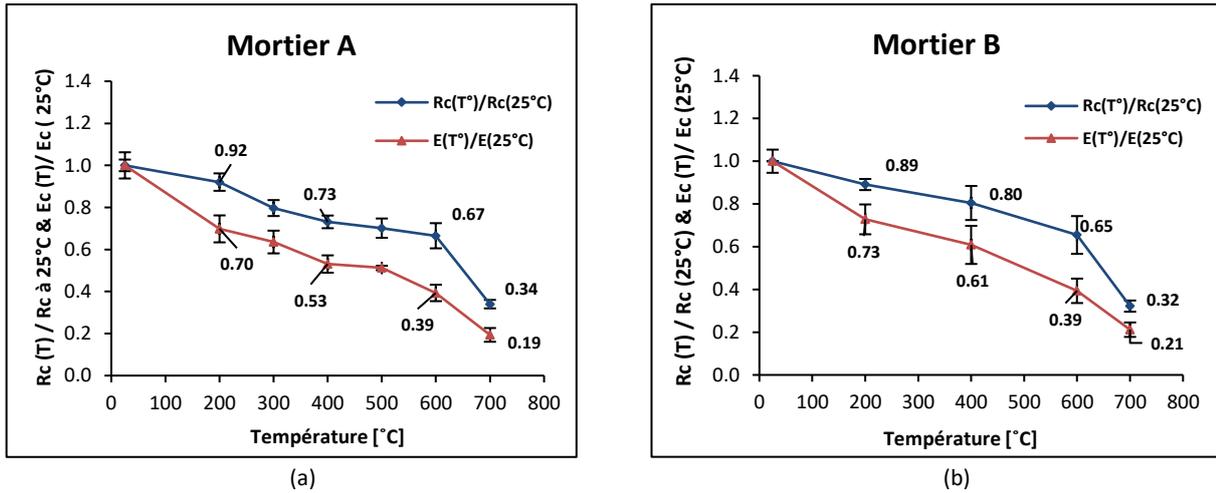


Figure 2.39 – Évolution de la résistance de rupture en compression et du module de Young en fonction de la température des mortiers-colles (a) Mortier A, avec  $R_c=9.77$  MPa et  $E=1211$  MPa, (b) Mortier B, avec  $R_c=9.73$  MPa et  $E=950$  MPa.

Les figures 2.39a et 2.39b indiquent l'évolution de la résistance à la compression et du module de Young en fonction de la température par rapport à la température ambiante. Nous constatons que la résistance à la compression du mortier colle diminue légèrement jusqu'à  $600^\circ\text{C}$  où il perd environ 35% de sa résistance à la compression puis une baisse plus sévère se manifeste par une perte de 70% de la résistance à  $700^\circ\text{C}$ .

En parallèle, le module de Young diminue plus rapidement que la résistance : le mortier perd 60% de sa rigidité initiale à  $600^\circ\text{C}$  puis 80% à  $700^\circ\text{C}$ . Cette décroissance est peut-être due à la décomposition de la portlandite, la déshydratation des  $C - S - H$  et à l'incompatibilité des dilatations thermiques entre pâte et granulats.

### 2.5.2 Comportement résiduel en compression

Cette partie de l'étude consiste à comparer le comportement mécanique ( $R_c(T^\circ)$ ,  $E(T^\circ)$ ) du mortier colle au cours de l'échauffement par exemple un incendie ou une autre situation accidentelle caractérisée par une haute température, avec celle correspondant aux conditions 'post incendie' ou 'post accident', c'est à dire résiduelle.

En se basant sur la même gâchée du mortier utilisé à chaud, trois échantillons par température ont été préparés. Ces éprouvettes ont été chauffées à une vitesse constante de  $1^{\circ}\text{C}/\text{min}$  jusqu'aux températures d'essai de  $200^{\circ}\text{C}$ ,  $400^{\circ}\text{C}$  et  $600^{\circ}\text{C}$  avec des dimensions de  $10 \times 10 \times 10 \text{ mm}^3$ . La durée du palier de stabilisation de la température a été choisie pour être d'une heure pour toutes les températures, suivie d'un refroidissement jusqu'à la température ambiante. Rappelons que pour des raisons de temps, le chauffage et le refroidissement dans cet essai sont effectués dans un autre four plus grand que celui de la presse. La vitesse de chauffage pour ce four est limitée à  $1^{\circ}\text{C}/\text{min}$ .

Le refroidissement naturel des éprouvettes a été réalisé dans le four avec une vitesse de refroidissement dépendant de l'inertie thermique du système four + éprouvette. Ensuite, lorsque la température ambiante est atteinte, l'échantillon est chargé jusqu'à sa rupture avec une vitesse de chargement  $1\text{N/s}$ . La figure [2.40](#) montre la comparaison entre l'évolution des résistances relatives à la compression 'à chaud' et 'résiduelles' avec l'augmentation de la température. De même, la figure [2.41](#) montre la comparaison entre l'évolution du module de Young 'à chaud' et 'résiduel' avec la température.

L'analyse comparative nous a permis d'observer une différence entre les propriétés mécaniques ( $R_c$ ,  $E$ ) résiduelles et à chaud avec une tendance décroissante pour les deux. Nous constatons que les valeurs résiduelles de la résistance à la compression et du module de Young sont inférieures à celles obtenues à chaud. Cette différence entre les valeurs  $R_c$  et  $E$  peut être liée à des phénomènes qui se produisent pendant la phase de refroidissement.

Premièrement, ce peut être le gradient thermique supplémentaire induit pendant la phase de refroidissement, qui génère des contraintes thermiques de signe inversé, par rapport à la phase de montée en température. Cela semble avoir causé des endommagements supplémentaires au matériau.

Par ailleurs, un autre mécanisme impliqué dans le processus de fragilisation du mortier pendant la phase de refroidissement est lié à la réaction de la chaux, qui est un produit de la déshydratation, avec l'eau présente dans l'environnement. Cette réaction est la suivante :  $\text{CaO} + \text{H}_2\text{O} = \text{Ca}(\text{OH})_2$ . Par rapport à  $\text{CaO}$ , la portlandite, produit de cette réaction, a un volume plus important. Cette augmentation de volume provoque une fissuration supplémentaire qui entraîne une réduction de la résistance à la compression et une diminution du module de Young.

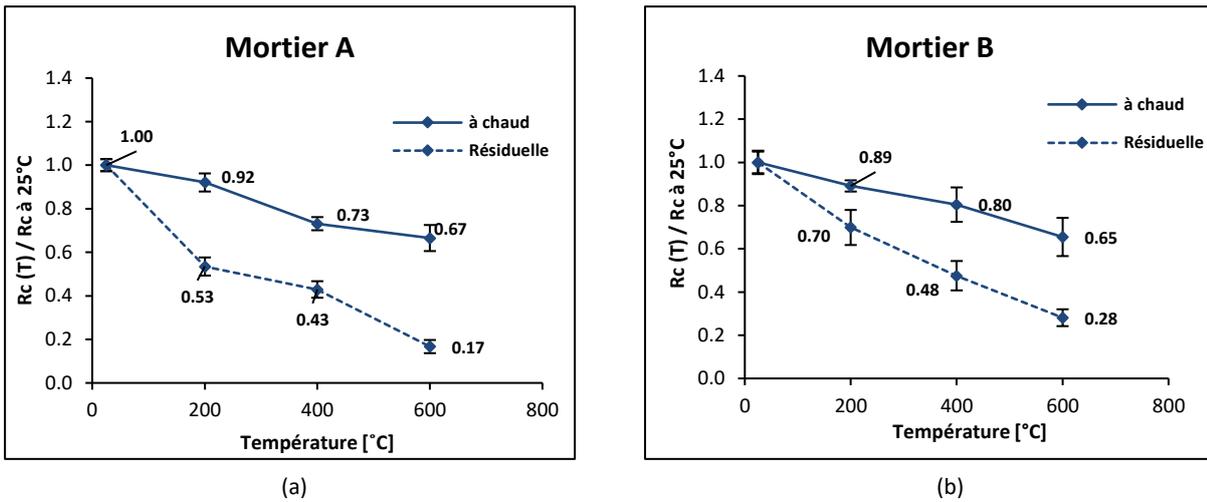


Figure 2.40 – Évolution des résistances en compression relatives 'à chaud' et 'résiduelles' avec la température du mortier-colle (a) Mortier A avec  $R_c(25^\circ C) = 9.77$  MPa, (b) Mortier B avec  $R_c(25^\circ C) = 9.73$  MPa.

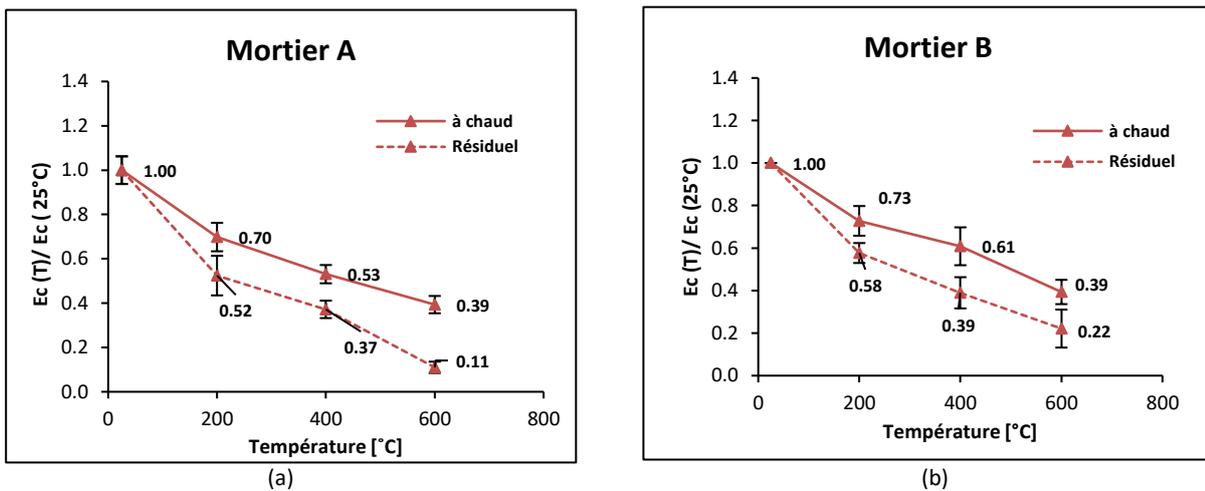


Figure 2.41 – Évolution du module de Young relatif 'à chaud' et 'résiduelles' avec la température du mortier-colle (a) Mortier A avec  $E(25^\circ C) = 1211$  MPa, (b) Mortier B avec  $E(25^\circ C) = 950$  MPa.

### 2.5.3 Comportement en traction

Le but de cet essai est d'évaluer la résistance en traction par flexion du mortier colle en fonction de la température. Afin de réduire l'effet de dispersion des résultats expérimentaux, trois échantillons par température sont testés. Le même concept de l'essai de compression a été suivi, qui consiste à chauffer l'échantillon à la température de l'essai tout en adoptant la vitesse de chauffage maximale (Annexe III) afin de garantir que la durée de montée en température soit d'environ 30 minutes avec une précharge de 3 N, puis un palier de 30 minutes est subi pour arriver à un état d'équilibre thermique. Ensuite, lorsque la température souhaitée est atteinte, l'échantillon est chargé jusqu'à sa rupture.

Les essais sont effectués sur des échantillons de  $60 \times 10 \times 6 \text{ mm}^3$  à l'aide du moule spécifique (Figure 2.36). La vitesse d'application de la force verticale est de 0.3 N/s. Les écartements des appuis supérieurs et inférieurs sont respectivement de 20 et 40 mm. Les figures 2.42a et 2.42b montrent l'évolution de la résistance en traction du mortier colle avec la température. Nous constatons que la résistance en traction diminue avec la température avec une même tendance de l'évolution de la résistance en compression à chaud.

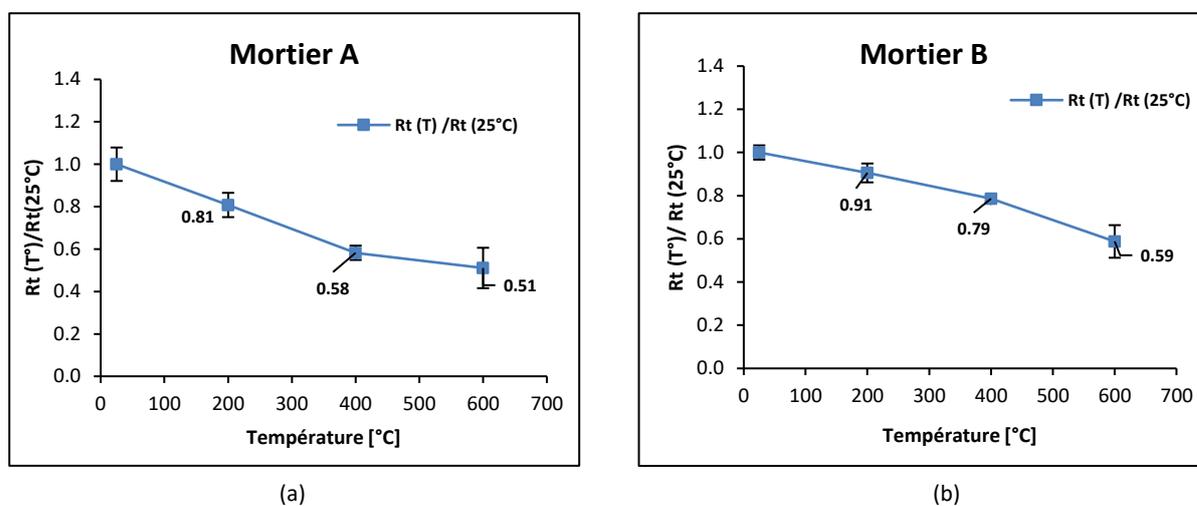


Figure 2.42 – Évolution des résistances en traction relatives avec la température du mortier-colle (a) Mortier A avec  $R_t(25^\circ\text{C})=4.4 \text{ MPa}$  et (b) Mortier B avec  $R_t(25^\circ\text{C})=3.6 \text{ MPa}$ .

### 2.6 Conclusion

Les études expérimentales menées, dans ce chapitre, ont porté sur l'échelle la plus basse, celle des matériaux constitutifs (terre cuite, mortier colle pour le joint mince). Elles ont permis de caractériser le comportement mécanique et thermomécanique intrinsèque à différentes températures pour deux différents types de briques.

Le comportement mécanique de la terre cuite à froid est déterminé grâce aux essais classiques (statiques et dynamiques) sur des tessons extraits de différente paroi de la brique et sollicités sur différentes directions. Les essais statiques consistent en des essais destructifs de compression simple et de traction indirecte par flexion. D'autre part, les essais dynamiques sont non destructifs et consistent en des essais d'excitation impulsionnelle au pot vibrant et au marteau ainsi qu'en des essais de mesures par ultrasons. Les résultats de ces essais permettent de dégager les éléments de conclusion suivants :

- Pour différents types d'essai, les valeurs du module de Young varient selon la direction de sollicitation considérée. Les échantillons extraits dans la direction  $z$  (direction d'extrusion de la brique) possèdent les valeurs les plus élevées par rapport aux directions  $x$  et  $y$  dans les deux briques. Ceci est dû à l'anisotropie du matériau héritée du processus d'extrusion. De plus, en raison de la faible différence entre les valeurs du module de Young dans les directions  $x$  et  $y$ , un comportement transverse isotrope peut être considéré pour la terre cuite, ce qui simplifie la modélisation numérique, par rapport à la modélisation anisotrope.
- Les résistances en compression et en traction montrent une variété significative dans les différentes directions. Les échantillons extraits dans la direction  $z$  (direction d'extrusion de la brique) possèdent les résistances (en compression ou en traction) les plus élevées par rapport aux directions  $x$  et  $y$  dans les deux briques. D'autre part, contrairement au module de Young, le comportement transverse isotrope n'est pas observé en termes de résistance pour lesquels ces valeurs de cette dernière selon les directions  $x$  et  $y$  sont différentes.
- Il y a une différence d'environ 10% entre les valeurs moyennes du module de Young obtenues par les essais de flexion et les essais d'excitation impulsionnelle au pot vibrant pour les directions  $x$  (paroi extérieure),  $y$  (paroi transversale) et  $z$  (paroi extérieure), pour les deux briques. Cette différence est due au fait que dans les essais statiques, les échantillons contenant des micro-défauts réagissent aux changements de contrainte par ouverture ou fermeture, ce qui affecte le module de Young. En revanche, la propagation d'une onde élastique de fréquence suffisamment élevée n'est pas affectée par les microfissures.

- Une tendance similaire est observée entre les valeurs du module de Young obtenues à partir des essais de compression et des essais par ultrasons, avec une différence de 10-20%.
- À température ambiante, les valeurs du module de Young obtenues par les essais de compression sont inférieures à celles obtenues par les essais de flexion pour les deux briques de l'ordre de 30-40%. Cette différence peut être expliquée par le fait que la déformation élastique de la terre cuite dépend de la forme et la distribution des pores et de l'orientation des microfissures inhérentes au processus de fabrication.
- Par des essais de flexion 4 points instrumentés par des jauges de déformations collées sur la face supérieure (partie sollicitée en compression) et inférieure (partie sollicitée en traction) de l'échantillon, Nous constatons que les comportements globaux et locaux en flexion sont similaires. En plus, nous remarquons l'absence d'effet du bimodule sur les valeurs des déformations sur les faces supérieures et inférieures.

À haute température, les relations contrainte-déformation et force-déplacement montrent un comportement quasi-fragile. Les résistances en traction et en compression de la terre cuite augmentent avec la température. En revanche, le module de Young diminue légèrement avec l'augmentation de la température de sorte que le matériau perd 40% de sa rigidité à 800°C. Au-delà de 900°C, la terre cuite présente une phase plastique importante avec une déformation jusqu'à 20%. Contrairement à la propriété "inerte" de la terre-cuite, les résistances en compression et en traction ainsi que le module de Young du mortier colle diminue avec la température.



## CHAPITRE 3

### CARACTÉRISATION DU JOINT ET DES ASSEMBLAGES

#### 3.1 Introduction

Outre les éléments constitutifs (terre cuite, brique et mortier-colle), le joint de collage joue un rôle essentiel dans le comportement d'ensemble de la maçonnerie. Le joint hérite du comportement des constituants, de leur interaction et en particulier de leur incompatibilité, pour constituer en soi un élément à part entière de la maçonnerie, dont il est nécessaire de caractériser le comportement local. A plus grande échelle, le système de joints, issu de l'assemblage de briques, affecte le comportement d'ensemble de par son comportement et de son faciès.

Comme montré au premier chapitre, la caractérisation (en particulier à chaud) de joints minces réalisés au mortier-colle et celle des effets d'échelles qu'ils induisent dans des assemblages ont été peu ou pas investigués. De ce fait, ce chapitre est consacré, dans un premier temps, à l'étude des propriétés mécaniques (à température ambiante) du joint à différentes échelles en réalisant des assemblages de complexité croissante. Pour cela, des essais de compression, de traction (indirecte) et de cisaillement sont réalisés pour caractériser les propriétés de raideur et de résistance. Les résultats obtenus sont analysés à l'aune des propriétés des constituants. Ces essais sur assemblages permettent également d'évaluer la distribution des déformations, des contraintes et des endommagements en tenant compte des effets structuraux et de l'impact de la concentration des contraintes.

Dans un deuxième temps, ce chapitre présente les essais de caractérisation du comportement à chaud du joint mince. En particulier, des essais originaux sont conçus et réalisés pour caractériser sous hautes températures l'évolution de la résistance à l'arrachement et celle au cisaillement ainsi que les modes de rupture associés sur des assemblages à l'échelle du tesson. Cette échelle d'analyse permet d'accéder au comportement qualifié de local du joint afin de construire par la suite la loi de comportement qui sera implémentée dans la modélisation par éléments finis. Les essais réalisés aux échelles précédentes constituent alors une base de données pour la validation de cette implémentation ainsi que pour l'analyse croisée (par les essais et par la modélisation) des effets d'échelles dans les assemblages.

### 3.2 Etude à froid de l'assemblage à différentes échelles

#### 3.2.1 Comportement en compression

Dans cette section, afin de déterminer l'effet du joint mince en mortier colle sur la résistance à la compression d'un montage, des essais de compression simples ont été proposés, à différentes configurations et échelles (échelle du tesson, une alvéole, groupes d'alvéoles et une brique) pour les briques A et B. Ces essais consistent à déterminer la résistance à la compression de deux types de configurations. La première configuration consiste en un seul spécimen de brique. La deuxième configuration présente un assemblage de deux spécimens de briques collés par un joint mince de 1 *mm*. A la fin de cette section, nous présentons une étude comparative à plusieurs échelles.

##### 3.2.1.1 Echelle du tesson

Pour la fiabilité de l'essai, une série de cinq éprouvettes de  $10 \times 10 \times 5$  et  $10 \times 10 \times 8$  *mm*<sup>3</sup> est réalisée pour les briques A et B (Figure 3.1). Les éprouvettes sont rectifiées et se trouvent à l'état hydrique ambiant. Il est important de souligner que l'assemblage de ce type d'échantillon est très délicat et compliqué en raison de sa petite taille. En effet, plusieurs restrictions ont dû être prises en compte telles que la planéité de l'échantillon, l'alignement de deux tessons, l'épaisseur du joint, la charge appliquée pendant le temps de conservation préconisé par la norme [2]. Un moule spécifique a été fabriqué sur mesure afin de respecter tous ces enjeux. Notons que le rôle des vis utilisées est d'appliquer une précharge pendant le stockage et d'assurer l'épaisseur du joint à 1 *mm* (Figure 3.2). Pour la configuration d'essai de l'assemblage à joint mince, le mortier colle a été coulé tout en respectant les recommandations de chaque fabricant (volume d'eau de gâchage, temps de mélange et de séchage, épaisseur et technique de mise en œuvre, conditions climatiques, ...). En parallèle, les tessons sont bien mouillés avant de les assembler avec le mortier-colle dans le moule. La raison du mouillage des tessons tient à la nécessité de ne pas absorber l'eau du mortier. Cela entraînerait un séchage rapide du mortier. Par la suite, les moules ont été recouverts d'un film plastique et stockés dans l'environnement du laboratoire. Après 48 heures, les échantillons ont été démoulés et stockés jusqu'à la période de l'essai (28 jours) à température ambiante. Les vitesses utilisées pendant ces essais sont de 20 et 30 N/s pour les montages des briques A et B, respectivement. Un cycle de chargement/déchargement est effectué à un niveau de contrainte de 1/3 de la charge de rupture pour éliminer les imperfections liées à la planéité de la surface et au repositionnement de l'outillage.

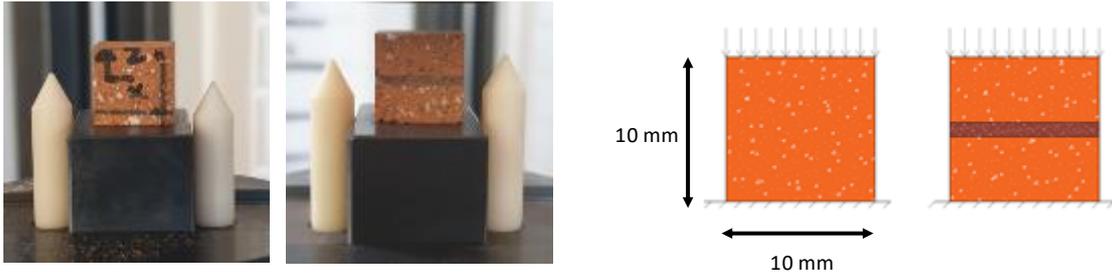


Figure 3.1 – Les éprouvettes de différentes configurations.

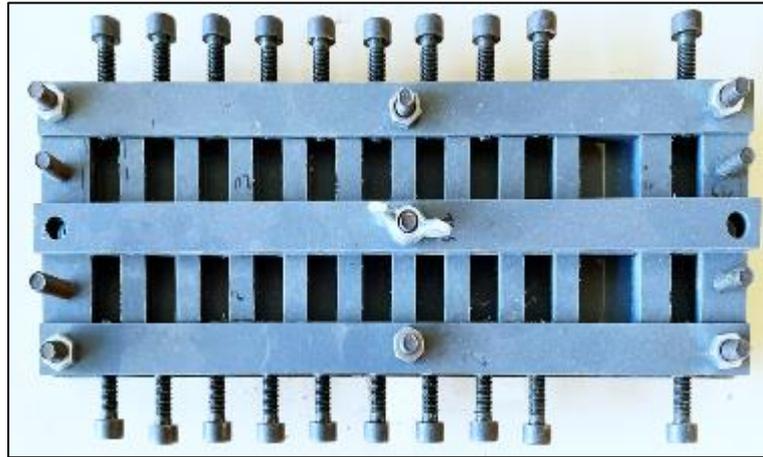


Figure 3.2 – Moule spécifique pour le montage des tessons.

Les figures [3.3a](#) et [3.3b](#) montrent l'influence du joint mince sur la résistance à la compression et la rigidité de l'assemblage. La résistance à la compression de l'assemblage diffère d'environ 30% par rapport à celle du tesson pour les deux briques. De même, le module de Young de l'assemblage diminue d'environ 50-60% pour les deux briques par rapport à celle du tesson. Cela se traduit par les différentes pentes observées dans les figures [3.4a](#) et [3.4b](#).

Cette diminution peut être liée, en premier lieu, au rapport entre l'épaisseur du joint et la hauteur du tesson ( $h_j/h_b$ ) qui est d'environ 22%. Ce rapport nous permet de considérer que l'assemblage des tessons est proche d'un assemblage avec un mortier épais plutôt que mince malgré l'utilisation de mortier colle. En effet, l'influence de l'épaisseur du joint sur la résistance en compression et sur le module du Young du montage est largement étudiée dans la littérature [\[51, 58, 123, 136, 149, 152\]](#). Ces études mettent en évidence une diminution de la résistance à la compression de l'assemblage lorsque l'épaisseur du joint augmente.

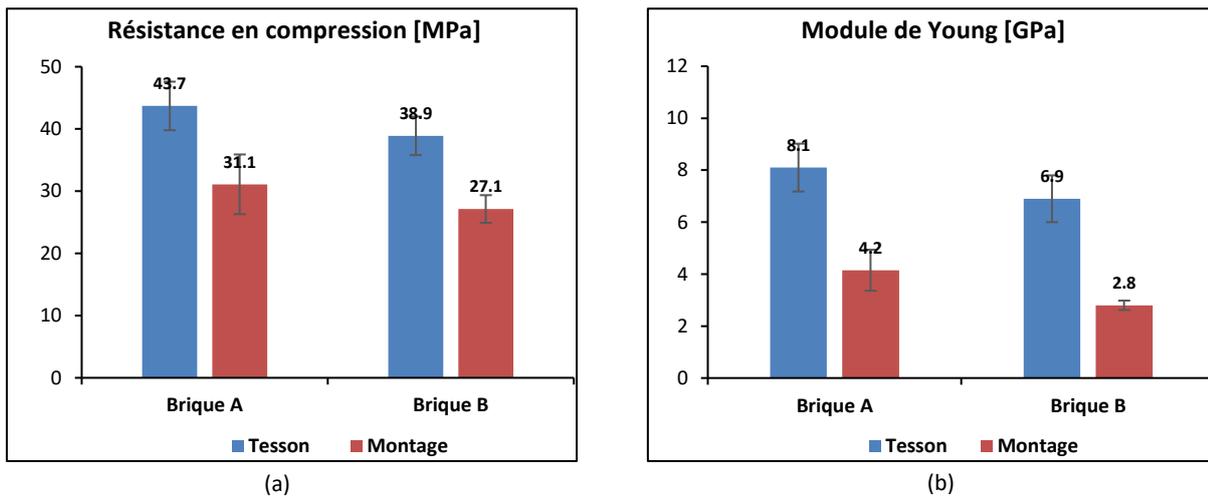


Figure 3.3 – (a) Les valeurs moyennes des résistances en compression pour différentes configurations pour les briques A et B. (b) Les valeurs moyennes du module de Young obtenues par les essais de compression pour différentes configurations pour les briques A et B.

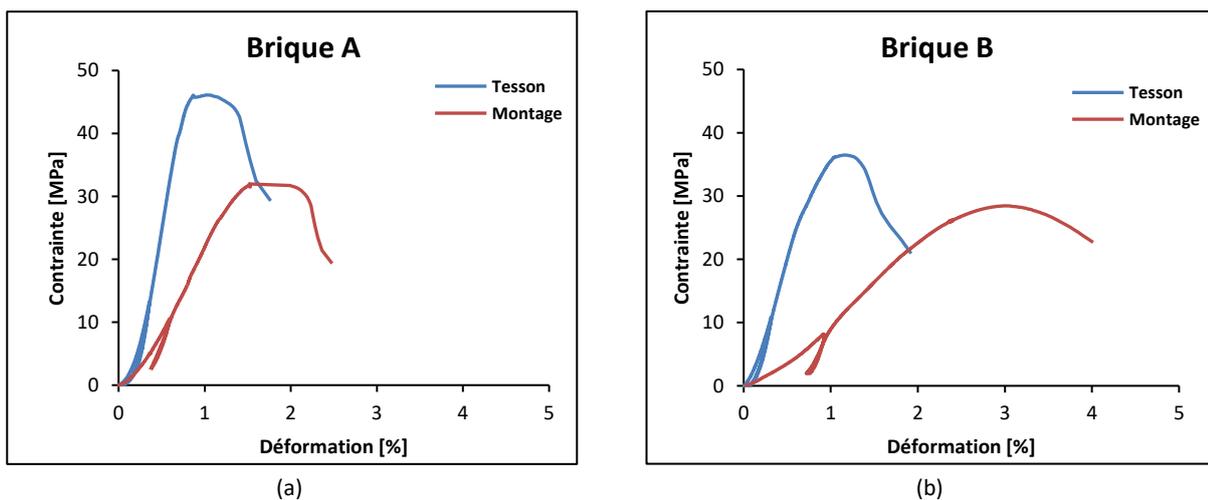


Figure 3.4 – (a) Les valeurs moyennes des résistances en compression pour différentes configurations pour les briques A et B. (b) Les valeurs moyennes du module de Young obtenues par les essais de compression pour différentes configurations pour les briques A et B.

Par ailleurs, nous trouvons la même tendance de diminution trouvée par Francis et al. [51]. Selon cette étude, lorsque le rapport entre l'épaisseur du joint et la hauteur de la brique ( $h_j/h_b$ ) passe de 14% à 33%, la résistance à la compression de l'assemblage diminue jusqu'à 40% par rapport à la résistance à la compression de la brique seule. Précisons que plusieurs paramètres peuvent également influencer la résistance à la compression et le module de Young de l'assemblage tels que l'incompatibilité en termes de propriétés élastiques du tesson et du mortier ainsi que les

propriétés mécaniques de ces composants.

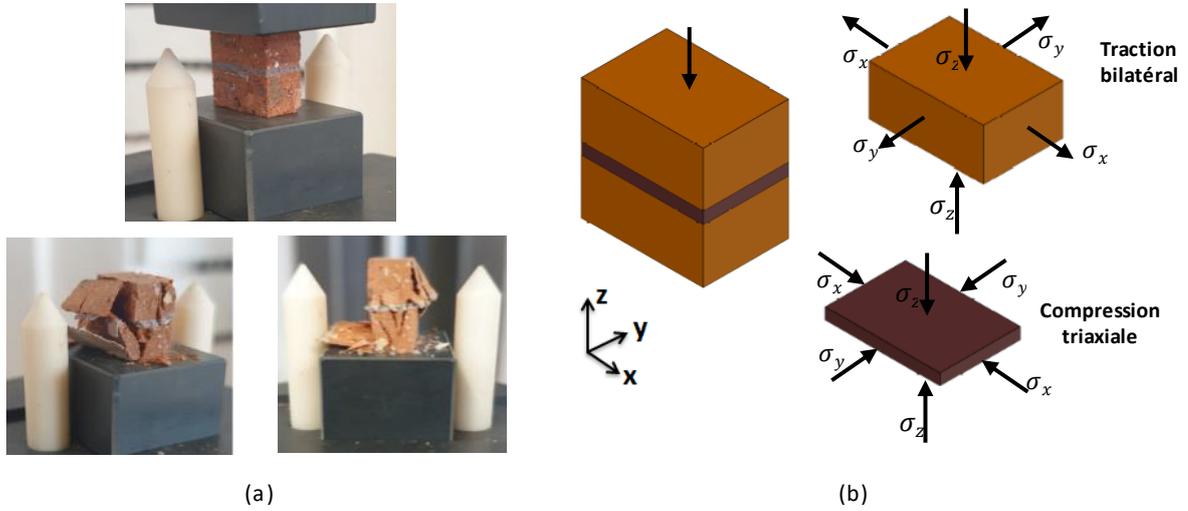


Figure 3.5 – (a) Les formes de rupture du montage (Tesson/Mortier/Tesson). (b) Les distributions des contraintes du tesson et du mortier dues à la charge de compression axiale appliquée.

La figure 3.5a illustre les formes de rupture de l'assemblage. Il semble que la raison de la rupture soit liée aux contraintes de traction latérales dans le tesson. En d'autres termes, lorsque l'un des contraintes  $\sigma_x$  et  $\sigma_y$  du tesson sont égaux à la résistance à la traction latérale du tesson, une rupture par traction latérale se produit.

En fait, l'idée de base est que lors de la compression d'un assemblage composé alternativement d'un matériau souple (mortier) et d'un matériau plus rigide (tesson), les matériaux se déforment à la fois dans la direction de la charge et dans la direction latérale (l'effet de Poisson). Cependant, le matériau souple se déforme davantage que le matériau plus rigide. Une hypothèse courante est que le mortier et les briques sont reliés à leurs interfaces et qu'aucun glissement ne se produit lorsque le montage est sous compression [140]. En conséquence, le matériau rigide empêche le mouvement dans la direction latérale du matériau souple. Cela provoque une traction latérale dans le matériau rigide et une compression dans le matériau souple (Figure 3.5b).

En plus, des études ont montré que les propriétés mécaniques du mortier dans l'assemblage changent considérablement, par rapport aux propriétés des échantillons de mortier fabriqués dans les moules habituels [86, 140, 151, 152]. Ceci est peut-être dû aux différentes conditions de durcissement dans le joint de mortier. En effet, cette modification semble être liée aux changements de la quantité d'eau dans le mortier, soit par absorption de l'eau du mortier frais par les briques, soit par augmentation du rapport  $E/C$  du mortier lorsque les briques sont bien mouillées. Ce paramètre reste incontrôlable et peut fortement influencer les propriétés mécaniques de la liaison entre le mortier et l'élément de maçonnerie, ainsi que les propriétés du mortier lui-même.

De ce fait, à travers l'essai de compression sur l'assemblage (Tesson/Mortier/Tesson), nous essayons de traiter les résultats afin d'interpréter le module de Young du mortier de l'assemblage. Sachant que les éléments de l'assemblage sont soumis au même effort, nous pouvons considérer que l'assemblage n'est qu'un système de ressorts disposés en série.

$$\frac{1}{K_{tot}} = \frac{1}{K_b} + \frac{1}{K_m} \quad (3.1)$$

où  $K_{tot}$  est la raideur de l'assemblage,  $K_b$  est la raideur du tesson de la brique et  $K_m$  est la raideur du mortier d'assemblage. Le module de Young du mortier peut être exprimé à partir de l'équation 3.1.

$$E_m = \frac{h_m E_{tot} E_b}{E_b (h_b + h_m) - h_b E_{tot}} \quad (3.2)$$

où  $E_m$  est le module de Young du mortier d'assemblage,  $E_b$  et  $E_{tot}$  sont les modules de Young de la brique et de l'assemblage, respectivement.  $h_b$  et  $h_m$  sont les épaisseurs de la brique et du mortier, respectivement.

La figure 3.6 montre qu'il existe une différence d'environ 40-60% entre le module de Young du mortier obtenu par un essai de compression sur un cube de  $10 \times 10 \times 10 \text{ mm}^3$  et celui obtenu lors de l'assemblage. Ces résultats sont cohérents avec les observations trouvées dans la littérature où la différence peut monter jusqu'à 15 fois [86, 151].

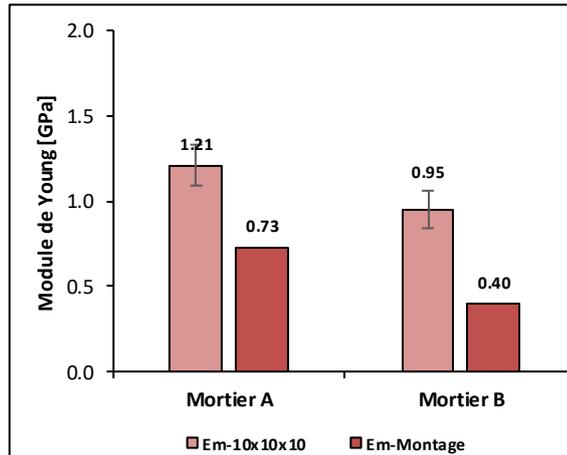


Figure 3.6 – Comparaison entre les valeurs moyennes du module de Young obtenue par des échantillons  $10 \times 10 \times 10 \text{ mm}^3$  et le module de Young du mortier calculé à partir d'un assemblage.

### 3.2.1.2 Echelle d'une alvéole

Pour la fiabilité des essais, une série de cinq échantillons d'une alvéole extraite de chaque brique a été réalisée avec des dimensions de  $55 \times 21 \times 35$  et  $48 \times 38 \times 30 \text{ mm}^3$  ( $L \times l \times h$ ) pour les briques A et B, respectivement (Figure 3.7). Ces dimensions ont été choisies de manière à ce que le rapport  $L/h$  soit proche de celui d'une brique. De même, cinq éprouvettes d'un doublet d'alvéole assemblées par un mortier colle ont été réalisées pour la brique B uniquement. Notons que toutes les surfaces de pose de l'éprouvette sont rectifiées avant l'assemblage pour en assurer la planéité.

Pour la configuration d'essai de l'assemblage à joint mince, le mortier colle a été coulé en respectant les recommandations du fabricant. En même temps, les alvéoles ont été humidifiées avant d'être assemblées avec le mortier colle. Immédiatement après la confection, toutes les éprouvettes ont été uniformément préchargées pour obtenir une contrainte verticale comprise entre  $2 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$  et  $5 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$  selon la norme 1052-3 [2].

Ensuite, tous les échantillons ont été recouverts d'un film plastique et stockés dans l'environnement du laboratoire. Après 48 heures, les films plastiques ont été retirés et les échantillons ont été stockés à température ambiante jusqu'à la période d'essai (28 jours).

La campagne d'essai de compression a été réalisée à température ambiante sur une presse Lloyd 150KN dans des conditions de sollicitation quasi-statique, avec une vitesse de chargement 180N/s.

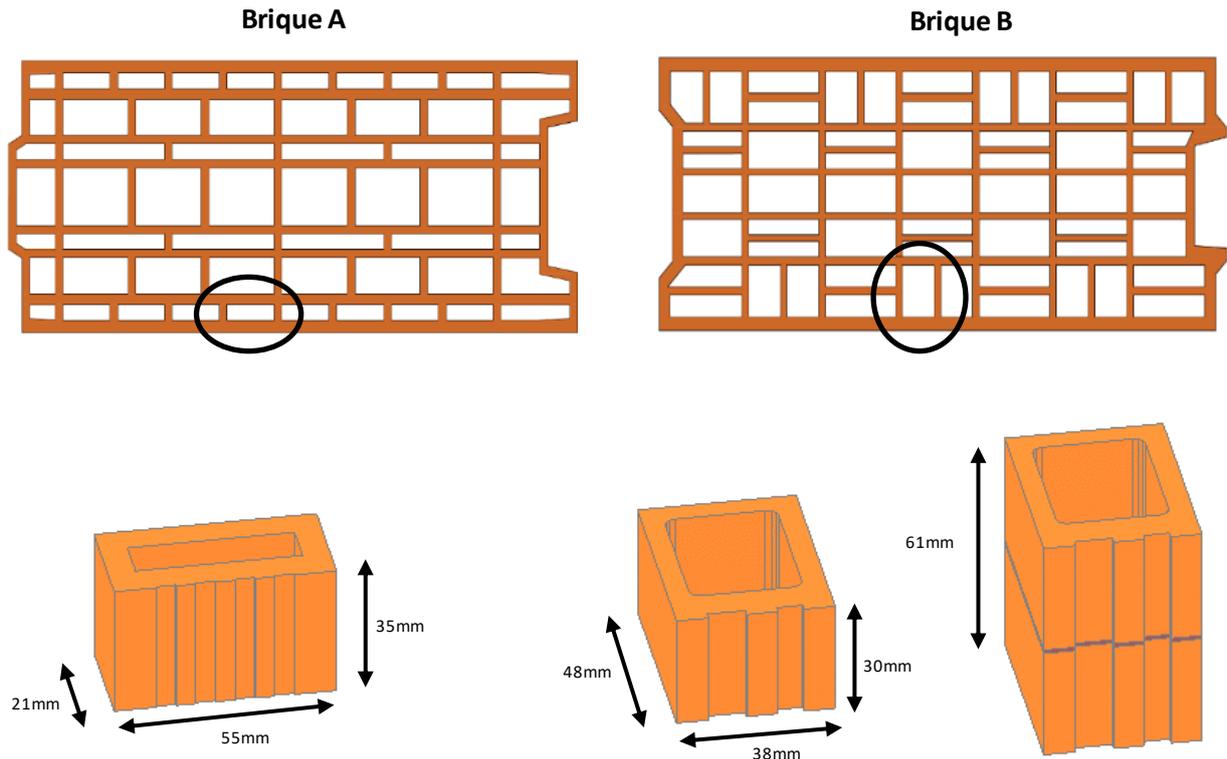


Figure 3.7 – Les alvéoles extraites des briques A et B.

Un capteur de déplacement LVDT a été utilisé afin d’obtenir les courbes contraintes déformations (Figure 3.9). Les figures 3.8a et 3.8b montrent l’influence du joint mince sur la résistance à la compression et la rigidité de l’assemblage. La résistance à la compression du doublet d’alvéoles diffère d’environ 10% par rapport à celle d’une seule alvéole pour la brique B. Nous pouvons considérer que l’effet du joint est peu marqué à l’échelle d’une alvéole. Ceci peut être lié au rapport ( $h_j/h_b$ ) qui est de l’ordre de 3%. De même, le module de Young de l’assemblage diffère de celui d’une alvéole d’environ 30%, ce qui est comparable à l’échelle du tessou qui tend à diminuer.

Il est à noter qu’il y a une différence de la résistance à la compression et du module de Young d’une alvéole par rapport à celle du tessou dans les briques A et B. Ceci est probablement dû au facteur d’échelle et à l’asymétrie de l’échantillon où les parois extérieures sont deux fois plus grandes que les parois intérieures. Cet effet de la géométrie sur les concentrations de contraintes peut conduire à des endommagements localisés qui affectent le comportement apparent.

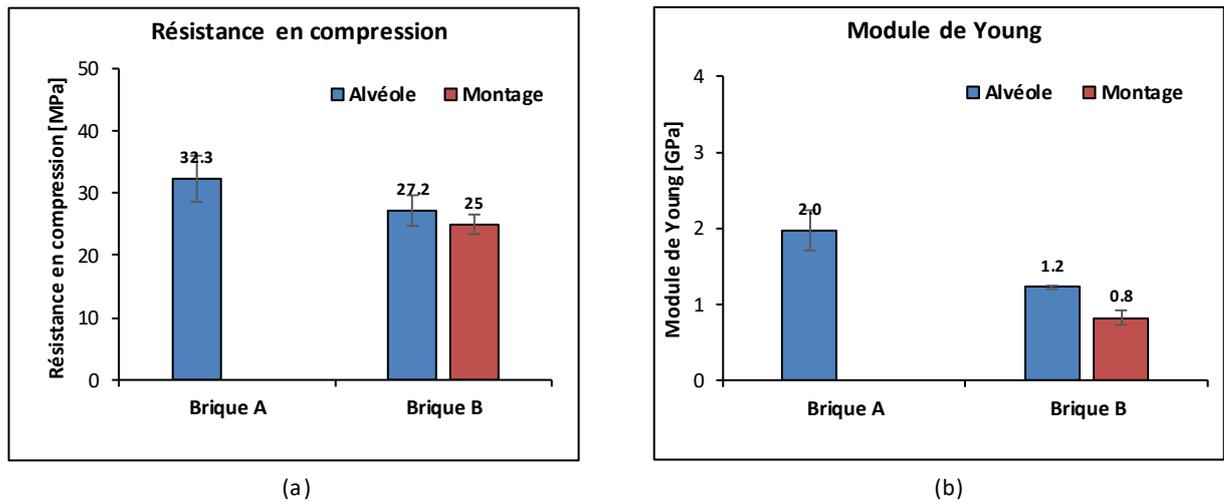


Figure 3.8 – (a) Les valeurs moyennes des résistances en compression d'une alvéole et du doublet pour les briques A et B. (b) Les valeurs moyennes du module de Young obtenues par les essais de compression d'une alvéole et du doublet pour les briques A et B.

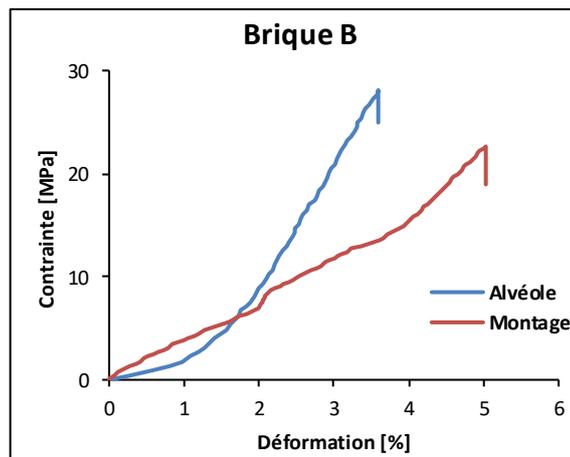


Figure 3.9 – Courbe contrainte-déformation d'essai de compression sur une alvéole et un doublet.

### 3.2.1.3 Echelle des groupes d'alvéoles

Lors de l'assemblage d'un mur en maçonnerie, il y a souvent une discontinuité entre les différentes rangées de parois, cela dépend de la morphologie de la brique. Cette discontinuité génère des concentrations de contraintes. Dans le but d'évaluer l'influence du joint et de l'effet structural, trois configurations ont été étudiées.

La première configuration d'essai réside d'un montage de deux éprouvettes de brique avec chevauchement total où toutes les parois sont alignées. Cette configuration sert à évaluer l'effet du joint seulement. La deuxième configuration d'essai réside d'un montage avec chevauchement partiel et de sorte que les parois externes soient alignées. Cette discontinuité des parois internes sert à évaluer les effets structuraux. La troisième configuration d'essai consiste en une seule éprouvette de groupe d'alvéoles.

Des séries de quatre échantillons aux dimensions de  $200 \times 78 \times 201$  et  $145 \times 85 \times 181 \text{ mm}^3$  ( $L \times l \times h$ ) ont été réalisées pour les assemblages de briques A et B, respectivement. De même, des séries de quatre spécimens de groupes d'alvéoles avec des dimensions de  $200 \times 78 \times 100 \text{ mm}^3$  pour la brique A et  $145 \times 85 \times 90 \text{ mm}^3$  ( $L \times l \times h$ ) pour la brique B ont été réalisées. Sachant que la brique A est symétrique dans toutes les directions, une série supplémentaire de dimensions différentes  $105 \times 78 \times 131 \text{ mm}^3$  ( $L \times l \times h$ ) a été préparée pour les assemblages à chevauchement partiel (Figure 3.10). Notons que toutes les surfaces de pose de l'éprouvette sont rectifiées avant l'assemblage pour en assurer la planéité.

Pour les configurations d'essais de l'assemblage avec chevauchement total et partiel, le mortier colle a été coulé en respectant les recommandations du fabricant. En parallèle, les éprouvettes des groupes d'alvéoles ont été humidifiées avant d'être assemblées avec le mortier colle.

Immédiatement après la confection, toutes les éprouvettes ont été uniformément préchargées pour obtenir une contrainte verticale comprise entre  $2 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$  et  $5 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$  selon la norme 1052-3 [2]. Ensuite, tous les échantillons ont été recouverts d'un film plastique et stockés dans l'environnement du laboratoire. Après 48 heures, les films plastiques sont retirés et les échantillons sont stockés à température ambiante jusqu'à la période d'essai (28 jours).

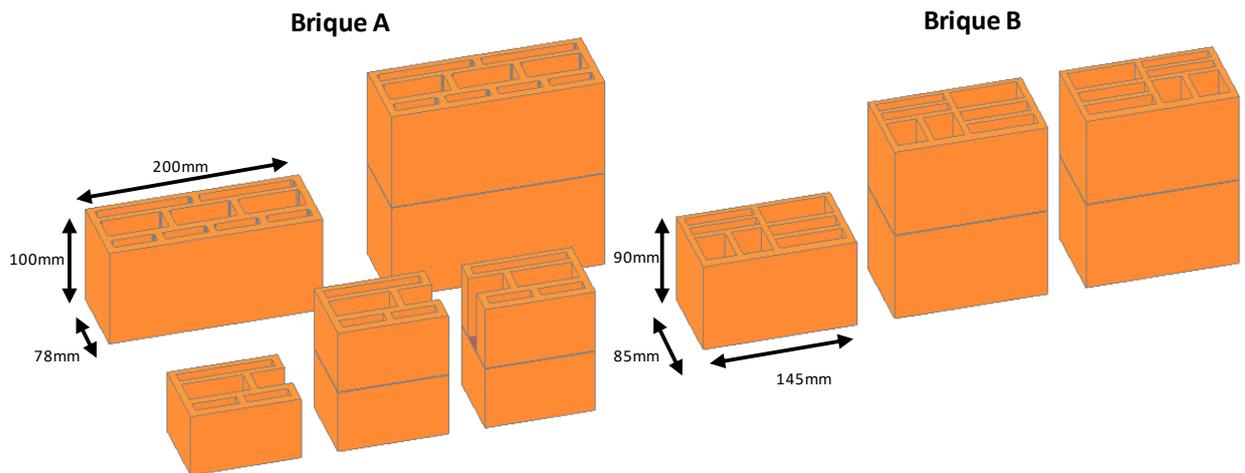


Figure 3.10 – Les différentes formes et dimensions des éprouvettes de groupe d'alvéoles.

La campagne d'essai de compression a été réalisée à température ambiante sur une presse Zwick 6000KN dans des conditions de sollicitation quasi-statique, avec une vitesse de chargement 1000N/s pour la brique A et 750N/s pour la brique B. Afin d'obtenir les courbes contraintes déformations des éprouvettes, des pastilles sont collées autour du joint sur les parois externes et internes qui servent à accrocher les capteurs de déplacements (Figure 3.11). Une plaque de bois déformable a été utilisée entre l'éprouvette et la presse pour limiter le frottement.

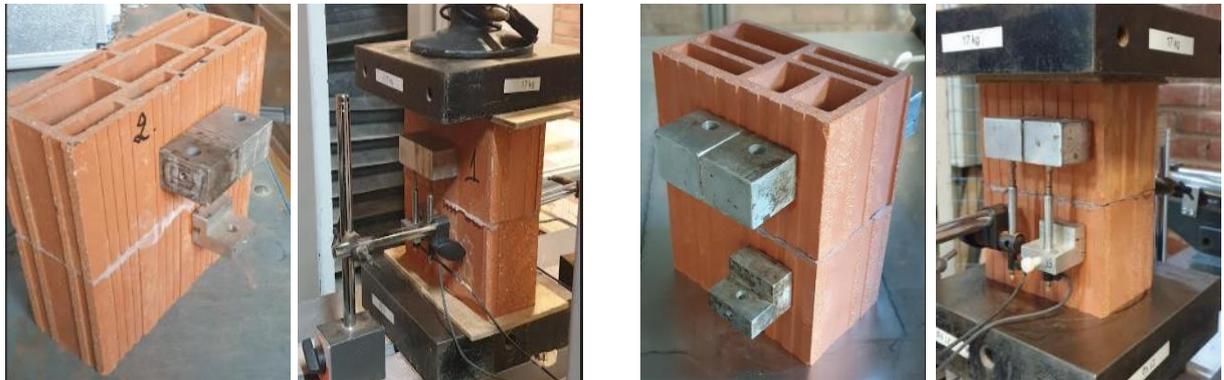


Figure 3.11 – Les emplacements des pastilles sur les échantillons.

Les figures 3.12a et 3.12b montrent l'influence du joint mince et les effets structuraux sur la résistance en compression. La résistance en compression du montage avec chevauchement total diffère de l'ordre de 10 à 20% par rapport à celle de groupe d'alvéoles pour les deux briques ; ces résultats sont comparables pour les échantillons à l'échelle d'une alvéole. L'effet du joint sur la résistance en compression reste limité à l'échelle des groupes alvéoles.

La comparaison entre les assemblages avec chevauchement total et partiel sert à évaluer l'effet structural : Nous pouvons voir sur les figures 3.12a et 3.12b qu'il y a une diminution d'environ 30% de la résistance à la compression pour les configurations des assemblages avec chevauchement partiel par rapport à celles avec chevauchement total pour les briques A et B. Ceci met en évidence l'effet de concentration des contraintes. Notons que la surface nette de l'assemblage avec chevauchement partiel est uniquement mesurée par l'intersection des surfaces inférieures et supérieures.

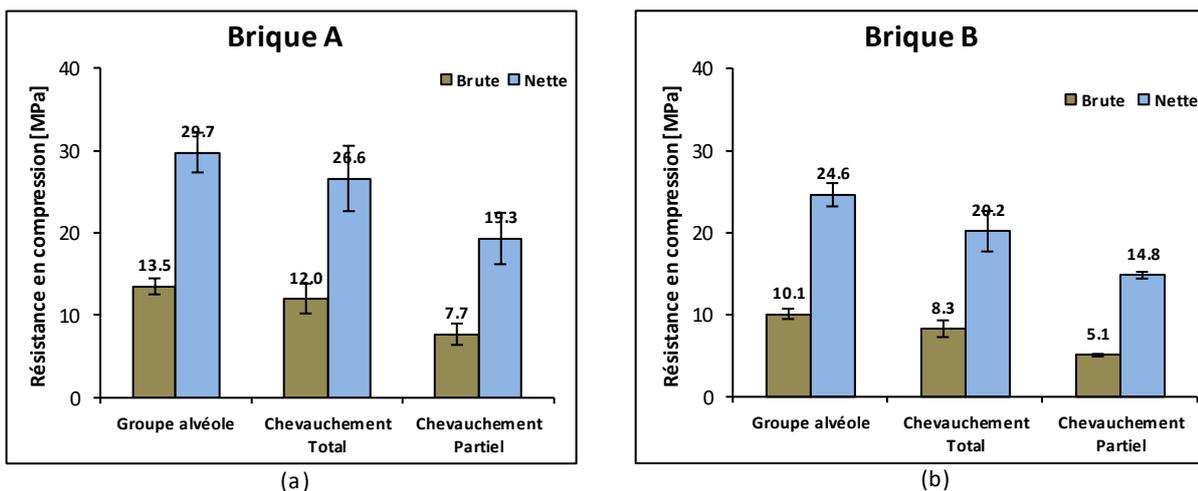


Figure 3.12 – Comparaison des valeurs moyennes de la résistance en compression des trois configurations (Groupe alvéole, Montage avec chevauchement total et partiel) pour (a) Brique A et (b) Brique B.

De plus, les figures 3.13a et 3.13b montrent les valeurs moyennes du module de Young pour différentes configurations, obtenues à l'aide de capteurs de déplacement situés sur les côtés des parois externes et internes. Nous pouvons remarquer que le module de Young pour différentes configurations mesuré sur la paroi externe est comparable à celui de la paroi interne pour la brique A. Nous pouvons alors supposer que la déformation est uniforme dans toute l'éprouvette. Ceci est probablement lié à l'épaisseur des parois internes qui est presque similaire à celle des parois externes pour cette brique.

Les valeurs similaires du module de Young selon les deux parois se reflètent dans les formes de rupture symétriques présentées sur la figure 3.15. Nous observons des ruptures autour du joint et dans les jonctions des deux côtés. Il convient de noter que les valeurs du module de Young des groupes alvéoles diffèrent de celles obtenues à l'échelle du tesson et sont du même ordre à celles obtenues à l'échelle d'une alvéole.

D'autre part, les valeurs du module de Young varient de 30 à 40% entre les mesures sur les parois externes et internes pour différente configuration dans la brique B. Ceci peut s'expliquer par l'asymétrie de l'éprouvette et par la différence d'environ 50% entre l'épaisseur des parois externe et interne. Cette différence favorise les ruptures d'un côté plus que de l'autre.

Sur la figure 3.16, nous pouvons visualiser les formes des ruptures qui sont localisées dans les jonctions des parois internes. En outre, les figures 3.13a et 3.13b montrent une différence de l'ordre de 30 à 40% entre les valeurs du module de Young mesurées autour du joint dans les assemblages à chevauchement total et celles mesurées dans les groupes alvéoles seuls. En revanche, les valeurs du module de Young autour du joint sont proches dans les assemblages à chevauchement total et à chevauchement partiel avec une différence de 10% dans les deux briques. Les figures 3.14a et 3.14b illustrent les courbes contraintes déformations d'essais de compression pour les différentes configurations.

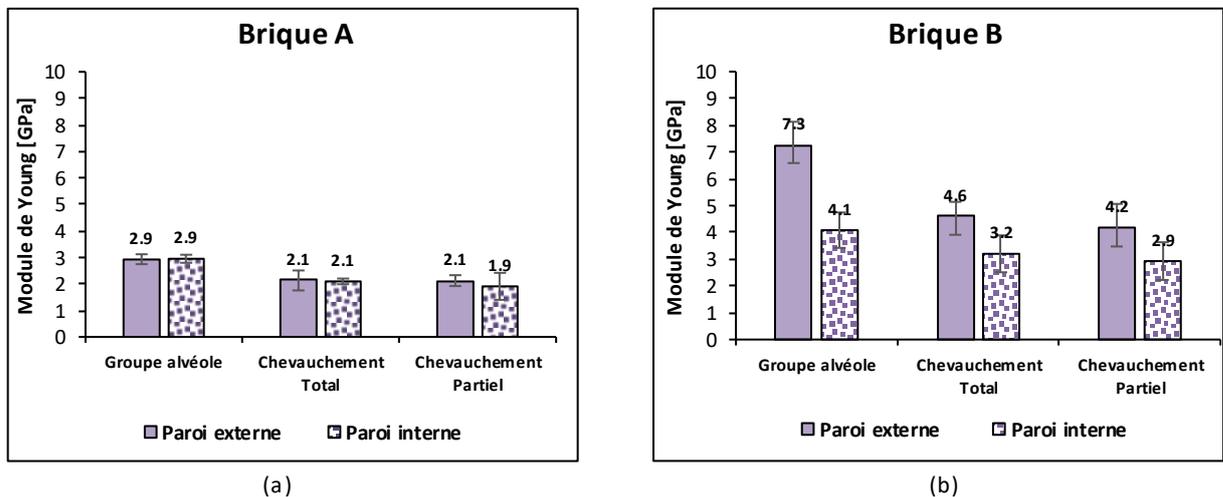


Figure 3.13 – Les valeurs moyennes du module de Young pour différente configuration, obtenues à l'aide de capteurs de déplacement situés sur les côtés des parois externes et internes pour (a) Brique A et (b) Brique B.

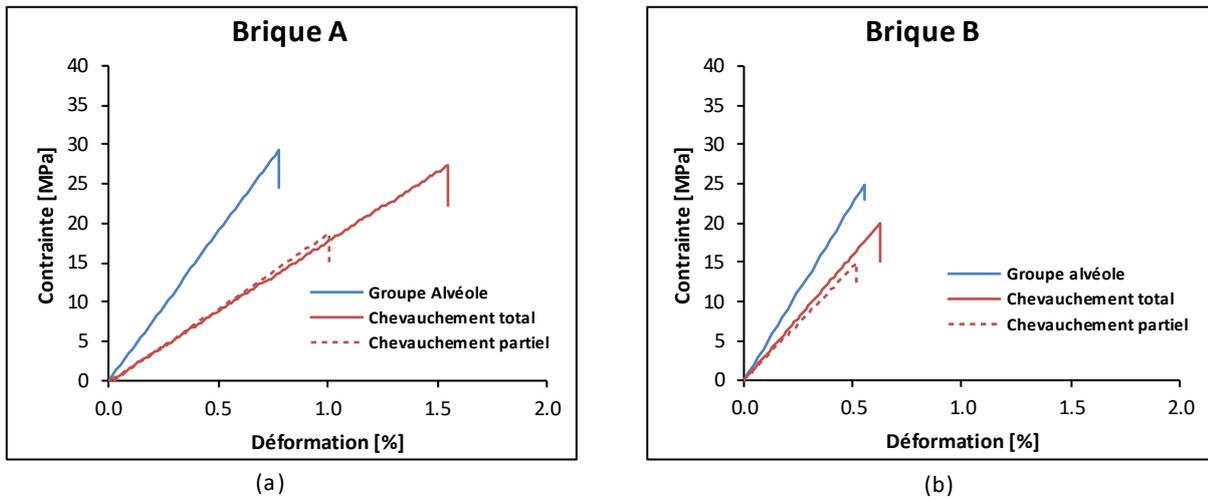


Figure 3.14 – Les courbes contraintes déformations d’essais de compression pour les différentes configurations (Groupe alvéole, assemblage avec chevauchement total et partiel) pour (a) Brique A et (b) Brique B.



Figure 3.15 – Formes des ruptures issues d’essai de compression pour la brique A.



Figure 3.16 – Formes des ruptures issues d'essai de compression pour la brique B.

#### 3.2.1.4 Echelle représentative de la brique

Afin d'évaluer l'effet du joint et de l'effet structural sur la résistance à la compression à l'échelle représentative de la brique, les mêmes configurations détaillées dans la section 3.2.1.3 ont été réalisées en suivant la même procédure de préparation. Des séries de trois éprouvettes pour chaque configuration des briques A et B ont été testées (Figure 3.17). Notons qu'en raison de la symétrie de la brique A, seuls les assemblages à chevauchement total ont été réalisés.

La campagne d'essai de compression a été réalisée à température ambiante sur une presse Zwick 6000KN dans des conditions de sollicitation quasi-statique, avec une vitesse de chargement 4 KN/s pour les deux briques ayant les mêmes dimensions  $500 \times 200 \times 314 \text{ mm}^3$  ( $L \times l \times h$ ). De plus, pour accéder aux déformations aux différents endroits, des pastilles ont été collées autour du joint et sur la brique supérieure, en s'assurant qu'elles soient sur le même axe.

Les mesures de déplacement autour du joint sont utilisées pour déterminer le module de Young du mortier dans l'assemblage. Notons qu'une plaque de bois déformable a été utilisée entre l'éprouvette et la presse pour limiter le frottement.



(a)



(b)

Figure 3.17 – Les différentes configurations d’essai avec les emplacements des pastilles sur les échantillons pour (a) Brique A et (b) Brique B.

Les figures [3.18a](#) et [3.18b](#) montrent les effets structuraux et l’effet du joint mince sur les assemblages avec chevauchement total et partiel. Dans les deux briques, nous pouvons observer que la résistance à la compression de l’assemblage à chevauchement total diffère de l’ordre de 10 à 15% par rapport à celle d’une seule brique ; ces résultats sont comparables pour les échantillons à l’échelle d’une alvéole et des groupes d’alvéoles.

Par conséquent, nous constatons que l'effet du joint sur la résistance à la compression est négligeable, ce qui est cohérent avec l'EC6 qui ne tient pas compte de l'effet du joint mince dans le calcul de la résistance d'une maçonnerie.

Nous pouvons voir sur la figure 3.18b qu'il n'y a pas de différence entre les résistances à la compression pour les configurations des assemblages avec chevauchement total et partiel pour la brique B. Par ailleurs, les figures 3.19a et 3.19b présentent les courbes contraintes déformations d'un essai de compression sur un assemblage avec chevauchement total. Ces courbes sont obtenues aux différents endroits (sur la brique supérieure et autour du joint).

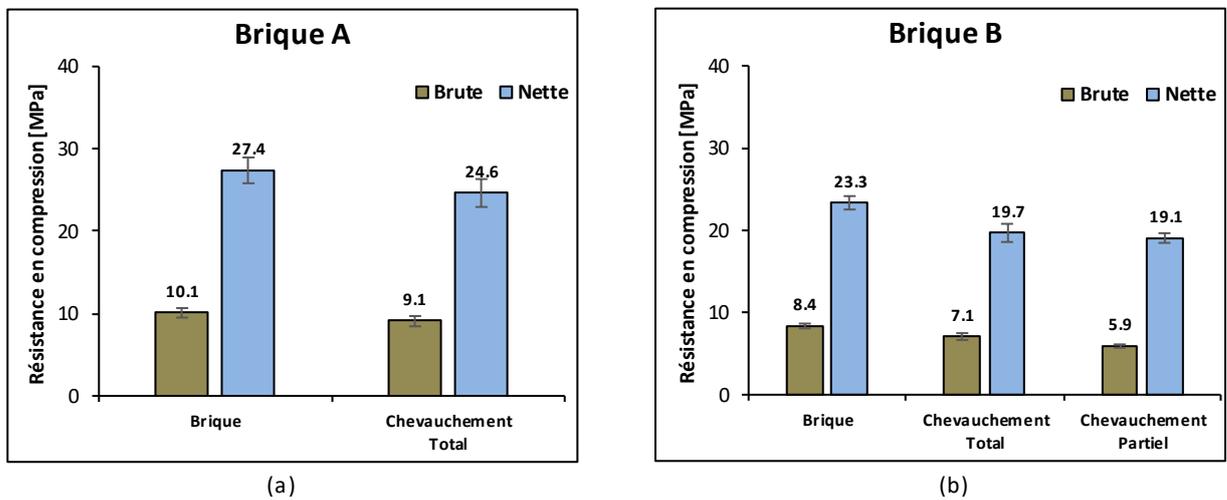


Figure 3.18 – Comparaison des valeurs moyennes de la résistance en compression des trois configurations (Brique, Montage avec chevauchement total et partiel) pour (a) Brique A et (b) Brique B.

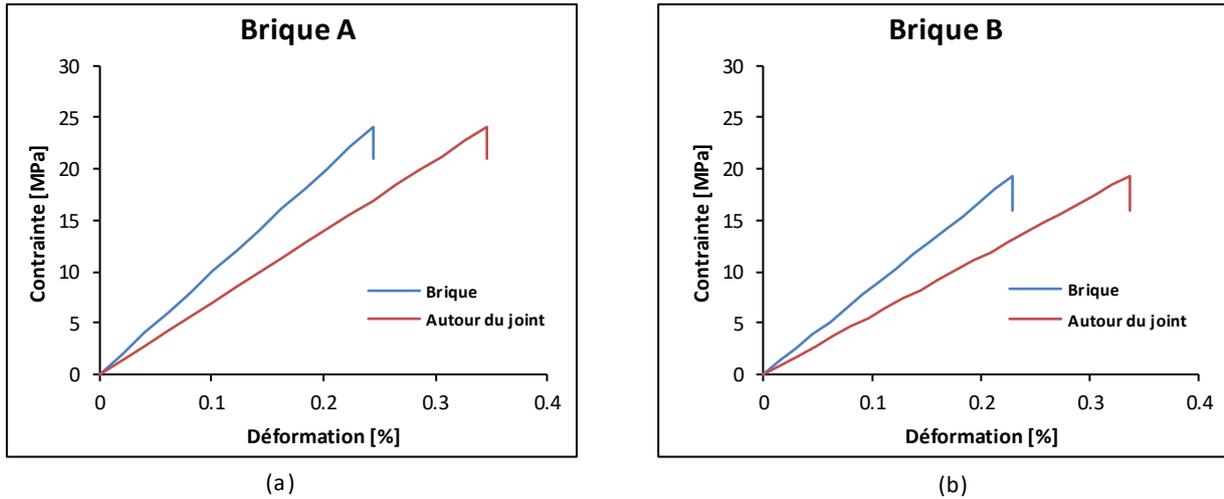


Figure 3.19 – Les courbes contraintes déformations d’essai de compression obtenues aux différents endroits sur un assemblage avec chevauchement total pour (a) Brique A et (b) Brique B.

Les figures 3.20a et 3.20b montrent les valeurs moyennes du module de Young pour différente configuration aux différents endroits. Pour les deux briques, nous pouvons remarquer que les valeurs du module de Young mesurés sur brique supérieure du montage sont comparables à ceux obtenus dans les essais sur une seule brique. Ces valeurs sont comparables aux modules de Young mesurés à l’échelle du tessou dans les deux briques.

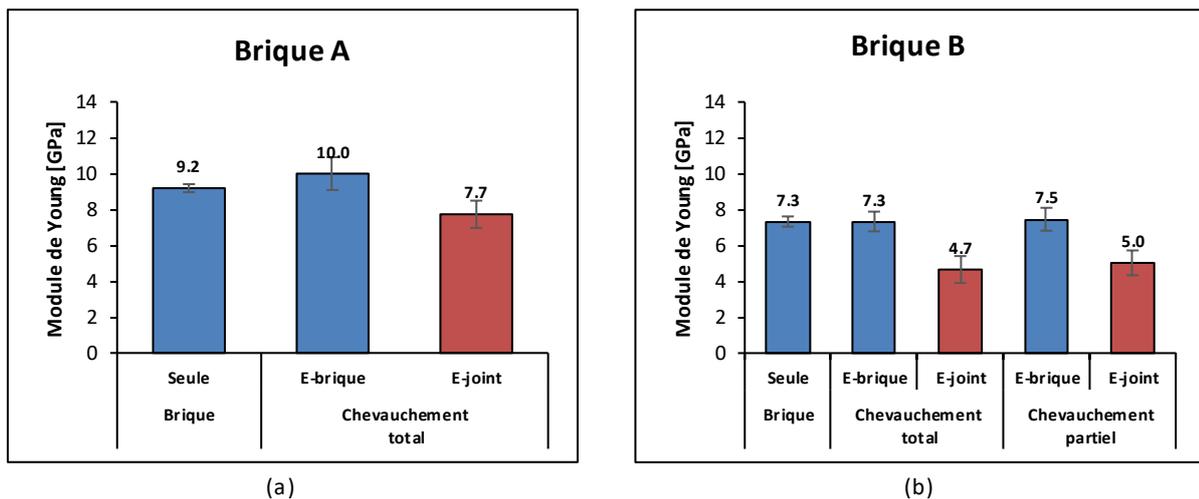


Figure 3.20 – Comparaison des valeurs moyennes du module de Young aux différents endroits des trois configurations (Brique, Montage avec chevauchement total et partiel) pour (a) Brique A et (b) Brique B.

D'autre part, nous constatons une différence d'environ 25 à 35% entre les valeurs du module de Young obtenues dans la brique et celles obtenues autour du joint. Ceci met en évidence l'effet du joint sur la rigidité de l'assemblage. La figure 3.21 illustre les formes des ruptures d'une brique et d'un assemblage. C'est clair que l'endommagement est localisé dans la jonction des parois externes et des parois transversales.

En outre, la figure 3.22 présente les valeurs du module de Young du mortier à différentes échelles pour les deux briques. Nous remarquons la même tendance trouvée à l'échelle du tesson pour les échelles intermédiaires ainsi qu'à l'échelle d'une brique. En fait, nous pouvons supposer à partir de ces résultats que, bien que le mortier modifie ses propriétés mécaniques dans les assemblages par rapport à celles obtenues par des essais standards, le mortier maintient la même tendance de ses propriétés quelle que soit l'échelle de l'assemblage.



Figure 3.21 – Les formes de rupture d'essai de compression sur une brique et un assemblage.

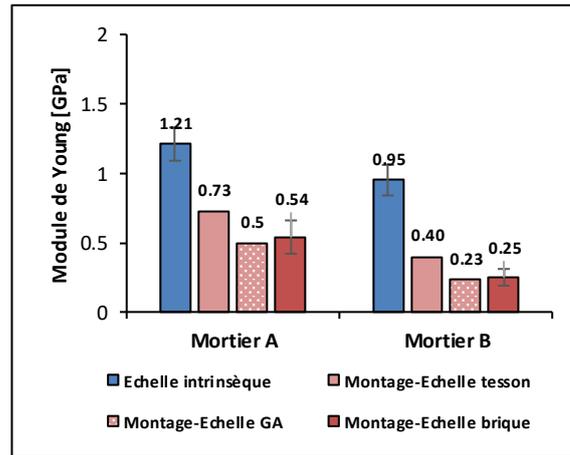


Figure 3.22 – Comparaison entre les valeurs moyennes du module de Young du mortier obtenue à différente configuration et échelle.

### 3.2.1.5 Echelle du muret

Afin d'évaluer l'effet structural sur la résistance à la compression d'un muret ainsi que l'effet de sa hauteur, des essais de compression sur des mini-murets (ensemble des groupes d'alvéoles) sont réalisés pour les briques A et B ainsi que sur des murets à l'échelle réelle pour la brique B. Les mêmes procédures de préparation détaillées dans la section [3.2.1.3](#) ont été suivies. Notons que tous les spécimens ont été rectifiés à la même hauteur avant l'assemblage pour assurer la planéité. Des séries de quatre spécimens sous forme de mini-murets des briques A et B ont été testées (Figure [3.23](#)). Il est à préciser que du fait d'un manque de temps et de briques, seuls les mini-murets à 5 rangées ont été réalisés pour la brique A. Pour la brique B, des mini-murets de 2 hauteurs différentes (3 et 5 rangées tel que  $h/L=1$  et 1.5) ainsi que 6 murets à l'échelle réelle ont été effectués.

La campagne d'essai de compression sur les mini-murets a été réalisée à température ambiante sur une presse Zwick 6000KN dans des conditions de sollicitation quasi-statique, avec une vitesse de chargement 1 KN/s. Concernant les essais de compression sur murets à l'échelle réelle, nous avons respecté la norme NF EN 1052-1 [\[1\]](#) par la position des capteurs ainsi que la vitesse de chargement (dans notre cas 0.7 KN/s) afin que la durée de l'essai soit comprise entre 15-30 minutes (Figure [3.23](#)). De plus, afin d'accéder aux déformations aux différents endroits, quatre capteurs de déplacement accrochés à des pastilles collées sur les faces du muret ont été utilisés, en veillant à ce que la distance entre ces pastilles soit d'environ 2/3 de la hauteur. Ces mesures de déplacement sont exploitées pour déterminer le module de Young du muret. Notons qu'une

plaque de bois déformable a été utilisée entre l'éprouvette et la presse pour limiter le frottement.



Figure 3.23 – Les différentes éprouvettes préparées pour les briques A et B.

Nous précisons que la valeur expérimentale de la résistance à la compression est calculée en divisant la charge verticale maximale par la section brute. Les figures 3.24a et 3.24b présentent la comparaison des valeurs moyennes de la résistance en compression pour différentes configurations. Nous constatons que la résistance à la compression des murets du groupe alvéole est comparable à celle obtenue par un doublet avec chevauchement partiel dans les deux briques.

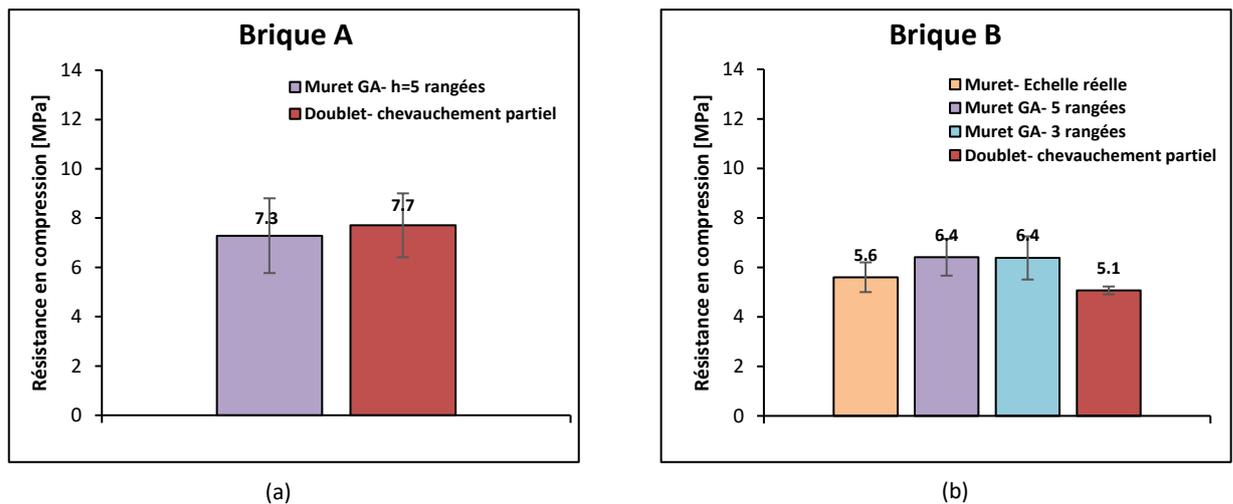
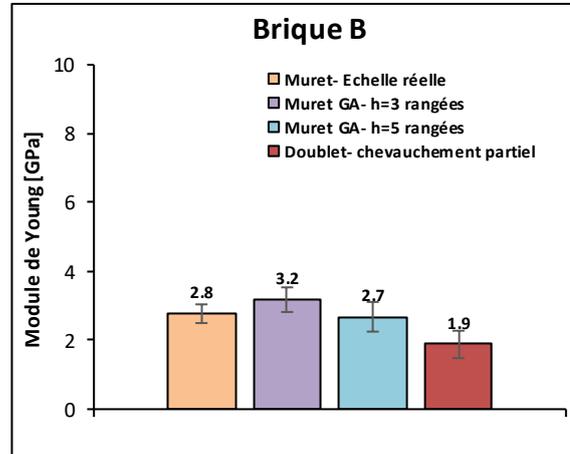


Figure 3.24 – Les valeurs moyennes des résistances en compression pour les différentes configurations pour (a) Brique A et (b) Brique B.

De même, les valeurs du module de Young indiquent les mêmes tendances pour les différentes configurations de murets et diffèrent de 30-40% de celles des doublets avec chevauchement partiel pour la brique B (Figure 3.25).



(b)

Figure 3.25 – Les valeurs moyennes du module de Young pour les différentes configurations pour la Brique B.

En effet, La même tendance des résistances à la compression constatée dans les différentes configurations (assemblage à doublet de groupes d'alvéoles, muret de groupes d'alvéoles, muret) peut s'expliquer par le fait que le rapport entre la surface nette et la surface brute dans chaque configuration est presque le même, de l'ordre de 0,3. De plus, tant que l'effet du joint est négligeable sur la résistance à la compression, il semble que l'assemblage à joint mince dépend principalement des propriétés des briques.

D'autre part, la différence entre les modules de Young des murets et ceux des doublets à chevauchement partiel est liée aux facteurs d'échelle : dans la configuration des doublets, les distributions de contraintes sont concentrées sur une seule brique, ce qui génère une déformation plus importante que dans le cas des murets où les concentrations de contraintes sont restituées sur plusieurs briques. De plus, nous pouvons relever qu'il n'y a aucun effet de la hauteur du muret ni sur la résistance à la compression ni sur le module de Young lorsque le rapport  $h/L$  passe de 1 à 1.5. En effet, pendant l'essai de compression, les surfaces supérieure et inférieure du muret sont empêchées de se déformer latéralement en raison de frottement avec les plaques de la presse. Par conséquent, les parties supérieure et inférieure du muret seront sous compression avec une pression de confinement et la zone centrale sera sous traction.

Plus précisément, lorsque la hauteur du prisme augmente, la zone soumise à la contrainte de traction latérale augmente. Cette zone de traction est vulnérable à la fissuration et la diminution de la résistance. Dans notre cas, il semble que la zone de traction reste comparable entre les rapports ( $h/L = 1$  et  $1.5$ ), donc aucun effet sur la résistance à la compression ainsi que sur le module de Young est observé.

Il est à noter que l'effet du rapport  $h/L$  des assemblages a été étudié par plusieurs auteurs. Ils ont montré que la résistance du prisme diminue avec l'augmentation du rapport  $h/L$  des spécimens [57, 136]. La figure 3.26 illustre les formes de ruptures pour les plusieurs configurations. Nous observons un éclatement qui se trouve dans la jonction. Ceci est dû à la force d'éclatement vers l'extérieur développée dans l'éprouvette composite par l'effet de Poisson.



Figure 3.26 – Les formes de rupture des murets durant un essai de compression.

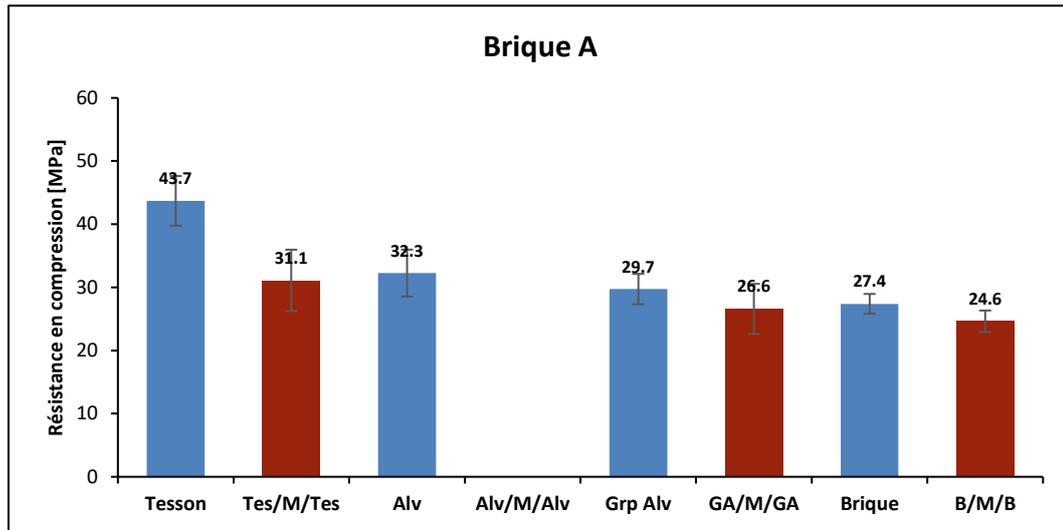
3.2.1.6 Comparaison des résistances en compression à différentes échelles

Les figures 3.27a et 3.27b montrent les différentes valeurs des résistances à la compression à différentes échelles (tesson, alvéole, groupe d'alvéole et brique), pour différentes configurations des essais pour les briques A et B. Nous remarquons que toutes les échelles donnent la même tendance des résistances à la compression calculées sur la surface nette, sauf pour l'échelle du tessou où une différence d'environ 30% est observée. Ces résultats sont cohérents avec ceux de Kornmann [74] qui a trouvé une différence allant jusqu'à 67% entre la résistance d'une brique et d'un tessou. Cela peut être lié au facteur de forme. D'autre part, selon la norme EN 772-1 [5], lorsque les essais sont effectués sur des éprouvettes découpées dans des éléments entiers, la résistance normalisée dérivée des résultats d'essai obtenus sur les éprouvettes découpées est celle qui s'applique aux éléments entiers. Toutefois, il convient de noter que les facteurs de forme des groupes d'alvéoles, calculés à partir d'essais expérimentaux, sont de l'ordre de 0,935 et 1,04 pour les briques A et B, respectivement (voir tableau 3.1). Ces valeurs ne sont pas cohérentes avec les valeurs de 0,8 et 0,857 spécifiées par la norme EN 772-1 [5]. Ceci est probablement dû au fait que les coefficients de facteur de forme de la réglementation sont réalisés sur des échantillons pleins. En fait, les valeurs du facteur de forme des échantillons alvéolaires restent complexes à identifier et à généraliser pour les différentes morphologies de briques.

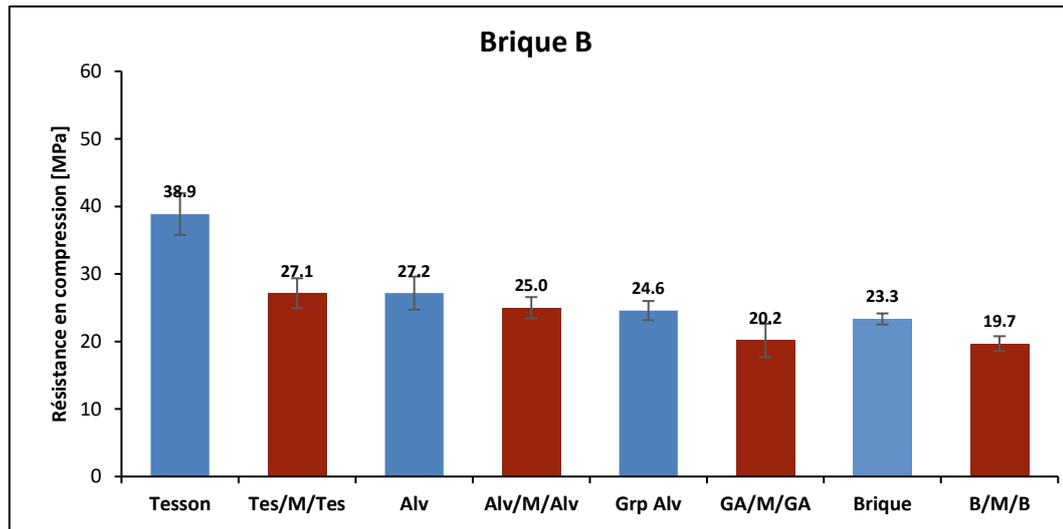
		Rc (Brute) [MPa]	Facteur de forme (selon EN 772-1)	Résistance normalisée fb [MPa]	Facteur de forme (Calculé)
Brique A	Brique entière	10.1	1.25	12.625	
	Groupe alvéole	13.5	0.8	12.625	0.935
Brique B	Brique entière	8.4	1.25	10.5	
	Groupe alvéole	10.1	0.857	10.5	1.04

Tableau 3.1 – Comparaison entre les valeurs du facteur de forme spécifiées dans la norme EN 772-1 et celles des groupes alvéoles calculées par les résultats expérimentaux

D'autre part, les figures 3.28a et 3.28b montrent que les rigidités à l'échelle du tessou et à l'échelle de la brique sont proches. Par contre, les rigidités à l'échelle intermédiaire (alvéole et groupe d'alvéoles) donnent des valeurs différentes de celles du tessou et de la brique. Les résultats à l'échelle d'alvéole donnent les plus faibles valeurs de rigidités. Ceci peut être expliqué par la rigidification mutuelle entre les alvéoles. En effet, une seule alvéole présente une plus grande souplesse latérale qui réduit la raideur axiale apparente. L'augmentation du nombre d'alvéoles lors du passage au groupe d'alvéoles puis à la brique restaure cette raideur latérale (système d'entretoise joué par les alvéoles) ce qui augmente à nouveau la raideur axiale. Ainsi, celle de la brique tend vers celle du tessou.

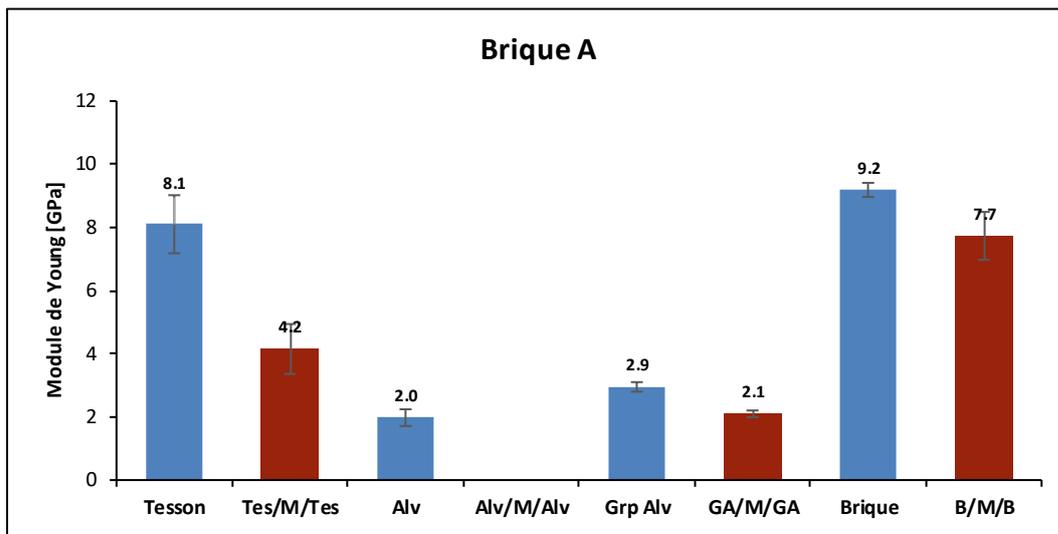


(a)

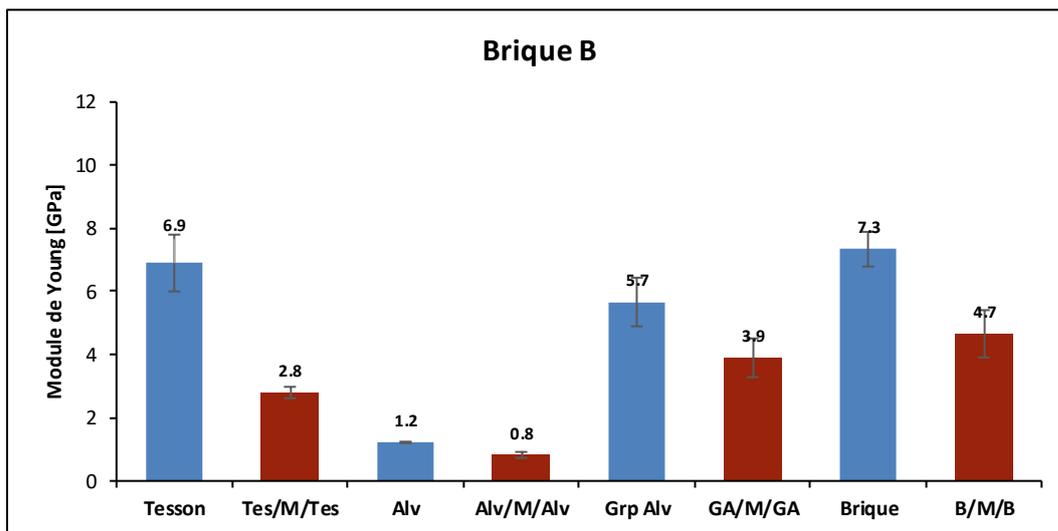


(b)

Figure 3.27 – Comparaison des valeurs moyennes de la résistance en compression à différentes échelles pour (a) Brique A et (b) Brique B.



(a)



(b)

Figure 3.28 – Comparaison des valeurs moyennes du module de Young à différentes échelles pour (a) Brique A et (b) Brique B.

### 3.2.2 Comportement au cisaillement

Dans cette partie, afin de déterminer la résistance au cisaillement d'un montage, nous avons proposé des essais de cisaillement simples sur des triplets, à différentes configurations et échelles (échelle du tessou, alvéole et groupe d'alvéole) pour les briques A et B. Ces essais consistent à déterminer la résistance au cisaillement de deux types de configurations. La première configuration présente une sollicitation dans le sens de la longueur de la brique pour les triplets d'échantillons liés par un joint de 1 mm d'épaisseur. La deuxième configuration consiste à solliciter les triplets dans le sens de la largeur de la brique.

En outre, les essais de cisaillement sur les doublets ont été réalisés uniquement à l'échelle du tessou. De même, des essais de compression/cisaillement avec un joint incliné selon des angles différents ont été réalisés à l'échelle du tessou, ce qui nous permet d'obtenir une relation entre les contraintes de compression et de cisaillement de l'interface.

#### 3.2.2.1 Essais de cisaillement sur des triplets à l'échelle du tessou

##### *Présentation du montage*

Pour chaque configuration, il est important de noter que toutes les éprouvettes sont rectifiées dans toutes les surfaces. Lors de l'assemblage, les éprouvettes préparées sont confinées dans un moule spécifique en raison de leur petite taille afin de garantir la planéité des triplets et l'épaisseur du joint (Figure 3.29a). Notons que la même procédure de montage mentionnée en section 3.2.1.1 a été suivie.

Une série de cinq spécimens de dimensions  $25 \times 25 \times 5$  et  $25 \times 25 \times 8$  mm<sup>3</sup> pour le tessou central et  $12.5 \times 12.5 \times 5$  et  $12.5 \times 12.5 \times 8$  mm<sup>3</sup>) pour les tessous du bord est réalisée pour chaque configuration pour les briques A et B, respectivement. La figure 3.29b illustre les deux configurations de l'essai. Des cales de  $10 \times 10 \times 30$  mm<sup>3</sup> ont été utilisées sur les surfaces inférieures des tessous de bord.

De plus, des brides sont également posées sur les surfaces supérieures des tessous du bord pour maintenir l'échantillon et empêcher la translation et la rotation. Le dispositif d'essai est similaire à celui adopté par [114, 118]. Il convient de noter que la distance entre les cales et le joint doit être identique et de l'ordre de  $h_t/15$  selon la norme NF EN 1052-3 [2] où  $h_t$  est la hauteur de l'échantillon (Figures 3.30a et 3.30b).

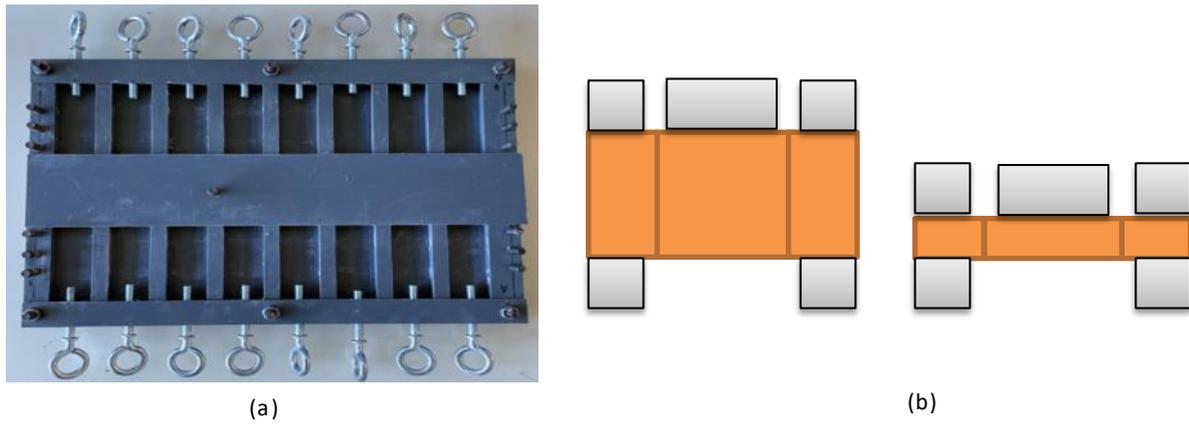


Figure 3.29 – (a) Le moule spécifique pour les triplets à l'échelle du tesson. (b) Les configurations d'essai.

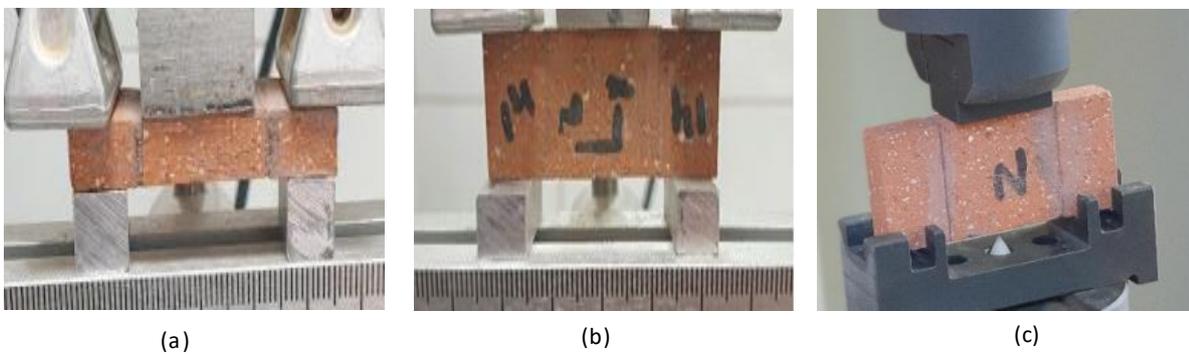


Figure 3.30 – Les configurations d'essai avec différent sollicitation (a) Largeur de la brique, (b) Longueur de la brique, (c) Longueur de la brique avec des bords libres.

La campagne d'essai de cisaillement a été réalisée à température ambiante sur la presse Lloyd 1KN dans des conditions de sollicitation quasi-statique, avec une vitesse de chargement de l'ordre de 0.005mm/s pour les deux briques. Un capteur de déplacement LVDT a été utilisé au milieu du tesson central afin d'obtenir les valeurs de glissement.

D'autre part, une deuxième série d'essais de cisaillement selon la longueur a été réalisée à température ambiante sur une autre presse (Zwick 2.5KN) avec différentes conditions aux limites où les tessons de bord restent libres. Cela permet d'étudier l'effet des conditions limites sur la résistance au cisaillement de l'éprouvette (Figure 3.30c).

**Présentation des résultats**

La figure 3.31a illustre les valeurs moyennes de la résistance au cisaillement dans les deux directions de sollicitation (selon la longueur et la largeur de la brique). Nous remarquons qu'il y a une différence d'environ 70% et 50% entre les valeurs moyennes de résistance au cisaillement le long des deux directions de chargement pour les briques A et B, respectivement. Ceci peut être expliqué par le différent élancement des spécimens dans les deux configurations. En effet, les brides qui fixent les bords des spécimens, peuvent générer des moments autour du joint.

Par conséquent, dans le cas où la sollicitation se fait sur la longueur, l'élancement de l'éprouvette est assez faible ( $L/h = 1$ ), ce qui signifie que les efforts tranchants sont dominants par rapport à la flexion. D'autre part, dans le cas où la sollicitation se fait dans le sens de la largeur, l'élancement de l'éprouvette est d'environ 6 pour la brique A et 3.5 pour la brique B.

Cela indique que les valeurs mesurées par la sollicitation dans le sens de la largeur sont plus affectées par la flexion que les éprouvettes sollicitées dans le sens de la longueur. Cette variété d'élancement peut également expliquer la différence plus sévère trouvée dans la brique A que dans la brique B.

De plus, la figure 3.31b montre la comparaison entre les valeurs moyennes de résistance au cisaillement des spécimens sollicités par la longueur avec différentes conditions aux limites. Nous constatons une différence d'environ 50% entre les configurations avec bords libres et celles avec bords encastrés. Cela met en évidence l'effet de la bride sur les valeurs de résistance au cisaillement.

La figure 3.32a montre les courbes contrainte-glisement d'éprouvettes sollicitées en longueur et en largeur. Une rupture brutale est observée lorsque l'éprouvette atteint sa résistance maximale. La figure 3.32b montre la forme typique de la rupture située sur l'un des côtés des deux joints. Nous soulignons que la valeur expérimentale de la résistance au cisaillement est calculée par :

$$\tau = \frac{F}{2 \times A} \quad (3.3)$$

où  $\tau$  est la contrainte de cisaillement,  $F$  est l'effort tranchant et  $A$  est la surface de la section.

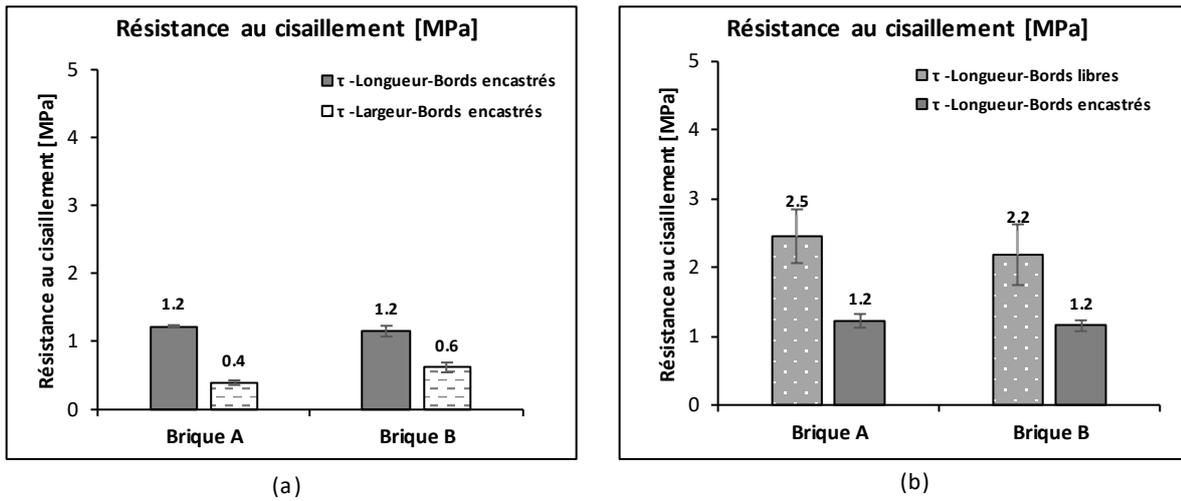


Figure 3.31 – (a) Comparaison entre les valeurs moyennes de résistance au cisaillement des spécimens sollicités par la longueur et la largeur. (b) Comparaison entre les valeurs moyennes de résistance au cisaillement des spécimens sollicitées par la longueur avec différentes conditions aux limites.

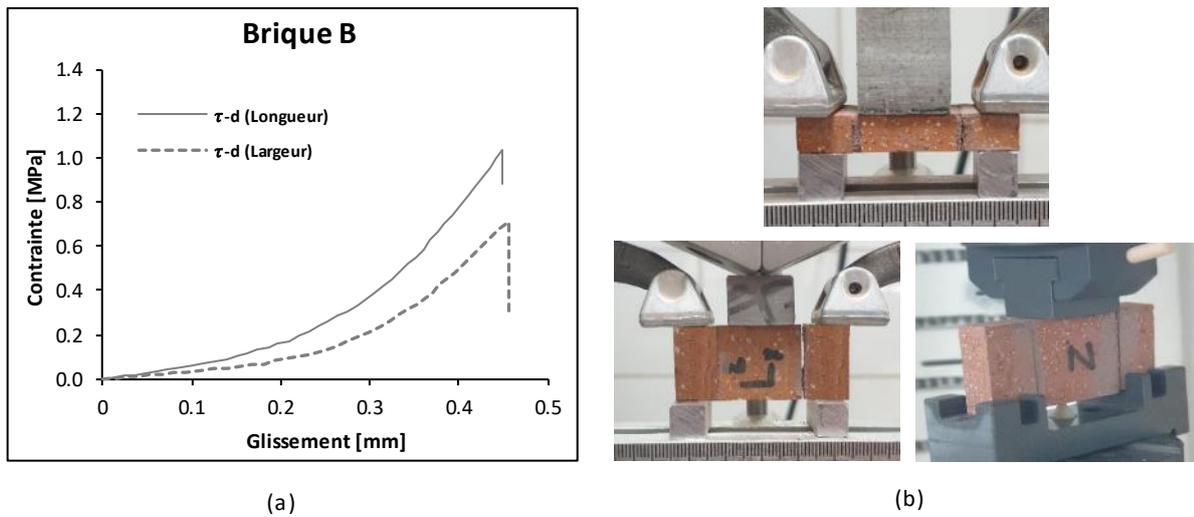


Figure 3.32 – Les courbes contraintes-glissements d'échantillons sollicités par la longueur et la largeur. (b) La forme de rupture des essais de cisaillement sur triplets.

### 3.2.2.2 Essais de cisaillement sur des doublets à l'échelle du tesson

#### *Présentation du montage*

Pour cette série d'essais, tous les spécimens préparés sont confinés dans un moule spécifique en raison de leur petite taille afin d'assurer la planéité des triplets et l'épaisseur du joint (Figure 3.29a). En outre, la même procédure de montage mentionnée en section 3.2.1.1 a été suivie. Comme pour les essais de cisaillement sur les triplets, deux configurations de sollicitation ont été réalisées. L'une selon la longueur de la brique et l'autre selon sa largeur.

Une série de cinq doublets de dimensions  $40 \times 20 \times 5$  et  $40 \times 20 \times 8 \text{ mm}^3$  est réalisée pour chaque configuration pour les briques A et B, respectivement. La figure 3.33 illustre la mise en œuvre d'un essai de cisaillement sur un doublet de tessons séparés par le mortier colle pour les deux configurations de sollicitation. Notons qu'en raison de la variation de l'épaisseur des tessons, des cales et des morceaux de caoutchouc sont utilisés pour la planéité et le bon contact avec les outils dans le cas des éprouvettes sollicitées selon la largeur (=épaisseur du tesson).



Figure 3.33 – Montage d'un essai de cisaillement sur un doublet de tesson séparé par le mortier-colle.

#### *Présentation des résultats*

La figure 3.34 montre les valeurs moyennes de résistance au cisaillement des doublets de tessons sollicités selon la longueur et la largeur. En ce qui concerne les éprouvettes sollicitées selon la longueur, nous constatons la même tendance des résultats obtenus par les essais de cisaillement sur les triplets avec des bords libres. D'autre part, nous remarquons une différence d'environ 30 à 50% entre les éprouvettes sollicitées selon la longueur et celles sollicitées selon la largeur. Cette différence est comparable à celle obtenue par les essais de cisaillement sur les triplets avec des bords encastrés. Cela peut s'expliquer par le facteur de forme.

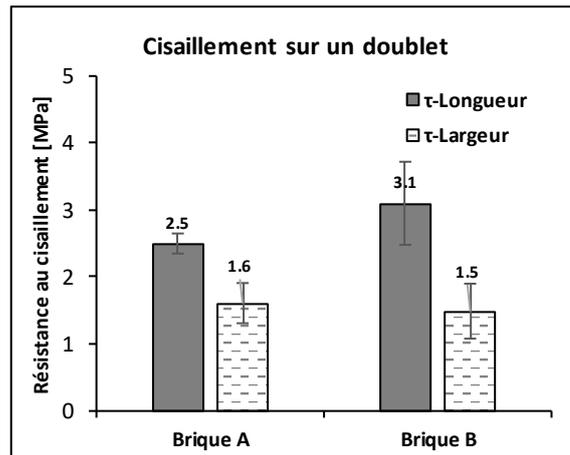


Figure 3.34 – Comparaison entre les valeurs moyennes de résistance au cisaillement des doublets de tesson sollicités selon la longueur et la largeur.

### 3.2.2.3 Essais de compression/cisaillement avec joints inclinés à l'échelle du tesson

Afin de caractériser l'interface de cisaillement, des essais de compression sur un sandwich (brique /mortier /brique) ayant un joint incliné ont été réalisés. Il faut noter que cette conception est largement utilisée dans la littérature [25, 93]. Cet essai, présenté sur la figure 3.35, consiste à appliquer un effort de compression sur un ensemble composé de deux tessons de terre cuite et d'un joint de mortier. Le joint est incliné d'un angle  $\alpha$  par rapport à la surface sur laquelle est placée l'éprouvette, ce qui permet d'appliquer à la fois une compression et un cisaillement à l'interface entre la brique et le mortier avec un dispositif de compression conventionnel.

Pour produire une rupture par cisaillement plutôt que par compression, l'angle doit maximiser le rapport entre la contrainte de cisaillement et la contrainte normale de compression. Ainsi, l'identification de la cohésion et de l'angle de frottement interne nécessite au moins trois angles différents ( $45^\circ$ ,  $55^\circ$ ,  $65^\circ$ ). Les contraintes de compression normales à l'interface, et en cisaillement, tangentielles à l'interface, sont définies en fonction de la contrainte axiale verticale appliquée et de l'angle, comme le montrent l'équation 3.4 ci-dessous :

$$\begin{aligned} \sigma_n &= \text{Cos}^2(\alpha) \times \sigma \\ \tau &= \text{Cos}(\alpha) \cdot \text{Sin}(\alpha) \cdot \sigma \end{aligned} \tag{3.4}$$

Grâce aux triplets de points obtenus à chaque angle, l'ordonnée à l'origine ( $c$ ) et la pente ( $\phi$ ) ont été déterminées.

$$\tau = c - \sigma_n \cdot \tan(\phi) \tag{3.5}$$

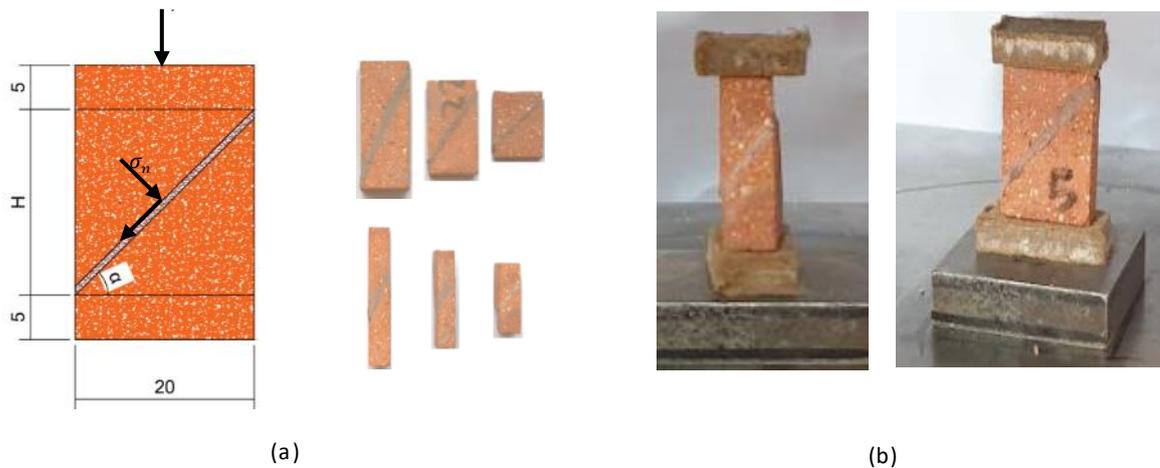


Figure 3.35 – (a) Les différentes configurations des échantillons de caractérisation de l'interface en cisaillement. (b) Les éprouvettes lors de l'essai.

### *Présentation du montage*

Pour cette série d'essais, toutes les éprouvettes préparées ont été confinées dans un moule spécifique afin d'assurer leur planéité (Figure 3.29a). En outre, la même procédure de montage mentionnée en section 3.2.1.1 a été suivie. Deux configurations d'essai ont été réalisées. L'une avec un joint incliné sur la longueur de la brique et l'autre sur la largeur de la brique (Épaisseur du tesson) (Figure 3.35). De plus, la forme de l'échantillon d'essai est un parallélépipède avec une section transversale de  $20 \times 5 \text{ mm}^2$  et  $20 \times 8 \text{ mm}^2$  pour les briques A et B, respectivement. La hauteur totale dépend de chaque angle. La campagne d'essai de compression avec joint incliné a été réalisée sur cinq échantillons à température ambiante sur la presse Lloyd 150KN dans des conditions de sollicitation quasi-statique. La vitesse de chargement est de l'ordre de 20 N/s.

### *Présentation des résultats*

Les figures 3.36a et 3.36b montrent la relation entre les contraintes normales et tangentielles à l'interface. Nous voyons que l'angle  $\alpha$  dénote le frottement interne du matériau, est de l'ordre de  $27^\circ$  pour la brique A et de  $31\text{-}36^\circ$  pour la brique B. La constante  $c$  représente la cohésion, correspondant à la contrainte de cisaillement sous contrainte normale nulle, qui est de l'ordre de 2.1 et 2.8 MPa pour la brique A et B selon la longueur, respectivement. En revanche, la contrainte de cisaillement dans le sens de la largeur est de l'ordre de 1.2 et 1.7 MPa pour les briques A et B, respectivement. Ces résultats sont comparables aux essais de cisaillement effectués sur doublet et sur triplet avec des bords libres.

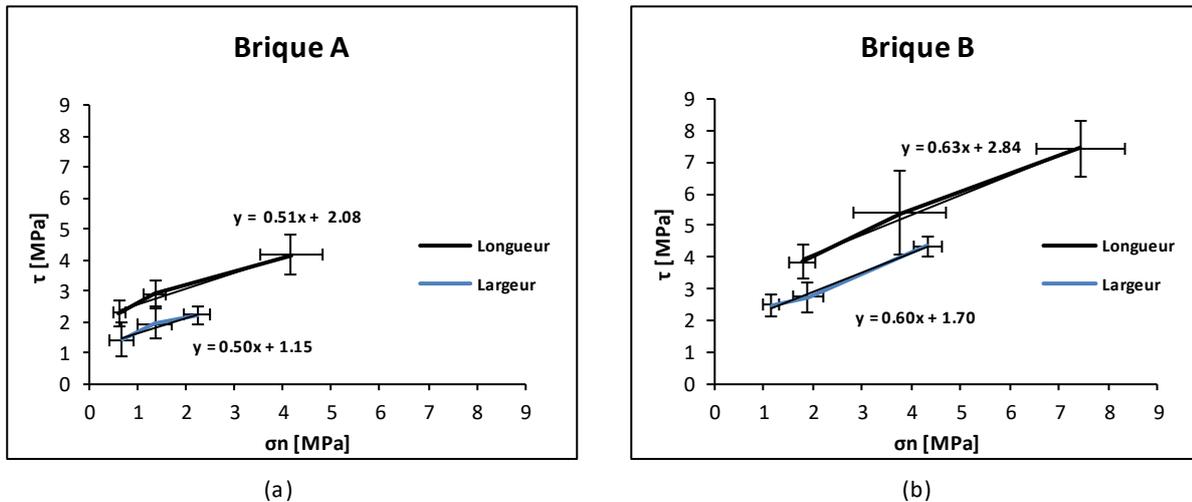


Figure 3.36 – La relation entre les contraintes normales et tangentielles à l'interface obtenue par l'essai de compression avec joint incliné pour (a) Brique A, (b) Brique B.

Nous remarquons qu'il y a une différence d'environ 40% entre les contraintes de cisaillement sous une contrainte normale nulle obtenues selon la longueur et la largeur. De plus, les figures 3.37a et 3.37b montrent les valeurs moyennes des raideurs tangentielles  $K_s$  selon les deux configurations à différents angles. Nous retrouvons la même valeur de rigidité tangentielle pour les trois différents angles pour les deux configurations. Aussi, les figures 3.37a et 3.37b mettent en évidence une différence de l'ordre de 30-40% entre les valeurs moyennes des raideurs tangentielles selon les deux configurations.

Cette différence de résistance et de rigidité peut s'expliquer par l'effet de la traction latérale dans l'éprouvette confinée : Dans la première configuration (selon la longueur de la brique), les contraintes latérales génèrent une flexion qui reste limitée, ceci se manifeste par la rupture par glissement du joint dans tous les spécimens (Figure 3.38). En revanche, lorsque le joint est situé dans la largeur de la brique (épaisseur du tesson), les éprouvettes ont tendance à fléchir et à se déformer dans la direction perpendiculaire à l'axe de compression (passage d'un état de compression à un état de flexion). Par conséquent, la rupture du joint est liée à la flexion plutôt qu'au glissement (Figure 3.38).

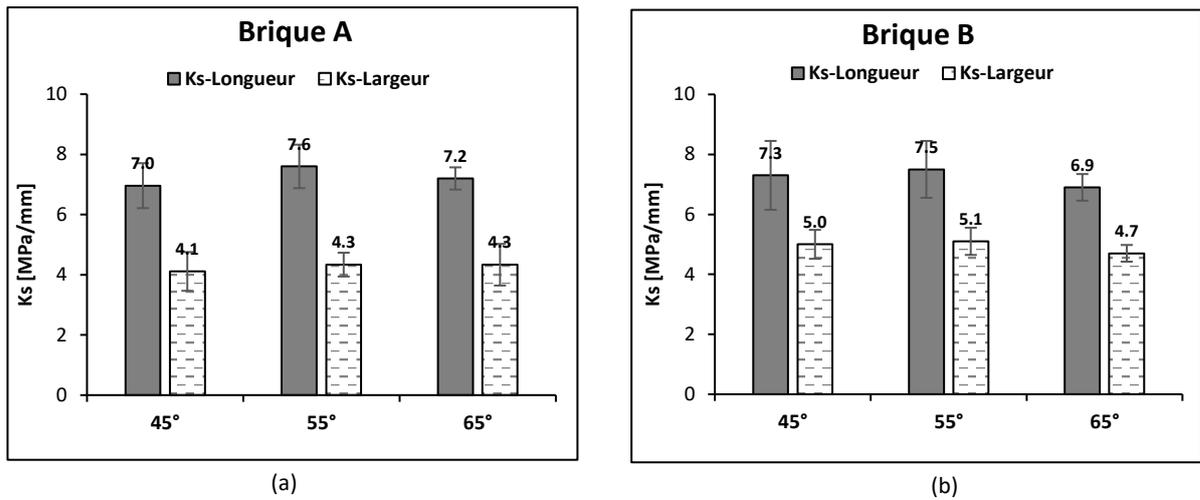


Figure 3.37 – Les valeurs moyennes de la raideur tangentielle  $K_s$  obtenues par les deux configurations d'essai pour (a) Brique A et (b) Brique B.

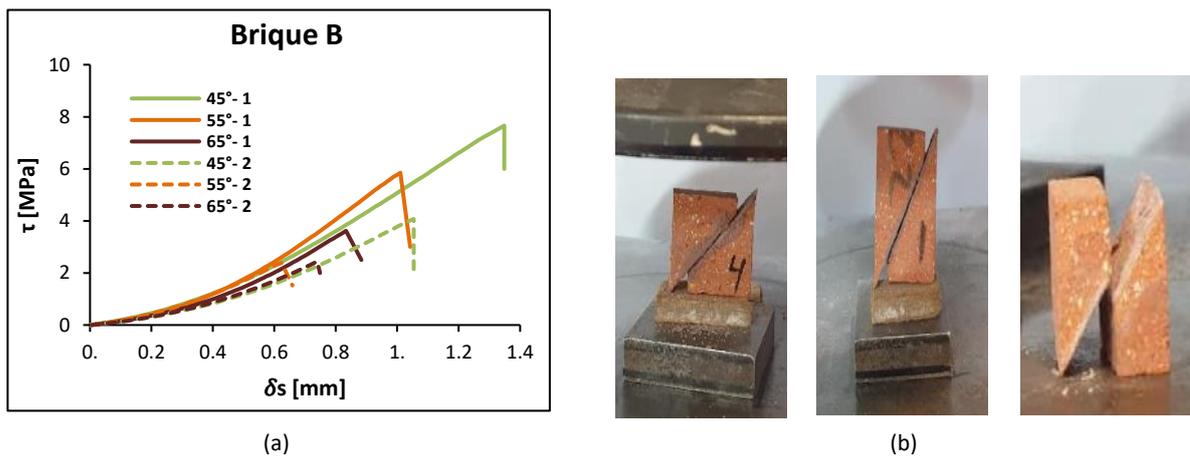


Figure 3.38 – (a) Les courbes contraintes-glissements pour la brique B, (b) La forme de rupture en glissement d'essai de compression avec joint incliné.

### 3.2.2.4 Essais de cisaillement sur des triplets à l'échelle d'une alvéole

#### *Présentation du montage*

Ces essais consistent à déterminer la résistance au cisaillement de deux types de configurations à l'échelle d'une alvéole. L'une présente la sollicitation dans le sens de la longueur et l'autre selon la largeur de la brique pour des triplets d'échantillons reliés par un joint de 1 mm d'épaisseur. Pour chaque configuration, un ensemble de cinq triplets d'alvéoles extraits de chaque brique a été réalisé avec des dimensions de  $55 \times 21 \times 35$  et  $48 \times 38 \times 30 \text{ mm}^3$  ( $L \times l \times h$ ) pour les briques A et B, respectivement. Il est important de noter que toutes les surfaces de l'échantillon sont rectifiées avant l'assemblage ainsi que le surfaçage des surfaces qui sont en contact avec le dispositif d'essai afin de garantir la planéité pendant les essais.

Lors de l'assemblage, le mortier colle a été coulé en respectant les recommandations du fabricant. En même temps, les alvéoles ont été humidifiées avant d'être assemblées avec le mortier colle. Immédiatement après la confection, toutes les éprouvettes ont été uniformément préchargées pour obtenir une contrainte verticale comprise entre  $2 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$  et  $5 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$  selon la norme 1052-3 [2].

Ensuite, tous les échantillons ont été recouverts d'un film plastique et stockés dans l'environnement du laboratoire. Après 48 heures, les films plastiques sont retirés et les échantillons sont stockés à température ambiante jusqu'à la période d'essai (28 jours). Avant l'essai, les éprouvettes ont été peintes, puis des mouchetis ont été tracés sur l'une des surfaces (Figure 3.39).

La campagne d'essais de cisaillement a été réalisée à température ambiante sur la presse Lloyd 150KN dans des conditions de chargement quasi-statiques. La vitesse de chargement est d'environ 20N/s pour les deux briques. A noter qu'un capteur de déplacement est placé sous l'alvéole centrale pour déterminer le glissement de l'échantillon.

De plus, des brides sont utilisées sur les alvéoles de bord pour maintenir les échantillons. Des morceaux de carton sont placés entre l'échantillon et les cales pour limiter l'effet de frottement. En utilisant une caméra haute performance, des photos ont été prises toutes les secondes pour être traitées par corrélation d'images par le logiciel GOM afin d'accéder aux déplacements locaux (Figure 3.39).



Figure 3.39 – Dispositif d'essai de cisaillement.

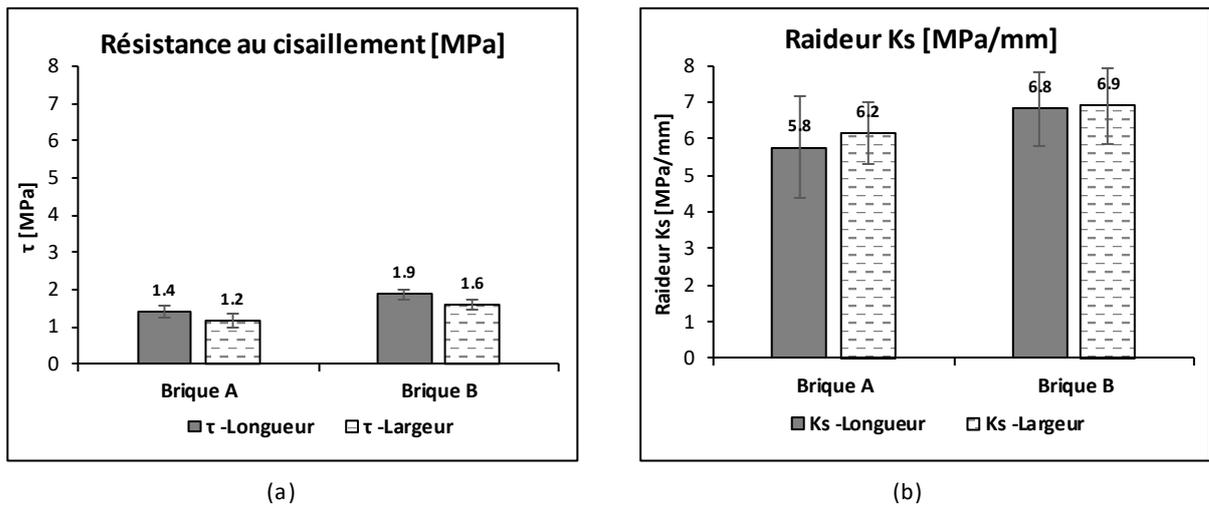


Figure 3.40 – (a) Les valeurs moyennes de la résistance au cisaillement pour les deux configurations de sollicitation des briques A et B. (b) Les valeurs moyennes de la rigidité au cisaillement pour les deux configurations de sollicitation des deux briques.

*Présentation des résultats*

La figure 3.40a montre les valeurs moyennes de résistance au cisaillement pour les deux configurations pour les briques A et B. Sur la base de l'étude du flux de cisaillement dû à un effort tranchant dans une section à parois minces, seules les parois parallèles à l'effort tranchant seront considérées comme actives afin de calculer la résistance au cisaillement.

Ainsi, nous remarquons que les valeurs de résistance au cisaillement sont similaires dans les deux configurations pour les deux briques. De plus, la figure 3.40b montre les valeurs moyennes de la rigidité  $K_s$  dans les deux configurations pour les deux briques. Nous constatons que les valeurs des raideurs  $K_s$  entre les deux configurations sont comparables. En outre, nous remarquons la même tendance des valeurs moyennes de raideur  $K_s$  trouvées par les essais de compression avec joint incliné.

La figure 3.41 montre les courbes de contrainte-glisement de l'essai de cisaillement sur un triplet d'alvéoles dans les deux configurations pour les deux briques. Ainsi, la figure 3.43 montre les valeurs de glissement obtenues par corrélation d'images juste avant et après la rupture. Nous observons un bon accord entre les valeurs de glissement obtenues par le capteur de déplacement et par corrélation d'images. La figure 3.42 illustre la forme de rupture typique où nous observons une préférence de rupture sur un seul côté.

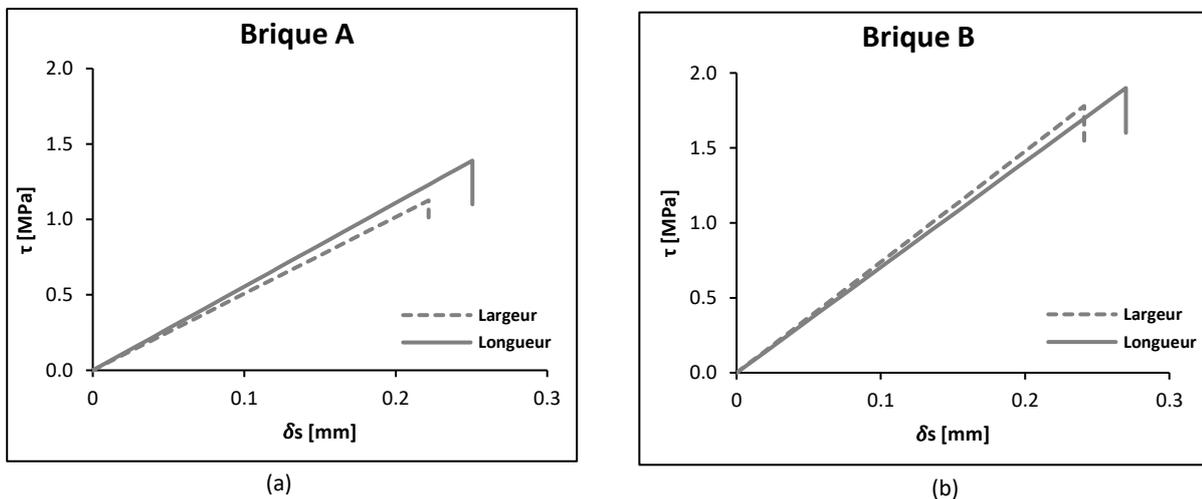


Figure 3.41 – Les courbes contrainte-glisement d'essai de cisaillement sur triplet d'alvéoles selon les deux configurations pour (a) Brique A et (b) Brique B.



Figure 3.42 – Forme de rupture au cisaillement de triplet d'alvéoles de la brique B.

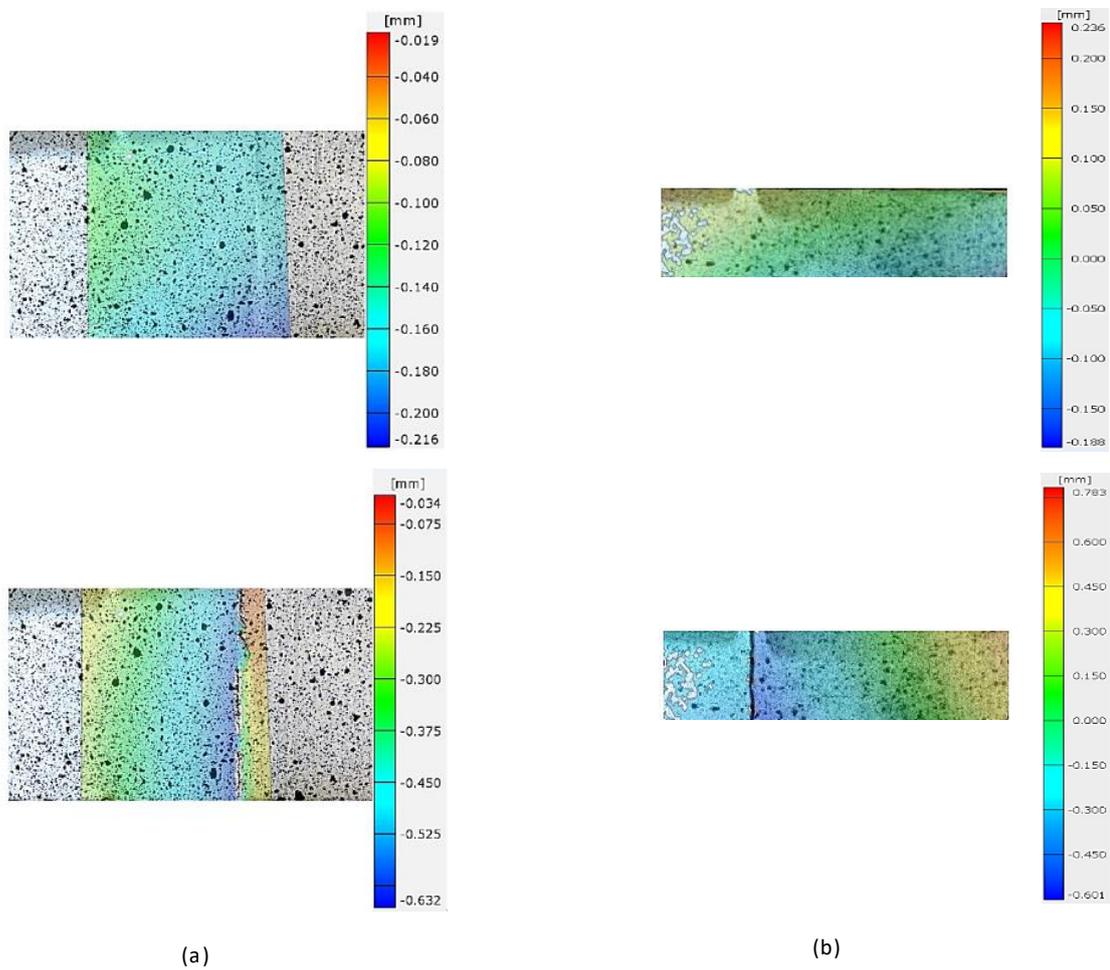


Figure 3.43 – Les valeurs de glissement avant et lors de la rupture obtenue après le traitement d'image pour (a) configuration 1 - sollicitation selon la longueur et (b) Configuration 2 - Sollicitation selon la largeur de la brique A.

### 3.2.2.5 Essais de cisaillement sur des triplets à l'échelle des groupes alvéoles

#### *Présentation du montage*

Ces essais consistent à déterminer la résistance au cisaillement dans deux directions de sollicitation à l'échelle des groupes d'alvéoles pour les briques A et B. De plus, afin d'étudier l'effet de la discontinuité des parois sur la résistance au cisaillement, des essais sur des assemblages à chevauchement total et partiel ont été réalisés pour la brique B uniquement.

Des séries de 5 triplets de groupes alvéoles pour chaque configuration avec des dimensions de  $200 \times 78 \times 201$  et  $145 \times 85 \times 181 \text{ mm}^3$  ont été réalisées pour les assemblages de briques A et B, respectivement. Avant l'assemblage, toutes les surfaces de pose ont été rectifiées ainsi qu'un surfacage a été effectué sur toutes les surfaces ayant un contact avec le dispositif d'essai afin de garantir la planéité pendant l'essai.

Ce surfacage est effectué à l'aide d'un mortier à haute résistance et à durcissement rapide après 24 heures (Figure 3.44). Après le surfacage, nous avons préparé les assemblages en suivant la même procédure d'assemblage mentionnée à la section 3.2.1.3. Avant l'essai, les éprouvettes ont été peintes, puis des mouchetis ont été tracés sur l'une des surfaces (Figure 3.45).

La campagne d'essais de cisaillement a été réalisée à température ambiante sur la presse Lloyd 150KN dans des conditions de chargement quasi-statiques. La vitesse de chargement est d'environ 200N/s pour les deux briques. A noter qu'un capteur de déplacement est placé sous l'éprouvette centrale pour déterminer le glissement globale de l'échantillon.

De plus, des brides sont utilisées sur les bords de l'éprouvette pour la maintenir. En utilisant une caméra haute performance, des photos ont été prises toutes les secondes pour être traitées par corrélation d'images par le logiciel GOM afin d'accéder aux déplacements locaux (Figure 3.45).

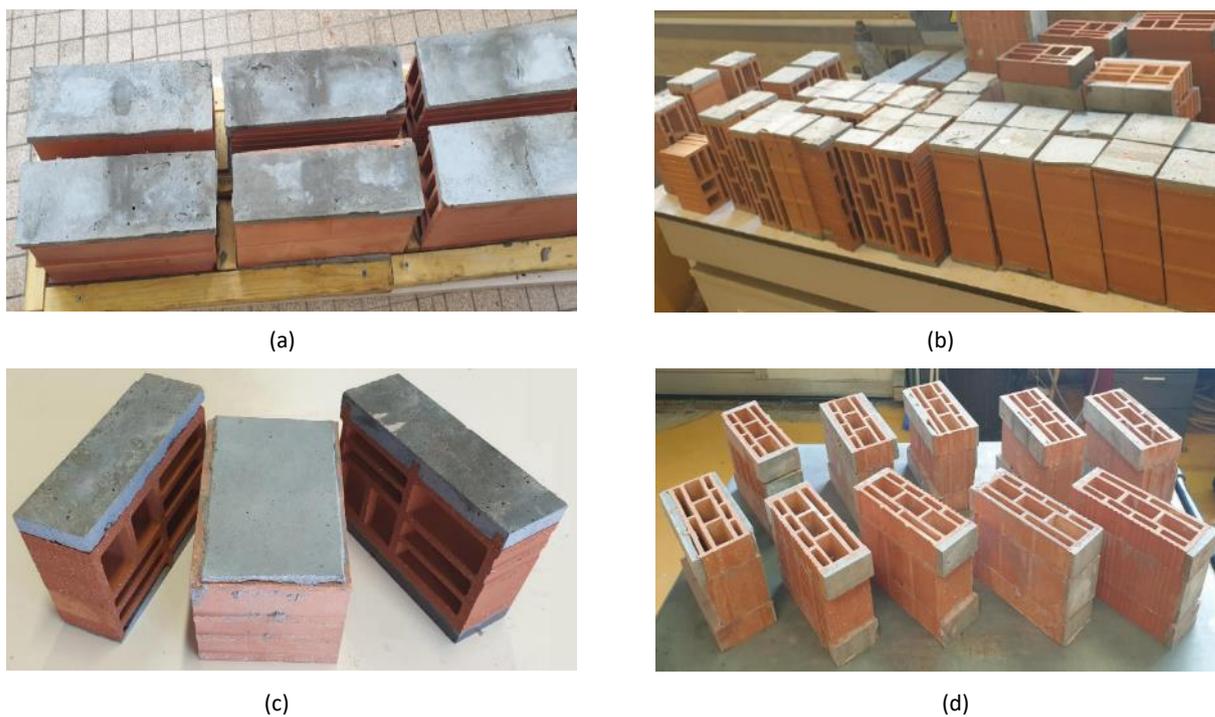


Figure 3.44 – (a) Les échantillons lors de surfacage. (b)-(c) Les échantillons après les découpes et avant le montage. (d) Les triplets après le montage.



Figure 3.45 – Le dispositif d'essai de cisaillement à l'échelle de groupes d'alvéoles pour (a) Brique A et (b) Brique B.

*Présentation des résultats*

Les figures 3.46a et 3.46b montrent les valeurs moyennes de la résistance au cisaillement ainsi que la raideur  $K_s$  selon les deux directions de sollicitation pour les briques A et B. Il faut préciser que seules les parois parallèles à l'effort tranchant sont prises en compte pour déterminer la résistance au cisaillement.

Pour les briques A et B, nous constatons une différence de l'ordre de 30 à 40% à propos de la résistance au cisaillement et de la raideur  $K_s$  selon les deux directions de sollicitation. Cette différence peut être liée à la forme des alvéoles ou probablement à un comportement intrinsèque du joint lié à la façon du montage. En effet, l'utilisation d'un 'rouleau applicateur de mortier' lors de l'assemblage peut orienter les grains de mortier dans le sens de la longueur, ce qui explique les valeurs plus importantes dans cette direction par rapport à la largeur. Cela souligne l'importance d'étudier ces essais par des simulations numériques en tenant compte de cette différence de résistance et de rigidité. Cela permet de mieux comprendre la distribution des contraintes en fonction de la section.

D'autre part, nous observons la même tendance des résultats en termes de résistance au cisaillement et de raideur entre les éprouvettes à chevauchement total et partiel. En effet, nous pouvons constater que la discontinuité des parois internes n'affecte pas les résistances au cisaillement et que probablement son effet reste limité uniquement en compression.

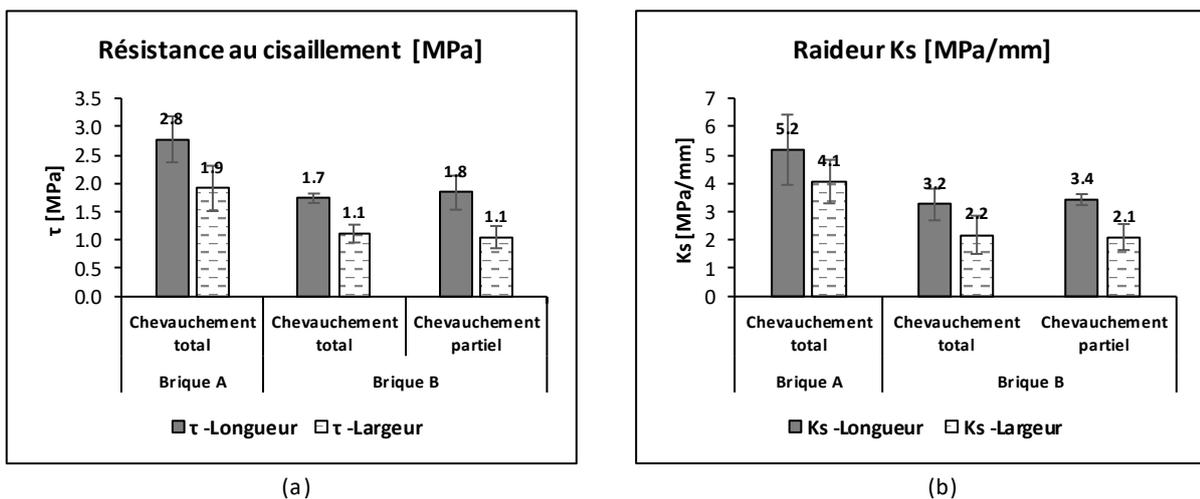


Figure 3.46 – (a) Les valeurs moyennes de la résistance au cisaillement selon les deux directions de sollicitation pour les briques A et B. (b) Les valeurs moyennes de la raideur au cisaillement selon les deux directions de sollicitation pour les briques A et B.

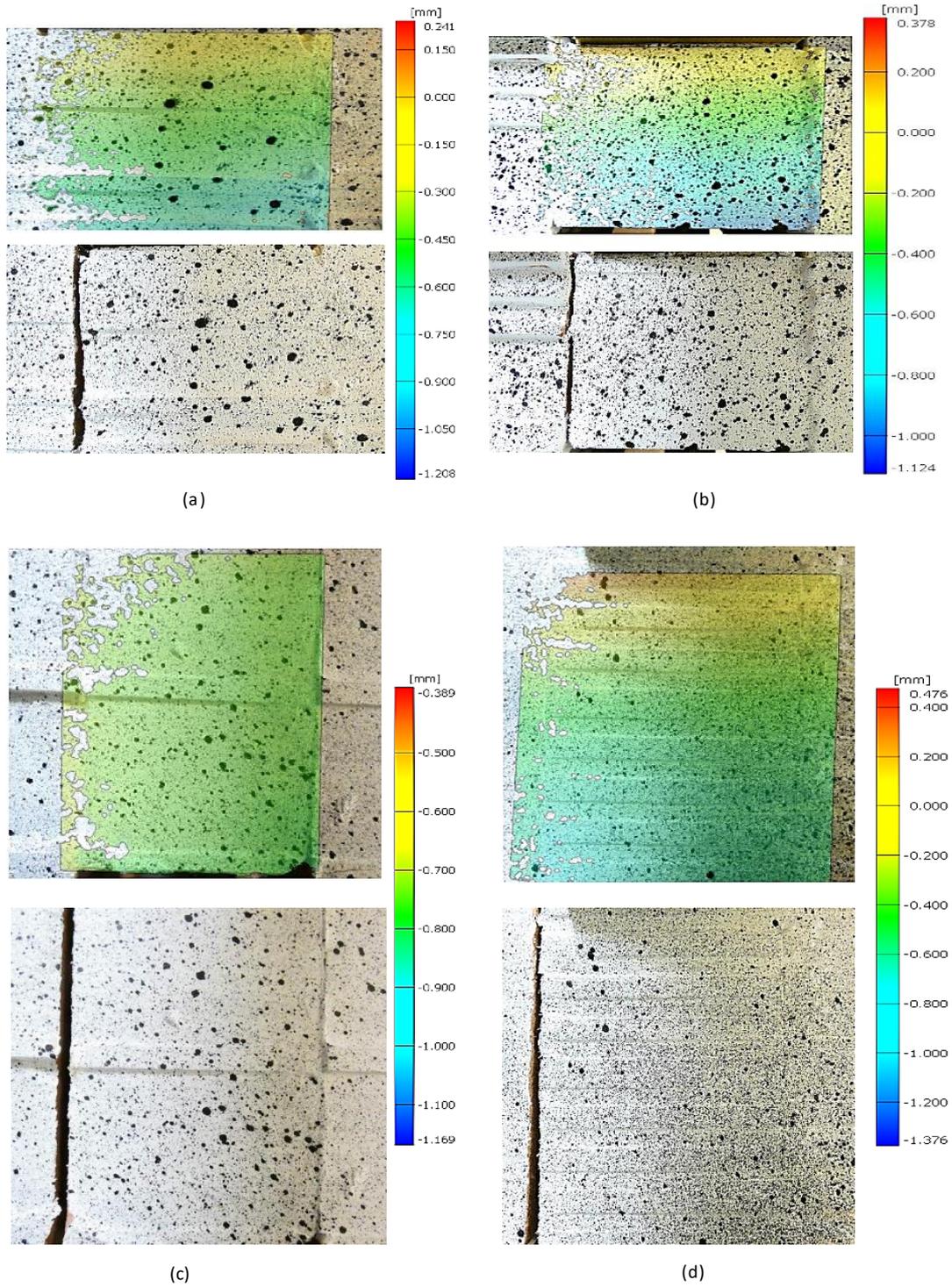


Figure 3.47 – Les valeurs de glissement avant la rupture obtenue après le traitement d'image pour les briques A et B (a-b) configuration 1 - sollicitation selon la largeur et (c-d) Configuration 2 - Sollicitation selon la longueur.

La figure 3.47 montre les valeurs de glissement obtenues par corrélation d'images juste avant la rupture. Nous observons un bon accord entre les valeurs de glissement obtenues par le capteur de déplacement et par la corrélation d'image. La figure 3.48 montre les courbes contrainte-glissement de l'essai de cisaillement triplet des groupes d'alvéoles dans les deux configurations pour les briques A et B. Nous voyons une rupture brutale lorsque l'éprouvette atteint sa contrainte de cisaillement maximale. La figure 3.49 illustre la forme typique de la rupture où nous observons de préférence une rupture d'un seul côté.

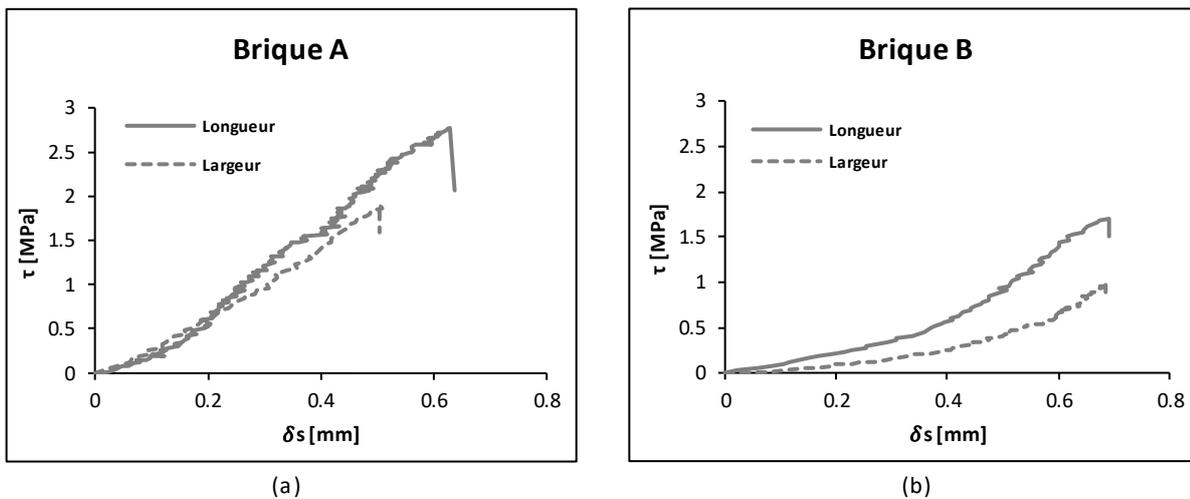


Figure 3.48 – Les courbes contrainte-glissement d'essai de cisaillement sur triplet des groupes d'alvéoles selon les deux configurations pour (a) Brique A et (b) Brique B.



Figure 3.49 – La forme de rupture d'essai de cisaillement pour les briques A et B.

### 3.3 Etude à chaud de l'assemblage

L'étude du comportement mécanique du joint à chaud, consiste à observer la variation de propriétés mécaniques avec la température. Les propriétés étudiées sont la résistance à la compression et le module de Young testés "à chaud" et après refroidissement jusqu'à la température ambiante ainsi que la résistance à l'arrachement et au cisaillement à chaud. Cette étude permet d'interpréter et de décrire la loi de comportement du joint à haute température.

#### 3.3.1 Comportement en compression

Dans cette section, afin de déterminer l'effet du joint mince en mortier colle sur la résistance à la compression d'un assemblage à chaud, des essais de compression simples à différentes températures ont été proposés pour les briques A et B. Ces essais consistent à déterminer l'évolution de la résistance à la compression et du module de Young de l'assemblage. De plus, ces essais nous permettent également d'identifier les propriétés du mortier colle à chaud dans l'assemblage.

Similairement aux essais de compression à chaud sur tessons, le concept de cet essai prévoit de chauffer l'échantillon à la température désirée avec une précharge de 10N, en adoptant une vitesse de chauffe afin d'obtenir un temps de montée en température d'environ 30 minutes (voir annexe [III](#)), puis un palier de 30 minutes est subi pour atteindre un état d'équilibre thermique.

Puis, lorsque la température souhaitée est atteinte, l'échantillon est chargé jusqu'à sa rupture. Pour la fiabilité de l'essai, une série de cinq échantillons de  $10 \times 10 \times 5$  et  $10 \times 10 \times 8 \text{ mm}^3$  est réalisée à différentes températures pour les briques A et B. Il est à noter que nous suivons la même procédure de préparation et de montage que celle mentionnée dans la section [3.2.1.1](#)

La campagne d'essais de compression a été réalisée sur la presse Zwick/Roell 50KN instrumentée par un four. Les essais ont été réalisés avec une vitesse d'application de la force verticale égale à 20 et 30 N/s pour les briques A et B, respectivement. Les éprouvettes sont testées pour les températures de (200°C, 400°C, 600°C et 800°C). Afin de réduire l'effet de dispersion des résultats expérimentaux, trois échantillons par température ont été réalisés. Pendant l'application de la charge jusqu'à la rupture du matériau, les déformations ont été enregistrées. Ainsi les courbes contrainte/déformation ont été tracées et le module de Young a été déterminé (Figure [3.50](#)).

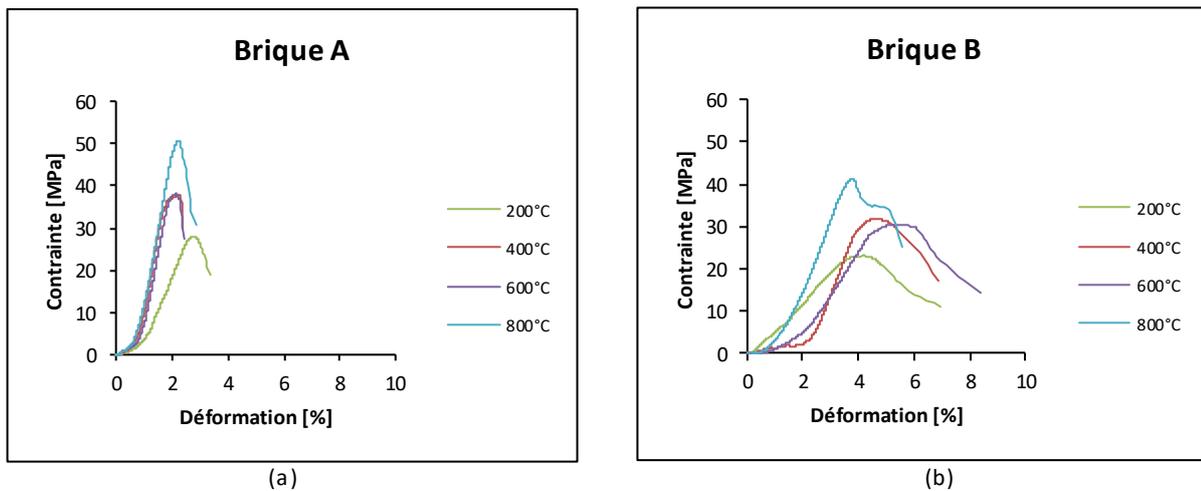


Figure 3.50 – Les courbes Contraintes-déformations obtenues à partir des essais de compression à différentes températures pour des montages (a) Brique A, (b) Mortier B.

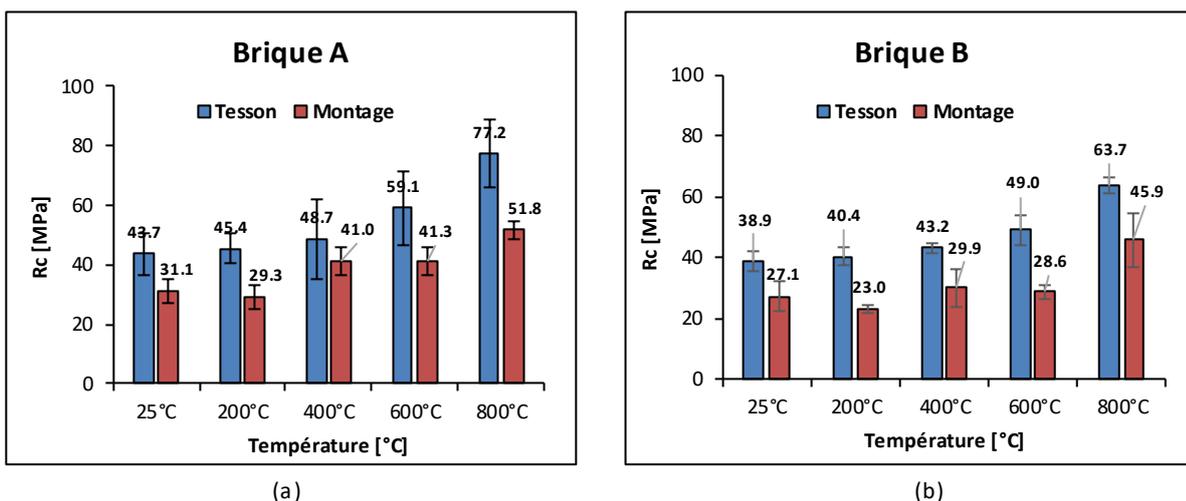


Figure 3.51 – Comparaison des valeurs moyennes de la résistance en compression à différentes températures (montage avec JM, Tesson) pour (a) Brique A et (b) Brique B.

Les figures [3.51](#) et [3.52](#) montrent la variation de la résistance à la compression et du module de Young en fonction de la température pour les tessons et les montages des briques A et B. Nous trouvons une différence de 30-40% entre la résistance à la compression du montage et du tesson à haute température pour les briques A et B. D'autre part, nous constatons une différence de l'ordre de 40-50% et 70-80% entre les valeurs moyennes du module de Young du montage et du tesson à haute température pour les briques A et B, respectivement. Nous remarquons le même effet du joint sur la résistance et le module de Young à différentes températures.

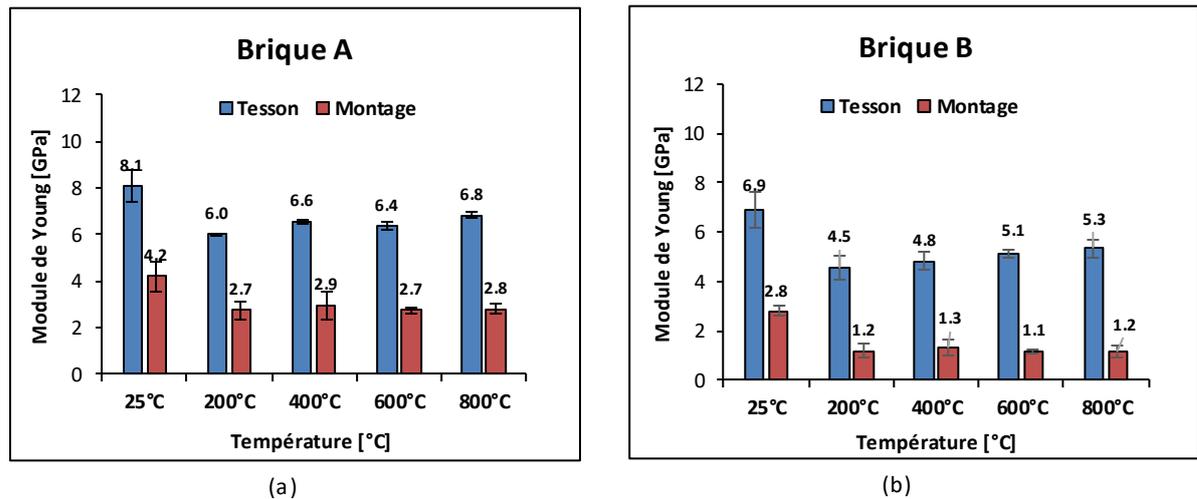


Figure 3.52 – Comparaison des valeurs moyennes du module de Young à différentes températures (montage avec JM, Tesson) pour (a) Brique A et (b) Brique B.

La figure 3.53 présente les évolutions relatives de la résistance à la compression et du module de Young du montage et du tesson en fonction de la température. Nous remarquons que les évolutions de la résistance à la compression du montage en fonction de la température suivent la même tendance d'augmentation de celles du tesson dans les deux briques. L'augmentation de la résistance à la compression de l'assemblage constatée à haute température est probablement liée au fait que les propriétés mécaniques en compression et en traction du tesson augmentent avec la température.

En effet, il semble que la raison de la rupture de l'assemblage soit liée aux contraintes de traction latérale dans le tesson. Ce dernier résiste mieux en traction avec l'augmentation de la température, ce qui peut se traduire par un renforcement de l'assemblage et une augmentation de la résistance en compression de l'assemblage.

De plus, nous remarquons une augmentation plus importante à 800°C, ceci n'est pas seulement lié à la propriété de traction du tesson à chaud mais aussi en compression. Plus précisément, les propriétés mécaniques du mortier diminuent avec la température pour s'annuler à 700°C, ce qui fait que le tesson supérieur devient presque en contact avec le tesson inférieur. Dès lors, l'assemblage reprend encore les propriétés mécaniques en compression du tesson qui augmentent avec la température.

En revanche, l'évolution du module de Young de l'assemblage tend à diminuer mais plus sévèrement que celui du tesson dans les deux briques. Ceci est probablement lié à la diminution des propriétés mécaniques du mortier à chaud qui peut provoquer des déformations plus importantes. De plus, nous constatons que les valeurs moyennes du module de Young de l'assemblage restent presque constantes au-dessus de 200°C dans les deux briques.

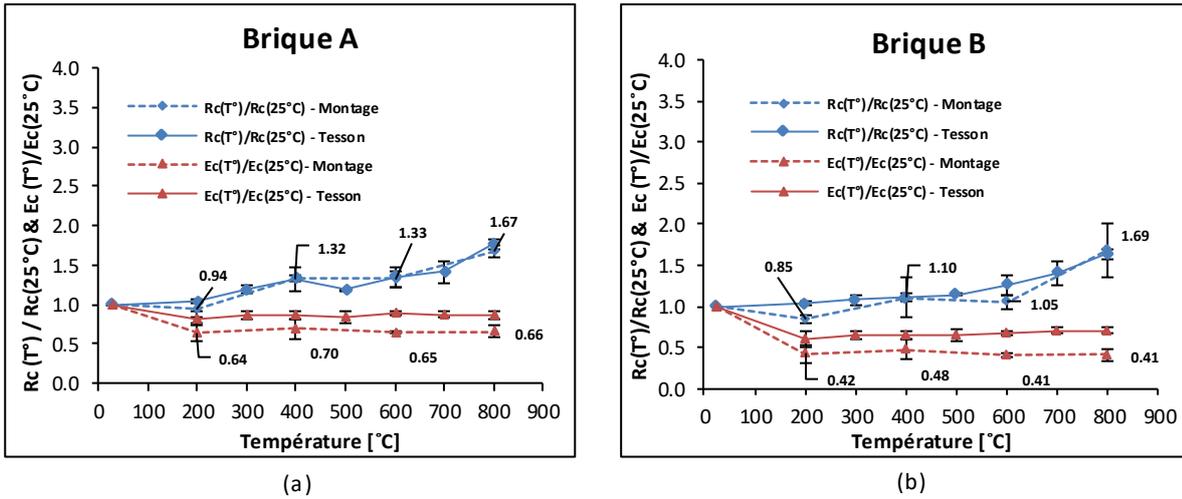


Figure 3.53 – Evolution des valeurs moyennes de la résistance en compression et du module de Young avec la température pour des montages et des tessons pour (a) Brique A et (b) Brique B.

La figure 3.54 montre l'évolution des valeurs du module de Young du mortier colle à haute température obtenues à l'échelle intrinsèque (cube de  $10 \times 10 \times 10 \text{ mm}^3$ ) et dans l'assemblage. Nous remarquons que les valeurs du module de Young du mortier colle dans l'assemblage restent inchangées de 200°C à 600°C. Ceci est peut-être lié à la compatibilité entre le tesson et le mortier colle : l'augmentation de la propriété mécanique du tesson à chaud peut améliorer les propriétés mécaniques du mortier colle lors de l'assemblage.

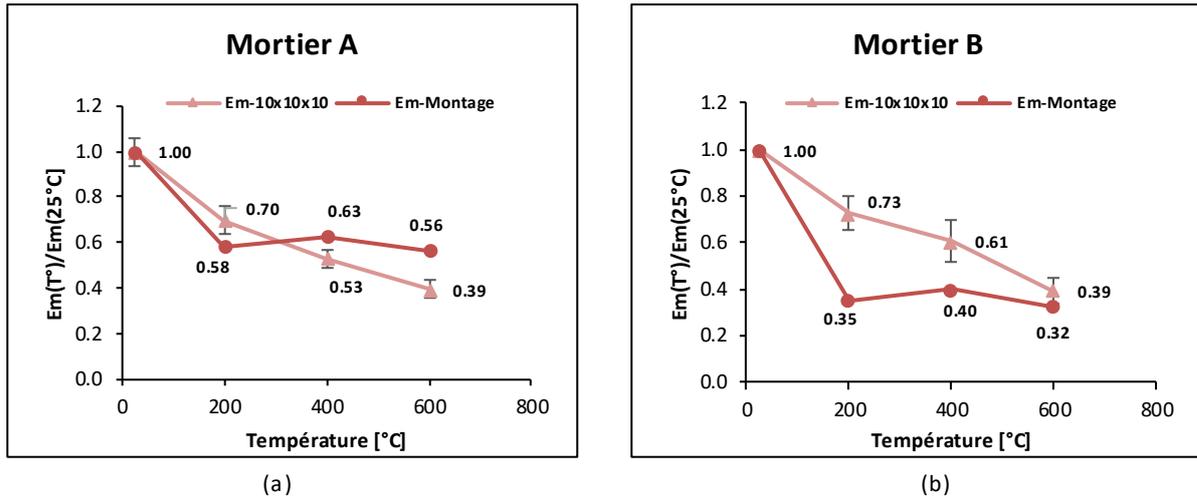


Figure 3.54 – L'évolution des valeurs moyennes du module de Young relatives obtenue par des échantillons  $10 \times 10 \times 10 \text{ mm}^3$  et le module de Young du mortier calculé à partir d'un assemblage à différente température (a) Mortier A, avec  $E_m(\text{cal})=730 \text{ MPa}$  et  $E_m=1211 \text{ MPa}$ , (b) Mortier B, avec  $E_m(\text{cal})=400 \text{ MPa}$  et  $E_m=950 \text{ MPa}$ .

### 3.3.2 Comportement résiduel en compression

Cette partie de l'étude consiste à comparer le comportement mécanique ( $Rc(T^\circ), E(T^\circ)$ ) du montage à chaud et après refroidissement. En se basant sur la même série d'éprouvette utilisée à chaud, trois échantillons par température ont été préparés. Ces éprouvettes ont été chauffées à une vitesse constante de  $1^\circ\text{C}/\text{min}$  jusqu'aux températures d'essai de  $200^\circ\text{C}$ ,  $400^\circ\text{C}$ ,  $600^\circ\text{C}$  et  $800^\circ\text{C}$  avec des dimensions de  $10 \times 10 \times 10 \text{ mm}^3$ . La durée du palier de stabilisation de la température a été choisie pour être d'une heure pour toutes les températures, suivie d'un refroidissement jusqu'à la température ambiante.

Le refroidissement naturel des éprouvettes a été réalisé dans le four avec une vitesse de refroidissement dépendant de l'inertie thermique du système four + éprouvette. Ensuite, lorsque la température ambiante est atteinte, l'échantillon est chargé jusqu'à sa rupture avec une vitesse de chargement 20 et 30N/s pour les montages des briques A et B, respectivement.

La figure 3.55 montre la comparaison entre l'évolution des résistances relatives à la compression "à chaud" et "résiduelles" avec l'augmentation de la température ainsi que la comparaison entre l'évolution du module de Young "à chaud" et "résiduel" avec la température.

L'analyse comparative nous a permis d'observer la même tendance de diminution du module de Young résiduel et à chaud avec la température. Par contre, nous constatons que les valeurs résiduelles de la résistance à la compression diminuent avec la température contrairement à celles obtenues à chaud. Nous observons une différence d'environ 60% à 80% entre les résistances résiduelles et à chaud de l'assemblage.

Cette différence peut être liée aux phénomènes qui se produisent pendant la phase de refroidissement : Cela se manifeste par le changement de texture du mortier de l'assemblage (Figure 3.55). De plus, le gradient thermique supplémentaire induit pendant la phase de refroidissement, semble avoir causé des endommagements supplémentaires au matériau.

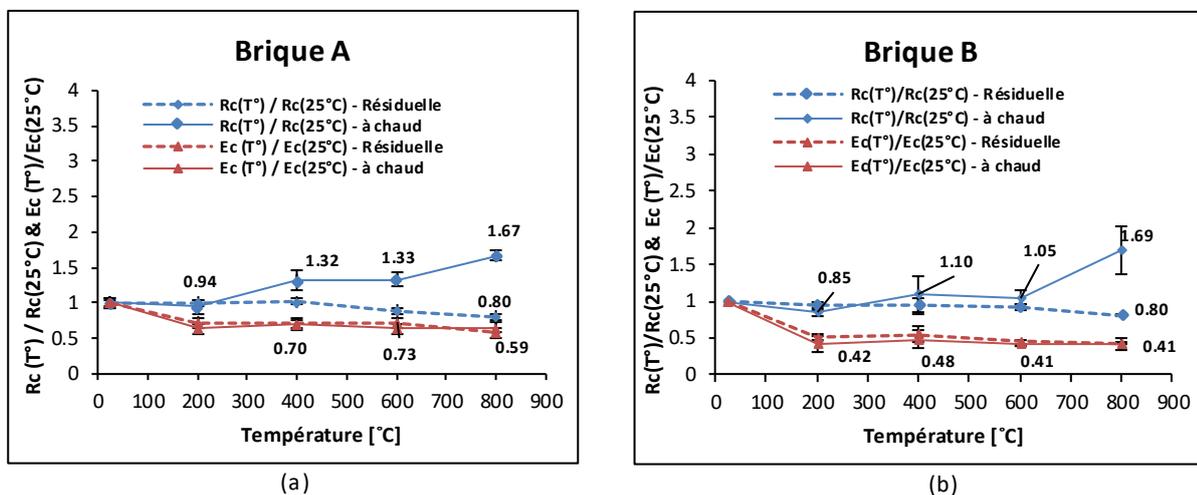


Figure 3.55 – Evolution des valeurs moyennes de la résistance en compression et du module de Young résiduelles et à chaud pour des montages de (a) Brique A et (b) Brique B.

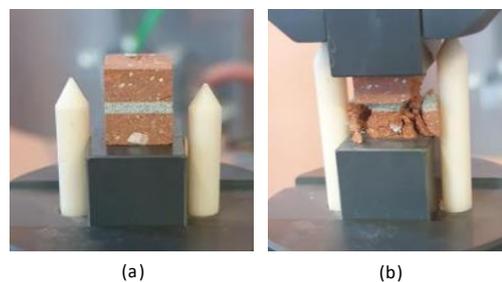


Figure 3.56 – Echantillon chauffé jusqu'à 800°C puis refroidi (a) Avant l'essai. (b) Après la rupture.

### 3.3.3 Comportement en flexion

Dans cette section, afin de déterminer la résistance en traction par flexion d'un montage, des essais de flexion 4 points ont été proposés, à différentes température pour les briques A et B. Notons que l'essai de flexion est une méthode indirecte qui permet de déterminer les propriétés en traction des matériaux fragile.

Pour chaque température, un ensemble de trois éprouvettes est réalisé pour les briques A et B. Nous suivons la même procédure de préparation des assemblages mentionnée dans la section 3.2.1.1. Il est important de préciser que l'assemblage à l'échelle du tesson est également très délicat et compliqué comme les échantillons préparés pour l'essai de compression en raison de leur petite taille. En effet, un autre moule spécifique a été fabriqué sur mesure afin de respecter toutes les restrictions (Figure 3.57).

La campagne d'essai de flexion a été réalisée à différente température sur la presse Zwick 2.5KN dans des conditions de sollicitation quasi-statique sur des éprouvettes ayant des dimensions de  $6 \times 10 \text{ mm}^2$  ( $h \times b$ ) pour les deux briques. Les vitesses de chargement sont de l'ordre de 0.2 N/s. La configuration de montage de flexion 4 points est définie par ( $L = 40 \text{ mm}$ ,  $\ell = 20 \text{ mm}$ ), où  $L$  et  $\ell$  indiquent respectivement la distance entre les appuis inférieures et la distance entre les appuis supérieures.



(a)



(b)

Figure 3.57 – (a) Le moule spécifique pour les échantillons de flexion, (b) Les échantillons préparés pour l'essai de flexion à l'échelle du tesson.

Similairement aux essais de compression à chaud, le concept de cet essai prévoit de chauffer l'échantillon à la température désirée avec une précharge de 3 N, en respectant une vitesse de chauffe précise afin d'obtenir un temps de montée en température d'environ 30 minutes, puis un palier de 30 minutes est subi pour atteindre un état d'équilibre thermique. Puis, lorsque la température souhaitée est atteinte, l'échantillon est chargé jusqu'à sa rupture. Nous précisons que la valeur expérimentale de la résistance à la flexion est calculée par :

$$R_f = \frac{My}{I} \quad (3.6)$$

où  $M$  est le moment fléchissant,  $y$  est le centre de gravité et  $I$  est le moment quadratique de la section. La figure 3.58 illustre l'éprouvette à la position d'essai et après la rupture. La figure 3.59 présente l'évolution de la résistance à la flexion de l'assemblage. Nous pouvons voir que la résistance à la flexion diminue avec la température au contraire de la résistance à la compression dans les deux briques.

En effet, il semble possible que l'évolution de la résistance à la flexion de l'assemblage ne soit pas affectée par l'augmentation de la résistance à la traction du tesson à chaud. En particulier, la rupture de l'assemblage est contrôlée par le mortier colle qui a tendance à diminuer avec la température.

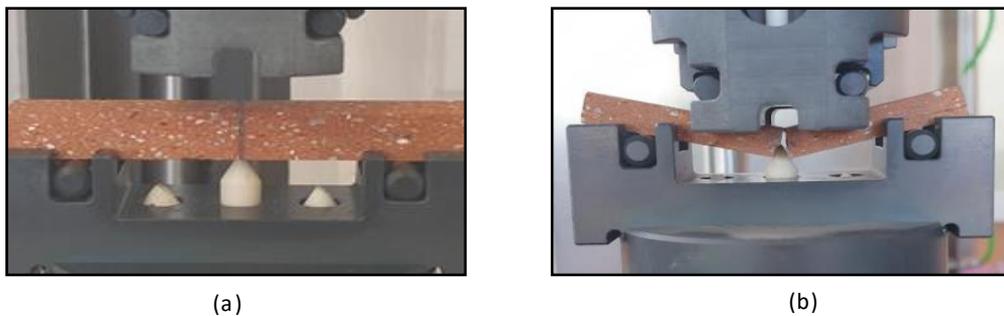


Figure 3.58 – (a) Les échantillons à la position d'essai. (b) Rupture de l'échantillon.

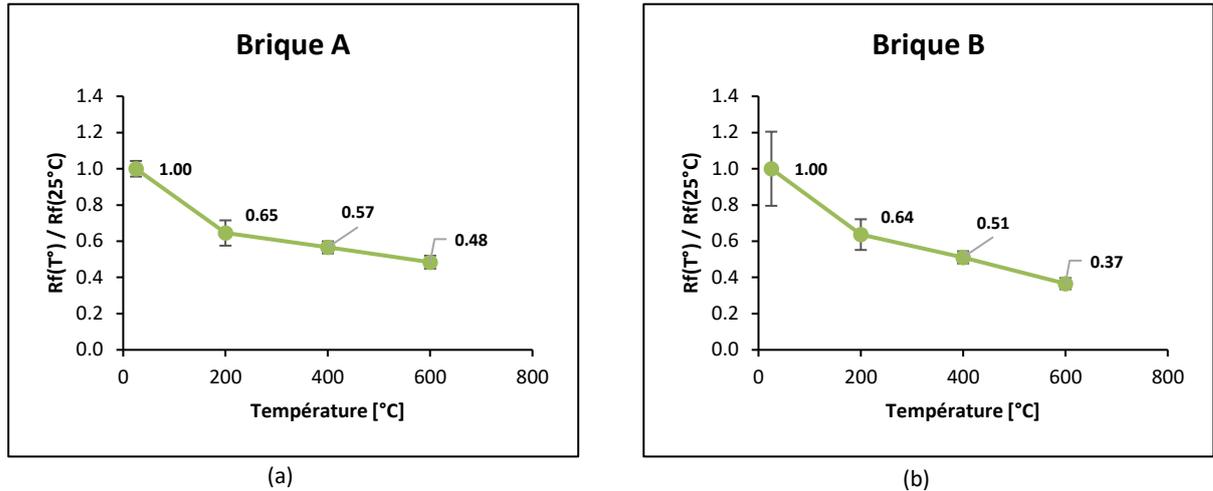


Figure 3.59 – Evolution des valeurs moyennes de la résistance en flexion avec la température pour des montages de (a) Brique A où  $R_f(25^\circ\text{C})= 2.62$  MPa et (b) Brique B avec  $R_f(25^\circ\text{C})=2.45$  MPa.

### 3.3.4 Comportement à l'arrachement

L'essai d'arrachement est une méthode directe pour déterminer les propriétés de traction des assemblages. Dans cette section, afin de déterminer la résistance directe à la traction d'un assemblage à différentes températures (25, 200, 400 et 600°C), deux types d'essais d'arrachement ont été proposés pour les briques A et B. La première configuration présente un assemblage de deux éprouvettes (un disque et un anneau) reliées par un joint mince de 1 à 3 mm (Figure 3.60).

Cette configuration représente l'essai d'arrachement normalisé où les tessons sont collés à la face externe de la brique. La deuxième configuration consiste en deux tessons rectangulaires collés en forme de croix (Figure 3.60). Le but de ces configurations est d'étudier la résistance à l'arrachement lorsque le joint est situé sur la face de pose de la brique et sur la face extérieure.

Pour les deux configurations d'essai, le mortier colle utilisé pour assembler les tessons a été coulé en respectant les recommandations de chaque fabricant (volume d'eau de gâchage, temps de gâchage et de séchage, épaisseur et technique d'application, conditions climatiques, ...). En parallèle, la mise en œuvre de l'assemblage nécessite de mouiller les surfaces des tessons (anneau et disque/parallélépipède) afin d'assurer une meilleure adhérence entre le mortier et le tesson au niveau du joint. Pour la configuration (disque/anneau), une bouffée de polystyrène dans le trou de l'anneau a été utilisée pour limiter l'excès de mortier-colle.



Figure 3.60 – Les échantillons préparés pour les essais d'arrachement (disque et croix).

Par la suite, une fois les échantillons assemblés, nous traitons avec une spatule l'excès de mortier colle au niveau du pourtour (externe) du disque et celui (interne) du trou de l'anneau ainsi que pour les échantillons en forme de croix. Immédiatement après la confection, toutes les échantillons ont été uniformément préchargés pour obtenir une contrainte verticale comprise entre  $2 \times 10^{-3} N/mm^2$  et  $5 \times 10^{-3} N/mm^2$  selon la norme 1052-3 [2].

Ensuite, tous les échantillons ont été recouverts d'un film plastique et stockés dans l'environnement du laboratoire. Après 48 heures, les films plastiques sont retirés et les échantillons sont stockés à température ambiante jusqu'à la période d'essai.

Les figures 3.61 et 3.62 illustrent les configurations d'essai d'arrachement adaptées dans cette étude. Pour la première configuration (disque/anneau), la transmission de la force se fait par une cale cylindrique qui repose sur la surface supérieure du disque. Dans le cas de la deuxième configuration (Croix), quant à elle, la force est transmise par le chevron.

Il est à noter que le passage à haute température dans ces essais nécessite de prendre en compte le type d'accessoires utilisés. En raison du délai de fabrication des pièces céramiques spécifiques qui résistent à la haute température, tous les accessoires ont été fabriqués à partir d'une brique pleine du fait de la bonne propriété de la terre cuite à chaud.

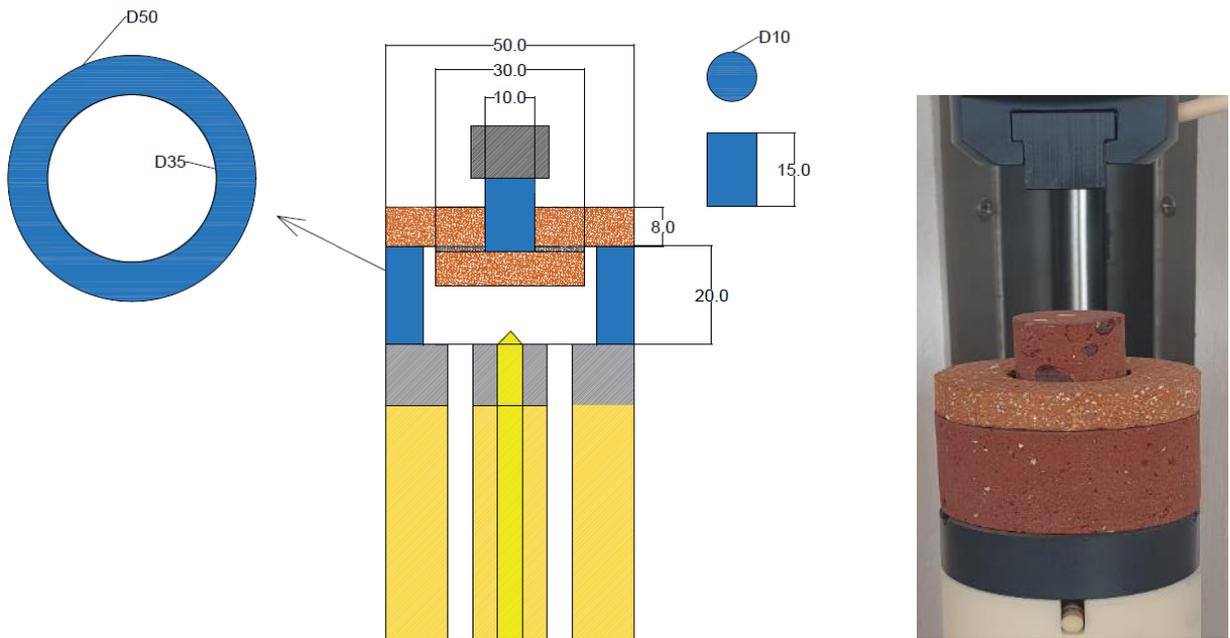


Figure 3.61 – Dispositif d'essai d'arrachement-Disque.

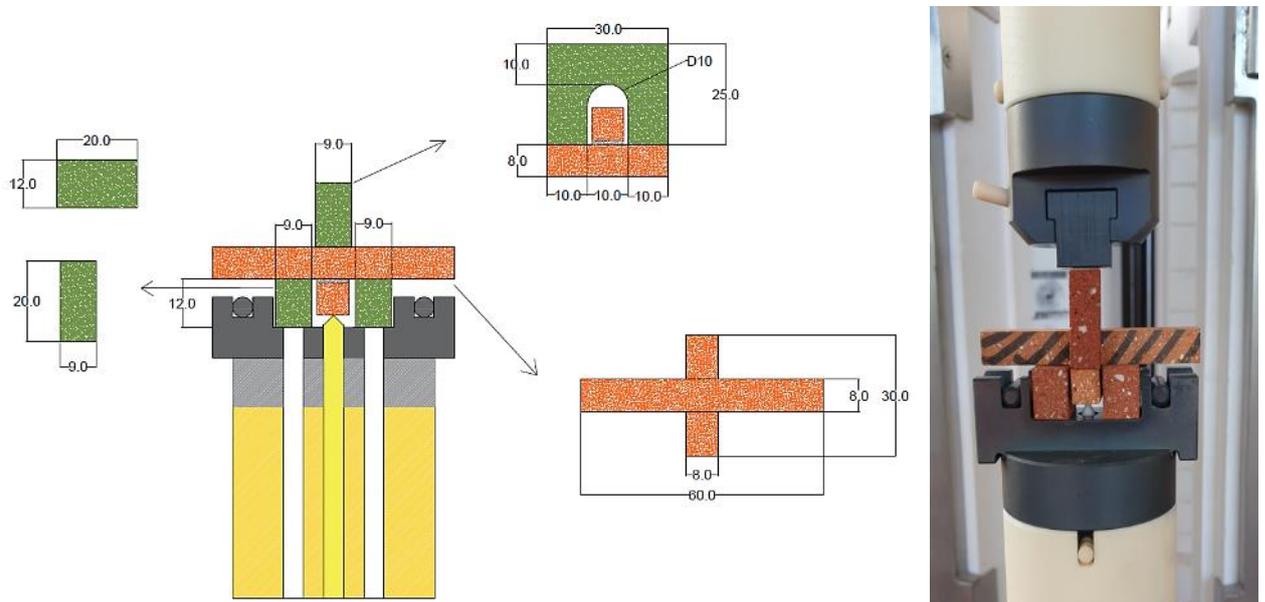


Figure 3.62 – Dispositif d'essai d'arrachement-Croix.

La campagne d'essais d'arrachement a été réalisée à différentes températures sur la presse Zwick 2.5KN dans des conditions de chargement quasi-statiques. Pour la première configuration d'essai (disque/anneau), les dimensions sont définies par ( $D_1 = 50 \text{ mm}$ ,  $D_2 = 10 \text{ mm}$  et  $d = 30 \text{ mm}$ ), où  $D_1$  et  $D_2$  indiquent respectivement les diamètres extérieurs et intérieurs de l'anneau et  $d$  le diamètre du disque. Pour la deuxième configuration d'essai (Croix), les spécimens ont des dimensions de  $60 \times 8 \times h$  et  $30 \times 8 \times h \text{ mm}^3$ . L'épaisseur du tesson est d'environ 5 et 8 mm pour les briques A et B, respectivement.

Afin de réduire l'effet de dispersion des résultats expérimentaux, cinq échantillons par température (25, 200, 400 et 600°C) ont été réalisés pour les deux configurations pour les briques A et B. Pour des raisons de temps, nous limitons les essais d'arrachement sur la brique A uniquement à la configuration en croix.

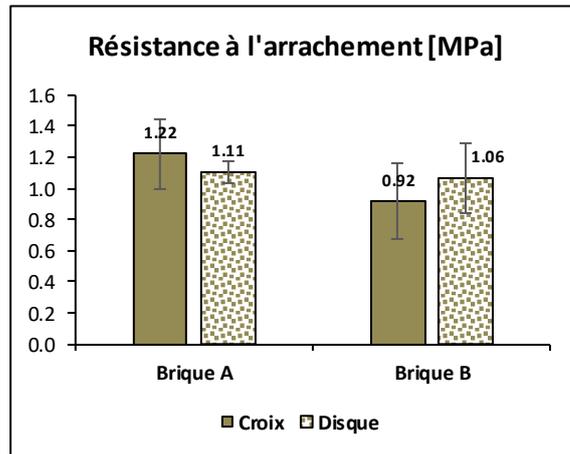


Figure 3.63 – Comparaison entre les valeurs moyennes des résistances à l'arrachement obtenues par les différentes configurations à température ambiante pour les briques A et B.

La figure 3.62 montre les valeurs moyennes de résistance à l'arrachement obtenues par les différentes configurations à température ambiante pour les briques A et B. D'après ces résultats, nous pouvons voir que la résistance à l'arrachement est comparable lorsque le joint est situé sur la face de pose de la brique ou sur la face extérieure. De plus, les valeurs de résistance à l'arrachement obtenues sont semblables à celles obtenues par les essais normalisés : résistance à l'arrachement d'environ 1 MPa. En outre, nous pouvons constater une différence d'environ 40 à 60% entre la résistance à la flexion et la résistance à l'arrachement du joint. Cela peut être lié au fait que la rupture se produit avec un gradient de contrainte dans l'essai de flexion, alors que les contraintes sont uniformes dans l'essai d'arrachement.

De ce fait, le CERIB recommande d'utiliser un coefficient de 0,6 pour obtenir la résistance à la traction pure [124].

D'autre part, la figure 3.64 montre l'évolution de la résistance à l'arrachement en fonction de la température pour les briques A et B. Nous observons la même tendance de diminution de la résistance à l'arrachement avec la température pour les deux configurations de la brique B. De même, nous remarquons que les assemblages de briques A et B perdent environ 40% de leur résistance à l'arrachement à 200°C et jusqu'à 80% à 600°C. La figure 3.65 illustre les formes de rupture qui se manifestent à l'interface et dans le joint. D'autre part, la figure 3.66 présente l'évolution de la raideur avec la température. Egalement à l'évolution de la résistance à l'arrachement, la raideur diminue avec la température pour perdre d'environ 60 à 70% de sa valeur.

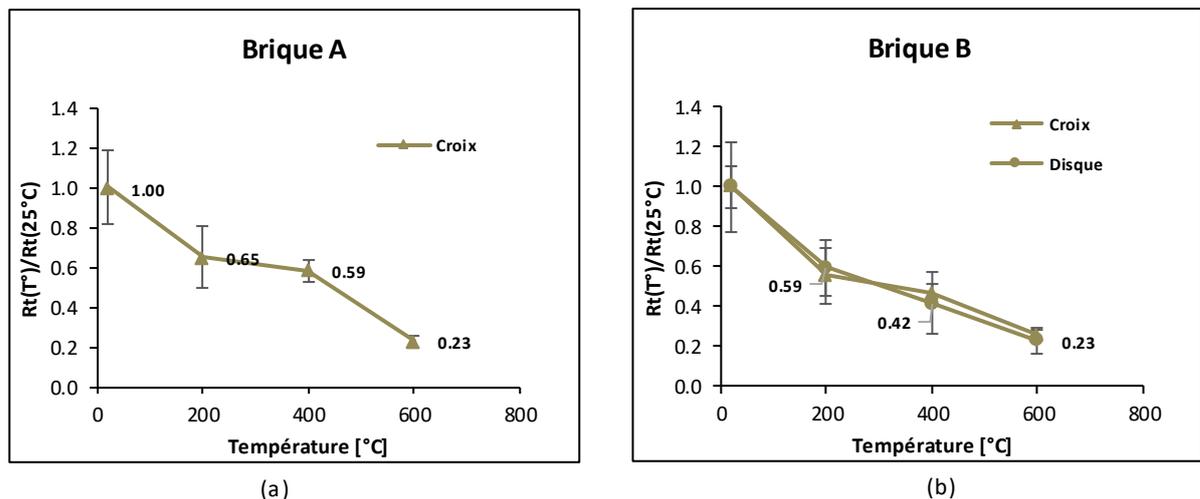


Figure 3.64 – Evolution des valeurs moyennes de la résistance à l'arrachement avec la température pour des montages de (a) Brique A (b) Brique B.

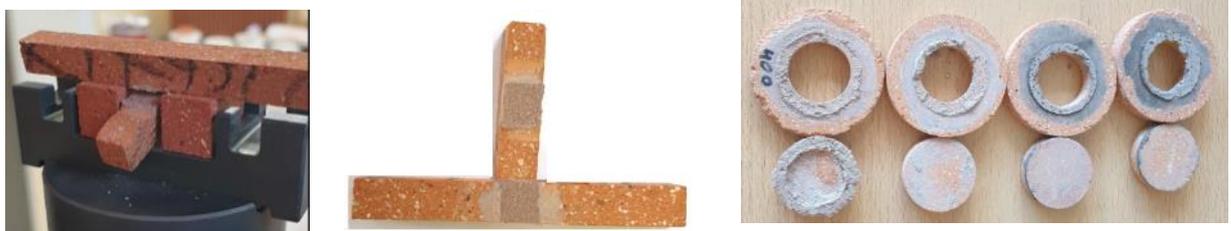


Figure 3.65 – Les formes de rupture dans les essais d'arrachement.

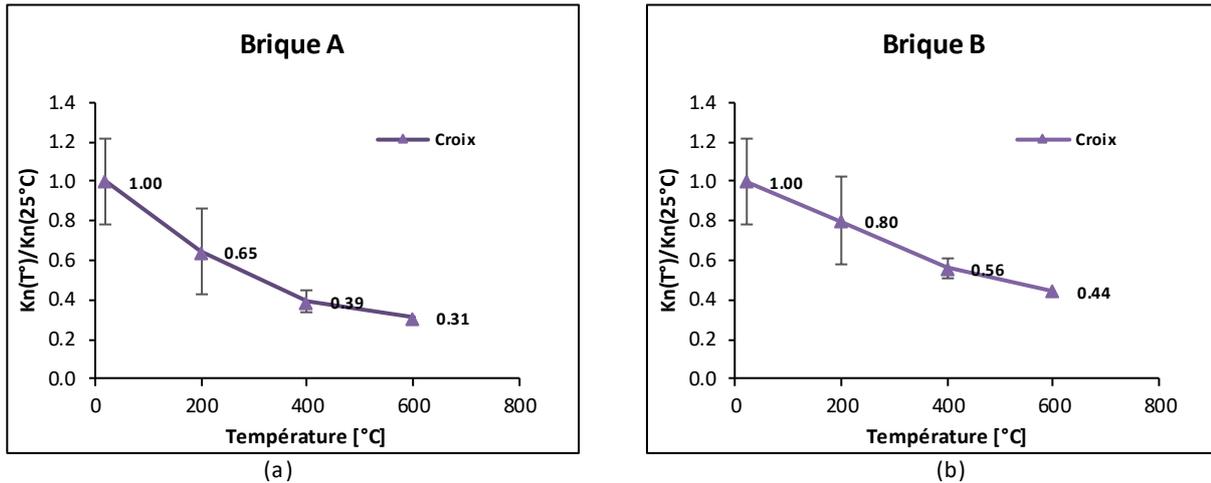


Figure 3.66 – Evolution des valeurs moyennes de la raideur  $K_n$  avec la température pour des montages de (a) Brique A avec  $K_n(25^\circ\text{C})=65$  MPa/mm (b) Brique B avec  $K_n(25^\circ\text{C})=29.2$  MPa/mm.

### 3.3.5 Comportement au cisaillement

Lors des essais de résistance au feu des murs en maçonnerie, le mur subit un bombement ou une flexion vers la source de chaleur [104, 131]. Par conséquent, il apparaît que l'un des endommagements des structures de maçonnerie exposées au feu est contrôlé par un mécanisme d'ouverture du joint qui est directement piloté par la limite de rupture de l'interface brique-mortier ou par celle du mortier. Dans les assemblages étudiés, l'épaisseur du joint ainsi que les propriétés des matériaux constitutifs désignent l'interface comme le point faible de ces échantillons. Deux phénomènes différents peuvent être responsables de l'endommagement d'une structure en maçonnerie : la rupture en traction et la rupture en cisaillement.

Dans cette section, afin de déterminer la résistance au cisaillement du joint à chaud, des essais de cisaillement pur sur des triplets à différentes températures ont été proposés pour les briques A et B. Ces essais consistent à déterminer l'évolution de la résistance au cisaillement et de la raideur du joint avec la température.

Une série de cinq spécimens de dimensions  $25 \times 25 \times 5$  et  $25 \times 25 \times 8$  mm<sup>3</sup> pour le tesson central et  $12.5 \times 12.5 \times 5$  et  $12.5 \times 12.5 \times 8$  mm<sup>3</sup> pour les tessons du bord est réalisée pour chaque température pour les briques A et B, respectivement. Il est important de noter que toutes les éprouvettes sont rectifiées dans toutes les surfaces.

Lors de l'assemblage, les éprouvettes préparées sont confinées dans un moule spécifique en raison de leur petite taille afin de garantir la planéité des triplets et l'épaisseur du joint (Figure 3.29a). Notons que la même procédure de montage mentionnée en section 3.2.1.1 a été suivie.

La campagne d'essai de cisaillement a été réalisée à différentes températures sur la presse (Zwick 2.5KN) dans des conditions de sollicitation quasi-statique, avec une vitesse de chargement de l'ordre de 2N/s pour les deux briques. À l'aide du palpeur central, les valeurs de glissement ont été obtenues au milieu du tesson central.

La figure 3.67 illustre le montage d'essai où nous avons utilisé les accessoires d'essai de flexion pour les supports et l'accessoire d'essai de compression pour appliquer la force. Il faut noter que la distance entre les supports et le joint doit être identique et de l'ordre de  $h_t/15$  selon la norme NF EN 1052-3 [2] où  $h_t$  est la hauteur de l'éprouvette (dans notre cas  $h_t/15 = 1.67mm$ ). En effet, la distance entre les supports est de 30 mm et la dimension de la partie supérieure qui applique la force est de 20 mm.

De plus, nous observons que toutes les ruptures à haute température se trouvent dans le mortier à un seul joint. La figure 3.68 montre l'évolution de la résistance au cisaillement en fonction de la température pour les briques A et B. Nous observons la même tendance dans les deux briques où la résistance au cisaillement diminue avec la température pour perdre environ 60% de sa valeur à 600°C. Nous remarquons également un possible regain de performance entre 200 et 400°C, ceci peut être lié à la dispersion des résultats due à la complexité de l'essai. De même, la figure 3.69 montre l'évolution de la raideur  $K_s$  de la brique B qui tend à diminuer avec la température.

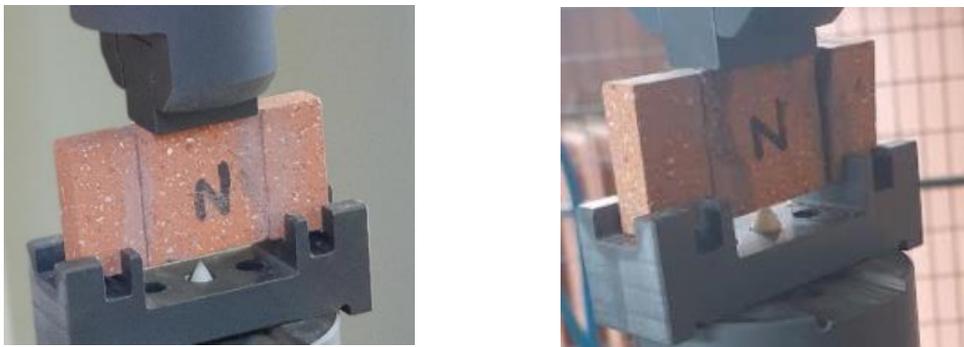


Figure 3.67 – (a) Le dispositif d'essai de cisaillement. (b) la rupture en glissement.

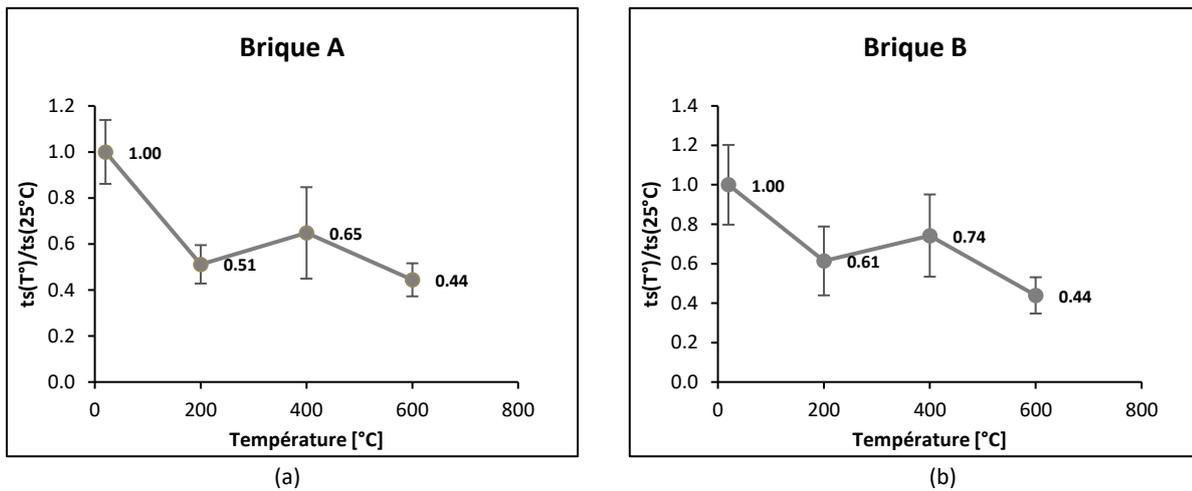


Figure 3.68 – Evolution des valeurs moyennes de la résistance au cisaillement avec la température pour des montages de (a) Brique A avec  $t_s(25^\circ\text{C})=2.5$  MPa (b) Brique B avec  $t_s(25^\circ\text{C})=2.2$  MPa.

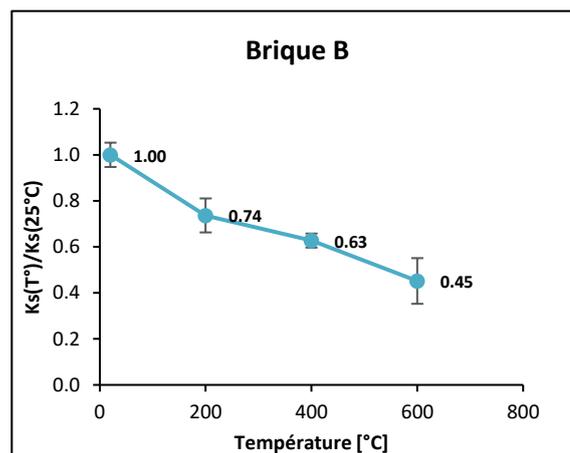


Figure 3.69 – Evolution des valeurs moyennes de la raideur  $K_s$  avec la température pour des montages de Brique B avec  $K_s(25^\circ\text{C})=8$  MPa/mm.

### 3.4 Conclusion

Dans ce chapitre, des études expérimentales à froid et à chaud ont été menées pour caractériser le comportement du joint à différentes températures. Ces études multi-échelles en compression, flexion et cisaillement donnent des conclusions intéressantes, de sorte que les résultats à l'échelle du tessou seront les données d'entrée pour le modèle numérique et les résultats à plus grande échelle permettront de valider ce modèle. Nous pouvons résumer ces résultats par :

#### Compression

- L'effet du joint mince sur la résistance à la compression d'un assemblage à l'échelle du tessou a été représenté par une diminution d'environ 30% par rapport à la résistance en compression du tessou. En revanche, à plus grande échelle, l'effet du joint sur la résistance à la compression pourrait être négligeable. Il semble que la raison de cet effet non-significatif soit liée au rapport ( $h_j/h_b$ ).
- A l'échelle de groupe alvéoles, une diminution d'environ 30% de la résistance à la compression pour les configurations des assemblages avec chevauchement partiel par rapport à celles avec chevauchement total pour les briques A et B a été observé. Ceci met en évidence l'effet de concentration des contraintes sur les assemblages.
- À l'échelle de la brique, une différence d'environ 25-35% entre les valeurs du module de Young obtenues dans la brique et celles obtenues autour du joint a été observée. Cela permet de souligner l'effet du joint sur la rigidité de l'assemblage.
- Toutes les échelles donnent la même tendance des résistances à la compression, sauf pour l'échelle du tessou où une différence d'environ 30% est observée.
- À l'échelle du tessou et de la brique, les valeurs du module de Young du matériau sont comparables. Ce n'est pas le cas à l'échelle intermédiaire où les valeurs sont faibles par rapport à l'échelle du tessou. Cela peut être lié à la rigidification mutuelle entre les alvéoles. En augmentant le nombre des alvéoles, la rigidité axiale augmente pour atteindre la valeur déterminée à l'échelle du tessou.
- A haute température, l'évolution de la résistance à la compression de l'assemblage en fonction de la température suit la même tendance d'augmentation de celles du tessou dans les deux briques. De même, pour le module de Young qui tend à diminuer.
- La même tendance de diminution du module de Young résiduel et à chaud avec la température est remarquée. Par contre, les valeurs résiduelles de la résistance à la compression diminuent avec la température contrairement à celles obtenues à chaud.

### Cisaillement

- A l'échelle du tesson, des essais sur des doublets, des triplets et sur un doublet avec un joint incliné sont réalisés. D'après ces essais, selon le sens de sollicitation appliqué (selon la largeur ou la longueur de la brique), une différence d'environ 50% de la résistance au cisaillement a été observée. A l'échelle des groupes d'alvéoles, les résistances au cisaillement diffèrent d'environ 30-40% entre les deux directions de sollicitation. Les résistances selon la longueur de la brique montrent les valeurs les plus importantes. De même, les résultats de la rigidité au cisaillement diffèrent en fonction de la direction de la charge appliquée. Ceci nécessite de le prendre en compte dans les simulations numériques.
- A haute température, La résistance au cisaillement et la raideur diminuent avec la température.

### Flexion et arrachement

- Deux types de configuration ont été développés pour déterminer la résistance à l'arrachement. Les résultats montrent que la résistance à l'arrachement est comparable lorsque le joint est situé sur la face de pose de la brique ou sur sa face extérieure.
- La résistance à la flexion ainsi que la résistance à l'arrachement diminuent avec la température. De même, la raideur a tendance à diminuer avec la température.

## CHAPITRE 4

### ETUDES NUMÉRIQUES DU COMPORTEMENT AU FEU DE LA MAÇONNERIE DE BRIQUES DE TERRE CUITE À JOINT MINCE.

#### 4.1 Introduction

Dans ce chapitre, le modèle éléments finis thermomécanique adopté est présenté. Il est basé sur un modèle de transfert thermique chaîné à un modèle mécanique dans lequel des lois de comportement spécifiques sont implémentées pour la terre cuite (constitutive de la brique) et pour le joint mince. Dans le modèle thermique, les échanges convectifs et radiatifs avec l'ambiance et à l'intérieur des alvéoles sont considérés en plus du transfert par conduction dans les tessons et le joint. Le comportement mécanique de la terre cuite est considéré anisotrope (comme mis en évidence expérimentalement au chapitre 2) en tenant compte de la morphologie de la brique. Pour le joint, le modèle de comportement à froid et à chaud est construit et ses paramètres identifiés sur la base de l'analyse expérimentale du chapitre 3.

Enfin, différentes simulations tridimensionnelles paramétriques sont réalisées avec le modèle éléments finis développé et implémenté dans le code ABAQUS. Elles portent sur les différentes échelles considérées dans l'étude expérimentale complétée par une analyse de comportement au feu d'un mur complet. Ces simulations permettent de mieux apprécier l'apport de la modélisation développée ainsi que sa capacité à reproduire les observations expérimentales lors des changements d'échelles.

#### 4.2 Modes de transfert de chaleur dans une brique alvéolaire

Lors d'un essai de résistance au feu d'un mur, la transmission de chaleur ou l'isolation thermique est l'un des critères de performance. Par conséquent, pour analyser un mur exposé au feu de manière appropriée, la détermination du champ de température est nécessaire. Il convient de noter que le transfert de chaleur du côté exposé au côté non exposé du mur en briques alvéolaires est représenté par trois modes :

- Convection sur les faces exposées/non exposées.
- Conduction dans les parois solides.
- Rayonnement à l'intérieur des cavités et sur les faces exposées/non exposées.

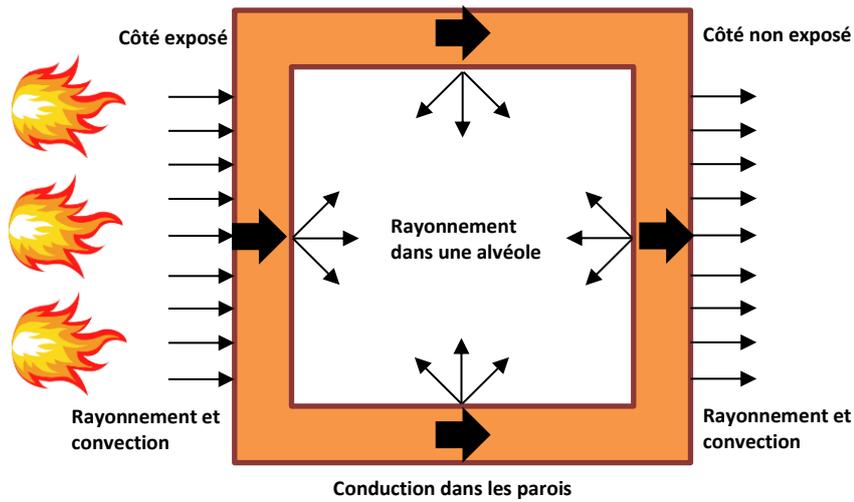


Figure 4.1 – Schéma de transfert de chaleur dans une brique alvéolaire.

La figure 4.1 montre les régions où chaque phénomène se produit dans une alvéole, représentative d'une brique. Le problème thermique est régi par l'équation de la chaleur complétée par la loi de Fourier, d'une condition initiale et d'un certain nombre de conditions aux limites d'un domaine  $\Omega$  d'une brique alvéolaire, exposée au feu sur une partie de sa frontière. L'équation de la chaleur se présente alors sous la forme suivante (Equation 4.1) :

$$\rho C_p(T) \frac{\partial T}{\partial t} = \nabla \cdot (\lambda(T) \nabla T) + r(T, t) \quad \text{dans } \Omega \quad (4.1)$$

Avec les conditions aux limites :

La condition de Dirichlet portant sur la température imposée (Equation 4.2) :

$$T = \bar{T} \quad \text{dans } \Sigma_T \quad (4.2)$$

La condition de Neumann portant sur le flux imposé (Equation 4.3) :

$$-q_i \cdot n_i = \bar{q} \quad \text{dans } \Sigma_q \quad (4.3)$$

La condition initiale donnant :

$$T = \bar{T}^0 \quad \text{dans } \Omega \quad (4.4)$$

Avec  $\bar{T}$  et  $\bar{q}$  sont la température et le flux imposés sur la frontière  $\Sigma = \Sigma_T \cup \Sigma_q$  du domaine  $\Omega$ ,  $\bar{T}^0$  est la température initiale dans le domaine,  $\rho$  est la masse volumique,  $C_p(T)$  et  $\lambda(T)$  sont

la capacité thermique et la conductivité thermique du matériau en fonction de la température.  $r(T, t)$  est un terme source de chaleur et  $n_i$  est la normale sortante à la frontière  $\Sigma$ .

De plus, il convient de préciser que le flux imposé peut être :

— *Un flux de conduction*

$$q_{cond} = -\lambda(T) \frac{\partial T}{\partial x_i} \quad (4.5)$$

Tel que  $\lambda(T)$  la conductivité thermique du matériau en fonction de la température.

— *Un flux de convection*

$$\bar{q}_{conv} = h_c(T_s - T_\infty) \quad (4.6)$$

Avec  $h_c$  est le coefficient convectif,  $T_\infty$  est la température de l'ambiance et  $T_s$  est la température de la surface convective.

— *Un flux de rayonnement*

$$\bar{q}_{ray} = \varepsilon_m \sigma_{sb} (T_s^4 - T_\infty^4) \quad (4.7)$$

$\varepsilon_m$  est le facteur d'échange entre l'air ambiant et la surface radiative ( $0 \leq \varepsilon_m \leq 1$ ) et  $\sigma_{sb} = 5.67 \cdot 10^{-8} W.m^2.K^{-4}$  est la constante Stefan-Boltzmann.

De plus, il est à noter que dans les structures alvéolaires, des échanges radiatifs se produisent dès qu'il y a une différence de température entre les surfaces de cavité.

$$\bar{q}_{ray} = C \left[ (T_A - T_z)^4 - (T_B - T_z)^4 \right] \quad (4.8)$$

Avec  $T_A$  et  $T_B$  sont les températures de la surface A et B, respectivement.  $T_z$  est la température du zéro absolu sur l'échelle de température considérée.  $C$  est défini comme :

$$C = \frac{F \sigma_{sb}}{\frac{1}{\varepsilon_A} + \frac{1}{\varepsilon_B} - 1} \quad (4.9)$$

Avec :

$\varepsilon_A$  est l'émissivité de la surface de l'élément A.

$\varepsilon_B$  est l'émissivité de la surface de l'élément B.

$F$  est le facteur de forme est défini comme la fraction du rayonnement quittant la surface A et qui est interceptée par la surface B.

### 4.3 Modèle thermomécanique

Sur la base de la partie expérimentale détaillée au chapitre 2, nous avons déterminé les relations contrainte-déformation de la terre cuite à plusieurs températures. Nous avons constaté que le comportement de la terre cuite est quasi-fragile à différentes températures tant dans les essais de compression que de flexion.

Ainsi, nous avons constaté que la terre cuite présente un comportement isotrope transverse où les propriétés mécaniques dans la direction de l'extrusion diffèrent de celles dans les autres directions. Au vu de ces résultats, et à des fins de simplification, nous proposons le modèle mécanique élastique fragile orthotrope pour décrire le comportement de la terre cuite. Selon ce modèle de comportement, les modules de Young et les résistances à la compression et à la traction de la terre cuite varient avec la température.

La relation entre la contrainte en chaque point de la structure et la déformation pour ce modèle est donnée par (Equation [4.10](#)) :

$$\sigma_{ij} = C_{ijkl} (\varepsilon_{kl} - \alpha_{th} \Delta T \delta_{kl}) \quad (4.10)$$

où  $\sigma$  est le tenseur de contrainte,  $\varepsilon$  est le tenseur de déformation,  $C$  est le tenseur des constantes élastiques,  $\alpha_{th}$  est le coefficient de dilatation thermique,  $\Delta T$  est la variation de la température et  $\delta_{kl}$  est le symbole de Kronecker.

D'autre part, à partir des résultats présentés au chapitre 3, nous avons pu déterminer la résistance à l'arrachement ainsi que la relation entre la contrainte normale et les contraintes de cisaillement du joint mince. Pour cela, nous avons choisi le modèle élastique fragile pour décrire la loi de comportement du joint mince. Ce modèle est régi par les ruptures en traction et en cisaillement et leurs combinaisons ainsi que par l'écrasement du joint. La relation entre la contrainte en chaque point du joint et la déformation est donnée par l'équation [4.10](#).

Le problème thermomécanique est illustré par la figure [4.2](#). Les données du problème sont la géométrie, les efforts externes appliquées (surfaiques  $\vec{f}^\sigma$  et volumiques  $\vec{f}^v$  et les déplacements imposés  $\bar{u}_i$  ainsi que le champ de température  $T$  à chaque instant  $t$ . La géométrie est représentée par le domaine  $\Omega$  muni d'une cavité et d'une frontière  $\Sigma = \Sigma_u \cup \Sigma_\sigma$  avec  $\Sigma_\sigma$  étant la partie de la frontière où les efforts sont connus,  $\Sigma_u$  étant la partie de la frontière où les déplacements sont connus. Le vecteur unitaire normal à la frontière  $\Sigma$  est  $\vec{n}$ .

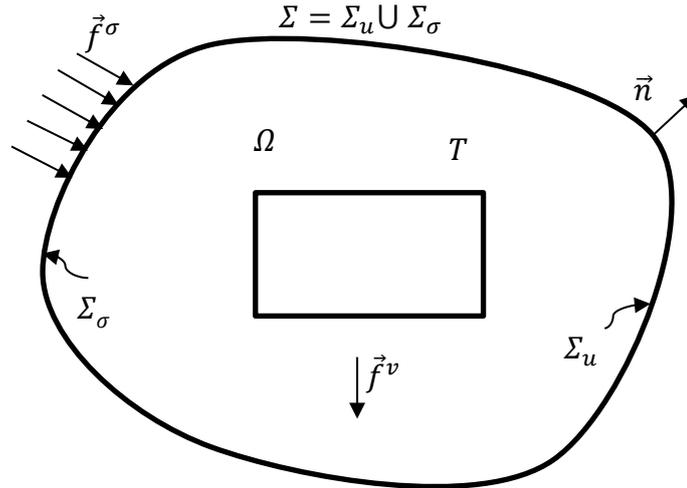


Figure 4.2 – Problème thermomécanique générique.

Le champ de contrainte doit satisfaire la condition d'équilibre et le champ de déformation est relié au champ de déplacement  $u$  :

$$\sigma_{ij,i} + \vec{f}^v = 0 \quad (4.11)$$

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2}(u_{i,j} + u_{j,i}) \quad (4.12)$$

où  $\sigma_{ij,i} = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_i}$  et  $u_{i,j} = \frac{\partial u_i}{\partial x_j}$ . Les champs de contrainte et déformation sont déterminés à partir des équations ci-dessus en ajoutant les conditions aux limites de contrainte, et/ou de déplacement.

$$\sigma_{ji}n_j = \vec{f}^\sigma \quad \text{sur } \Sigma_\sigma \quad (4.13)$$

$$u_i = \bar{u}_i \quad \text{sur } \Sigma_u \quad (4.14)$$

### 4.4 Résolution

Du fait de l'impossibilité de trouver une solution analytique, la méthode des éléments finis est utilisée afin de résoudre les équations ci-dessus qui contrôlent le comportement thermomécanique de la maçonnerie. Cela conduit à résoudre l'ensemble des équations suivantes pour les champs de température [83], de déplacement et de contrainte [154] :

$$C_{\theta\theta}\dot{\theta} + K_{\theta\theta}\theta = f_{\theta} \quad (4.15)$$

$$K_{uu}u = f_u + K_{u\theta}\theta \quad (4.16)$$

où :  $\theta$  et  $u$  sont respectivement la température nodale et la variable de déplacement,  $K_{\theta\theta}$  est la matrice de conductivité thermique,  $K_{uu}$  est la matrice de rigidité,  $K_{u\theta}$  est la matrice de couplage thermomécanique correspondant à la dépendance de contrainte en température (Equation 4.10),  $C_{\theta\theta}$  est la matrice de capacité thermique,  $f_{\theta}$  est le vecteur de flux nodal pour les modèles de transfert thermique considérés et  $f_u$  vecteur de la force mécanique externe.

### 4.5 Modélisation par éléments finis

Le modèle numérique est réalisé à l'aide d'un code de calcul commercial fréquemment utilisé ABAQUS. Il s'agit d'un logiciel de simulation par éléments finis de problèmes mécaniques, il est développé dans le but de simuler des phénomènes physiques. La modélisation de ces phénomènes permet de simuler correctement le comportement expérimental des matériaux, des structures et de faire varier sur certains paramètres (géométriques, rhéologiques...) afin d'en optimiser leur comportement.

Le problème des simulations numériques réside dans la difficulté de créer des modèles éléments finis, se rapprochant au maximum du comportement réel des structures étudiées. L'association de plusieurs matériaux compatibles au sein d'une structure, dans le cadre d'une simulation numérique du comportement d'un assemblage Brique/mortier-colle/Brique, mène à des modélisations délicates. En revanche, l'étude ne sera validée qu'à partir des essais expérimentaux.

Dans le cadre de la présente étude numérique basée sur la méthode des éléments finis, la modélisation des assemblages des briques alvéolaires-mortier colle est menée dans un espace tridimensionnel (3D). Les analyses numériques permettent de déterminer la propagation de la température, le mode de ruine et le niveau de charge correspondant.

Pour traiter correctement une telle problématique, il nous faut d'abord présenter le choix des paramètres suivants : le comportement de la terre cuite, le comportement du joint, la non-linéarité due au matériau ou dû aux grandes déformations paramètres de contrôle et d'arrêt du programme, la charge appliquée, les conditions aux limites, le maillage. Les résultats et le temps de calcul peuvent considérablement varier en fonction de ces paramètres.

Dans cette section, nous présentons tout d'abord des simulations numériques du transfert thermique dans les briques alvéolaires étudiées (Brique A et B). Nous nous appuyons sur les résultats expérimentaux à l'échelle du mur réalisés dans le cadre d'un projet interne du CTMNC et dans le cadre de la thèse de SRIDI [80, 131]. Il convient de noter que la brique A est issue du même lot que celle utilisée par le CTMNC lors de l'essai au feu. De même, la brique B est du même type que celle testée lors de la thèse de SRIDI, mais elle est issue d'un lot différent. Par la suite, nous étudions le comportement mécanique de la brique et du joint à plusieurs échelles, suivi de simulations thermomécaniques.

#### 4.5.1 Transfert thermique dans une brique

Dans le cadre de cette thèse, la partie expérimentale réalisée est limitée à l'identification des propriétés thermomécaniques des composants du mur tels que la brique, le mortier et leur interface. La détermination des propriétés thermiques et leur évolution avec la température ne fait pas l'objet de cette thèse. De ce fait, nous utilisons les résultats expérimentaux de la propagation de la température réalisés dans le cadre d'un projet interne du CTMNC et dans le cadre de la thèse de SRIDI [80, 131] pour calibrer les paramètres du modèle thermique.

La brique alvéolaire est modélisée par des éléments finis volumiques à 8 nœuds, nommés DC3D8, qui existe dans la bibliothèque d'ABAQUS. Les trois modes de transfert de chaleur ont été pris en compte lors des calculs numériques. Nous supposons que la densité de la terre cuite est constante avec l'augmentation de la température. Il est à noter que la face exposée au feu lors des essais réalisés par SRIDI [131] est habillée d'un doublage.

En revanche, aucune protection n'est utilisée lors des essais réalisés dans le cadre d'un projet interne du CTMNC sur la face exposée au feu. Par conséquent, nous choisissons les conditions aux limites suivantes :

- Sur la face exposée au feu :
  - **Brique A** : Des échanges convectifs et radiatifs avec la température dans le four sont imposés.
  - **Brique B** : Une température donnée est imposée (égale à la température mesurée par le thermocouple placé sur la face exposé au feu).
- Sur la face non exposée au feu :
  - Des échanges convectifs et radiatifs avec le milieu extérieur.
- Les autres faces de la brique sont adiabatiques.

Les figure [4.3a](#) et [4.3a](#) présentent les positions des thermocouples dans les briques A et B, respectivement. Notons que le phénomène associé à la vaporisation de l'eau est pris en compte en modifiant la capacité thermique par un pic à 100°C d'environ 5 pour la brique A et 10 pour la brique B. D'autre part, l'évolution de la conductivité thermique avec la température est basée sur les travaux de NGUYEN et al. [\[104\]](#).

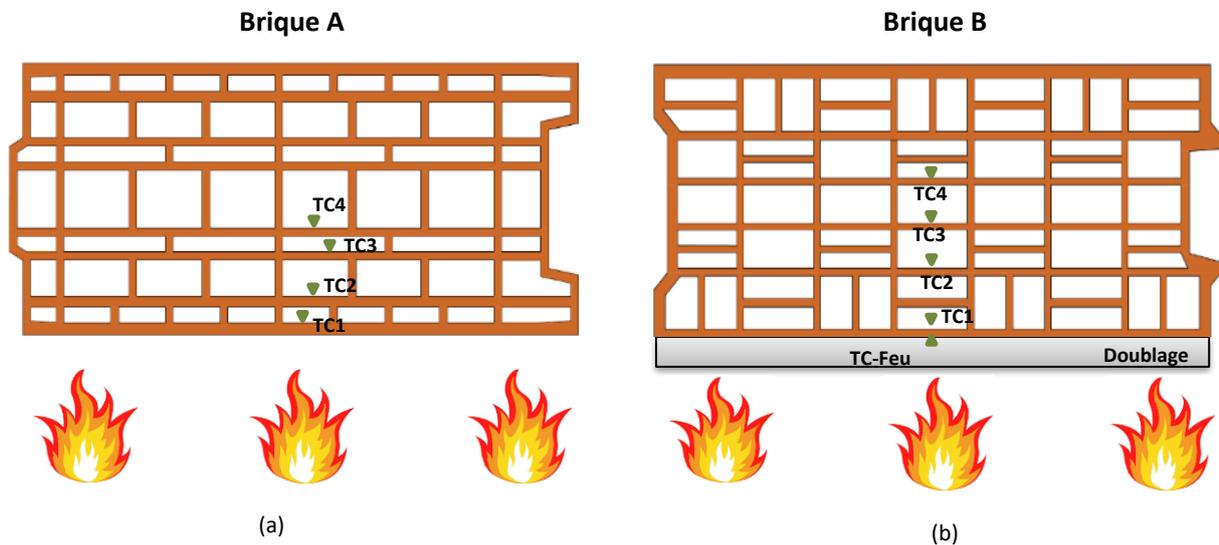


Figure 4.3 – Les positions des thermocouples pour (a) Brique A et (b) Brique B.

	$\rho$ ( $Kg.m^{-3}$ )	$h_c$ ( $W.m^{-2}.K^{-1}$ )		$\epsilon$
<b>Brique A</b>	1900	Face exposée	Face non exposée	0.9
		25	4	
<b>Brique B</b>	1837	-	4	0.9

Tableau 4.1 – Les paramètres d'entrée utilisés pour la simulation numérique du transfert thermique.

	Température	20	200	400	600	800
$\lambda$ ( $W.m^{-1}.K^{-1}$ )	<b>Brique A</b>	1.2	1.2	1.2	0.3	0.5
	<b>Brique B</b>	0.5	0.5	0.5	0.24	0.29

Tableau 4.2 – Evolution de la conductivité thermique en fonction de la température.

	Température	20	90	100	150	800
$C_p$ ( $J.Kg^{-1}.K^{-1}$ )	<b>Brique A</b>	870	870	4350	870	870
	<b>Brique B</b>	870	870	8700	870	870

Tableau 4.3 – Evolution de la capacité thermique en fonction de la température.

Le but de cette étude thermique est de calibrer les paramètres thermiques de la brique sur la base des résultats expérimentaux. Pour ce faire, nous avons effectué des simulations numériques avec plusieurs valeurs de propriétés thermiques. A l'issue de cette étude thermique, nous avons identifié les propriétés thermiques de la brique A et de la brique B qui sont présentées dans les tableaux 4.2 et 4.3. Les valeurs numériques sont prises en compte conformément à la norme 48. Comme nous pouvons le voir sur les figures 4.4a et 4.4b, avec les propriétés thermiques identifiées, il y a un très bon accord de l'évolution de la température entre les résultats numériques et expérimentaux. Dans la suite, nous garderons ces paramètres pour la simulation thermomécanique présentée dans le paragraphe 4.6. De plus, nous remarquons que l'évolution de la température dans la brique A est plus sévère que dans la brique B. Ceci peut être expliqué par le fait que le transfert par conduction dans la brique A jusqu'à 400°C est 2.4 plus élevé que dans la brique B. En outre, les différentes formes et distributions des alvéoles dans les deux briques peuvent encore affecter le transfert radiatif dans les parois et donc le transfert thermique global dans la brique.

Les figures 4.5a et 4.5b illustrent la distribution de la température à la fin d'essai dans les briques A et B. D'autre part, nous pouvons voir sur la figure 4.4b qu'avec la présence du doublage, il y a plusieurs phases de transfert de chaleur dans la brique B. La première phase correspond à la stabilisation de la température entre 70°C et 100°C, ceci peut s'expliquer par le phénomène d'évaporation de l'eau de la terre cuite.

En effet, cette phase se traduit par une consommation d'énergie qui ralentit l'augmentation de la température. La deuxième phase correspond à l'augmentation progressive de la température, qui se poursuit jusqu'à la chute du doublage. Puis, après le détachement de ce dernier, la brique subit une augmentation rapide de la température du fait que la paroi extérieure de la brique est exposée directement au four. Par la suite, la température de la face extérieure continue à augmenter pour atteindre la température du four.

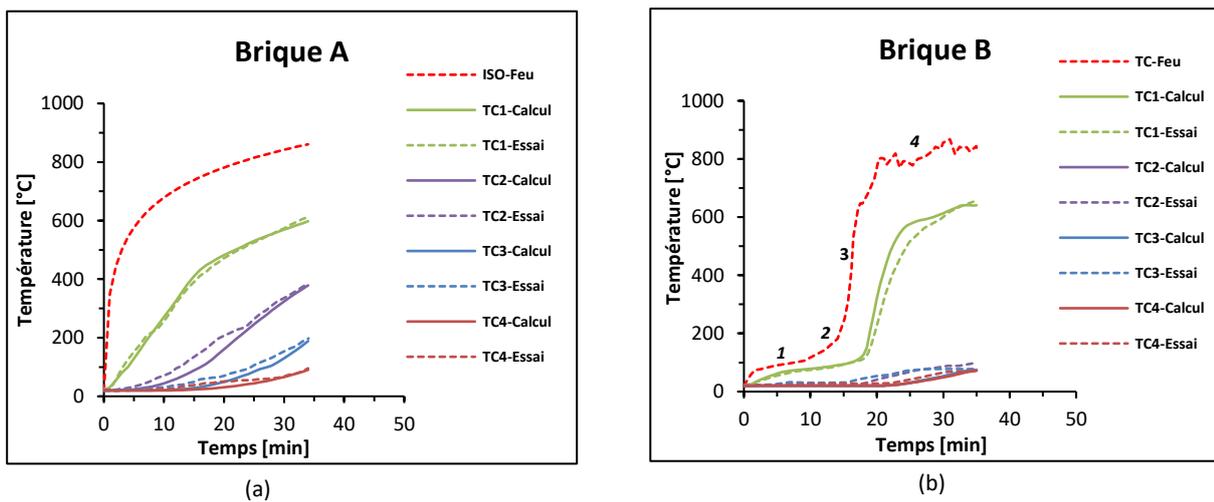


Figure 4.4 – Comparaison entre essai et calcul des évolutions de la température dans les parois pour (a) Brique A et (b) Brique B.

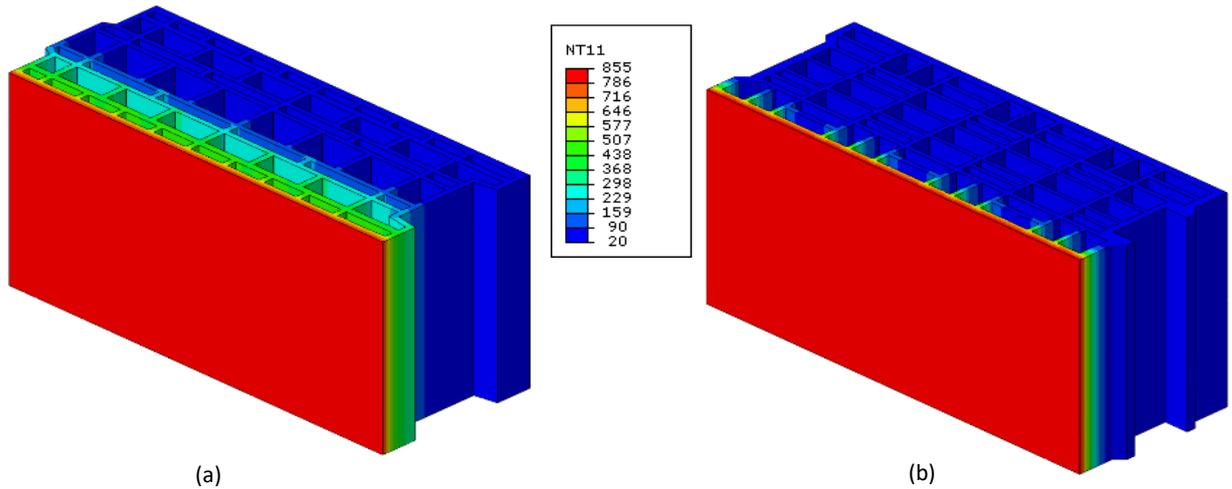


Figure 4.5 – Isovaleurs de la température à la fin d’essai dans les briques (a) Brique A et (b) Brique B.

#### 4.5.2 Modèle mécanique

Un modèle numérique prédictif doit permettre de prévoir la réponse réelle de la structure considérée sous des sollicitations extérieures. Dans ce contexte, l’objectif de cette partie est de proposer des modèles constitutifs, basés sur l’analyse d’essais expérimentaux, permettant de décrire le comportement des matériaux constitutifs du mur.

La modélisation de la maçonnerie peut se faire par une approche micro-échelle ou par une approche macro-échelle. La première approche consiste à modéliser indépendamment le comportement mécanique des éléments, des joints et des interfaces brique-mortier. Le principe de cette démarche consiste à identifier les propriétés élastiques et non linéaires de chaque composant. Cette méthode est souvent utilisée pour modéliser le comportement mécanique de la maçonnerie en détail. (Figure 4.6a).

Par ailleurs, il existe une échelle intermédiaire, appelée échelle microscopique simplifiée, qui vise à simplifier la modélisation en considérant des blocs étendus. Cette méthode simplifiée tient compte du comportement des joints de mortier dans les briques étendus ou à l’interface et ne prend en considération qu’une seule interface entre deux blocs étendus (Figure 4.6b).

Dans la troisième approche, la maçonnerie est considérée en tant que matériau homogène. Cette méthode possède un niveau de détail moins important qui est approprié à l'étude de grandes structures (Figure 4.6c). Tant que nous nous intéressons aux phénomènes mécaniques locaux dans le mur exposé au feu, l'approche micro-échelle est retenue.

En fait, nous choisissons l'approche micro-échelle détaillée pour la modélisation. Cette approche consiste à modéliser le mur en considérant les briques et les joints de mortier comme des éléments massifs séparés par une interface. Dans cette partie, les modèles constitutifs utilisés pour simuler le mur sont décrits en détail. En outre, les modes de rupture associés à ces modèles sont également présentés.

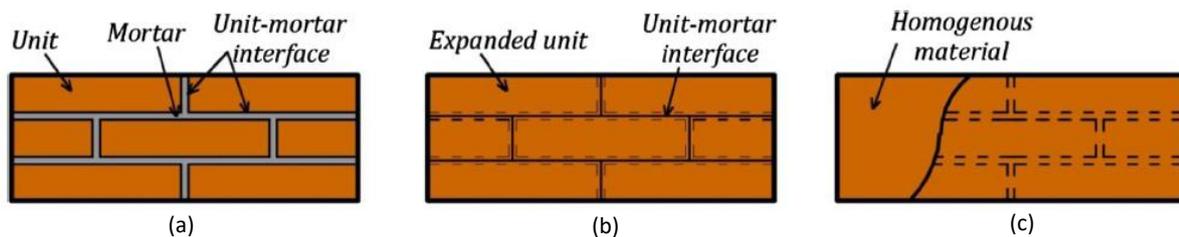


Figure 4.6 – Les différentes approches de modélisation de maçonnerie : (a) approche micro détaillée, (b) approche micro simplifiée, (c) approche macro échelle [7].

### 4.5.2.1 Loi de comportement de la brique

D'après les résultats obtenus dans la partie expérimentale, nous avons constaté que les valeurs du module de Young varient en fonction de la direction. En effet, le module de Young dans la direction d'extrusion de la brique a la valeur la plus élevée par rapport aux autres directions. Ceci est dû à l'anisotropie du matériau héritée du processus d'extrusion. En outre, nous avons encore remarqué une petite différence entre les valeurs du module de Young dans les directions perpendiculaires à la direction d'extrusion. Par conséquent, un comportement élastique endommageable transverse isotrope est considéré pour la terre cuite.

Pour le comportement élastique, nous utilisons le modèle transverse isotrope, disponible dans la bibliothèque ABAQUS des lois constitutives des matériaux, appelé "engineering constants material model". Ce modèle permet de définir les modules d'élasticité et de rigidité, ainsi que le coefficient de Poisson dans chaque direction en fonction de la température. Le comportement transverse isotrope tel que celui de la brique peut donc être facilement implémenté.

Le comportement élastique est décrit par la loi de Hooke généralisée comme suit (Equation 4.17) :

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{xz} \\ \gamma_{yz} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/E_p & -\nu_p/E_p & -\nu_{tp}/E_t & 0 & 0 & 0 \\ -\nu_p/E_p & 1/E_p & -\nu_{tp}/E_t & 0 & 0 & 0 \\ -\nu_{pt}/E_p & -\nu_{pt}/E_p & 1/E_t & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1/G_p & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1/G_t & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1/G_t \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_{xz} \\ \sigma_{yz} \end{Bmatrix} \quad (4.17)$$

Le modèle transverse isotrope avec x-y comme plan d'isotropie exige que :

$$E_p = E_x = E_y \quad \nu_{tp} = \nu_{zx} = \nu_{zy} \quad \nu_{pt} = \nu_{xz} = \nu_{yz} \quad G_t = G_{xz} = G_{yz} \quad G_p = \frac{E_p}{(1+\nu_p)}$$

Les valeurs  $\nu_{tp}$  et  $\nu_{pt}$  sont liées par une condition de réciprocité, à savoir  $\frac{\nu_{tp}}{E_t} = \frac{\nu_{pt}}{E_p}$ .

Afin de simuler l'endommagement de la brique, il est nécessaire d'évaluer l'état de contrainte actuel en chaque point. Ensuite, en comparant l'état de contrainte actuel avec un critère de rupture spécifique, les propriétés du matériau seront modifiées à chaque point " endommagé ".

Ce critère de rupture devra prendre en compte la dissymétrie du comportement en traction et en compression de la brique ainsi que la variation des résistances mécaniques en fonction de chaque direction et de la température. En effet, la contrainte est donnée par la relation ci-dessous (Equation 4.18) :

$$\sigma_{ij} = (1 - D)C_{ijkl} (\varepsilon_{kl} - \alpha_{th}\Delta T\delta_{kl}) \quad (4.18)$$

avec  $\sigma$  est le tenseur de contrainte,  $\varepsilon$  est le tenseur de déformation totale,  $C$  est le tenseur des constantes élastiques et  $D$  est la variable d'endommagement isotrope. Elle est comprise entre 0, matériau sain, et 1, matériau rompu. Comme la brique est un matériau élastique transverse isotrope fragile, nous considérons que la rupture s'amorce si :

— **En traction :**

$$\sigma_I = R_t^u(T) \quad (4.19)$$

— **En compression :**

$$|\sigma_{III}| = R_c^u(T) \quad (4.20)$$

où  $\sigma_I$  et  $\sigma_{III}$  sont les contraintes principales maximales et minimales.  $R_t^u(T)$  et  $R_c^u(T)$  sont les résistances en traction et en compression correspondantes à la température  $T$ , respectivement.

Ces résistances dépendent de la direction principale puisque le matériau "terre cuite" est supposé être transverse isotrope. Dans le modèle constitutif, nous supposons que la résistance à la compression est celle qui correspond à la direction d'extrusion. Quant à la résistance en traction, elle est prise égale à la résistance en traction de la paroi transversale (direction  $y$  indiquée sur la figure 4.7). Ce choix est motivé par les observations expérimentales qui ont montré que la rupture en traction se produit dans les parois transversales au niveau de la jonction avec les parois extérieures. En effet, nous supposons qu'une fois les contraintes principales dépassent les seuils de rupture, l'endommagement est amorcé dans le matériau, alors la brique perd complètement sa rigidité dans l'élément, c'est-à-dire que le module de Young est presque nul avec une valeur de  $D$  d'environ 0.95.

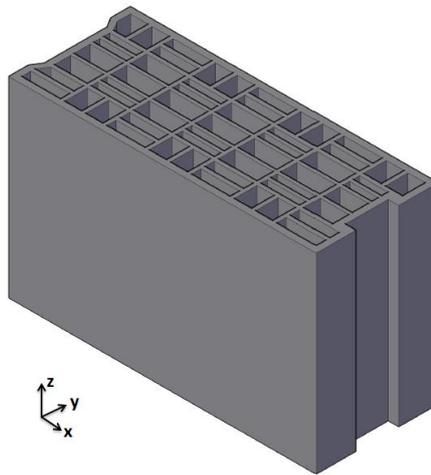


Figure 4.7 – Les directions de la brique

Étant donné que le modèle élastique transverse isotrope existant dans Abaqus ne traite pas de l'endommagement. Il est nécessaire de l'étendre pour inclure l'endommagement et le comportement après le pic de contrainte. Pour ce faire, nous avons développé un code Fortran basé sur la routine existante dans ABAQUS appelée USDFLD (User Defined Field). Pour rappel, cette routine permet à l'utilisateur de définir le champ de variables à chaque point d'intégration en fonction des variables connues (contraintes, déformations...). Le code Fortran développé consiste à récupérer les données à l'itération globale " $i$ " puis à les utiliser pour vérifier le critère d'endommagement décrit par les relations 4.19 et 4.20. Il est à souligner que les seuils de contrainte sont en fonction de la température et qu'ils sont déterminés par les essais réalisés dans le cadre de cette thèse (voir chapitre 2).

L'idée principale de ce code est de communiquer au modèle ABAQUS une fois le seuil de contrainte est dépassé pour modifier les modules élastiques via le champ "Field variable". Ainsi, les propriétés mécaniques du matériau à chaque point d'intégration sont mises à jour pour l'itération suivante. L'avantage de cette routine est le gain significatif en temps de calcul par rapport à l'utilisation de modèles élastoplastiques endommageables tels que "Damage plasticity" puisque le calcul reste élastique "sécant".

#### 4.5.2.2 Loi de comportement du joint

Le montage d'un mur de maçonnerie en briques alvéolaires donne lieu à des zones de contact non régulières dans la superposition des briques. En effet, une partie des parois verticales des alvéoles ne coïncident pas au niveau du contact horizontal brique-brique du fait de la géométrie des alvéoles et du montage en quinconce des rangés de briques. Ce contact partiel ainsi que la faible épaisseur du joint de mortier-colle se traduisent par une adhérence globale réduite entre les briques.

D'autre part, à partir de l'observation des essais expérimentaux à plusieurs échelles, nous constatons que la rupture se situe dans le mortier colle. Par conséquent, d'un point de vue local, nous supposons que l'interface entre les briques et le mortier colle est parfaite. En d'autres termes, nous modélisons le joint comme un matériau massif élastique fragile. Ainsi, les modes de rupture des joints de maçonnerie, soit l'écrasement du joint et son détachement sous l'action de contraintes de traction et/ou de cisaillement, sont pris en compte dans la modélisation.

En se basant sur les essais expérimentaux, nous avons constaté que la résistance et la raideur au cisaillement selon la longueur de la brique sont plus grandes que celles selon la largeur (voir section [3.2.2](#)). De ce fait, pour tenir compte de cette différence de rigidité en cisaillement entre ces directions, nous choisissons un comportement élastique orthotrope pour la réponse initiale des joints avant l'endommagement, en particulier, nous supposons que l'orthotropie se produit uniquement dans les valeurs du module de cisaillement. Ainsi, une seule valeur pour le module de Young a été choisie pour les trois directions. Cette valeur est égale à celle obtenue par les essais de compression sur l'assemblage présenté dans la figure [3.6](#).

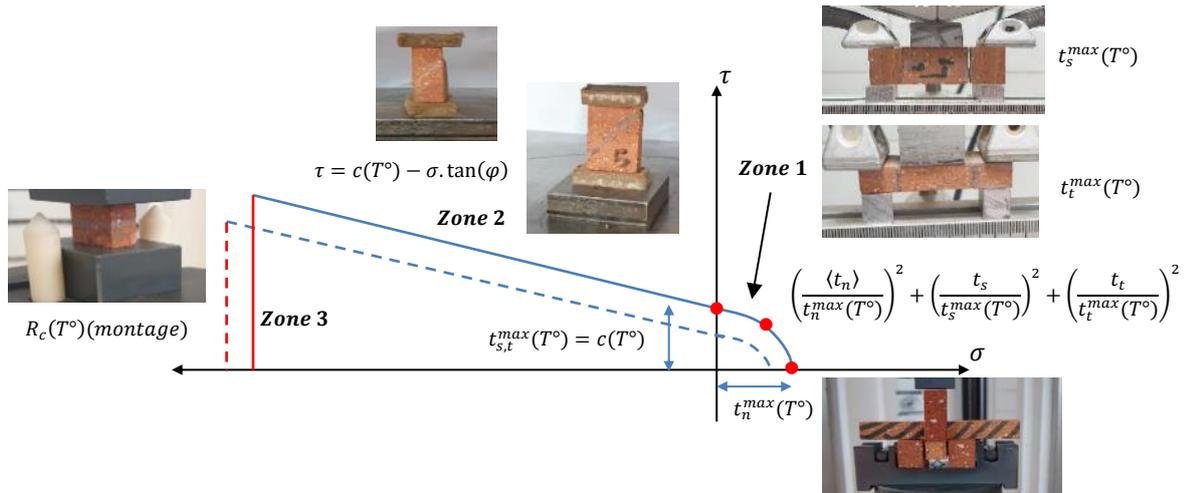


Figure 4.8 – Les différents critères d’endommagement du joint avec les essais expérimentaux associés pour identifier leurs paramètres.

La réponse linéaire initiale des joints est suivie par la propagation des fissures. Lorsque l’un des critères d’endommagement est atteint, la fissuration se propage dans le joint. En effet, la rupture du joint est divisée en trois domaines/zones. La zone 1 définit la rupture régie par la traction, le cisaillement ou leurs combinaisons. La zone 2 définit la rupture régie principalement par le cisaillement. La zone 3 définit la rupture d’écrasement par compression. La figure 4.8 montre les différents critères d’endommagement avec les essais expérimentaux associés pour identifier les paramètres de chaque critère.

Le critère de contrainte quadratique est utilisé pour définir le début de l’endommagement ; ce critère est satisfait lorsque les rapports de contrainte quadratique des joints sont égaux à un. Ce critère est adopté comme il prédit efficacement l’initiation de l’endommagement des joints soumis à des charges de mode mixte [7, 27], ce qui répond à nos besoins. En effet, les joints du mur exposé au feu sont soumis à des contraintes de cisaillement dans le plan et hors du plan et à des contraintes de traction dans la direction normale après l’écaillage. Le critère est défini par l’équation 4.21 suivante :

$$\left(\frac{\langle t_n \rangle}{t_n^{\max}}\right)^2 + \left(\frac{t_s}{t_s^{\max}}\right)^2 + \left(\frac{t_t}{t_t^{\max}}\right)^2 = 1 \quad (4.21)$$

Le crochet de Macaulay dans l’équation 4.21 indique que les contraintes de compression sont exclues du comportement de rupture du joint dans la direction normale. La fissuration par traction des joints est régie par la résistance à la traction de ces derniers.

En outre, la discontinuité des parois verticales ainsi que le gradient thermique génèrent des contraintes de compression non uniformes dans les joints. De ce fait, une relation entre les contraintes de compression et de cisaillement des joints est décrite par l'équation de rupture de Mohr-Coulomb déterminé par les essais de compression avec des joints inclinés.

$$\tau = c - \tan(\phi) \quad (4.22)$$

La résistance au cisaillement du joint est calculée sur la base de l'équation [4.22](#), dans laquelle la cohésion, l'angle de frottement et la contrainte normale de compression sont pris en considération. La zone 3 représente l'écrasement du joint. Alors, une fois le critère d'endommagement atteint, la propagation des fissures dans les joints entraîne une dégradation totale de la rigidité qui conduit à une perte totale de résistance et à la rupture des joints.

Il est à noter que la validation des lois de comportement de la brique et du joint est présentée en annexe [IV](#). Cette validation est basée sur les essais expérimentaux réalisés dans le cadre de cette thèse.

#### 4.6 Calcul thermomécanique à plusieurs échelles

Cette section est dédiée à l'étude du comportement thermomécanique à plusieurs échelles, de l'échelle de la brique à celle du mur. Les propriétés thermiques de la brique sont celles identifiées dans l'étude thermique présentée au paragraphe [4.5.1](#). Pour chaque configuration, nous nous concentrons sur les analyses de déformation et de déplacement ainsi que sur les contraintes thermomécaniques.

De plus, à l'échelle de la brique, une étude paramétrique est menée pour déterminer l'influence du module de Young, de la forme de la jonction et de l'épaisseur de la paroi transversale sur le comportement global. Dans le sens d'une complexité progressive, nous étudions le comportement thermomécanique à travers l'analyse des distributions de contraintes et de rupture par l'endommagement dans le cas d'un doublet de briques puis d'un muret arrivant à l'échelle du mur.

### 4.6.1 Echelle d'une brique sans rupture

Dans un premier temps, nous adaptons un modèle simple du comportement thermomécanique de la brique sans prendre en compte sa rupture. Cette approche est une base pour l'analyse des distributions des contraintes dans la brique, elle permet de prédire les zones de rupture.

En fait, nous considérons pour la brique un comportement élastique transverse isotrope dont les paramètres varient avec la température. La variation du coefficient de dilatation thermique avec la température est présentée par la figure [4.10](#). Cette figure montre que  $\alpha_{th}$  a une valeur presque constante jusqu'à 350°C puis une augmentation significative pour atteindre une valeur maximale à une température d'environ 600°C, suivie d'une phase de diminution continue. Cette variation nette est expliquée principalement par la transformation du quartz (du quartz  $\alpha$  au quartz  $\beta$ ), qui se produit à 575°C.

Les tableaux [4.1](#), [4.2](#), [4.3](#) et [4.4](#) présentent les propriétés thermiques et mécaniques pour les briques A et B. De plus, les tableaux [4.5](#) et [4.6](#) donnent les évolutions des propriétés mécaniques avec la température. Notons que ce choix de paramètres est utilisé pour tous les calculs ultérieurs.

En outre, il convient de noter que les conditions aux limites dépendent de la position de la brique dans le mur. Plus précisément, les conditions d'une brique située au centre du mur diffèrent de celle située dans la rangée supérieure qui est en contact avec le cadre en béton où s'applique la charge. Par conséquent, sur la base de la littérature et afin de récupérer le cintrage thermique à l'échelle de la brique, nous supposons que les bords supérieurs sont bloqués dans les directions latérales et hors du plan. De même, les bords inférieurs sont considérés comme des appuis simples et toutes les surfaces externes sont libres de contraintes (Figure [4.9](#)).

De plus, la brique est chargée par un effort uniforme de 1.9 MPa pendant toute la simulation. Cette valeur a été estimée sur la base d'une distribution uniforme de l'effort total exercé sur le mur. Notons que la brique est modélisée par des éléments massifs C3D8RT. Il s'agit d'éléments cubiques à huit nœuds, couplés thermomécaniques, avec pour chaque nœuds trois degrés de liberté en translation et un degré de liberté pour la température. Dans le modèle thermomécanique, les conditions aux limites thermiques sont des surfaces où le rayonnement et la convection sont appliqués entre l'air ambiant et l'éprouvette. Les conditions thermiques sont détaillées dans la section [4.5.1](#).

	Brique A	Brique B
$E_x = E_y$	8900 MPa	8800 MPa
$E_z$	15000 MPa	11700 MPa
$G_{xz} = G_{yz}$	4800 MPa	3100 MPa
$G_{xy}$	3600 MPa	3550 MPa
$\nu_{xz}$	0.25	0.23
$\nu_{xy}$	0.23	0.24
$R_t$	4.3 MPa	4.2 MPa
$R_c$	32 MPa	25 MPa
$\rho$	1900 Kg.m <sup>-3</sup>	1837 Kg.m <sup>-3</sup>

Tableau 4.4 – Les propriétés mécaniques des briques A et B.

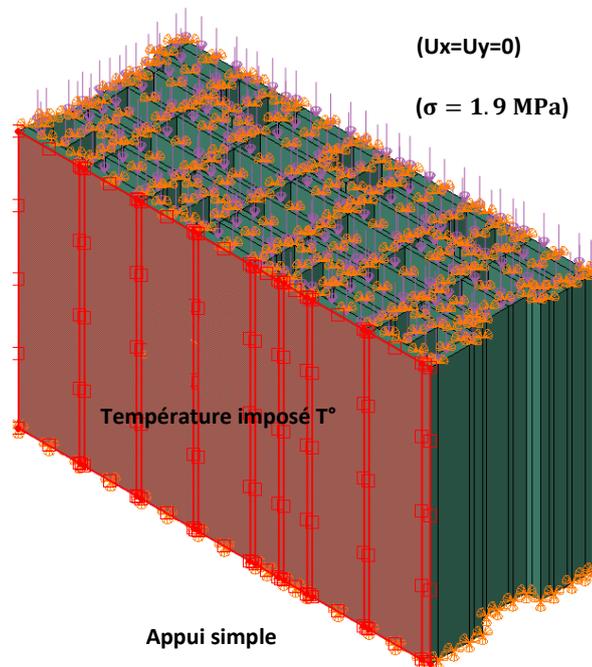


Figure 4.9 – Les conditions aux limites sur une brique chargée uniformément et exposée au feu d'un côté.

	Brique A					
Température (°C)	25	200	400	600	800	900
$E(T)/E(25^{\circ}C)$	1	0.74	0.81	0.84	0.82	0.46
$G(T)/G(25^{\circ}C)$	1	0.74	0.81	0.84	0.82	0.46
$R_c(T)/R_c(25^{\circ}C)$	1	1.04	1.32	1.35	1.56	2.72
$R_t(T)/R_t(25^{\circ}C)$	1	1.1	1.1	1.59	1.97	2.36

Tableau 4.5 – Les coefficients de réduction des propriétés mécaniques en fonction de la température pour la brique A.

	Brique B					
Température (°C)	25	200	400	600	800	900
$E(T)/E(25^{\circ}C)$	1	0.66	0.7	0.75	0.77	0.52
$G(T)/G(25^{\circ}C)$	1	0.66	0.7	0.75	0.77	0.52
$R_c(T)/R_c(25^{\circ}C)$	1	1.04	1.11	1.26	1.64	2.12
$R_t(T)/R_t(25^{\circ}C)$	1	1.1	1.1	1.59	1.97	1.48

Tableau 4.6 – Les coefficients de réduction des propriétés mécaniques en fonction de la température pour la brique B.

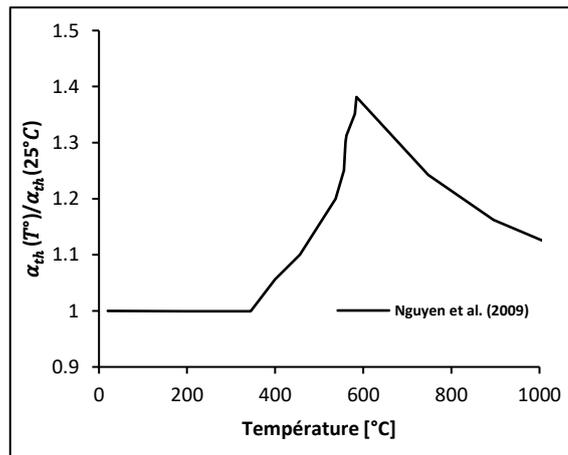


Figure 4.10 – Variation du coefficient de dilatation thermique avec la température [104].

#### 4.6.1.1 Analyse de la déformée et du déplacement

Sur le côté exposé au feu, l'augmentation de la température génère une grande déformation thermique qui peut expliquer les élongations de la brique trouvées sur le côté chaud. Il convient de rappeler que les conditions d'essai sont différentes dans les deux briques où la face exposée au feu de la brique A est nue alors que la brique B possède un doublage. Selon l'observation expérimentale de la thèse de Sridi [131], la chute du doublage se produit environ 15 minutes après le début de l'essai. Pour cette raison, nous traitons la déformée de la brique B qu'à partir de la perte de protection.

La figure 4.11 donne les déformées et les isovaleurs de déplacement hors plan à 15 minutes et 30 minutes pour les briques A et B, respectivement. Nous choisissons ces deux moments de sorte que les deux briques subissent la même durée d'exposition au feu. Nous pouvons remarquer le cintrage thermique de la face chaude vers le feu dans lequel le déplacement  $U_y$  est positif.

De plus, nous constatons que le déplacement n'est pas uniforme au centre du côté exposé au feu dans les deux briques. Cette différence est liée à la forme et à la distribution des alvéoles dans les deux briques et aux conditions aux limites appliquées. En effet, nous remarquons que le déplacement maximal dans les deux briques se situe entre les parois transversales. En d'autres termes, les parois transversales jouent le rôle d'empêcher la paroi frontale de se fléchir.

Le cintrage thermique mise en évidence par cette simulation a été observée lors de l'essai à l'échelle du mur. Le déplacement positif hors plan est la source de la flexion de la face exposée au feu (moment du second ordre produit par l'effort de compression) et qui cause la rupture par détachement de la paroi frontale (écaillage).

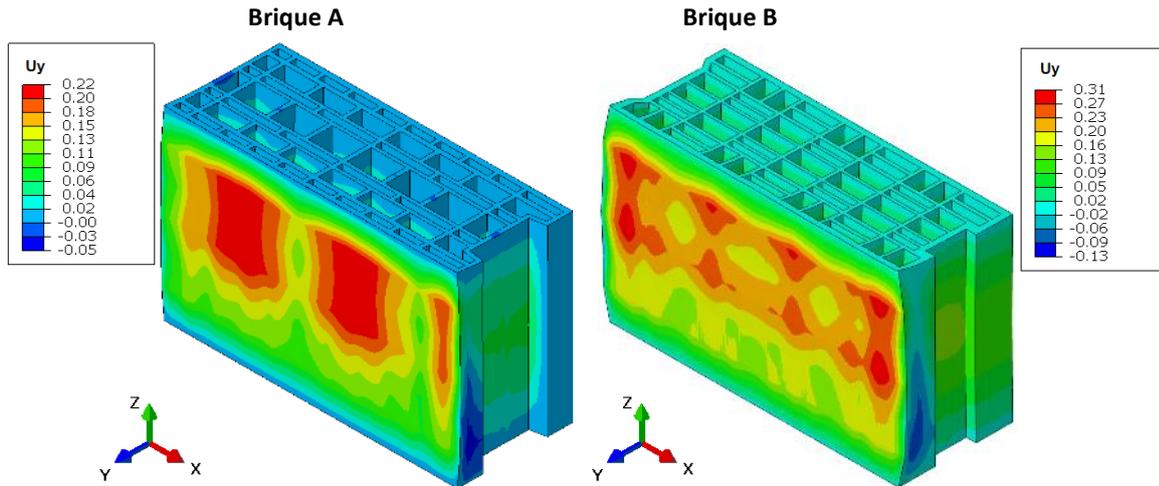


Figure 4.11 – La déformée et le déplacement hors plan de la brique A et B.

#### 4.6.1.2 Analyse des contraintes

Nous nous intéressons dans cette section à l'analyse et à la discussion des distributions de contraintes dans la brique exposée au feu. Les conditions aux limites et le gradient thermique dans cette dernière conduisent à des contraintes thermomécaniques. De plus, la variation de ces contraintes est due à plusieurs paramètres tels que la variation des propriétés élastiques et des propriétés thermiques (conductivité thermique, capacité thermique, coefficient de dilatation) ainsi que la géométrie de la brique.

Les figures [4.12](#) et [4.13](#) montrent les distributions des contraintes principales  $\sigma_I$  et  $\sigma_{III}$  à 15 minutes et 30 minutes dans les briques A et B, respectivement. Nous pouvons constater que les contraintes sur la première paroi sont les plus élevées là où un bombement vers le feu est observé. En effet, il apparaît que les parois de la face chaude sont en compression bien qu'elle soit dans la zone convexe d'une plaque en flexion. Quant aux parois transversales, elles sont sollicitées en traction alors qu'elles se trouvent dans la zone concave.

D'un point de vue physique, ceci peut s'expliquer par le gradient thermique important dans la paroi exposée au feu lié à la faible conductivité thermique de la brique, qui amène la face arrière à se dilater beaucoup moins que la face chaude. Ainsi, en raison de l'auto-équilibre des contraintes dans la paroi, la face froide joue le rôle d'empêcher la face chaude de se dilater, ce qui est ressenti comme des contraintes de compression.

Pour expliquer ce phénomène d'une autre manière d'un point de vue théorique, nous prenons un cas simple d'une barre dans un problème de thermo-élasticité. D'après l'équation [4.23](#) nous pouvons constater que même en l'absence de chargement mécanique, le chargement thermique génère des autocontraintes dans la section dès lors que la température dans la section s'écarte de sa valeur moyenne :  $T(x, y, z, t) \neq \langle T(x, y, z, t) \rangle_A$ .

La valeur moyenne étant encadrée par la valeur minimale et maximale de la température dans la section, la contrainte est donc de traction là où  $T(x, y, z, t) < \langle T(x, y, z, t) \rangle_A$  et de compression là où  $T(x, y, z, t) > \langle T(x, y, z, t) \rangle_A$ . Revenons au cas de la brique exposée au feu, tant que la température de la face chaude de la paroi est supérieure à sa valeur moyenne, alors les contraintes sont en compression.

$$\sigma(x, y, z, t) = \frac{N(x, t)}{A} + E\alpha_{th} (\langle T(x, y, z, t) \rangle_A - T(x, y, z, t)) \quad (4.23)$$

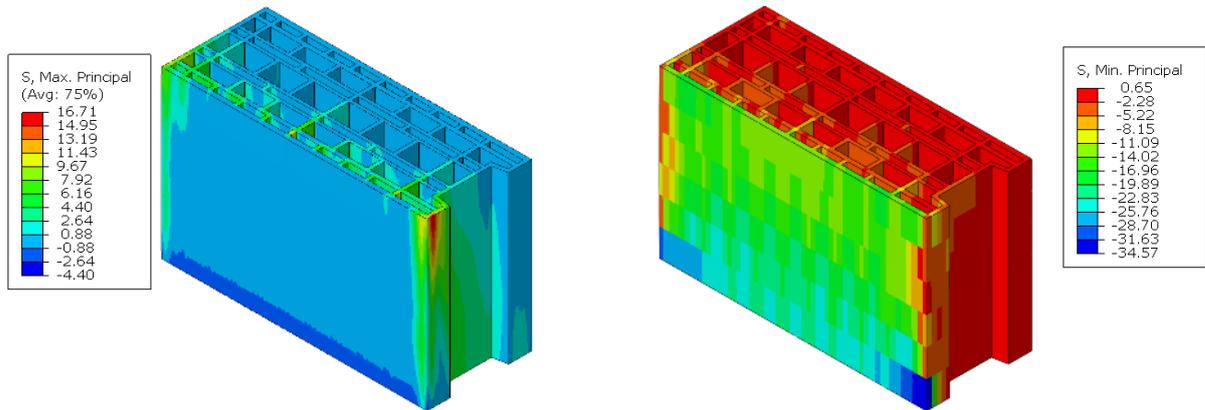


Figure 4.12 – Les distributions des contraintes principales maximale et minimale  $\sigma_I$  et  $\sigma_{III}$  à 15 minutes de la brique A.

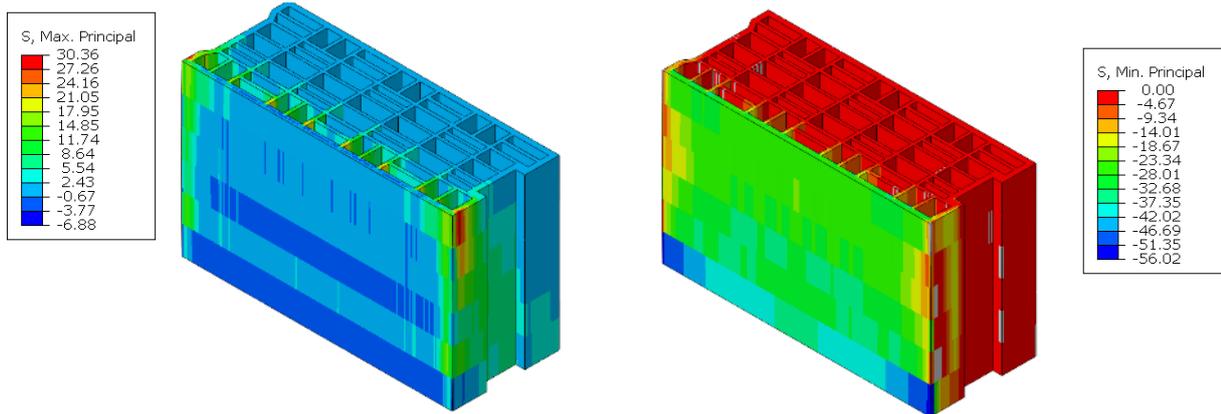


Figure 4.13 – Les distributions de la contrainte principale maximale et minimale  $\sigma_I$  et  $\sigma_{III}$  à 30 minutes de la brique B.

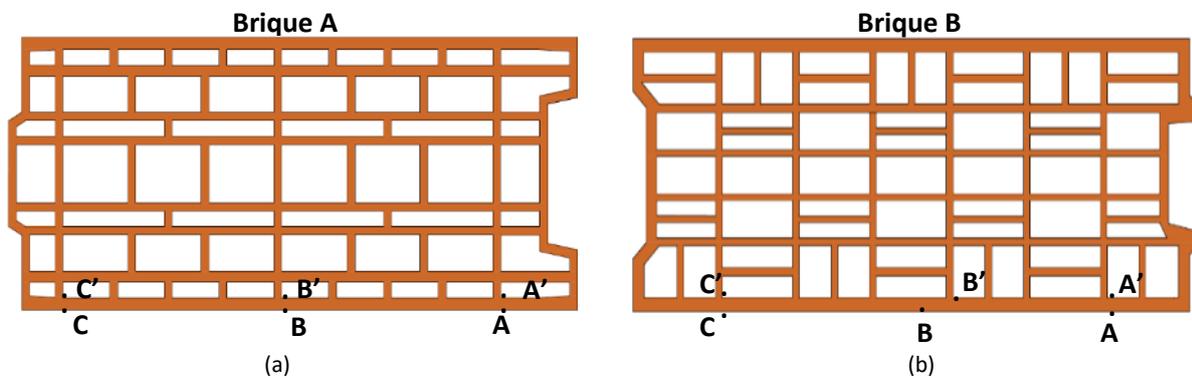


Figure 4.14 – Les points critiques choisis pour analyser les distributions des contraintes pour (a) Briques A et (b) Brique B.

Afin d’analyser les distributions de contraintes et de prédire le moment de rupture, nous choisissons plusieurs points dans la paroi extérieure pour les deux briques (Figure 4.14) :

- Les points A, B et C sont situés à mi-hauteur de la brique sur le côté exposé au feu.
- Les points A', B' et C' sont situés à mi-hauteur de la brique, à la jonction entre la paroi extérieure et la paroi transversale.

D’après les figures 4.15a et 4.15b, nous pouvons constater que les contraintes dans le plan des parois sont les contraintes principales. Cela peut être lié au fait que les parois locales des briques sont très minces par rapport aux autres dimensions.

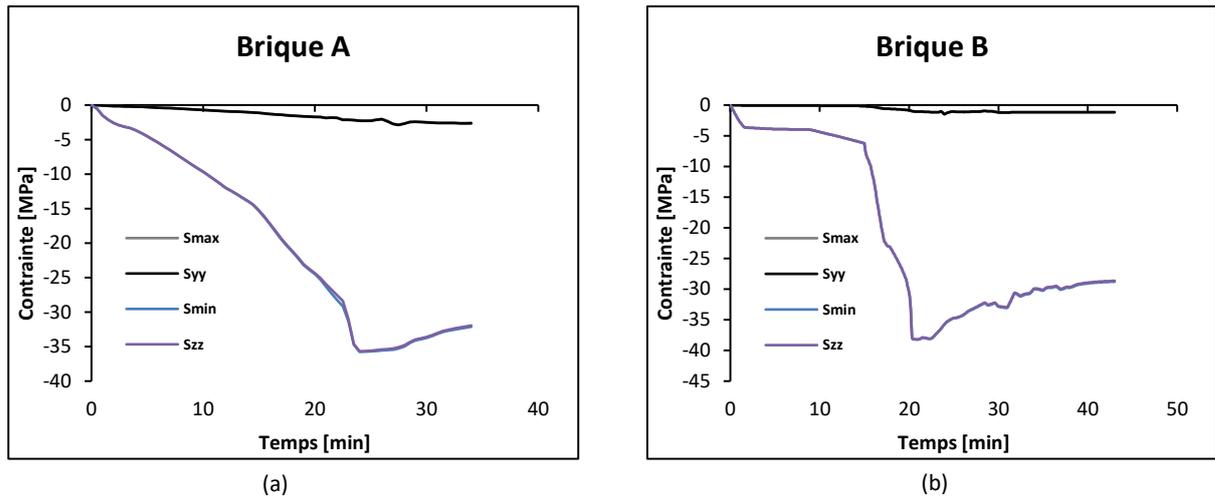


Figure 4.15 – L'évolution temporelle des contraintes principales et dans le plan sur la face exposée au feu (Point B) dans les deux briques.

De plus, les figures [4.16a](#) et [4.16b](#) montrent l'évolution temporelle des contraintes principales minimales  $\sigma_{III}$  et de la température sur la face chaude pour les briques A et B. Nous remarquons que la variation des contraintes de compression est proportionnelle à la température, ce qui peut être lié au fait que le module de Young est presque constant entre 200°C-800°C sur la base de la partie expérimentale détaillée dans le chapitre 2 section [2.3](#).

Pour la brique A, les contraintes de compression augmentent rapidement pour atteindre leur maximum et ensuite commencer à diminuer avec la diminution du gradient thermique. Cependant, pour la brique B, nous remarquons trois tendances d'évolution des contraintes. Au début, nous observons une stabilisation à de faibles valeurs de contraintes liée à l'utilisation du doublage qui est en place. Ensuite, les contraintes augmentent de manière importante après la chute du doublage. Par la suite, la stabilisation de la température ainsi que la diminution du gradient thermique conduisent à une diminution progressive des contraintes vers une stabilisation.

En outre, d'après les figures [4.16a](#) et [4.16b](#), nous constatons que les contraintes de compression sont élevées mais toujours inférieures à la limite de rupture en compression de la terre cuite. Cela souligne que la rupture de la brique exposée au feu est principalement due au détachement. Pour cette raison, nous étudions ensuite les contraintes dans les jonctions où les contraintes sont en traction.

Les figures 4.17a et 4.17b montrent l'évolution temporelle des contraintes principales maximales sur les points (A', B' et C') dans les briques A et B. Nous constatons que les courbes ont les mêmes allures que celles obtenues en compression. En revanche, nous constatons que les contraintes principales dépassent largement les limites de rupture en traction. Pour la brique A, nous remarquons que le début de la rupture se situe autour de 8-9 minutes et est localisé dans les parois transversales de côté alors que la rupture dans la paroi transversale centrale se manifeste autour de 19 minutes. D'autre part, pour la brique B, nous observons que les contraintes dans les parois transversales de côté dépassent leurs seuils vers 17 minutes alors que celle du centre est vers 23 minutes.

Les figures 4.18a et 4.18b présentent les distributions des contraintes principales maximales dans la largeur de la brique sur la paroi transversale de côté à plusieurs instants. nous pouvons remarquer que les parois transversales sont en traction et que les contraintes dépassent le seuil autour de la jonction.

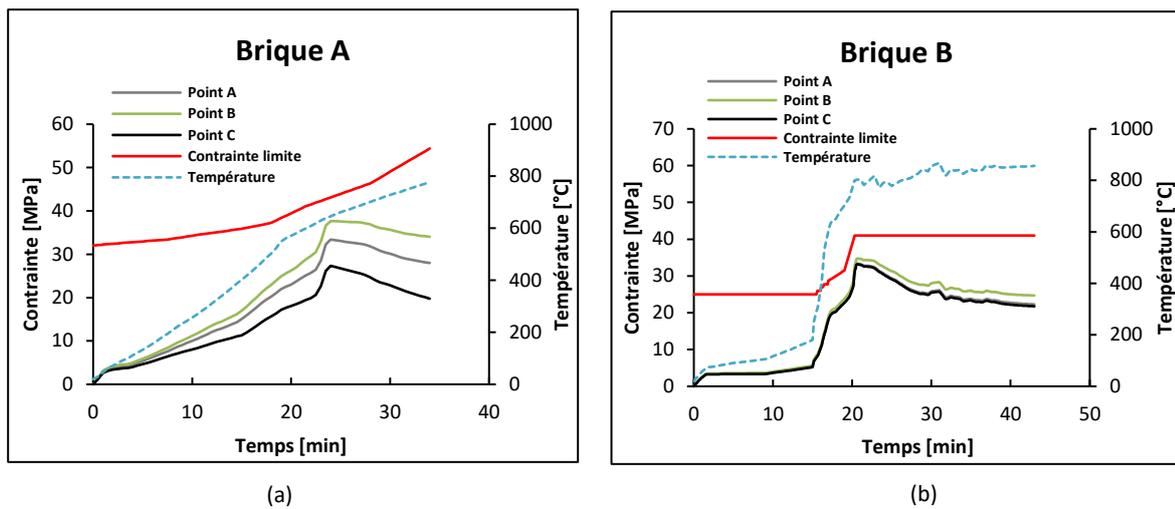


Figure 4.16 – L'évolution temporelle des contraintes principales minimales (en valeur absolue) et de la température des points A, B et C sur la face exposée au feu pour (a) Brique A et (b) Brique B.

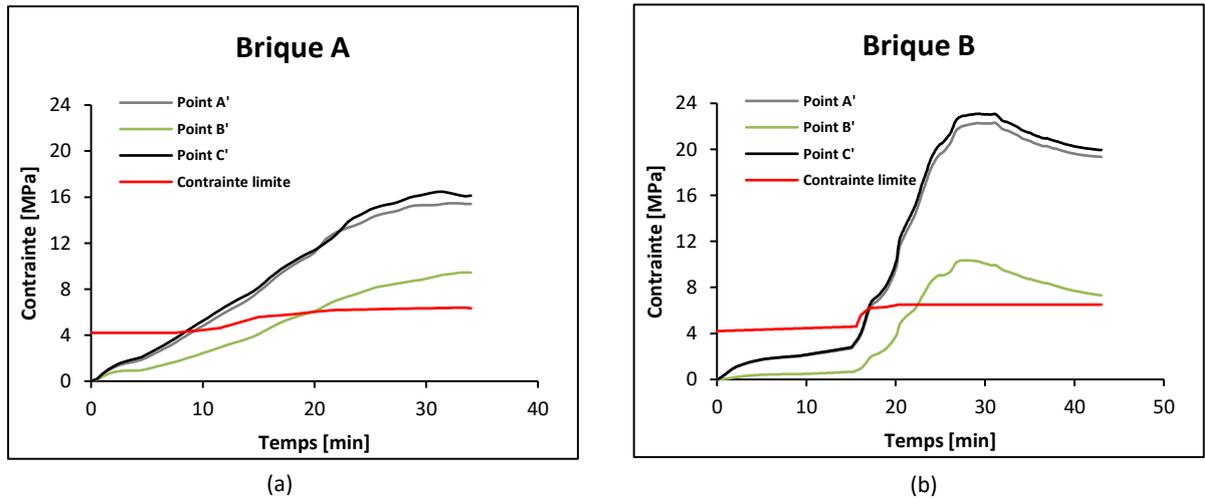


Figure 4.17 – L'évolution temporelle des contraintes principales maximales des points A', B' et C' sur la paroi exposée au feu pour (a) Brique A et (b) Brique B.

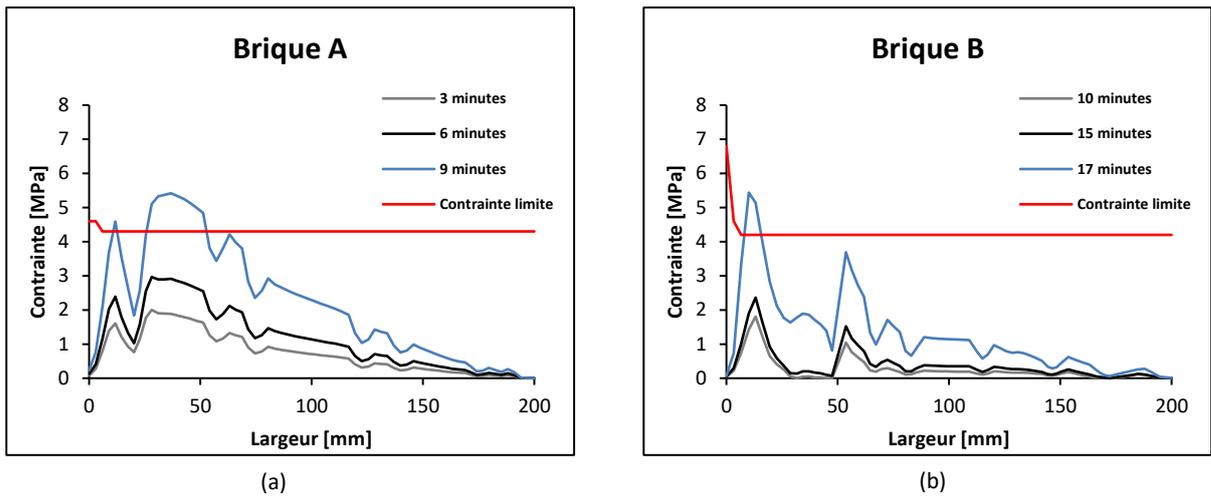


Figure 4.18 – La distribution des contraintes principales maximales dans la largeur de la brique sur la paroi transversale pour (a) Brique A et (b) Brique B.

### 4.6.2 Echelle d'une brique avec rupture

Après l'analyse élastique approfondie de la déformation et de la distribution des contraintes de la brique exposée au feu, passons maintenant à la modélisation du comportement thermomécanique de la brique en tenant compte de sa rupture. Cela nous permet de visualiser les zones de rupture à différents endroits de la brique.

Gardons les mêmes conditions aux limites ainsi que les propriétés mécaniques et thermiques utilisées dans la section précédente. Nous ajoutons seulement au modèle la loi de comportement de la brique proposée qui considère les seuils de rupture en compression et en traction. La figure 4.19 montre l'évolution temporelle de la contrainte principale dont la rupture fragile de l'élément est observée dans les deux briques. Par la suite, sur la base de ces observations, nous tenons à mener une étude paramétrique pour déterminer l'influence des paramètres physiques et géométriques sur le comportement au feu des briques.

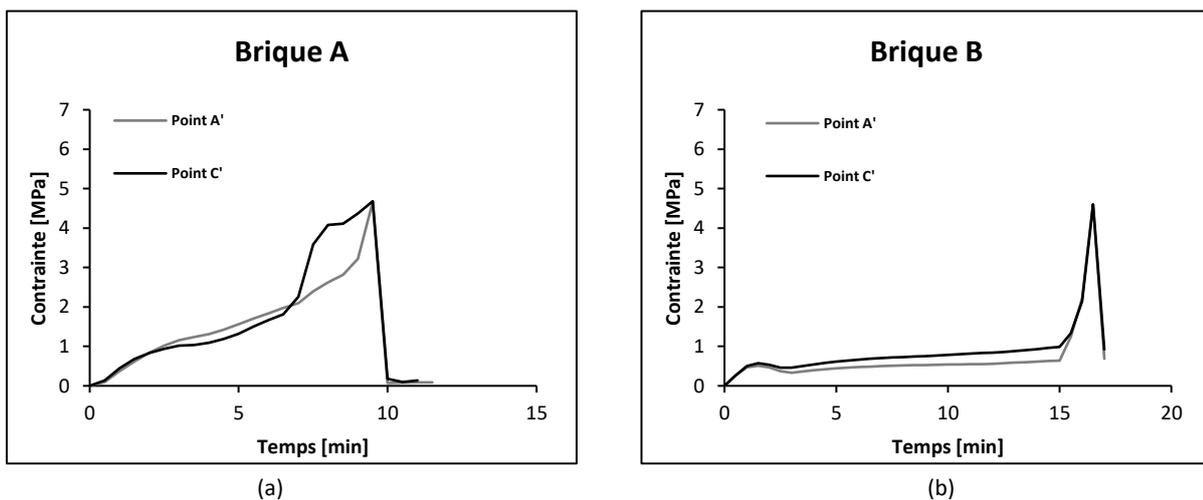


Figure 4.19 – L'évolution temporelle des contraintes principales maximales des points A' et C' sur la paroi exposée au feu pour (a) Brique A et (b) Brique B.

Afin de mettre en évidence le mode de rupture, nous présentons dans les figures 4.20-4.22 les isovaleurs de la contrainte principale maximale et les zones endommagées dans les murs du côté exposé au feu à 3 temps différents : 5 ; 7 et 9 minutes. Nous pouvons observer qu'après 5 min d'exposition au feu, la première zone endommagée se trouve dans la paroi transversale extérieure. Les isovaleurs de contrainte principale maximale confirment qu'il s'agit d'un endommagement en traction. Cette zone se propage sur toute la hauteur de la brique à 7 minutes d'incendie comme le montre la figure 4.21. Nous pouvons également observer de nouvelles zones endommagées dans

les autres murs transversaux. Au bout de 9 minutes, nous avons observé numériquement que toutes les parois transversales reliées à la face exposée au feu sont totalement endommagées. Ces résultats numériques sont cohérents avec l'observation expérimentale concernant le détachement de la paroi frontale à un certain niveau de température. A travers cette modélisation, nous pouvons conclure que la sous-routine développée est capable de prédire le premier mode de rupture de la brique exposée au feu. Néanmoins, notre modèle numérique n'est pas capable de prédire le comportement après l'écaillage de la paroi frontale car l'actualisation des surfaces exposées au feu n'est pas traitée dans ce modèle. La figure 4.23 illustre les zones endommagées des briques A et B à la fin d'essai. Nous observons que la rupture se produit de préférence dans les jonctions entre les parois extérieures et transversales.

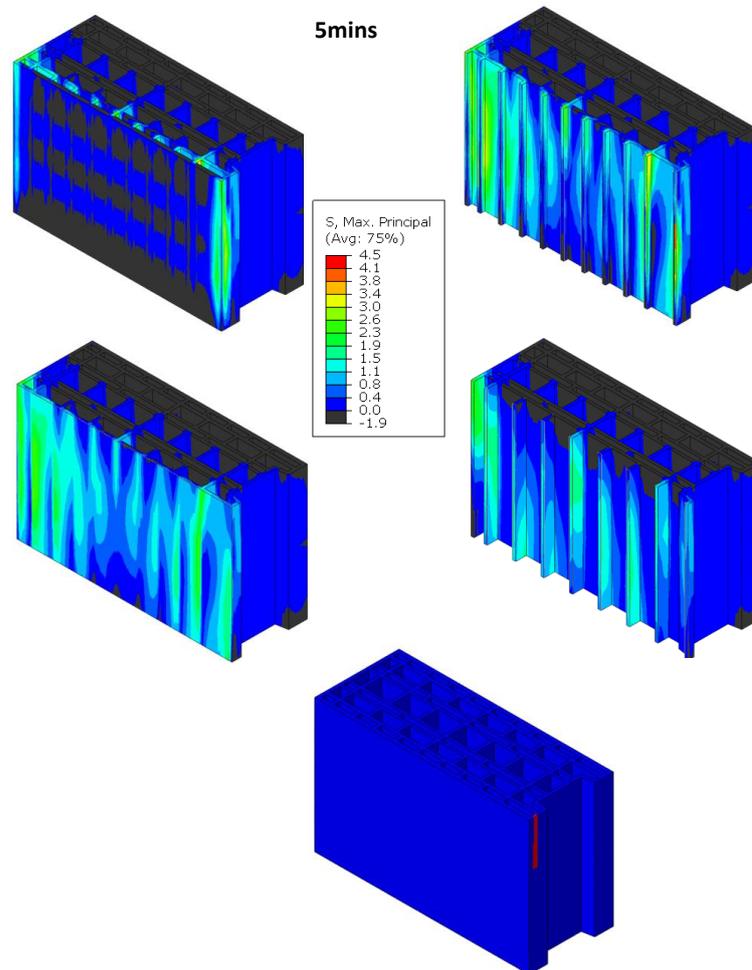


Figure 4.20 – Isovaleurs des contraintes principales maximales ainsi que les zones endommagées dans la brique A à  $t=5$  minutes

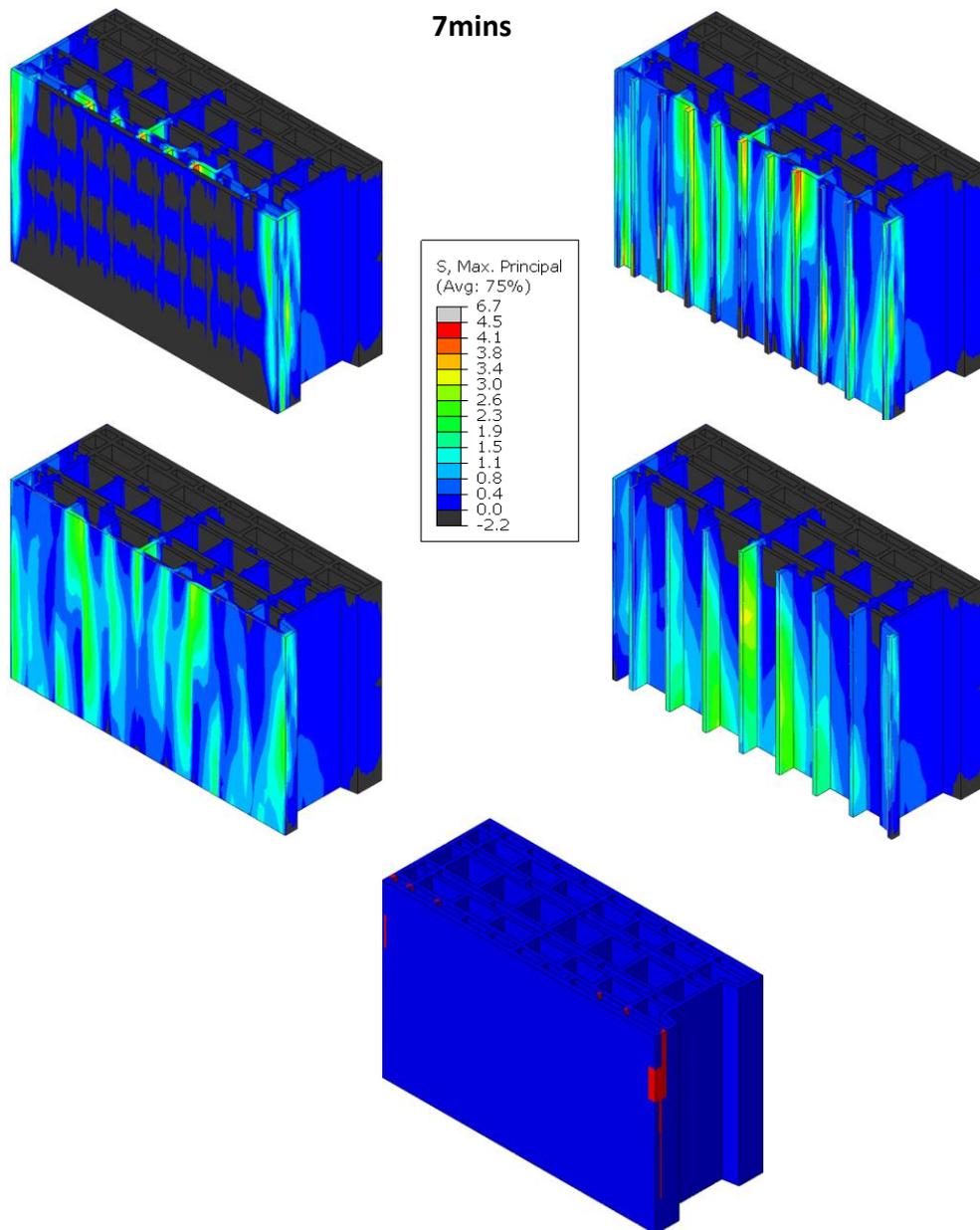


Figure 4.21 – Isovaleurs des contraintes principales maximales ainsi que les zones endommagées dans la brique A à t= 7 minutes

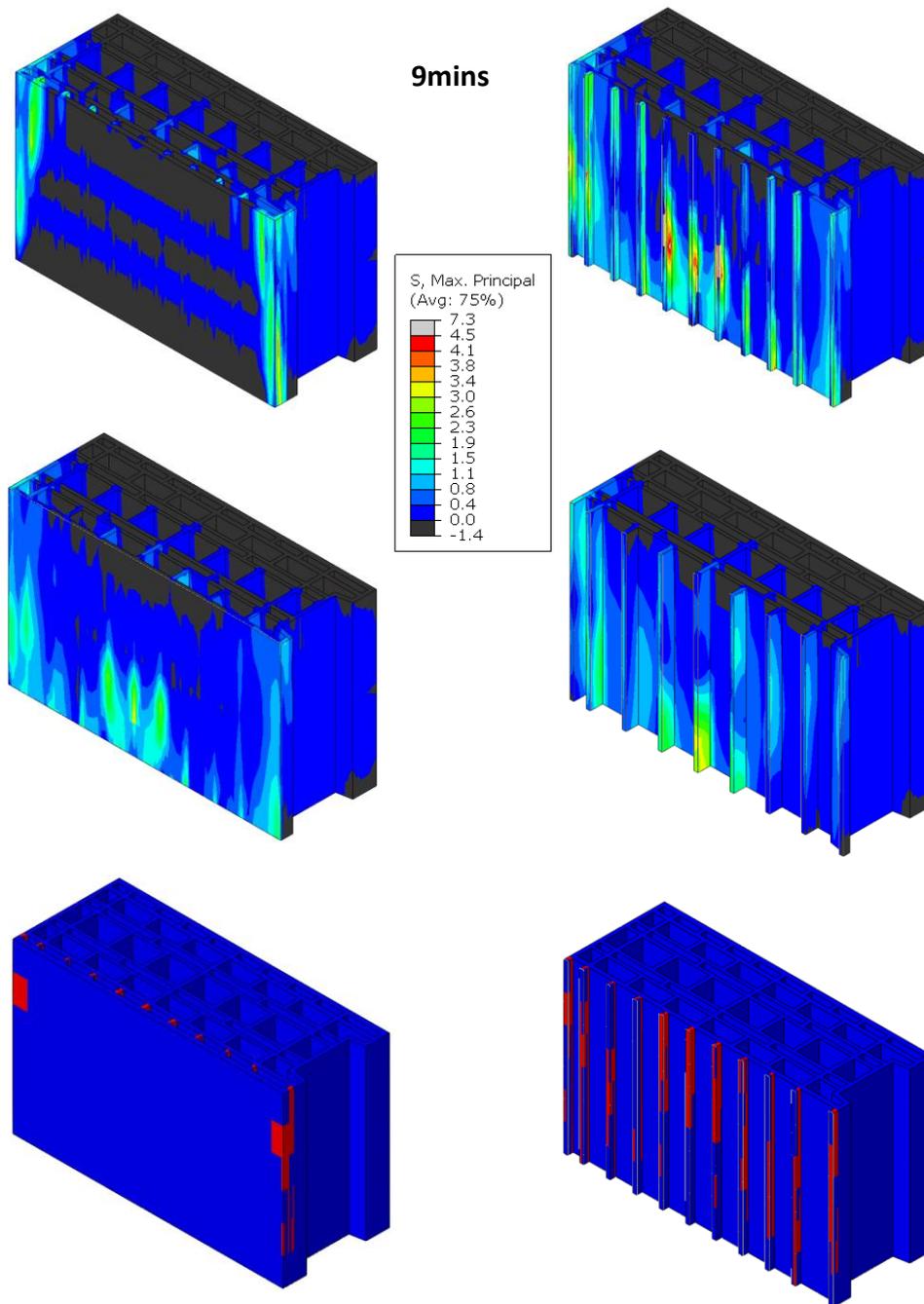


Figure 4.22 – Isovaleurs des contraintes principales maximales ainsi que les zones endommagées dans la brique A à  $t=9$  minutes

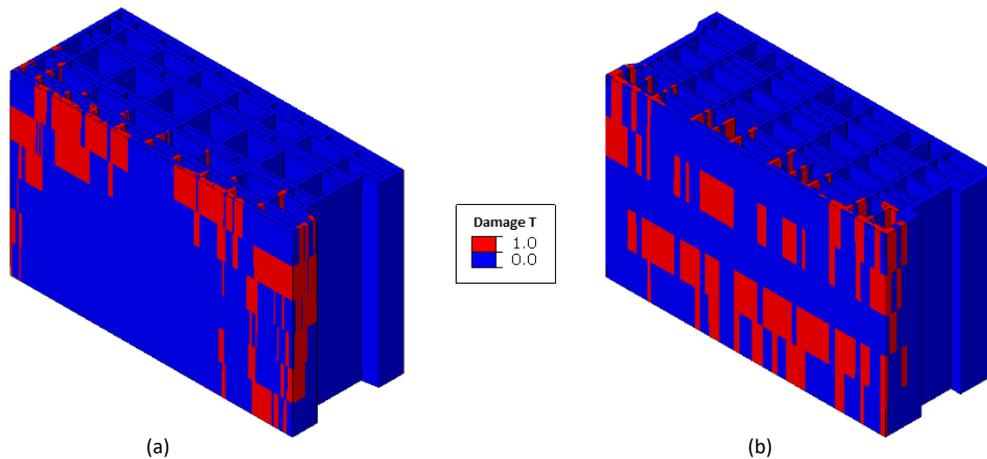


Figure 4.23 – Les zones endommagées à la fin d’essai dans (a) Brique A (34 minutes) et (b) Brique B (43 minutes).

### 4.6.3 Etude paramétrique

Après avoir étudié les distributions des contraintes dans la brique exposée au feu et les zones défavorables où la rupture apparaît, nous nous intéressons, par la suite, à réaliser une étude paramétrique qui sert à évaluer l’influence des propriétés mécaniques telles que le module de Young sur le comportement au feu de la brique. De plus, nous tentons également d’étudier l’influence de la géométrie de la brique, telle que la forme des jonctions et l’épaisseur des parois transversales sur le comportement global. Tant que la brique se comporte de manière similaire au mur exposé au feu, cette étude peut donc donner des recommandations pour améliorer la résistance au feu des murs à joints minces.

#### 4.6.3.1 Influence du module de Young

##### *Descriptions*

Dans un matériau homogène et élastique, la variation du module de Young ainsi que du module de cisaillement influencent fortement les contraintes. Cependant, les déformations sont toujours les mêmes. D’après les résultats expérimentaux, nous avons constaté que le module de Young change non seulement en fonction de la direction de la charge, mais aussi en fonction du type d’essai utilisé. Par conséquent, nous choisissons deux cas, l’un ayant des propriétés élastiques faibles et l’autre des valeurs deux fois plus importantes. Le tableau [4.7](#) donne les valeurs des propriétés élastiques utilisées dans les cas étudiés. Les conditions thermiques de la brique A sont détaillées dans la section [4.5.1](#). La brique est chargée de 1.9 MPa durant l’essai.

	$E_x = E_y$	$E_z$	$G_{xz} = G_{yz}$	$G_{xy}$	$\nu_{xz}$	$\nu_{xy}$	$\rho$
<b>Cas 1</b>	5300 MPa	8100 MPa	2600 MPa	2100 MPa	0.25	0.23	1900 Kg.m <sup>-3</sup>
<b>Cas 2</b>	8900 MPa	15000 MPa	4800 MPa	3600 MPa	0.25	0.23	1900 Kg.m <sup>-3</sup>

Tableau 4.7 – Les propriétés élastiques utilisées dans les cas étudiés.

### Résultats

La figure 4.24a indique l'évolution temporelle des contraintes principales sur le point C'. Nous pouvons voir que l'endommagement dans le premier cas apparaît de manière retardée par rapport au deuxième cas où les modules de Young sont deux fois plus élevés. Tant que les contraintes varient proportionnellement aux modules de Young, nous trouvons que le moment de rupture est encore proportionnel à ces derniers.

De plus, la figure 4.24 illustre que la rupture dans le cas 2 est plus sévère que dans le cas 1 où les modules de Young sont plus faibles. Cela peut s'expliquer par le fait que les déformations sont quasiment identiques, donc lorsque le module de Young augmente, les contraintes atteignent leur seuil précocement. Ces résultats sont comparables aux travaux de Nguyen [104] qui a indiqué que le comportement local (contrainte) est très sensible aux variations du module de Young et que les matériaux rigides peuvent ne pas donner une bonne résistance au feu du mur. D'autre part, lors de l'essai de résistance au feu du mur construit en brique A, le premier écaillage se produit vers 11 minutes. Ceci souligne que le deuxième cas est le plus proche pour estimer la ruine du mur.

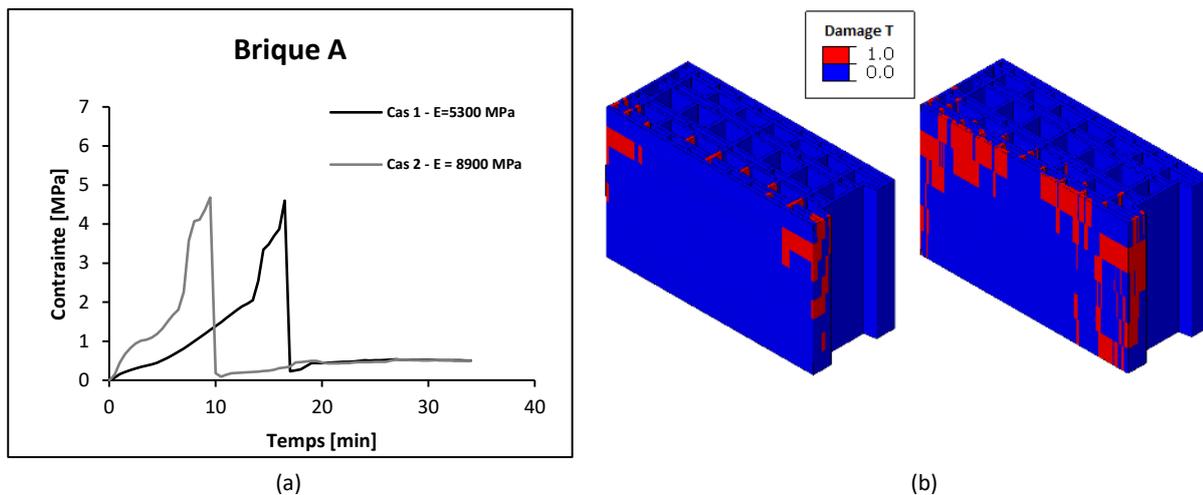


Figure 4.24 – (a) L'évolution temporelle des contraintes principales maximales du point C' de la brique A dans les deux cas. (b) Les zones endommagées à la fin d'essai dans les deux cas.

#### 4.6.3.2 Influence de forme de jonction

##### *Descriptions*

L'analyse des contraintes thermomécaniques détaillée dans les sections précédentes montre que les zones critiques se situent au niveau des jonctions entre les parois extérieures et transversales. Par conséquent, nous nous intéressons dans cette partie à l'étude de la proposition de renforcer les jonctions entre ces parois. Ceci est fait en changeant le profil des tessons à cet endroit. Nous choisissons la brique B comme référence pour cette étude. Nous considérons 3 configurations pour cette étude comme le montre la figure [4.25](#).

- La première configuration est présentée par des jonctions vives.
- La deuxième configuration est présentée par des jonctions inclinées.
- La troisième configuration est présentée par des jonctions arrondies.

Les charges thermiques et mécaniques ainsi que les conditions aux limites sont les mêmes que dans la section [4.6.1](#). La brique est chargé mécaniquement de 1.9 MPa. Une température imposée est appliquée sur la face exposée au feu. Les autres faces de la brique sont adiabatiques. La figure [4.9](#) résume les conditions aux limites de cette modélisation.

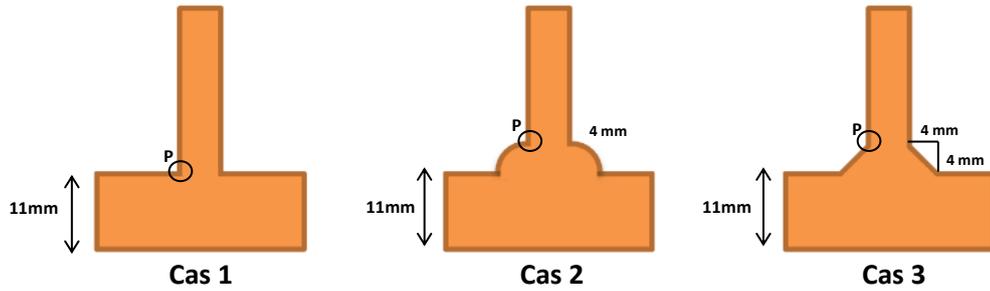


Figure 4.25 – Les différentes formes des jonctions.

### Résultats

Nous relevons de la figure 4.26a l'évolution de la température dans la largeur de chaque brique, ce qui montre que le changement de profil de jonction n'affecte pas la propagation de la température dans la brique. Il semble que la raison de ce résultat corresponde au fait que le transfert de chaleur dans la brique se fait principalement par rayonnement dans les alvéoles. De plus, la figure 4.26b montre les courbes temporelles de contrainte principale à l'intersection de la jonction avec la paroi transversale. Nous constatons que les trois formes de jonction donnent la même tendance.

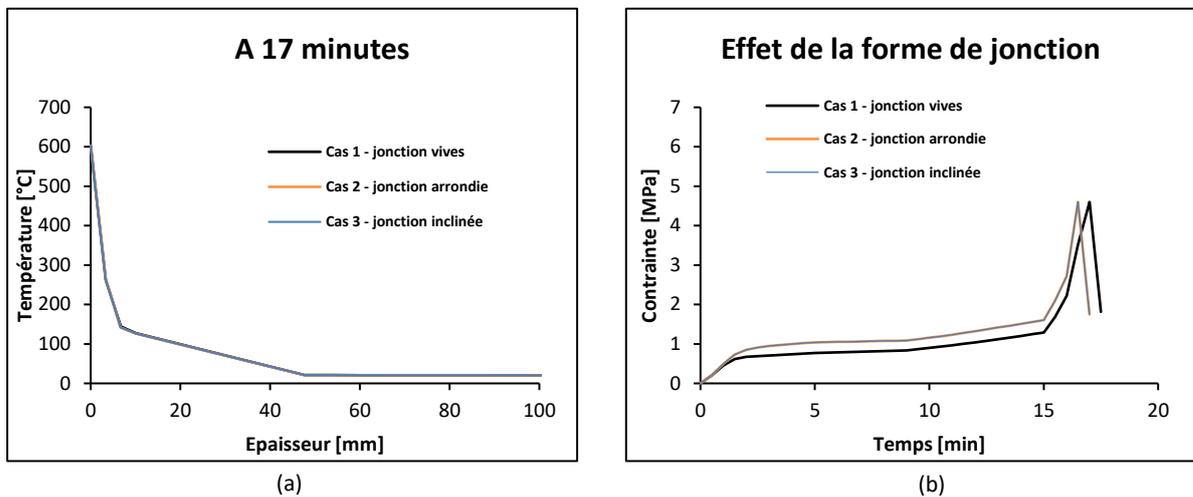


Figure 4.26 – (a) L'évolution de la température dans la largeur de la brique pour les 3 configurations. (b) L'évolution temporelle des contraintes principales maximales du point P sur l'intersection de la paroi externes avec la paroi transversale dans les 3 configurations.

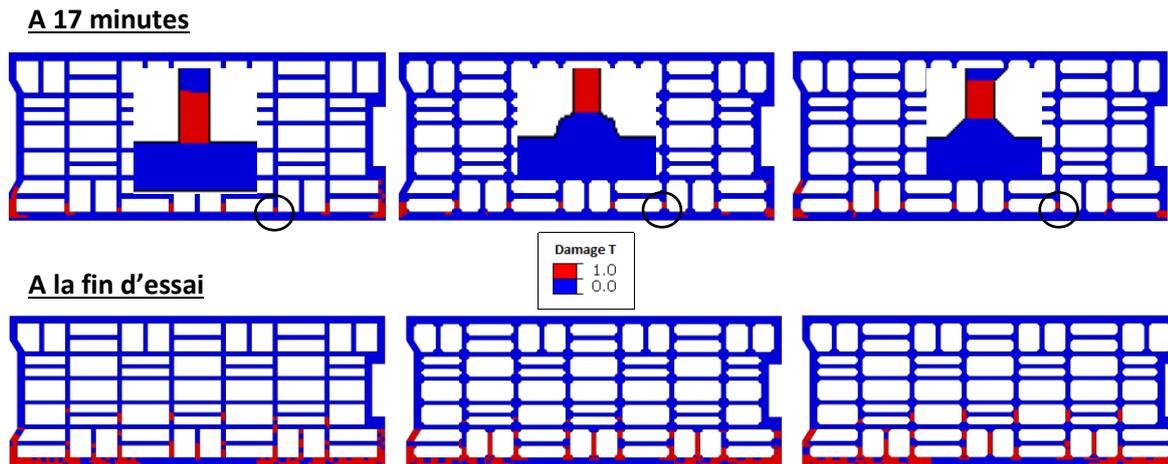


Figure 4.27 – Les zones endommagées de la brique exposée au feu avec différentes formes de jonction capturées à 17 minutes et à la fin de l’essai.

La figure 4.27 illustre les zones endommagées de la brique exposée au feu avec différentes formes de jonction capturées à 17 minutes et à la fin de l’essai. Nous pouvons observer que le début de la rupture se produit au même moment dans les trois configurations. D’autre part, nous voyons dans les cas de jonction arrondie et inclinée que les ruptures sont localisées dans la section la plus petite, au droit de la paroi transversale. Ainsi, le renforcement de la jonction n’améliore pas la résistance au feu tant que les parois transversales sont toujours en traction et ont la même épaisseur. Par conséquent, dans la section suivante, nous étudions l’influence de l’épaisseur de la paroi transversale sur le comportement au feu.

#### 4.6.3.3 Influence de l’épaisseur de la paroi transversales

##### *Descriptions*

L’objectif de cette section est d’évaluer l’influence de l’épaisseur du mur transversal sur la résistance au feu de la brique. Pour cette étude, nous prenons la brique B en modifiant l’épaisseur de ces parois transversales. Notons que l’épaisseur de référence est d’environ 6mm et que la paroi extérieure est d’environ 11mm. Rappelons que les conditions aux limites et les chargements thermomécaniques utilisés sont détaillés dans les sections précédentes (voir figure 4.9).

Une température donnée est imposée sur la face exposée au feu (égale à la température mesurée par le thermocouple placé sur la face exposée au feu). Les conditions thermiques de la brique B sont détaillées dans la section 4.5.1. Nous considérons pour cette étude 3 épaisseurs différentes (8, 10 et 12mm) avec l’épaisseur de référence 6mm.

### Résultats

La figure 4.28a donne l'évolution de la température dans la largeur de la brique. Nous pouvons constater que l'épaisseur de la paroi transversale n'a aucun effet sur la propagation de la température. Ceci est lié au fait que le transfert de chaleur par rayonnement est dominant dans la brique. Par ailleurs, la figure 4.28b présente les courbes temporelles des contraintes principales du point A' à l'intersection des parois frontales et transversales. Il est possible de souligner que plus l'épaisseur augmente, plus la rupture est retardée.

Aussi, la figure 4.29 illustre les zones endommagées à mi-hauteur de la brique au moment où toutes les jonctions des parois extérieures et transversales sont endommagées. Nous pouvons voir que le premier écaillage est retardé de 5 à 6 minutes en augmentant l'épaisseur de 6 à 12 mm. Ces résultats mettent en évidence que l'augmentation de l'épaisseur de la paroi transversale peut améliorer la tenue au feu.

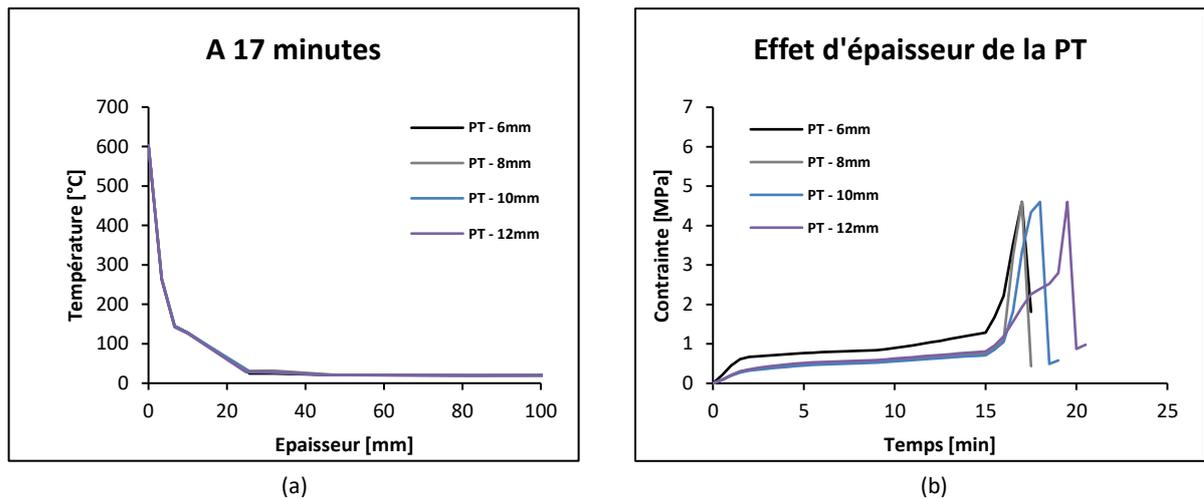


Figure 4.28 – (a) L'évolution de la température dans la largeur de la brique pour différentes épaisseurs de la paroi transversale (b) L'évolution temporelle des contraintes principales maximales du point A' sur l'intersection de la paroi externe avec la paroi transversale pour les différentes configurations.

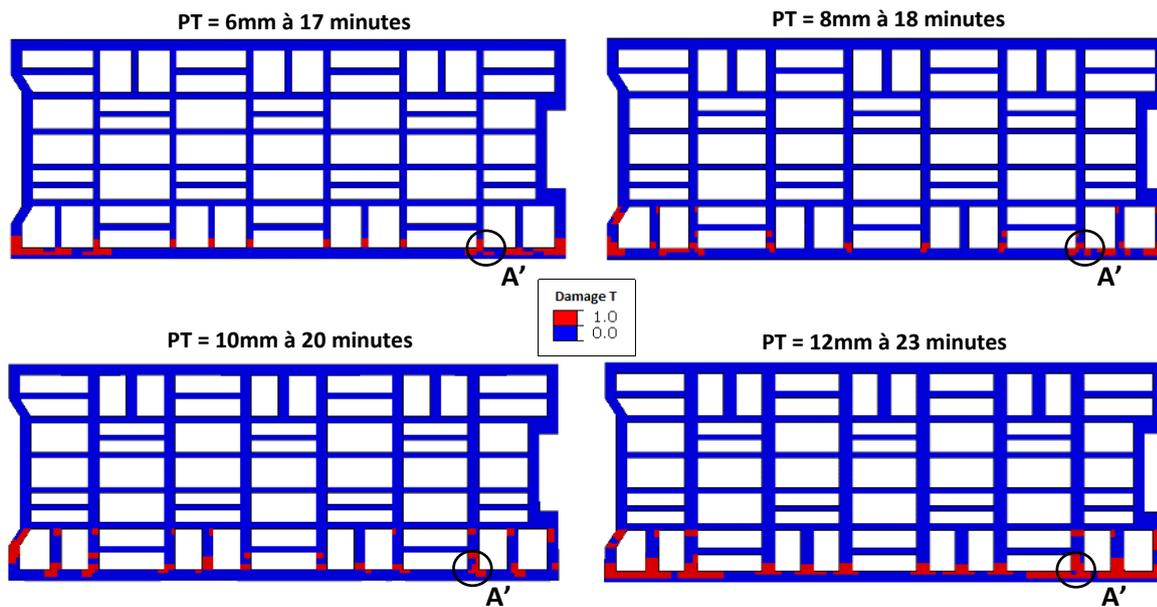


Figure 4.29 – Les zones endommagées de la brique exposée au feu avec différentes épaisseurs de la paroi transversale capturées au moment du premier écaillage.

#### 4.6.4 A l'échelle de doublet de brique

Après avoir étudié le comportement au feu de la brique seule. Nous nous intéressons à la modélisation du comportement au feu d'un assemblage de deux briques reliées par un joint mince de 1 mm avec un chevauchement total. Cette modélisation est donc utilisée pour comprendre l'effet du joint mince sur le comportement au feu.

Le tableau [4.11](#) donne les propriétés mécaniques et thermiques de la brique et du mortier. Les évolutions de ces propriétés en fonction de la température sont présentées par les tableaux [4.5](#), [4.6](#), [4.12](#) et [4.13](#). L'évolution de la propriété thermique du joint est donnée par les tableaux [4.8](#), [4.9](#) et [4.10](#).

Rappelons que le phénomène associé à la vaporisation de l'eau est pris en compte en modifiant la capacité thermique par un pic à 100°C. D'autre part, l'évolution de la propriété thermique avec la température est basée sur les travaux de NGUYEN et al. [\[104\]](#) pour la brique et sur la norme Eurocode 6 [\[4\]](#).

*Descriptions*

L'assemblage est modélisé par des éléments massifs à 8 nœuds, couplé thermomécanique, avec trois degrés de liberté pour chaque nœud en translation et un degré de liberté pour la température. Nous supposons que les déplacements latéraux et hors plan sont bloqués sur les bords supérieurs de la deuxième brique. De même, les bords inférieurs de l'assemblage sont considérés comme des appuis simples. Les charges thermiques et mécaniques sont similaires à celles d'une seule brique (Figure 4.30a). Pour l'assemblage de la brique A, l'élévation de température conformément à la norme ISO 834-1 est appliquée à la face exposée au feu. Pour l'assemblage de la brique B, une température donnée est imposée sur la face exposée au feu (égale à la température mesurée par le thermocouple placé sur la face exposée au feu). Les conditions thermiques sont détaillées dans la section 4.5.1. L'assemblage est modélisé avec un chevauchement total où l'interface entre la brique et le joint est parfaite.

Température	25	200	300	450	800
Conductivité thermique $\lambda$ ( $\text{W} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$ )	1.5	1.2	1.2	0.9	0.6

Tableau 4.8 – Evolution de la conductivité thermique en fonction de la température du joint.

Température	25	100	200	800
Capacité thermique $C_p$ ( $\text{J} \cdot \text{Kg}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$ )	1000	15000	3000	1000

Tableau 4.9 – Evolution de la capacité thermique en fonction de la température du joint.

Température	25	380	450	580	600	800
$\alpha_{th}$ ( $^{\circ}\text{K}^{-1}$ )	1.00E-05	1.00E-05	1.20E-05	1.70E-05	1.50E-05	1.00E-05

Tableau 4.10 – Evolution de la dilatation thermique en fonction de la température du joint.

	Brique A	Joint A	Brique B	Joint B
$E_x = E_y$	8900 MPa	730 MPa	8800 MPa	400 MPa
$E_z$	15000 MPa	730 MPa	11700 MPa	400 MPa
$G_{xz} = G_{yz}$	4800 MPa	7 MPa	3100 MPa	7.3 MPa
$G_{xy}$	3600 MPa	4.1 MPa	3550 MPa	5 MPa
$\nu_{xz}$	0.25	0.3	0.23	0.3
$\nu_{xy}$	0.23	0.3	0.24	0.3
$R_c$	32 MPa	28 MPa	25 MPa	23 MPa
$R_t = t_n$	4.3 MPa	1.2 MPa	4.2 MPa	1.2 MPa
$c_s$	-	2.1 MPa	-	2.8 MPa
$c_t$	-	1.15 MPa	-	1.7 MPa
$\tan(\phi)$	-	0.51	-	0.6
<b>Conductivité thermique <math>\lambda</math> (W. m<sup>-1</sup>. K<sup>-1</sup>)</b>	1.2	1.5	0.5	1.5
<b>Capacité thermique <math>C_p</math> (J.Kg<sup>-1</sup>.K<sup>-1</sup>)</b>	870	1000	870	1000
$\alpha_{th}$ (°K <sup>-1</sup> )	5.25E-06	1.00E-05	5.25E-06	1.00E-05

Tableau 4.11 – Caractérisations des matériaux.

Température (°C)	Joint A				
	25	200	400	600	800
$E(T)/E(25^\circ C)$	1	0.64	0.7	0.65	0.66
$G(T)/G(25^\circ C)$	1	0.64	0.7	0.65	0.66
$R_c(T)/R_c(25^\circ C)$	1	0.94	1.32	1.33	1.67
$R_t(T)/R_t(25^\circ C)$	1	0.65	0.59	0.23	

Tableau 4.12 – L'évolution des propriétés mécaniques avec la température pour le joint A.

Température (°C)	Joint B				
	25	200	400	600	800
$E(T)/E(25^{\circ}C)$	1	0.42	0.48	0.41	0.41
$G(T)/G(25^{\circ}C)$	1	0.42	0.48	0.41	0.41
$R_c(T)/R_c(25^{\circ}C)$	1	0.85	1.1	1.05	1.69
$R_t(T)/R_t(25^{\circ}C)$	1	0.56	0.46	0.26	

Tableau 4.13 – L'évolution des propriétés mécaniques avec la température pour le joint B.

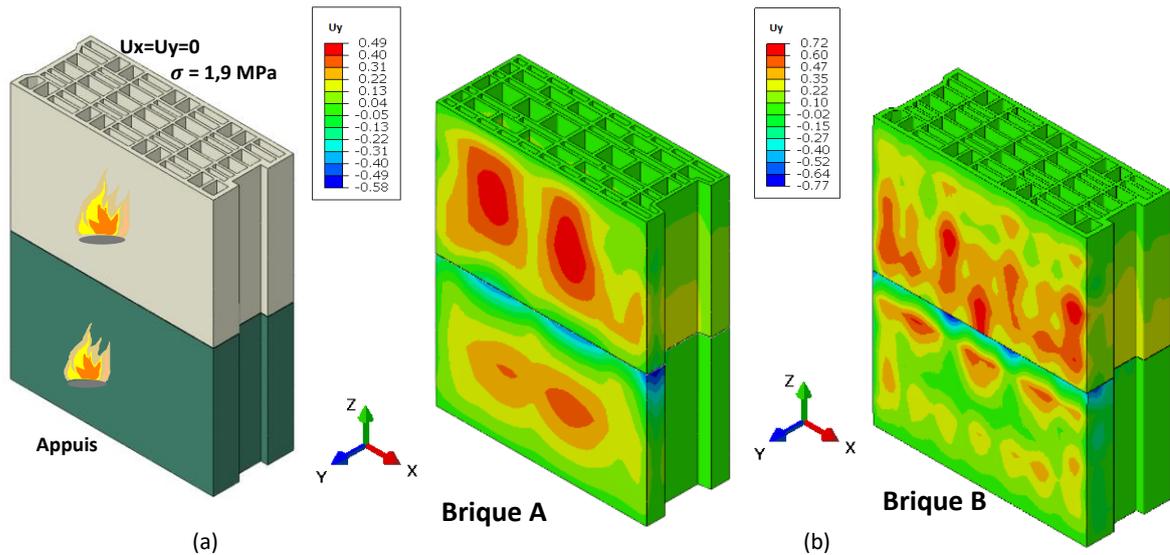


Figure 4.30 – (a) Les conditions aux limites appliquées, (b) La déformée et le déplacement hors plan de la brique A et B.

### Résultats

Les isovaleurs de déplacement hors plan  $U_y$  présentées sur la figure 4.30b montrent clairement que le joint est en cisaillement. Ceci est représenté par les différentes valeurs de déplacement autour du joint. Les figures 4.31a et 4.31b montrent l'évolution temporelle des contraintes normales et du cisaillement du joint endommagé pour les deux briques A et B. Il apparaît que le cisaillement vers le feu est dominant dans les deux assemblages et que les contraintes de cisaillement dans le plan sont faibles. En outre, les figures 4.31c et 4.31d montrent les zones endommagées de l'assemblage A et B dans lesquelles la rupture est localisée dans les jonctions entre les murs d'extrémité et les murs transversaux.

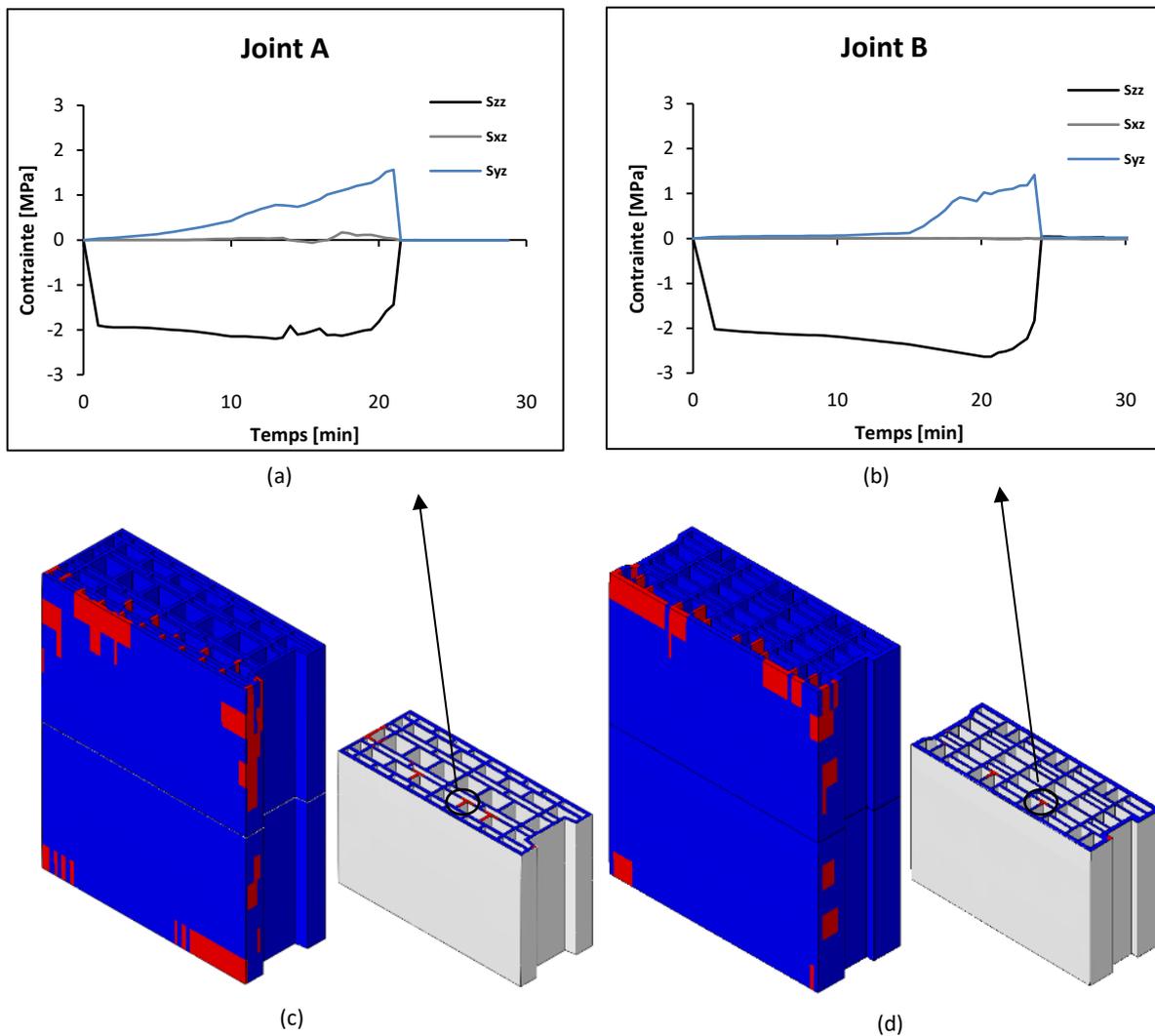


Figure 4.31 – L'évolution temporelle des contraintes normales et du cisaillement pour (a) Joint A et (b) Joint B. (c) et (d) les zones endommagées dans l'assemblage pour les briques A et B.

#### 4.6.5 A l'échelle du muret

##### *Descriptions*

Avant de lancer le calcul à l'échelle du mur, nous passons par l'échelle représentative présentée par quelques briques. Le muret est constitué de 3 rangs de briques dont les dimensions sont : Largeur : 770 mm ; Hauteur : 944 mm ; Epaisseur totale : 200 mm. Grâce à cette modélisation, nous pouvons examiner l'effet de la discontinuité des parois verticales sur le comportement global de la structure. Nous prenons les propriétés thermiques et mécaniques de la brique A détaillées précédemment dans la section précédente.

Les conditions aux limites sont similaires aux sections précédentes. Le type d'éléments choisi pour la brique et le joint est celui nommé C3D8RT dans le logiciel ABAQUS. Il s'agit d'un élément cubique à huit nœuds, couplé thermomécanique, avec trois degrés de liberté pour chaque nœud en translation et un degré de liberté pour la température. Nous supposons que les déplacements latéraux et hors plan sont bloqués sur les bords supérieurs de la troisième rangée. De même, les bords inférieurs du muret sont considérés comme des appuis simples. Notons que le muret est chargé par 2.8 MPa durant l'essai (20% de sa résistance à la compression).

Dans le modèle thermomécanique, les conditions aux limites thermiques sont des surfaces où le rayonnement et la convection sont appliqués entre l'air ambiant et l'éprouvette. En d'autres termes, l'air ambiant à 20°C est modélisé sur le côté non exposé au feu et la montée en température selon la norme ISO 834-1 est appliquée au côté exposé au feu. Rappelons que l'interface entre la brique et le joint est parfaite. De plus, tant que les joints verticaux sont secs, nous respectons un gap de 2 mm entre les briques adjacentes.

##### *Résultats*

La figure [4.32](#) montre la distribution des contraintes principales avant le début de l'endommagement (autour de 7 minutes). Nous remarquons que dans la paroi frontale, les contraintes principales sont quasiment négatives partout. Cela signifie que la compression est dominante à cette face.

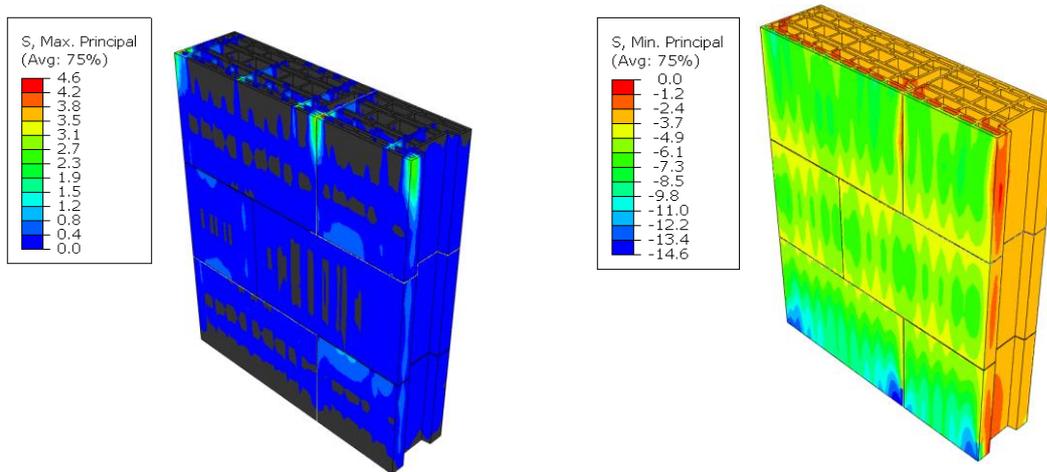


Figure 4.32 – Les distributions des contraintes principales maximale et minimale  $\sigma_I$  et  $\sigma_{III}$  avant la rupture (autour de 7 minutes).

D'autre part, la figure 4.33 permet de voir les zones endommagées liées principalement au détachement dans les jonctions entre les parois frontales et transversales. De plus, nous constatons qu'il y a une partie de la paroi frontale de la brique de la première rangée qui est endommagée par écrasement. Ceci est également représenté par la figure 4.33b qui montre l'évolution temporelle de la contrainte principale minimale ainsi que la valeur limite correspondante à la température simulée.

La figure 4.33c présente l'évolution temporelle de la contrainte principale maximale ainsi que la valeur limite correspondante à la température simulée. Nous constatons que la rupture est par détachement dans la paroi transversale.

Par ailleurs, la figure 4.34a présente les déplacements hors plan du muret, il faut noter que les déplacements positifs vérifient le bombement vers le feu. D'autre part, la différence des valeurs de déplacement autour du joint met en évidence le fait que le joint est en cisaillement. Tant que le mur est chargé à 20% de sa résistance et qu'il n'y a pas d'écaillage, la rupture du joint est donc essentiellement en cisaillement. La figure 4.34b montre les courbes temporelles des contraintes de cisaillement dans le plan et hors du plan ainsi que les contraintes normales. Nous pouvons constater que le joint a subi des contraintes de cisaillement dans les différentes directions. Cela vérifie l'importance d'utiliser le critère quadratique proposé pour décrire l'endommagement du joint.

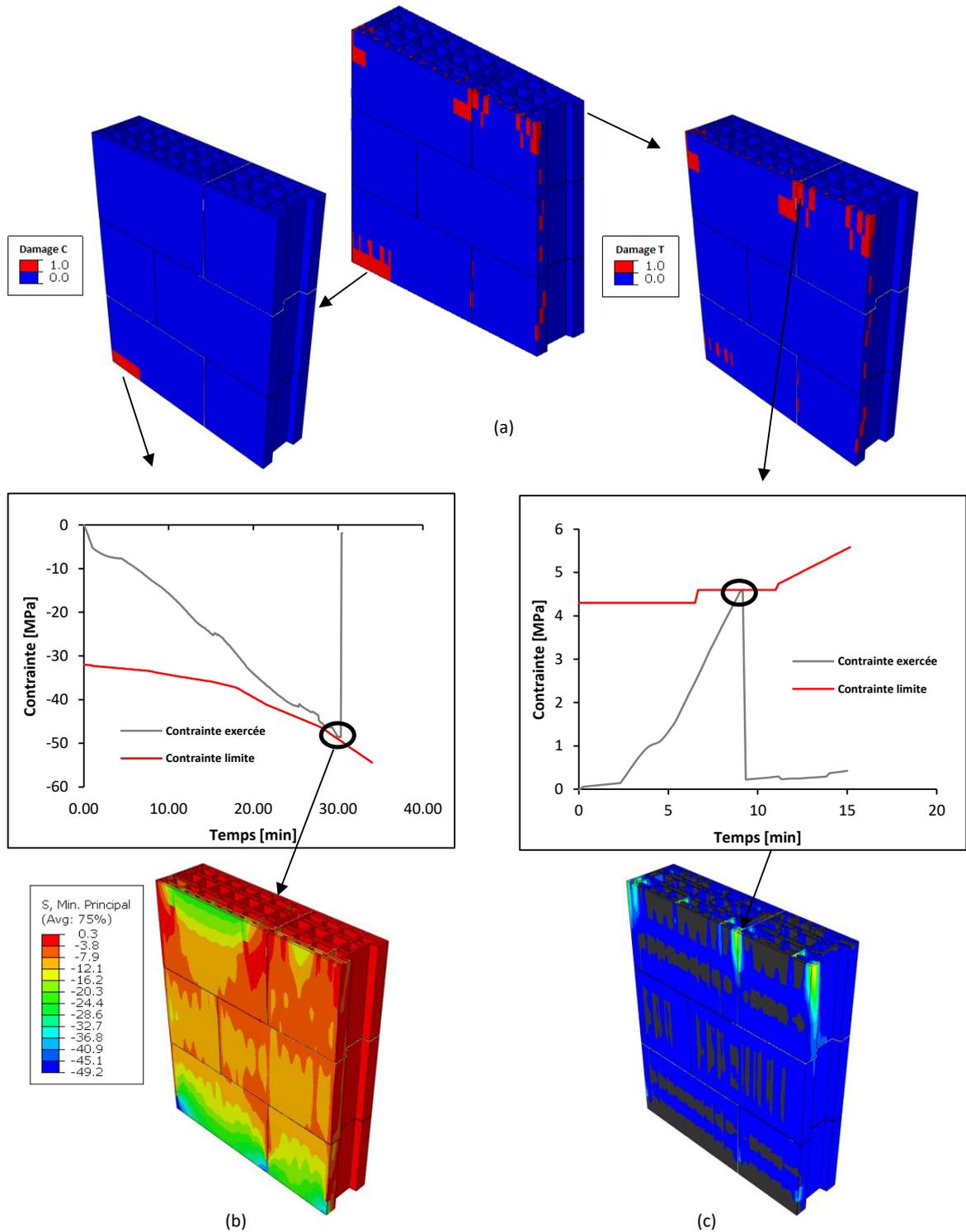


Figure 4.33 – Les zones endommagées par écrasement et par détachement du muret et l'évolution temporelle de la contrainte principale ainsi que la valeur limite correspondante à la température simulée. (a) contrainte principale minimale (b) contrainte principale maximale

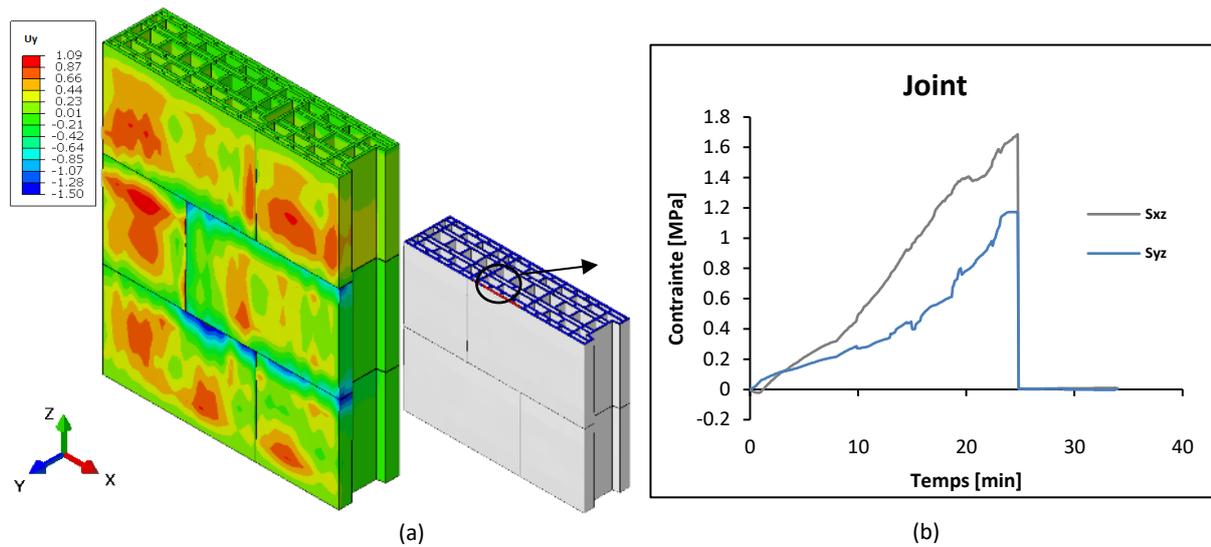


Figure 4.34 – (a) La déformée et le déplacement hors plan du muret. (b) L'évolution temporelle des contraintes normales et du cisaillement du joint.

#### 4.6.6 A l'échelle du mur

Après avoir étudié le comportement au feu à plusieurs échelles, nous arrivons par cette section à l'échelle réelle du mur. L'objectif de cette modélisation est d'étudier les distributions de contraintes et de déplacements ainsi que d'examiner les zones critiques et la propagation des dommages dans les éléments de mur exposés au feu. Sur la base des analyses dans les paragraphes précédents, nous avons constaté que la rupture se fait principalement par détachement dans les jonctions entre les parois frontales et transversales.

Il est à noter que le phénomène d'écaillage qui conduit essentiellement à la ruine totale de la paroi n'est pas pris en compte dans cette modélisation. Nous nous intéressons au traitement du mur jusqu'au premier écaillage sans retournement de la boucle. En effet, nous supposons que le premier écaillage est estimé lorsque tous les éléments de la jonction de la cloison sont endommagés. Nous souhaitons par cette modélisation retrouver les résultats expérimentaux.

#### 4.6.6.1 Descriptions

Dans cette section, nous modélisons le comportement au feu du mur. Les briques constituant ce mur sont celles de la brique A. Le but de cette modélisation est de valider la capacité prédictive du modèle proposé, de voir s'il peut reproduire les phénomènes mécaniques observés expérimentalement jusqu'au premier écaillage.

Il est à noter que l'essai de résistance au feu de ce mur est réalisé par le CTMNC. Le mur est constitué de 9 rangs de briques dont les dimensions sont : Largeur : 2920 mm ; Hauteur : 2855 mm ; Epaisseur totale : 218 mm. Aucune protection n'est utilisée sur la face exposée au feu. Sur les deux faces latérales, le mur est isolé avec des matériaux isolants de 40 mm de large. En tête du mur, il y a une couche de mortier traditionnel d'environ 30 mm (pour la répartition de la charge qui est égale à 130 kN/ml). Il faut préciser que le mur a été maintenu jusqu'à 34 minutes avant sa rupture totale. Selon l'observation expérimentale, le premier écaillage du mur s'est produit vers 11 minutes. La figure [4.35](#) montre la configuration du mur durant l'essai au feu. Nous pouvons supposer que les bords inférieurs du mur sont encastés puisqu'ils sont reliés au support. Tant que les vérins hydrauliques sont fixés à un cadre métallique et que la surface supérieure du mur est recouverte d'une couche de mortier traditionnel, nous supposons que les bords supérieurs ne peuvent se déplacer qu'avec la hauteur du mur. Les faces exposées et non exposées au feu sont libres de toute contrainte mécanique.

De même, les faces latérales sont considérées comme libres, le mur peut donc se déformer de manière libre. Sachant que la charge appliquée et les bords latéraux sont symétriques dans le mur, nous proposons de modéliser la moitié du mur afin de diminuer le temps de calcul. L'augmentation de la température est modélisée conformément à la configuration expérimentale. Les conditions aux limites thermiques sont des surfaces où le rayonnement et la convection sont appliqués entre l'air ambiant et l'éprouvette. En d'autres termes, l'air ambiant à 20°C est modélisé sur le côté non exposé au feu et la montée en température selon la norme ISO 834-1 est appliquée au côté exposé au feu. La configuration de la modélisation est présentée à la figure [4.35](#). Quant aux propriétés mécaniques et thermiques de la brique et du joint, elles sont données dans le tableau [4.11](#). De même, l'évolution de ces propriétés en fonction de la température est détaillée dans les sections précédentes. Rappelons que l'interface entre la brique et le joint est parfaite. De plus, tant que les joints verticaux sont secs, nous respectons un gap de 2 mm entre les briques adjacentes.

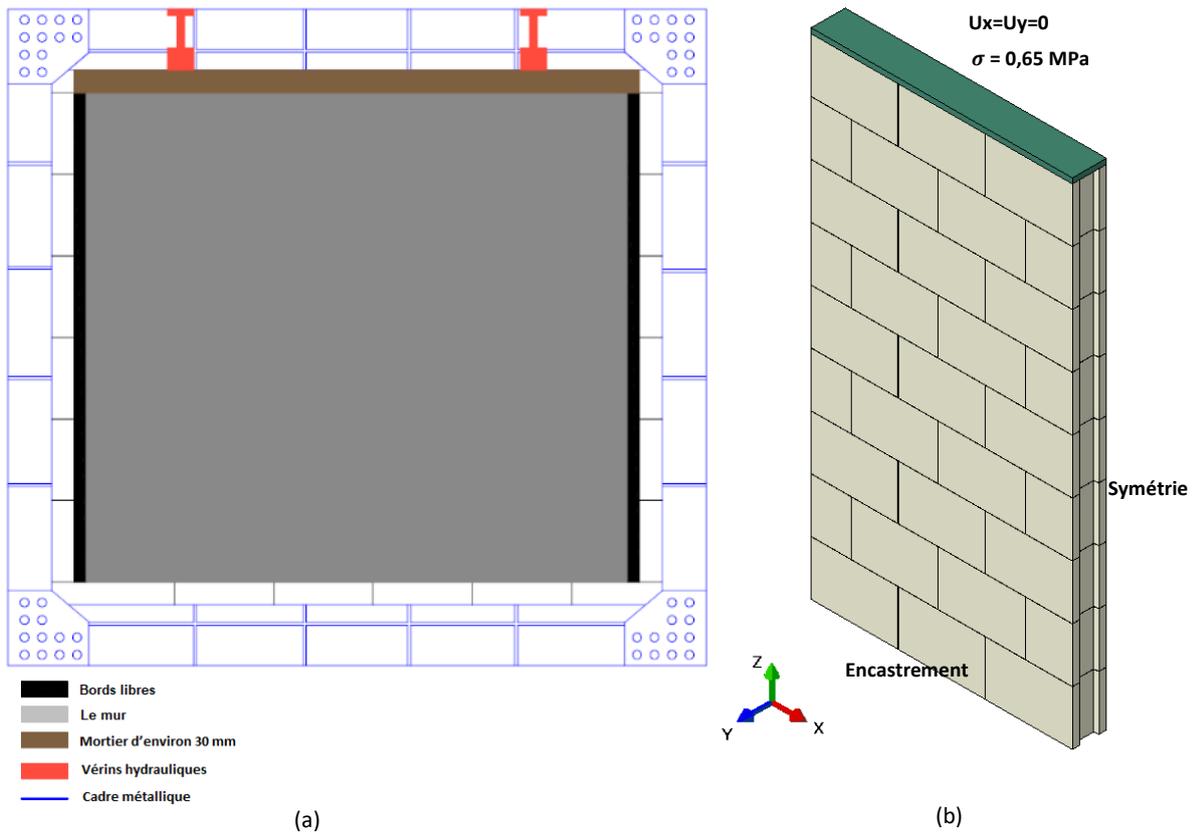


Figure 4.35 – (a) Configuration du mur lors d'essai au feu. (b) Configuration de modélisation.

#### 4.6.6.2 Analyse de la déformée et du déplacement

Comme dans les cas étudiés à plusieurs échelles, le phénomène de cintrage thermique ou de bombement vers le feu est observé dans le mur. La figure 4.36a donne les isovaleurs des déplacements hors plan à 15 minutes. Nous observons que le déplacement  $U_y$  maximal se situe aux  $2/3$  de la hauteur totale du mur et non pas au centre. Ceci est probablement lié à l'asymétrie des conditions imposées sur les bords supérieur et inférieur du mur. La figure 4.36b montre l'évolution temporelle du déplacement hors plan  $U_y$  au centre du mur et au  $2/3$  de sa hauteur ainsi que la température. Nous constatons que l'évolution du déplacement hors plan présente la même allure que celle de la température.

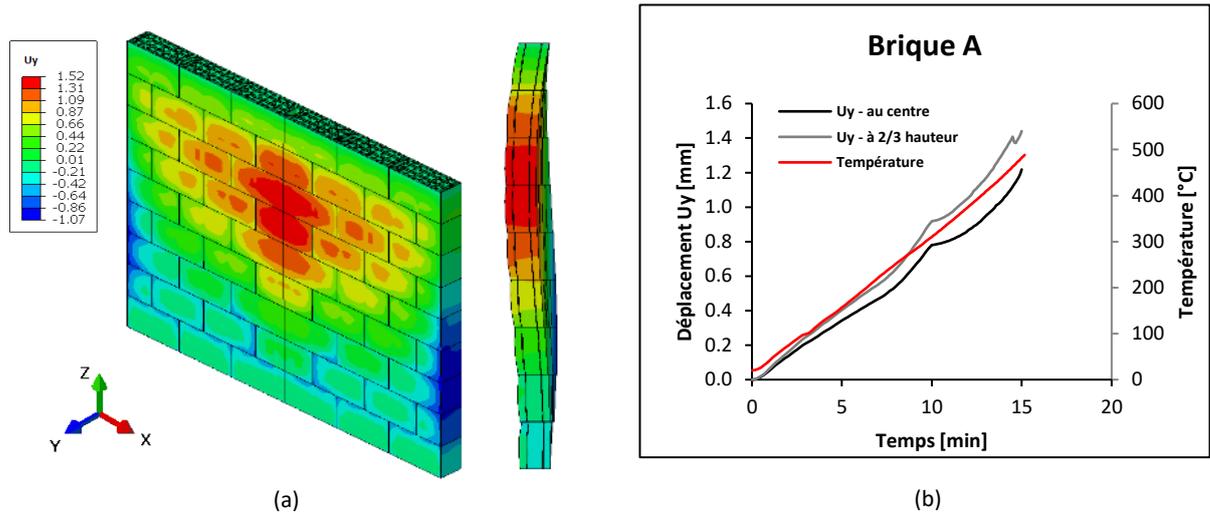


Figure 4.36 – (a) La déformée et le déplacement hors plan du mur à 15 minutes. (b) L'évolution temporelle du déplacement  $U_y$  au centre du mur et à 2/3 de sa hauteur.

#### 4.6.6.3 Analyse de la contrainte

Les distributions des contraintes dans le mur sont similaires à celles observées à l'échelle de la brique. Nous remarquons que les faces exposées au feu sont en compression et que les jonctions entre les parois frontales et transversales sont en traction. Ceci est représenté par la figure 4.37 qui montre les isovaleurs de la première et de la troisième contrainte principale avant le début des dommages.

La figure 4.38a montre les zones endommagées à 15 minutes. Il apparaît que la rupture des briques de la 9<sup>me</sup> rangée est plus sévère que celle des autres briques. Nous voyons que la rupture est liée uniquement au détachement. Afin d'examiner l'évolution de la contrainte principale, nous choisissons 3 points dans les parois transversales des briques situés à mi-hauteur de la dernière rangée en haut, à mi-hauteur de la rangée centrale et à mi-hauteur de la première rangée en bas.

La figure 4.38b montre l'évolution temporelle de la contrainte principale des points sélectionnés dans les rangées 1, 4 et 9. Nous pouvons remarquer que le dommage commence dans la brique située dans la dernière rangée à environ 10 minutes. Ensuite, le dommage apparaît à 13 minutes dans la brique de la première rangée. Ensuite, nous voyons que la jonction de la brique de la rangée du milieu est endommagée vers 15 minutes.

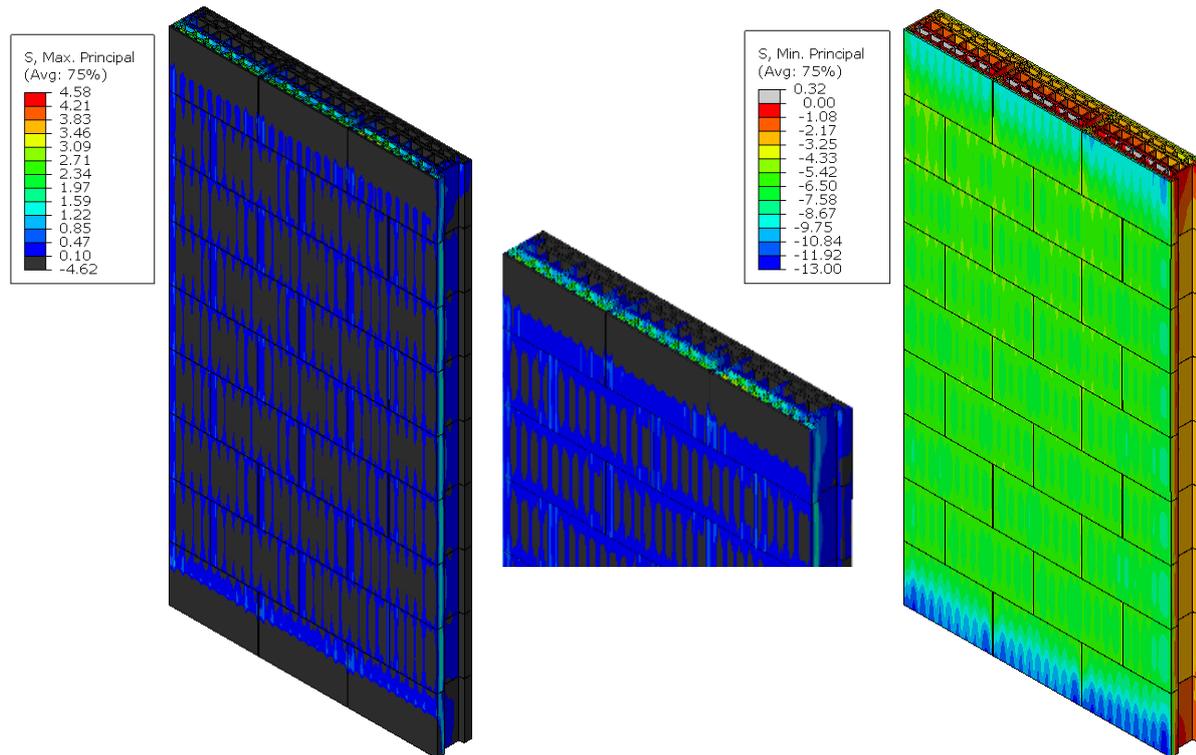


Figure 4.37 – Les distributions des contraintes principales maximales et minimales  $\sigma_I$  et  $\sigma_{III}$  avant la rupture.

La figure 4.39a montre les évolutions de la température mesurées durant l'essai expérimental pour la deuxième brique situé à 6<sup>me</sup> rangée. Nous pouvons observer un saut de la température autour de 11 minutes, il semble que cela signifie l'apparition du premier écaillage. De ce fait, nous examinons les jonctions des cloisons de la deuxième brique du bord situé dans la 6<sup>me</sup> rangée. La figure 4.39b montre que les contraintes principales dépassent leur seuil autour de 12 minutes. Ceci met en évidence la concordance entre le calcul et les observations expérimentaux et peut valider la capacité prédictive du modèle proposé.

Sur la figure 4.40a, nous présentons l'évolution temporelle des contraintes principales sur les parois transversales de la brique située au rang central. Nous trouvons que la rupture par détachement est observée uniquement dans la première paroi. Cependant, les autres parois restent au-dessous de la limite de traction de la terre cuite.

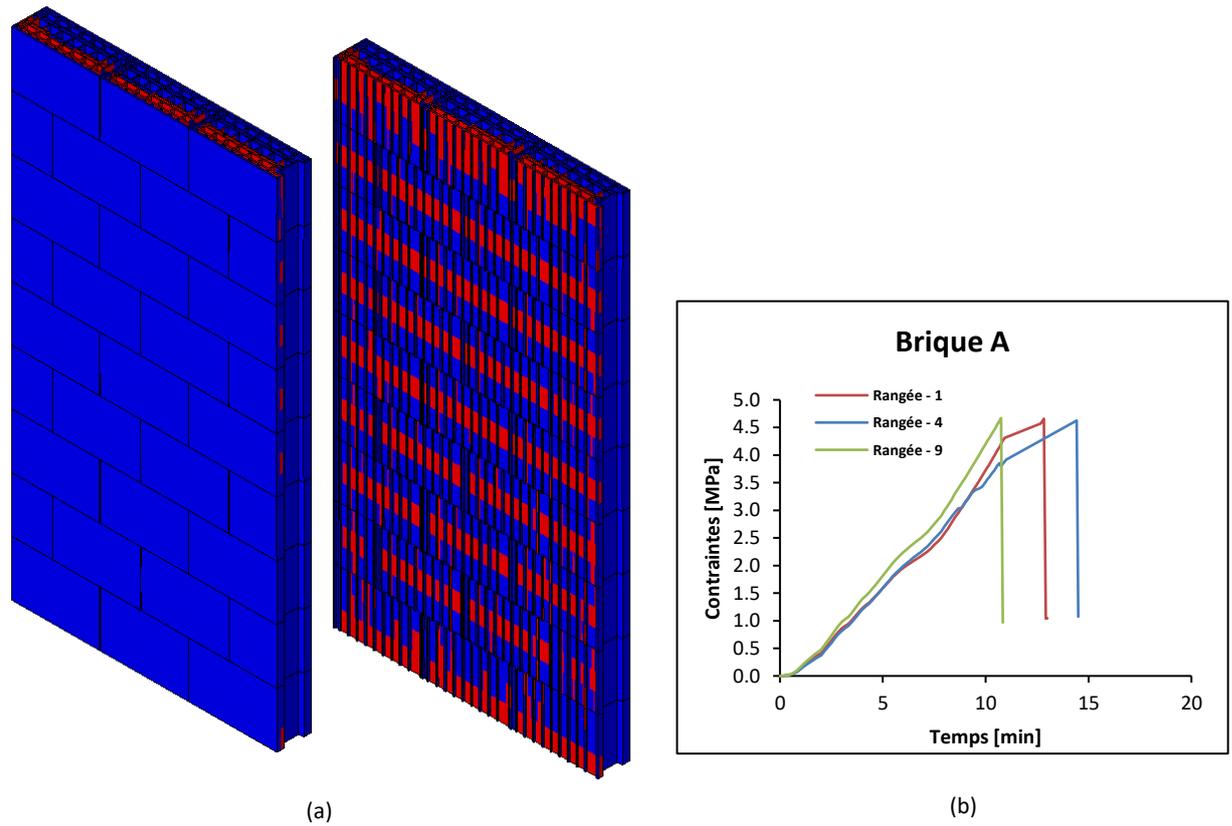


Figure 4.38 – (a) Les zones endommagées du mur à 15 minutes. (b) L'évolution temporelle des contraintes principales sur les parois transversales de la brique située sur les rangées 1, 4 et 9.

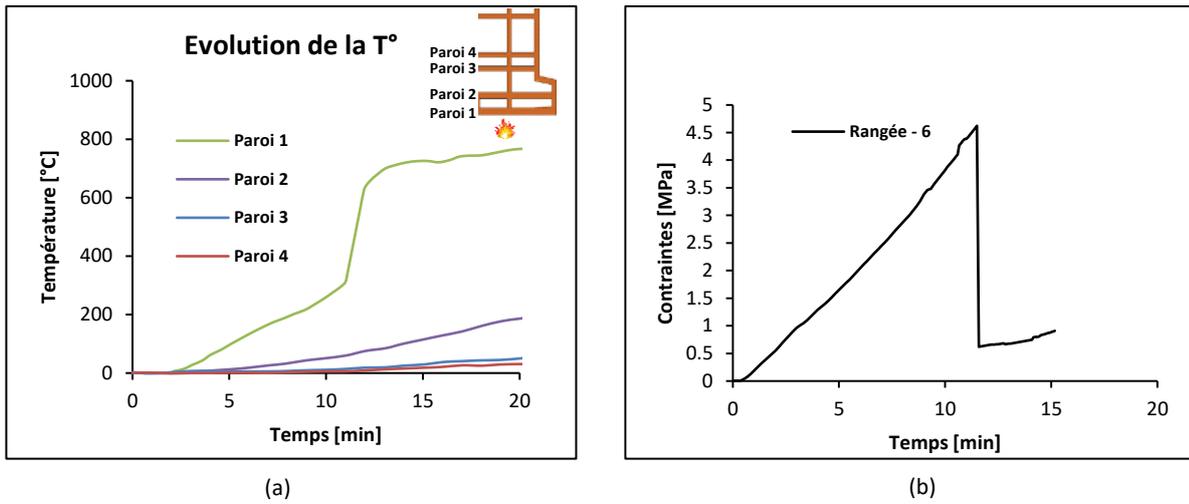


Figure 4.39 – (a) L'évolution de la température durant l'essai expérimental pour la brique située au 6<sup>me</sup> rang. (b) L'évolution temporelle des contraintes principales sur les parois transversales de la brique située au 6<sup>me</sup> rang. par calcul

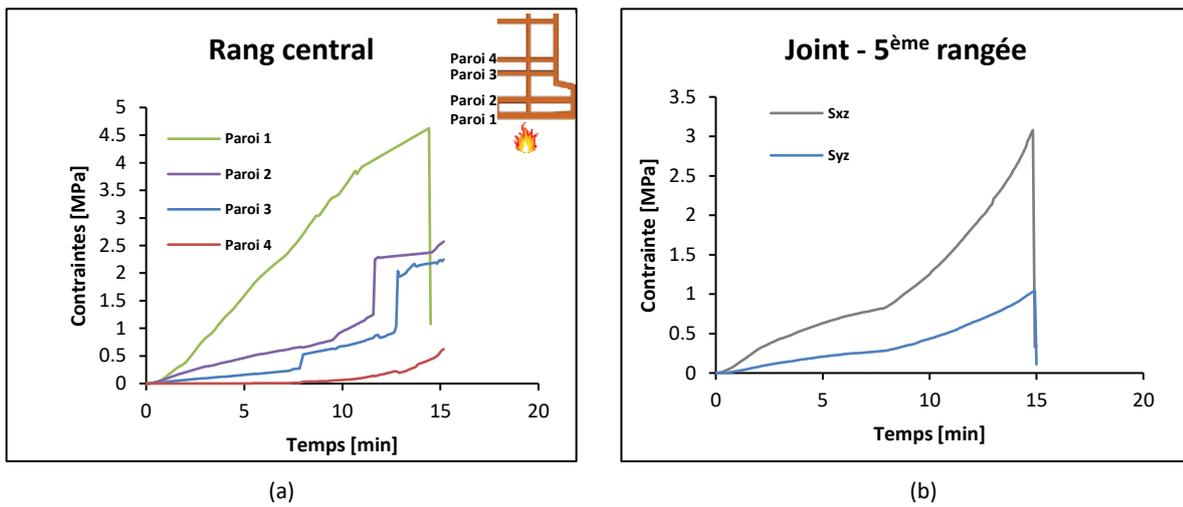


Figure 4.40 – (a) L'évolution temporelle des contraintes principales sur les 4 premières parois de la brique située au centre du mur. (b) L'évolution des contraintes de cisaillement ainsi que les contraintes normales du joint.

En outre, la figure [4.40b](#) montre les courbes temporelles des contraintes de cisaillement dans le plan et hors du plan ainsi que les contraintes normales du joint. Nous pouvons remarquer que la rupture du joint est au cisaillement. En effet, il semble que la rupture en traction du joint n'apparaît qu'après la chute des parois écaillées. Plus précisément, après l'écaillage, le chargement mécanique appliqué devient excentré, ce qui génère un moment additionnel qui conduit à une ouverture du joint dans le côté non exposé au feu. Ce phénomène accélère la ruine totale du mur.

## 4.7 Conclusion

Dans ce chapitre, le modèle par éléments finis tridimensionnel de transfert thermique chaîné au modèle mécanique a été présenté puis exploité pour analyser plusieurs configurations à complexité croissante : allant de l'échelle d'une brique unitaire à celle d'un mur complet exposé au feu. Le comportement à haute température de la maçonnerie est identifié à partir des essais réalisés et implémenté dans le code aux éléments finis ABAQUS. Il consiste en (i) une loi élastique isotrope transverse et un endommagement isotrope pour la brique, (ii) une loi élastique fragile du joint, basée sur un critère de Mohr-Coulomb capé en compression et étendu à la traction par un critère anisotrope. Dans ce dernier, on distingue les résistances au cisaillement correspondant à une rupture selon l'épaisseur du tesson et celle selon sa longueur. Enfin, l'écroutissement thermique des résistances est pris en compte.

Le modèle par éléments finis développé a ensuite été utilisé pour réaliser des études paramétriques sur l'influence du module de Young, de la forme des jonctions entre les parois transversales et frontales et de l'épaisseur de la paroi transversale sur le comportement au feu. Nous avons remarqué que plus le module de Young est élevé, plus le début de la rupture est précoce. De plus, nous avons constaté que la forme des jonctions n'a aucune influence sur le comportement au feu tant que les parois transversales qui sont en traction ont la même épaisseur. En effet, les ruptures sont localisées dans la section la plus petite, au droit de la paroi transversale. En revanche, l'augmentation de l'épaisseur de la paroi transversale peut améliorer le comportement au feu. Cette amélioration est purement liée aux effets mécaniques de l'augmentation de la section de la paroi transversale. Plus la section est grande, plus l'effort nécessaire pour atteindre la résistance du matériau est important.

A l'échelle du mur, le modèle par éléments finis développé a permis de reproduire qualitativement les observations expérimentales globales et locales jusqu'à l'occurrence d'un premier écaillage. En particulier, nous avons pu observer le phénomène du cintrage thermique ainsi que des faciès d'endommagement et de contraintes cohérents avec des mécanismes susceptibles de conduire à l'écaillage : des ruptures par traction au droit des jonctions entre les parois frontales (exposées au feu) et les parois transversales des briques conduisant à écaillage par détachement des parois frontales.



## CONCLUSIONS GÉNÉRALES

Jusqu'à présent, très peu d'études ont été menées pour déterminer avec fiabilité les paramètres influençant le comportement au feu des murs de maçonnerie construits avec des joints minces. La nécessité de comprendre le comportement des structures de maçonnerie exposées au feu et la prédiction de leur résistance au feu devient majeure.

Ainsi, l'objectif de cette thèse était, d'une part, de caractériser le comportement à température ambiante et à hautes températures des constituants (terre cuite et mortier du joint) ainsi que des assemblages à complexité croissante pour tracer l'effet d'échelle sur le comportement d'ensemble. Et d'autre part, de proposer des lois de comportement de ces composants et les exploiter dans un code par éléments finis afin d'analyser le comportement de murs exposés au feu.

Par conséquent, des études expérimentales ont été menées afin de caractériser le comportement mécanique intrinsèque des matériaux constitutifs (terre cuite, mortier colle) à différentes températures. Nous avons choisi de mener les travaux de caractérisation sur deux briques différentes : issues de fabricants différents et présentant des morphologies différentes (géométrie des tessons et des alvéoles). Ce choix permet d'intégrer dans l'étude la variabilité liée au site de production ainsi que l'effet du processus de fabrication.

Le comportement mécanique de la terre cuite à froid est déterminé par des essais classiques (statiques et dynamiques) sur des tessons extraits de différents parois de briques et sollicités dans différentes directions. Les résultats expérimentaux sur la terre cuite ont montré que les valeurs de la résistance (en compression et en traction) ainsi que du module de Young diffèrent en fonction de la direction de sollicitation considérée.

Les échantillons extraits dans la direction d'extrusion de la brique ont les valeurs les plus élevées par rapport aux autres directions en termes de résistance et de module de Young. Ceci est dû à l'anisotropie du matériau héritée du processus d'extrusion. Nous avons remarqué également que les valeurs du module de Young dans les directions perpendiculaires à la direction d'extrusion sont comparables, ce qui n'est pas le cas pour les résistances en traction et en compression. De plus, nous avons pu déterminer les modules de cisaillement par les essais d'excitation par impulsion et les coefficients de Poisson par des essais de compression en utilisant des jauges de déformation.

A haute température, les relations contrainte-déformation ont montré un comportement quasi-fragile pour la terre cuite. Nous avons vu que les résistances à la traction et à la compression de la terre cuite augmentent avec la température. D'autre part, le module de Young a montré une légère diminution avec l'augmentation de la température de sorte que le matériau perd 40% de sa rigidité à 800°C. Au-dessus de 900°C, la terre cuite présente une phase plastique significative avec une déformation pouvant atteindre 20%. Contrairement à la propriété "inerte" de la terre cuite, nous avons constaté que les résistances à la compression et à la traction ainsi que le module de Young du mortier colle diminuent avec la température.

Ensuite, après avoir étudié le comportement intrinsèque des matériaux du mur, des études expérimentales à différentes températures ont été menées pour caractériser le comportement du joint lors de l'assemblage et pour examiner son influence sur le comportement global de la structure. L'effet du joint mince sur la résistance à la compression d'un assemblage à l'échelle du tesson était plus significatif que celui obtenu à une échelle plus grande, qui pourrait être négligeable. Il semble que la raison de cet effet non significatif à l'échelle intermédiaire et à l'échelle de la brique soit liée au rapport entre la hauteur du joint et la hauteur de la brique ( $h_j/h_b$ ). En termes de module de Young, les raideurs à l'échelle du tesson et de la brique présentent des valeurs proches. Cependant, les rigidités à l'échelle intermédiaire (alvéole et groupe d'alvéoles) montrent des valeurs différentes de celles du tesson et de la brique. Les résultats à l'échelle d'une alvéole donnent les plus faibles valeurs de rigidités. Cela pourrait s'expliquer par la rigidification mutuelle entre les alvéoles. En effet, une seule alvéole a une plus grande souplesse latérale qui permet de réduire la rigidité axiale apparente. L'augmentation du nombre d'alvéoles lors du passage au groupe d'alvéoles puis à la brique rétablit la raideur latérale ce qui fait augmenter à nouveau la rigidité axiale.

A haute température, l'évolution de la résistance à la compression de l'assemblage en fonction de la température suit la même tendance d'augmentation de celles du tesson dans les deux briques. De même, pour le module de Young qui a tendance à diminuer. Durant cette thèse, nous avons pu développer des campagnes d'essais pour déterminer la résistance à l'arrachement et au cisaillement à différentes températures du joint.

Nous avons pu observer à partir de différents types d'essais de cisaillement où le traitement d'image a été utilisé, qu'il y a une différence d'environ 50% entre la résistance au cisaillement dans le plan et hors du plan. A haute température, la résistance au cisaillement et la rigidité ont

montré une diminution avec la température. De même, nous avons remarqué que la résistance à la flexion ainsi que la résistance à l'arrachement du joint diminuent avec la température. Également pour la rigidité qui a tendance à diminuer avec la température.

Le modèle par éléments finis tridimensionnel de transfert thermique chaîné au modèle mécanique a été présenté et appliqué à diverses configurations à complexité croissante, de la taille d'une brique unitaire à celle d'un mur entier exposé au feu. Les caractéristiques de la maçonnerie à haute température ont été identifiées à partir des essais réalisés et implémenté dans le code aux éléments finis ABAQUS, avec une loi élastique isotrope transverse et un endommagement isotrope pour les briques, ainsi qu'une loi élastique fragile pour les joints, basée sur un critère de Mohr-Coulomb capé en compression et étendu à la traction par un critère anisotrope avec des résistances au cisaillement distinctes selon l'épaisseur et la longueur du tesson. Enfin, l'écrouissage thermique des résistances a été pris en compte.

Le modèle par éléments finis a été utilisé pour mener des études paramétriques sur l'impact du module de Young, de la forme des jonctions entre les parois frontales et transversales et de l'épaisseur des parois transversales sur le comportement au feu. Nous avons pu constater que le début de la rupture est plus précoce lorsque le module de Young est élevé, et la forme des jonctions n'affecte pas le comportement au feu si les parois transversales ont la même épaisseur, car les ruptures se produisent dans la section la plus petite au droit de la paroi transversale. Cependant, l'augmentation de l'épaisseur de la paroi transversale peut améliorer le comportement au feu en raison des effets mécaniques : plus la section est grande, plus cela nécessite des efforts pour atteindre la rupture.

À l'échelle du mur, le modèle par éléments finis a permis de reproduire qualitativement les observations expérimentales jusqu'à l'apparition d'un premier écaillage, notamment en observant le phénomène de cintrage thermique et les ruptures par traction au droit des jonctions entre les parois frontales et transversales des briques, conduisant à l'écaillage par détachement des parois frontales.

## Perspectives

L'approche de modélisation proposée et basée sur les résultats expérimentaux fournit une meilleure compréhension du comportement au feu du mur monté à joints minces. Cependant, il est pertinent de proposer quelques perspectives à ce travail pour aller plus loin :

- Étudier l'effet de la morphologie des briques sur le comportement à froid et à chaud de la terre cuite.
- Il convient de mener des études expérimentales à chaud à l'échelle intermédiaire et représentative de la brique. Ces études servent à valider les modèles numériques dont le temps de calcul à cette échelle reste raisonnable en comparant avec l'échelle du mur
- Analyses complémentaires en chimie sur l'état hydrique, l'optimisation topologique, l'utilisation de la tomographie aux rayons X etc.
- Amélioration du modèle thermomécanique développé en modélisant le comportement post-pic et la différence entre le module de compression et de traction.
- Tant que la ruine totale du mur est essentiellement liée à l'écaillage, la prise en compte de ce phénomène dans la modélisation sera importante pour évaluer la résistance au feu des murs à joints minces.

## BIBLIOGRAPHIE

- [1] NF EN 1052-1, Méthodes d'essai de la maçonnerie, Partie 1 : Détermination de la résistance à la compression - Octobre 1999. Technical report, October 1999.
- [2] NF EN 1052-3, Méthodes d'essai de la maçonnerie, Partie 3 : Détermination de la résistance initiale au cisaillement- Avril 2003. Technical report, April 2003.
- [3] EN. 1996-1-2 Eurocode 6 : Design of Masonry Structures, Part 1-2 : General-Structural Fire Design. Brussels : Commission of European Communities. Technical report, May 2005.
- [4] NF EN 1365-1 : Calcul des ouvrages en maçonneries - Partie 1-2 : Règles générales - Calcul du comportement au feu, 2006. Technical report, 2006.
- [5] UNI EN 772-1. Methods of test for masonry units. determination of compressive strength, 2011.
- [6] L. Abdou, R. Ami Saada, Fekri Meftah, and Ahmed Mebarki. Experimental investigations of the joint-mortar behaviour. *Mechanics research communications*, 33(3) :370–384, 2006. Publisher : Elsevier.
- [7] Kurdo F. Abdulla, Lee S. Cunningham, and Martin Gillie. Simulating masonry wall behaviour using a simplified micro-model approach. *Engineering Structures*, 151 :349–365, 2017. Publisher : Elsevier.
- [8] Pavel Y Akishin, Evgeny N Barkanov, Mirosław Wesolowski, and Elena M Kolosova. Static and dynamic techniques for non-destructive elastic material properties characterisation. page 13, 2014.
- [9] Ali Alnajim. *Modélisation et simulation du comportement du béton sous hautes températures par une approche thermo-hygro-mécanique couplée : application à des situations accidentelles*. PhD Thesis, Université de Marne-la-Vallée, 2004.
- [10] B. Amrane, E. Ouedraogo, B. Mamen, S. Djaknoun, and N. Mesrati. Experimental study of the thermo-mechanical behaviour of alumina-silicate refractory materials based on a mixture of Algerian kaolinitic clays. *Ceramics International*, 37(8) :3217–3227, 2011. Publisher : Elsevier.

- [11] Marco Andreini, Mauro Caciolai, Saverio La Mendola, Lamberto Mazziotti, and Mauro Sassu. Mechanical behavior of masonry materials at high temperatures. *Fire and Materials*, 39(1) :41–57, 2015. Publisher : Wiley Online Library.
- [12] Juliana Anggono. Mullite ceramics : its properties structure and synthesis. *Jurnal Teknik Mesin*, 7(1) :1–10, 2005.
- [13] Cagrialp Arslan, Osman Gencil, Ismail Borazan, Mucahit Sutcu, and Ertugrul Erdogmus. Effect of waste-based micro cellulose fiber as pore maker on characteristics of fired clay bricks. *Construction and Building Materials*, 300 :124298, 2021. Publisher : Elsevier.
- [14] Jean-Emmanuel Aubert, Pascale Maillard, Jean-Claude Morel, and M. Al Rafii. Towards a simple compressive strength test for earth bricks? *Materials and Structures*, 49(5) : 1641–1654, 2016. Publisher : Springer.
- [15] Viktor Bánhidi and László A. Gömze. Improvement of insulation properties of conventional brick products. In *Materials science forum*, volume 589, pages 1–6. Trans Tech Publ, 2008.
- [16] Joaquim AO Barros, J. C. Almeida, and Paulo B. Lourenço. Characterization of brick and brick–mortar interface under uniaxial tension. 2002.
- [17] Zdenek P. Bazant, Yunping Xi, and Stuart G. Reid. Statistical size effect in quasi-brittle structures : I. Is Weibull theory applicable? *Journal of engineering Mechanics*, 117(11) : 2609–2622, 1991. Publisher : American Society of Civil Engineers.
- [18] Estelle Berthier. *Quasi-brittle failure of heterogeneous materials : damage statistics and localization*. PhD Thesis, Paris 6, 2015.
- [19] L. Binda, A. Fontana, and G. Frigerio. Mechanical behaviour of brick masonries derived from unit and mortar characteristics. *Brick and Block Masonry(8 th IBMAC) London, Elsevier Applied Science*, 1 :205–216, 1988.
- [20] Marie Bisoffi-Sauve. *Etude des ouvrages maçonnés en pierre par la méthode des éléments discrets : caractérisation et modélisation du comportement cohésif des joints*. PhD Thesis, Université de Bordeaux, 2016.
- [21] Bogdan Bogdanov, Irena Markovska, Yancho Hristov, and Dimitar Georgiev. Lightweight materials obtained by utilization of agricultural waste. *World academy of science, engineering and technology*, 64, 2012.

- [22] Cécile Bories. *Etude des caractéristiques d'un porogène d'origine biosourcée et mécanismes mis en oeuvre pour l'obtention d'une brique de construction micro-poreuse à haute performance thermique et mécanique*. PhD Thesis, 2015.
- [23] Cecile Bories, Marie-Elisabeth Borredon, Emeline Vedrenne, and Gerard Vilarem. Development of eco-friendly porous fired clay bricks using pore-forming agents : A review. *Journal of environmental management*, 143 :186–196, 2014. Publisher : Elsevier.
- [24] B Bresler. Analytical prediction of structural response to fire. *Fire safety journal*, 9(1) : 103–117, 1985.
- [25] Jérôme Brulin, Eric Blond, Emmanuel de Bilbao, Amna Rekik, Matthieu Landreau, Alain Gasser, and Yannick Colleville. Methodology for brick/mortar interface strength characterization at high temperature. *Construction and Building Materials*, 265 :120565, 2020. Publisher : Elsevier.
- [26] Stephen M. Byrne. Fire resistance of load-bearing masonry walls. *Fire technology*, 15(3) : 180–188, 1979. Publisher : Springer.
- [27] Raul DSG Campilho, MFSF De Moura, and JJMS Domingues. Using a cohesive damage model to predict the tensile behaviour of CFRP single-strap repairs. *International Journal of Solids and Structures*, 45(5) :1497–1512, 2008. Publisher : Elsevier.
- [28] Eduardo Cavaco, Inês Grilo, João Paulo Gouveia, Eduardo Júlio, and Luís Neves. Mechanical performance of eco-efficient hollow clay bricks incorporating industrial nano-crystalline aluminium sludge. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 24(12) : 1921–1938, 2020. Publisher : Taylor & Francis.
- [29] Georges N. Chahine. *Behaviour characteristics of face shell mortared block masonry under axial compression*. PhD Thesis, 1989.
- [30] František Chalupa, Jan Vilhelm, Matij Petružálek, and Zita Bukovská. Determination of static moduli in fractured rocks by T-matrix model. *Acta Montanistica Slovaca*, 22(1), 2017.
- [31] Mouatassim Charai, Haitham Sghiouri, Ahmed Mezrhab, Mustapha Karkri, and Kamal El Hammouti. Comparative study of a clay before and after fired brick-making process. *Materials Today : Proceedings*, 31 :S103–S108, 2020. Publisher : Elsevier.

- [32] Steven Cooreman, David Lecompte, Hugo Sol, Johnny Vantomme, and Dimitri Debruyne. Identification of mechanical material behavior through inverse modeling and DIC. *Experimental Mechanics*, 48(4) :421–433, 2008. Publisher : Springer.
- [33] CSTB. Thermal Regulation 2005,Règles Th-U-Fascicle 2 : Material—Chapter II, Tabulated values, Centre Scientifique et Technique des Bâtiments. Technical report, 2005.
- [34] CTMNC. Comportement de matériau en terre-cuite à haute température. Rapport interne, Centre Technique de Matériaux Naturels de Construction, 2007. Technical report, 2007.
- [35] CTMNC. Comportement de matériau en terre-cuite à haute température. Rapport interne, Centre Technique de Matériaux Naturels de Construction, 2021. Technical report, 2021.
- [36] Mehmet Sait Cülfik and Turan Özturan. Effect of elevated temperatures on the residual mechanical properties of high-performance mortar. *Cement and Concrete Research*, 32(5) :809–816, 2002. Publisher : Elsevier.
- [37] Abdelhakim DAOUI and Abdellatif ZERIZER. Identification of elasticity modulus by vibratory analysis (Application to a natural composite : Aleppo pine wood). In *MATEC Web of Conferences*, volume 149, page 01045. EDP Sciences, 2018.
- [38] Aditya Daware and M. Z. Naser. Fire performance of masonry under various testing methods. *Construction and Building Materials*, 289 :123183, 2021. Publisher : Elsevier.
- [39] Rodrigo P. de Souza, Fernanda Pacheco, Gustavo L. Prager, Augusto M. Gil, Roberto Christ, Vinícius Muller de Mello, and Bernardo F. Tutikian. Verification of the influence of loading and mortar coating thickness on resistance to high temperatures due to fire on load-bearing masonries with clay tiles. *Materials*, 12(22) :3669, 2019. Publisher : Multidisciplinary Digital Publishing Institute.
- [40] M. Dhanasekar, VJGS Chandrasekaran, and S. J. Grubits. A numerical model for thermal bowing of masonry walls. In *Proceedings of the Tenth International Brick/Block Masonry Conference, Calgari, Canada*, 1994.
- [41] W. P. S. Dias, G. A. Khoury, and P. J. E. Sullivan. Mechanical properties of hardened cement paste exposed to temperatures up to 700 C (1292 F). *Materials Journal*, 87(2) : 160–166, 1990.
- [42] Nathalie Domede, Thomas Parent, and Alain Sellier. Mechanical behaviour of granite : a compilation, analysis and correlation of data from around the world. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 23(2) :193–211, 2019.

- [43] Robert G. Drysdale, Ahmad A. Hamid, and Lawrie R. Baker. *Masonry structures : behavior and design*. 1994.
- [44] Changqing Du, Xiaofan Liu, Yinying Liu, and Teng Tong. Prediction of the Interface Shear Strength between Ultra-High-Performance Concrete and Normal Concrete Using Artificial Neural Networks. *Materials*, 14(19) :5707, 2021. Publisher : Multidisciplinary Digital Publishing Institute.
- [45] Zongliang Du, Yupeng Zhang, Weisheng Zhang, and Xu Guo. A new computational framework for materials with different mechanical responses in tension and compression and its applications. *International Journal of Solids and Structures*, 100 :54–73, 2016. Publisher : Elsevier.
- [46] Zongliang Du, Weisheng Zhang, Yupeng Zhang, Riye Xue, and Xu Guo. Structural topology optimization involving bi-modulus materials with asymmetric properties in tension and compression. *Computational Mechanics*, 63(2) :335–363, 2019. Publisher : Springer.
- [47] D. Eliche-Quesada, S. Martínez-Martínez, L. Pérez-Villarejo, F. J. Iglesias-Godino, C. Martínez-García, and F. A. Corpas-Iglesias. Valorization of biodiesel production residues in making porous clay brick. *Fuel Processing Technology*, 103 :166–173, 2012. Publisher : Elsevier.
- [48] BS EN. Eurocode 1 : Actions on structures part 1-2 : General actions actions on structures exposed to fire. *British Standards*, 1991.
- [49] Mohammed Ezziane, Tahar Kadri, Laurent Molez, Raoul Jauberthie, and Ali Belhacen. High temperature behaviour of polypropylene fibres reinforced mortars. *Fire Safety Journal*, 71 :324–331, 2015. Publisher : Elsevier.
- [50] Anita Fódi. Effects influencing the compressive strength of a solid, fired clay brick. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, 55(2) :117–128, 2011.
- [51] Arthur James Francis, C. B. Horman, and L. E. Jerrems. The effect of joint thickness and other factors on the compressive strength of brickwork. In *Proceedings of 2nd international brick masonry conference, stoke-on-trent*, pages 31–37, 1971.
- [52] Nicolas Gallienne. *Modélisation thermomécanique de maçonneries : endommagement d'un piédroit de cokerie sous l'effet de la poussée du charbon*. PhD Thesis, Université d'Orléans, 2014.

- [53] Osman Gencel, Ertugrul Erdugmus, Mucahit Sutcu, and Osman Hulusi Oren. Effects of concrete waste on characteristics of structural fired clay bricks. *Construction and Building Materials*, 255 :119362, 2020. Publisher : Elsevier.
- [54] N. Gnanakrishnan and R. Lawther. *Performance of masonry walls exposed to fire*. DBCE, 1990.
- [55] João P. Gouveia and Paulo B. Lourenço. Masonry shear walls subjected to cyclic loading : influence of confinement and horizontal reinforcement. 2007.
- [56] Izabela Hager. *Comportement à haute température des bétons à haute performance : évolution des principales propriétés mécaniques*. PhD Thesis, Marne-la-vallée, ENPC, 2004.
- [57] Ahmad A. Hamid, B. E. Abboud, and H. G. Harris. Direct modeling of concrete block masonry under axial compression. In *Masonry : Research, Application, and Problems*. ASTM International, 1985.
- [58] Arnold W. Hendry, Bhek Pati Sinha, and S. R. Davies. *Design of masonry structures*. CRC Press, 2017.
- [59] ASTM International. Standard Test Method for Dynamic Young’s Modulus, Shear Modulus, and Poisson’s Ratio by Impulse Excitation of Vibration, 2007.
- [60] ISO834-1. Fire Resistance Tests—Element of building construction. Part1 : General requirements,1999. Technical report, 1999.
- [61] Berna Istegun and Erkan Celebi. Triplet Shear Tests on Masonry Units with and Without Seismic Textile Reinforcement. In *International Sustainable Buildings Symposium*, pages 427–435. Springer, 2017.
- [62] Gary Jacques. *Etude des caractéristiques acoustiques des matériaux alvéolaires utilisés pour la construction de parois dans le bâtiment*. PhD thesis, Université de Toulouse, Université Toulouse III-Paul Sabatier, 2011.
- [63] Gary Jacques, Sylvain Berger, Vincent Gibiat, Philippe Jean, Michel Villot, and Sébastien Ciukaj. A homogenised vibratory model for predicting the acoustic properties of hollow brick walls. *Journal of Sound and Vibration*, 330(14) :3400–3409, 2011. Publisher : Elsevier.

- [64] Shengli Jin and Harald Harmuth. Asymmetric creep modeling of common refractory ceramics with high temperature wedge splitting test. *Engineering Fracture Mechanics*, page 107819, 2021. Publisher : Elsevier.
- [65] P. Jukes and J. R. Riddington. Review of masonry tensile bond strength test methods. *Masonry International*, 12(2) :51–57, 1998.
- [66] E Jung. BINDING BETWEEN MORTAR AND BRICK. *Brick and Block Masonry(8 th IBMAC) London, Elsevier Applied Science*, 1 :182–193, 1988.
- [67] Hemant B. Kaushik, Durgesh C. Rai, and Sudhir K. Jain. Stress-strain characteristics of clay brick masonry under uniaxial compression. *Journal of materials in Civil Engineering*, 19(9) :728–739, 2007. Publisher : American Society of Civil Engineers.
- [68] F. M. Khalaf. Factors influencing compressive strength of concrete masonry prisms. *Magazine of Concrete Research*, 48(175) :95–101, 1996. Publisher : Thomas Telford Ltd.
- [69] Wasim Khaliq and Muhammad Farrukh Bashir. High temperature mechanical and material properties of burnt masonry bricks. *Materials and Structures*, 49(12) :5195–5208, 2016. Publisher : Springer.
- [70] G. A. Khoury. Compressive strength of concrete at high temperatures : a reassessment. *Magazine of concrete Research*, 44(161) :291–309, 1992. Publisher : Thomas Telford Ltd.
- [71] Thomas Kiefer, Hawraa Kariem, Markus Lukacevic, and Josef Füssl. The compressive strength of vertically perforated clay block masonry predicted by means of a unit-cell type numerical simulation tool taking discrete cracking into account. *Construction and Building Materials*, 150 :24–34, 2017. Publisher : Elsevier.
- [72] C. L. Knox, D. Dizhur, and J. M. Ingham. Experimental study on scale effects in clay brick masonry prisms and wall panels investigating compression and shear related properties. *Construction and Building Materials*, 163 :706–713, 2018. Publisher : Elsevier.
- [73] V. K. R. Kodur, Maria Garlock, and Nestor Iwankiw. Structures in fire : state-of-the-art, research and training needs. *Fire Technology*, 48(4) :825–839, 2012. Publisher : Springer.
- [74] Michel Kornmann. *Clay bricks and roof tiles : manufacturing and properties*. lasim, 2007.
- [75] Puneet Kumar and V. K. R. Kodur. Modeling the behavior of load bearing concrete walls under fire exposure. *Construction and Building Materials*, 154 :993–1003, 2017. Publisher : Elsevier.

- [76] Mourad Lateb. *Calcul de la capacité portante des murs en maçonnerie de petits éléments sous charges verticales*. PhD Thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1995.
- [77] Tom Lauwagie, Hugo Sol, G. Roebben, Ward Heylen, and Yinming Shi. Validation of the Resonalyser method : an inverse method for material identification. *Proceedings of ISMA2002*, 2 :687–695, 2002.
- [78] S. J. Lawrence and N. Gnanakrishnan. The fire resistance of masonry walls. An overview. In *First National Structural Engineering Conference. Melbourne*, pages 26–28, 1987.
- [79] Bérengère Thi Thu Huong Le. Etude du comportement thermomécanique des murs en briques de terre cuite, Rapport interne du CTMNC, 2012. Technical report, 2012.
- [80] Bérengère Thi Thu Huong Le. Etude du comportement thermomécanique des murs en briques de terre cuite, Rapport interne du CTMNC, 2013. Technical report, 2013.
- [81] Bérengère Thi Thu Huong Le. Comportement de matériau en terre-cuite à haute température. Rapport interne, Centre Technique de Matériaux Naturels de Construction, 2018. Technical report, 2018.
- [82] Bérengère Thi Thu Huong Le, Thê-Duong Nguyen, Dupont, Olivier, and Sari, Mustapha. Analyses expérimentales de l’influence des systèmes d’isolation thermique sur le comportement au feu du mur porteur en maçonnerie monté au joint mince, Journées nationales maçonnerie, 17-18 mars 2016, Ifsttar, Marne-la-Vallée. 2016.
- [83] Roland W. Lewis, Perumal Nithiarasu, and Kankanhalli N. Seetharamu. *Fundamentals of the finite element method for heat and fluid flow*. John Wiley & Sons, 2004.
- [84] Rogério Cattelan Antochaves de Lima, Alessandro Onofre Rigão, Gihad Mohamad, Larissa Deglioumini Kirchhof, and Almir Barros da Silva Santos. Assess of hollow clay block masonry wallets under high temperature. *Matéria (Rio de Janeiro)*, 23, 2018. Publisher : SciELO Brasil.
- [85] Paulo B. Lourenço. Computations on historic masonry structures. *Progress in Structural Engineering and Materials*, 4(3) :301–319, 2002. Publisher : Wiley Online Library.
- [86] Paulo B. Lourenço and José Pina-Henriques. Validation of analytical and continuum numerical methods for estimating the compressive strength of masonry. *Computers & structures*, 84(29-30) :1977–1989, 2006. Publisher : Elsevier.

- [87] Paulo B Lourenço and Luís F Ramos. Characterization of cyclic behavior of dry masonry joints. *Journal of Structural Engineering*, 130(5) :779–786, 2004. Publisher : American Society of Civil Engineers.
- [88] Paulo B. Lourenço and Graça Vasconcelos. The design and performance of high-performance perforated fired masonry bricks. 2014. Publisher : Woodhead Publishing Limited.
- [89] Paulo B. Lourenço, J. O. Barros, and Juliana T. Oliveira. Shear testing of stack bonded masonry. *Construction and Building Materials*, 18(2) :125–132, 2004. Publisher : Elsevier.
- [90] Paulo B. Lourenço, Graça Vasconcelos, P. Medeiros, and J. Gouveia. Vertically perforated clay brick masonry for loadbearing and non-loadbearing masonry walls. *Construction and Building Materials*, 24(11) :2317–2330, 2010. Publisher : Elsevier.
- [91] Paulo José Brandão Barbosa Lourenço. Computational strategies for masonry structures. 1997.
- [92] Nirvan Makoond, Luca Pelà, and Climent Molins. Dynamic elastic properties of brick masonry constituents. *Construction and Building Materials*, 199 :756–770, 2019. Publisher : Elsevier.
- [93] Diego Marastoni, Luca Pelà, Andrea Benedetti, and Pere Roca. Combining Brazilian tests on masonry cores and double punch tests for the mechanical characterization of historical mortars. *Construction and Building materials*, 112 :112–127, 2016. Publisher : Elsevier.
- [94] Fekri MEFTAH and Thê-Duong Nguyen. Etude expérimentale et modélisation du choix de la géométrie des corps d’épreuve en terre cuite sur son comportement mécanique. In *Congrès français de mécanique*. AFM, Maison de la Mécanique, 39/41 rue Louis Blanc-92400 Courbevoie, 2009.
- [95] J. Menegon, A. G. Graeff, and L. C. P. Silva Filho. Structural masonry walls exposed to high temperatures with thermal expansion control. *Revista de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción*, 10(1) : 97–113, 2020. Publisher : Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación . . . .
- [96] Abdellah Menou. *Etude du comportement thermomécanique des bétons à haute température. : Approche multi échelles de l’endommagement thermique*. PhD Thesis, Pau, 2004.

- [97] Mehrdad Abdi Moghadam and Ramezan Ali Izadifard. Effects of zeolite and silica fume substitution on the microstructure and mechanical properties of mortar at high temperatures. *Construction and Building Materials*, 253 :119206, 2020. Publisher : Elsevier.
- [98] Clarence B. Monk. *A historical survey and analysis of the compressive strength of brick masonry*. Structural Clay Products Research Foundation, 1967.
- [99] F. Mujika, N. Carbajal, A. Arrese, and I. Mondragon. Determination of tensile and compressive moduli by flexural tests. *Polymer Testing*, 25(6) :766–771, September 2006. ISSN 0142-9418. doi : 10.1016/j.polymertesting.2006.05.003.
- [100] Pedro Muñoz, M. A. Mendivil, Viviana Letelier, and M. P. Morales. Thermal and mechanical properties of fired clay bricks made by using grapevine shoots as pore forming agent. Influence of particle size and percentage of replacement. *Construction and Building Materials*, 224 :639–658, 2019. Publisher : Elsevier.
- [101] Ali Nadjai, M. O’Garra, F. A. Ali, and David Laverty. A numerical model for the behaviour of masonry under elevated temperatures. *Fire and materials*, 27(4) :163–182, 2003. Publisher : Wiley Online Library.
- [102] Ali Nadjai, M. O’garra, and F. Ali. Finite element modelling of compartment masonry walls in fire. *Computers & structures*, 81(18-19) :1923–1930, 2003. Publisher : Elsevier.
- [103] Thê-Duong Nguyen. Behaviour on fire of masonries in clay brick : experimental approach and modelling of spalling risk. June 2009.
- [104] Thê Duong Nguyen. *Étude du comportement au feu des maçonneries de briques en terre-cuite : approche expérimentale et modélisation du risque d’écaillage*. PhD Thesis, Université Paris-Est, June 2009.
- [105] Thê-Duong Nguyen and Fekri Meftah. Behavior of clay hollow-brick masonry walls during fire. Part 1 : Experimental analysis. *Fire Safety Journal*, 52 :55–64, 2012. Publisher : Elsevier.
- [106] Thê-Duong Nguyen and Fekri Meftah. Behavior of hollow clay brick masonry walls during fire. Part 2 : 3D finite element modeling and spalling assessment. *Fire Safety Journal*, 66 : 35–45, 2014. Publisher : Elsevier.
- [107] Carlo Boursier Niutta, Andrea Tridello, Giovanni Belingardi, and Davide Salvatore Pao-lino. Nondestructive determination of local material properties of laminated composites

- with the impulse excitation technique. *Composite Structures*, 262 :113607, 2021. Publisher : Elsevier.
- [108] Sarkar Noor-E-Khuda and Faris Albermani. Mechanical properties of clay masonry units : Destructive and ultrasonic testing. *Construction and Building Materials*, 219 :111–120, 2019. Publisher : Elsevier.
- [109] Rafael G. Oliveira, João Paulo C. Rodrigues, João Miguel Pereira, Paulo B. Lourenço, and Rúben FR Lopes. Experimental and numerical analysis on the structural fire behaviour of three-cell hollowed concrete masonry walls. *Engineering Structures*, 228 :111439, 2021. Publisher : Elsevier.
- [110] M. I. Osendi and C. Baudin. Mechanical properties of mullite materials. *Journal of the European Ceramic society*, 16(2) :217–224, 1996. Publisher : Elsevier.
- [111] Lucas Otani, Sandro Amico, Rafael Trindade, and Henrique Alves. Characterization of the elastic moduli of composite materials by the impulse excitation technique. September 2014.
- [112] Pavel Padevět and Ondřej Zobal. Comparison of material properties of cement paste at high temperatures. In *Proc. of the 3rd WSEAS Int. Conf. on Engineering Mechanics, Structures, Engineering Geology (EMESEG'10)*, pages 402–407, 2010.
- [113] A. W. Page. The strength of brick masonry under biaxial tension-compression. *International journal of masonry construction*, 3(1) :26–31, 1983.
- [114] G. S. Pavan and K. S. Nanjunda Rao. Behavior of brick–mortar interfaces in FRP-strengthened masonry assemblages under normal loading and shear loading. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 28(2) :04015120, 2016. Publisher : American Society of Civil Engineers.
- [115] R. V. D. Pluijm. Shear behaviour of bed joints. In *Proceedings of the 6th North American Masonry Conference. Drexel University, Philadelphia, Pennsylvania, USA*, pages 125–136, 1993.
- [116] S. Pourfalah, Benny Suryanto, and Demetrios M. Cotsovos. Enhancing the out-of-plane performance of masonry walls using engineered cementitious composite. *Composites Part B : Engineering*, 140 :108–122, 2018. Publisher : Elsevier.

- [117] P. Ravi Prakash, Miguel Azenha, João M. Pereira, and Paulo B. Lourenço. Finite element based micro modelling of masonry walls subjected to fire exposure : Framework validation and structural implications. *Engineering Structures*, 213 :110545, 2020. Publisher : Elsevier.
- [118] S. Suriya Prakash and P. Alagusundaramoorthy. Load resistance of masonry wallettes and shear triplets retrofitted with GFRP composites. *Cement and Concrete Composites*, 30 (8) :745–761, 2008. Publisher : Elsevier.
- [119] R. Bruce Prime, Harvey E. Bair, Sergey Vyazovkin, Patrick K. Gallagher, and Alan Riga. Thermogravimetric analysis (TGA). *Thermal analysis of polymers : Fundamentals and applications*, pages 241–317, 2009. Publisher : John Wiley New York.
- [120] Dirk Proske and Pieter Van Gelder. *Safety of historical stone arch bridges*. Springer Science & Business Media, 2009.
- [121] Laura J. Pyrak-Nolte and David D. Nolte. Frequency dependence of fracture stiffness. *Geophysical Research Letters*, 19(3) :325–328, 1992. Publisher : Wiley Online Library.
- [122] D. Raffard, P. Ienny, J.-P. Henry, and F. Homand. Masonry : stone/mortar interface behaviour characterization by optical extensometer. *Mechanics Research Communications*, 28(1) :33–40, 2001. Publisher : Elsevier.
- [123] BV Venkatarama Reddy, Richardson Lal, and KS Nanjunda Rao. Influence of joint thickness and mortar-block elastic properties on the strength and stresses developed in soil-cement block masonry. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 21(10) :535–542, 2009. Publisher : American Society of Civil Engineers.
- [124] Xavier Régat. *Caractérisation du comportement en traction du béton sous fortes sollicitations : essais de flexion trois points aux barres de Hopkinson*. PhD Thesis, Université d’Orléans, 2016.
- [125] F. Robert, E. Véron, M. Moranville, and G. Matzen. Link between cement paste chemical changes and mortar mechanical resistance at high temperature. In *1st International Workshop on concrete spalling due to Fire Exposure*, pages 311–321, 2009.
- [126] S. Russo and F. Sciarretta. Experimental and theoretical investigation on masonry after high temperature exposure. *Experimental Mechanics*, 52(4) :341–359, 2012. Publisher : Springer.

- [127] Rui Saldanha, Eduardo Júlio, Daniel Dias-da Costa, and Pedro Santos. A modified slant shear test designed to enforce adhesive failure. *Construction and Building Materials*, 41 : 673–680, 2013. Publisher : Elsevier.
- [128] Cristian Sandoval and Oriol Arnau. Experimental characterization and detailed micro-modeling of multi-perforated clay brick masonry structural response. *Materials and Structures*, 50(1) :1–17, 2017. Publisher : Springer.
- [129] Yinming Shi, Hugo Sol, and Hongxing Hua. Material parameter identification of sandwich beams by an inverse method. *Journal of sound and vibration*, 290(3-5) :1234–1255, 2006. Publisher : Elsevier.
- [130] T. J. Shields, D. J. O’Connor, G. W. H. Silcock, and H. Donegan. Thermal bowing of a model brickwork panel. *Brick and Block Masonry(8 th IBMAC) London, Elsevier Applied Science,, 2* :846–856, 1988.
- [131] Ahmed Sridi. *Modélisations thermomécanique et numérique du comportement de maçonneries en briques alvéolées en terre cuite sous chargements mécanique et thermique sévères*. PhD Thesis, Université Paris-Saclay, 2018.
- [132] Martin Stückelschweiger, Dietmar Gruber, Shengli Jin, and Harald Harmuth. Wedge-splitting test on carbon-containing refractories at high temperatures. *Applied Sciences*, 9 (16) :3249, 2019. Publisher : Multidisciplinary Digital Publishing Institute.
- [133] Mucahit Sutcu, Hande Alptekin, Ertugrul Erdogmus, Yusuf Er, and Osman Gencil. Characteristics of fired clay bricks with waste marble powder addition as building materials. *Construction and Building Materials*, 82 :1–8, 2015. Publisher : Elsevier.
- [134] S. Tandon and K. T. Faber. Fracture of Brittle and Quasi-Brittle Engineering Materials. pages 209–239. American Ceramic Society, Columbus, OH, 1993.
- [135] Alan Taylor-Firth and Ian F. Taylor. A bond tensile strength test for use in assessing the compatibility of Brick/Mortar interfaces. *Construction and Building Materials*, 4(2) : 58–63, 1990. Publisher : Elsevier.
- [136] Nassif Nazeer Thaickavil and Job Thomas. Behaviour and strength assessment of masonry prisms. *Case Studies in Construction Materials*, 8 :23–38, 2018. Publisher : Elsevier.
- [137] Rob Van der Pluijm. Out-of-plane bending of masonry : behaviour and strength. 1999.

- [138] Graça Vasconcelos and Paulo B. Lourenço. Experimental characterization of stone masonry in shear and compression. *Construction and Building Materials*, 23(11) :3337–3345, 2009. Publisher : Elsevier.
- [139] Maxime Vassaux. *Comportement mécanique des matériaux quasi-fragiles sous sollicitations cycliques : de l'expérimentation numérique au calcul de structures*. PhD Thesis, École normale supérieure de Cachan-ENS Cachan, 2015.
- [140] Arduinus Theodorus Vermeltfoort. Brick-mortar interaction in masonry under compression. 2005.
- [141] Jan Vilhelm, Vladimír Rudajev, Tomáš Lokajíček, and Roman Živor. Velocity dispersion in fractured rocks in a wide frequency range. *Journal of Applied Geophysics*, 90 :138–146, 2013. Publisher : Elsevier.
- [142] Nicholas Walliman, Bousmaha Baiche, and Raymond Ogden. Thin-joint glued brickwork : Building in the British context. *Construction and Building Materials*, 22(6) :1081–1092, 2008. Publisher : Elsevier.
- [143] Sen Wang, Lloyd Gainey, Daniel Baxter, Xiaodong Wang, Ian DR Mackinnon, and Yunfei Xi. Thermal behaviours of clay mixtures during brick firing : A combined study of in-situ XRD, TGA and thermal dilatometry. *Construction and Building Materials*, 299 :124319, 2021. Publisher : Elsevier.
- [144] M. Wesolowski, E. Barkanov, S. Rucevskis, A. Chate, and G. La Delfa. Characterisation of elastic properties of laminated composites by non-destructive techniques. In *Proc. Int. Conf. on Composite Materials (Edinburgh)*, pages F5–12, 2009.
- [145] M. H. Worthington. Interpreting seismic anisotropy in fractured reservoirs. *First Break*, 26(7), 2008. Publisher : European Association of Geoscientists & Engineers.
- [146] W. H. Xie, Z. J. Peng, S. H. Meng, C. H. Xu, F. J. Yi, and S. Y. Du. GWFMM model for bi-modulus orthotropic materials : application to mechanical analysis of 4D-C/C composites. *Composite Structures*, 150 :132–138, 2016. Publisher : Elsevier.
- [147] Tao You, Qi-Zhi Zhu, Peng-Fei Li, and Jian-Fu Shao. Incorporation of tension-compression asymmetry into plastic damage phase-field modeling of quasi brittle geomaterials. *International Journal of Plasticity*, 124 :71–95, 2020. Publisher : Elsevier.

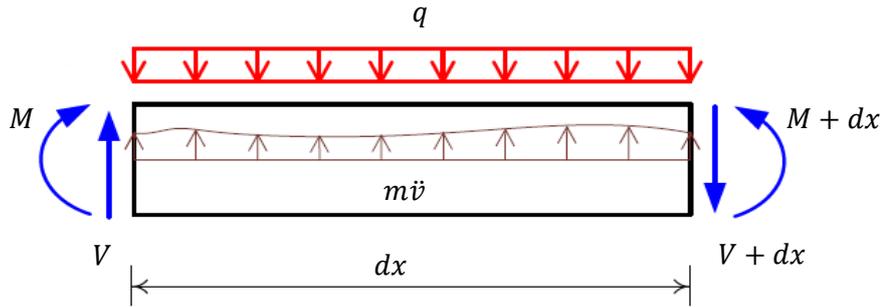
- [148] Nabi Yüzer, Fevziye Aköz, and Leyla Dokuzer Öztürk. Compressive strength–color change relation in mortars at high temperature. *Cement and Concrete Research*, 34(10) :1803–1807, 2004. Publisher : Elsevier.
- [149] Tatheer Zahra and Manicka Dhanasekar. Prediction of masonry compressive behaviour using a damage mechanics inspired modelling method. *Construction and Building Materials*, 109 :128–138, 2016. Publisher : Elsevier.
- [150] Robertas Zavalis and Bronius Jonaitis. Experimental tests on the EC6 compressive strength of masonry made of hollow calcium silicate units. *Arch Civ Eng Environ*, 1 : 49–58, 2013.
- [151] Robertas Zavalis, Bronius Jonaitis, and Paulo B. Lourenço. Analysis of bed joint influence on masonry modulus of elasticity. 2014.
- [152] Robertas Zavalis, Bronius Jonaitis, and Paulo B. Lourenço. Experimental investigation of the bed joint influence on mechanical properties of hollow calcium silicate block masonry. *Materials and Structures*, 51(4) :1–12, 2018. Publisher : Springer.
- [153] Shenghan Zhang, Nicolas Richart, and Katrin Beyer. Numerical evaluation of test setups for determining the shear strength of masonry. *Materials and Structures*, 51(4) :1–12, 2018. Publisher : Springer.
- [154] Olek C. Zienkiewicz, Robert L. Taylor, and Jian Z. Zhu. *The finite element method : its basis and fundamentals*. Elsevier, 2005.
- [155] A. Zolochovsky, E. Yeseleva, and W. Ehlers. An anisotropic model of damage for brittle materials with different behavior in tension and compression. *Forschung im Ingenieurwesen*, 69(3) :170–180, 2005. Publisher : Springer.



## Annexe I

### Modes propres de vibration de flexion d'une poutre

#### Équation différentielle de la déformée en termes de chargement linéique



Basons sur l'équilibre des forces et des moments ainsi que l'équation différentielle de la déformée écrite en termes de moment fléchissant, peut s'écrire par l'équation I1

$$q(x) = EI \left( \frac{d^4 y}{dx^4} \right) \quad (\text{I.1})$$

#### Équation différentielle d'une poutre vibrante

La masse linéique  $m(x)$  étant égale à  $\rho S$ , la force d'inertie linéique  $q(x)$  induite par la vibration sera :  $q(x) = -m(x)\phi(x) = -\rho S \frac{d^2 y}{dt^2}$ ,  $\phi(x) = \frac{d^2 y}{dx^2}$  étant l'accélération induite par la vibration, d'où l'équation différentielle des vibrations libres :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + \rho S \frac{d^2 y}{dt^2} = 0 \quad (\text{I.2})$$

En posant  $\beta^4 = \frac{\rho S \omega^2}{EI}$  et en séparant les parties temporelles et spatiales  $y(x, t) = Y(x) \exp(i\omega t)$  l'équation différentielle donnant l'amplitude  $Y(x)$  de la déformée à la pulsation  $\omega$  s'écrit :

$$\frac{d^4 Y}{dx^4} + \beta^4 Y = 0 \quad (\text{I.3})$$

La solution de cette équation s'écrit sous la forme générale :

$$Y(x) = C_1 \cosh(\beta_n x) + C_2 \cos(\beta_n x) + C_3 \sinh(\beta_n x) + C_4 \sin(\beta_n x) \quad (\text{I.4})$$

où  $C_{1..4}$  sont des constantes d'intégrations qui dépendent des conditions aux limites.

### Modes et fréquences propres

Les valeurs admissibles de la quantité  $\beta$  seront données par les racines  $\beta_n L = \gamma_n$  d'une équation  $f(\beta L) = 0$ , la fonction  $f$  étant elle-même définie par les 4 conditions aux limites nécessaires pour déterminer les relations entre les 4 constantes d'intégration  $C_1, C_1, C_1$  et  $C_4$ . Il en résulte que seule une série de pulsations discrètes  $\omega_n$  (fréquences propres de vibration) sera autorisée, ces pulsations étant obtenues sous la forme générale :

$$\omega_n = \gamma_n^2 \sqrt{\frac{E}{\rho}} \frac{1}{L^2} \sqrt{\frac{I}{S}} \quad f_n = \frac{1}{2\pi} \gamma_n^2 \sqrt{\frac{E}{\rho}} \frac{1}{L^2} \sqrt{\frac{I}{S}} \quad \beta_n = \frac{\gamma_n}{L} \quad (\text{I.5})$$

A chacune de ces fréquences sera associé un profil d'amplitude de déformée  $Y(\omega_n, x) = Y_n(x)$  appelé mode propre de vibration. Les fréquences propres se composent d'un terme  $\sqrt{\frac{E}{\rho}}$  caractérisant les propriétés intrinsèques du matériau (élasticité  $E$ , inertie  $\rho$ ) qui est identifié à la vitesse de propagation du son dans la poutre et d'un terme géométrique  $\frac{1}{L^2} \sqrt{\frac{I}{S}}$  qui caractérise la géométrie de la structure.

### Modes propres de vibration d'une poutre élancée de section rectangulaire

Avec  $S = bh$  et  $I = \frac{bh^3}{12}$ , les fréquences propres sont données par l'équation I.6 :

$$f_n = \frac{1}{2\pi} \gamma_n^2 \sqrt{\frac{E}{\rho}} \frac{1}{L^2} \sqrt{\frac{I}{S}} \quad \beta_n^4 = \frac{12 \rho \omega_n^2}{Eh^2} \quad (\text{I.6})$$

Et les modes propres par l'équation I.7 :

$$Y(x) = C_1 \cosh(\beta_n x) + C_2 \cos(\beta_n x) + C_3 \sinh(\beta_n x) + C_4 \sin(\beta_n x) \quad (\text{I.7})$$

### Dans le cas d'une poutre encastree

Les conditions aux limites sont :

— Déplacement d'encastrement interdit  $x = 0$  :

$$Y_n(0) = 0 = C_1 + C_2$$

— Rotation interdit  $x = 0$  :

$$\frac{dY_n}{dx}(0) = 0 = C_3 + C_4$$

— Absence de moment de flexion à l'extrémité libre  $x = L$  :

$$\frac{d^2Y_n}{dx^2}(L) = 0 = \beta_n^2 [C_1 \cosh(\beta_n L) - C_2 \cos(\beta_n L) + C_3 \sinh(\beta_n L) - C_4 \sin(\beta_n L)]$$

— Absence d'effort tranchant à l'extrémité libre  $x = L$  :

$$\frac{d^3Y_n}{dx^3}(L) = 0 = \beta_n^3 [C_1 \cosh(\beta_n L) - C_2 \cos(\beta_n L) + C_3 \sinh(\beta_n L) + C_4 \sin(\beta_n L)]$$

On obtient le système d'équations suivant :

$$\begin{bmatrix} 1 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 1 \\ \cosh(\beta_n L) & -\cos(\beta_n L) & \sinh(\beta_n L) & -\sin(\beta_n L) \\ \cosh(\beta_n L) & -\cos(\beta_n L) & \sinh(\beta_n L) & \sin(\beta_n L) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} C_1 \\ C_2 \\ C_3 \\ C_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (\text{I.8})$$

Ce système n'admet une solution ( $C_1, C_1, C_1$  et  $C_4$  proportionnels à une constante arbitraire) que si son déterminant est nul, ce qui donne l'équation aux pulsations propres définies par les conditions aux limites :

$$\cosh(\beta_n L) \cos(\beta_n L) = -1 \quad (\text{I.9})$$

Les solutions de cette équation correspondent à l'infinité d'intersections entre le graphe de la fonction  $\cos(\beta_n L)$  et celui de la fonction  $\frac{-1}{\cosh(\beta_n L)}$ . L'intersection donne les solutions suivantes :

$$\gamma_1 = 1.875 \quad \gamma_2 = 4.694 \quad \gamma_3 = 7.854 \quad \text{puis } i > 3 \quad \gamma_n = (2n - 1) \frac{\pi}{2}$$

### Dans le cas d'une poutre appuyée

Les conditions aux limites sont :

- Déplacement transversale est bloqué mais la rotation est libre à  $x = 0$  :

$$Y_n(0) = 0 = C_1 + C_2$$

- Absence de moment de flexion à  $x = 0$  :

$$\frac{dY_n^2}{dx^2}(0) = 0 = \beta_n^2 [C_1 - C_2]$$

- Absence de moment de flexion à l'extrémité libre  $x = L$  :

$$\frac{dY_n^2}{dx^2}(L) = 0 = \beta_n^2 [C_1 \cosh(\beta_n L) - C_2 \cos(\beta_n L) + C_3 \sinh(\beta_n L) - C_4 \sin(\beta_n L)]$$

- Absence d'effort tranchant à l'extrémité libre  $x = L$  :

$$\frac{dY_n^3}{dx^3}(L) = 0 = \beta_n^3 [C_1 \cosh(\beta_n L) - C_2 \cos(\beta_n L) + C_3 \sinh(\beta_n L) + C_4 \sin(\beta_n L)]$$

L'équation aux pulsations propres définies par les conditions aux limites est donc présentée par l'équation **I.10** :

$$\tan(\beta_n L) - \tanh(\beta_n L) = 0 \quad (\text{I.10})$$

Les solutions de cette équation correspondent à l'infinité d'intersections entre le graphe de la fonction  $\tan(\beta_n L)$  et celui de la fonction  $\tanh(\beta_n L)$ . L'intersection donne les solutions suivantes :

$$\gamma_1 = 3.9266 \quad \gamma_2 = 7.0686 \quad \text{puis } i > 2 \quad \gamma_n = \frac{\pi}{4} + n\pi$$

### Dans le cas d'une poutre guidée ou glissante

Les conditions aux limites sont :

- Rotation interdit  $x = 0$  :

$$\frac{dY_n}{dx}(0) = 0 = C_3 + C_4$$

— Absence d'effort tranchant à  $x = 0$  :

$$\frac{dY_n^3}{dx^3}(0) = 0 = \beta_n^3 [C_1 - C_2]$$

— Absence de moment de flexion à l'extrémité libre  $x = L$  :

$$\frac{dY_n^2}{dx^2}(L) = 0 = \beta_n^2 [C_1 \cosh(\beta_n L) - C_2 \cos(\beta_n L) + C_3 \sinh(\beta_n L) - C_4 \sin(\beta_n L)]$$

— Absence d'effort tranchant à l'extrémité libre  $x = L$  :

$$\frac{dY_n^3}{dx^3}(L) = 0 = \beta_n^3 [C_1 \cosh(\beta_n L) - C_2 \cos(\beta_n L) + C_3 \sinh(\beta_n L) + C_4 \sin(\beta_n L)]$$

L'équation aux pulsations propres définies par les conditions aux limites est donc présentée par l'équation I.11 :

$$\tan(\beta_n L) + \tanh(\beta_n L) = 0 \tag{I.11}$$

Les solutions de cette équation correspondent à l'infinité d'intersections entre le graphe de la fonction  $\tan(\beta_n L)$  et celui de la fonction  $-\tanh(\beta_n L)$  . L'intersection donne les solutions suivantes :

$$\gamma_1 = 2.365 \quad \gamma_2 = 5.4978 \quad \text{puis } i > 2 \quad \gamma_n = -\frac{\pi}{4} + n\pi$$

## Annexe II

### Analyse de l'effet du comportement bi-module

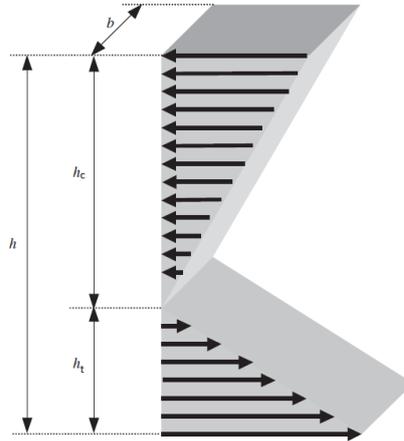


Figure II.1 – Dimensions et distribution des contraintes normales de la section transversale [99]

### Relation entre les modules de flexion, de traction et de modules de compression

Pendant la flexion, les sections planes qui sont initialement normales à l'axe longitudinal de la poutre restent normales et planes. Par conséquent, à une distance  $y$  de la surface neutre, la déformation longitudinale normale est de :

$$\varepsilon_x = -y.v'' \quad (\text{II.1})$$

où  $y$  est la coordonnée mesurée à partir de la surface neutre, étant positive vers le bas et  $v''$  est la flèche seconde. Selon l'équation [II.1], les contraintes aux côtés de la traction et de la compression sont, respectivement,

$$\sigma_t = -E_t y.v'' \quad \text{pour } h_t \leq y \leq 0 \quad (\text{II.2})$$

$$\sigma_c = -E_c y.v'' \quad \text{pour } 0 \leq y \leq h_c \quad (\text{II.3})$$

où  $h_t$  et  $h_c$  les profondeurs des faces de traction et de compression,  $E_c$  et  $E_t$  sont les modules de compression et de traction, respectivement.

En cas de flexion pure, la force axiale est nulle :

$$\int_A \sigma dA = \int_{A_t} \sigma_t dA + \int_{A_c} \sigma_c dA = \int_{-h_t}^0 \sigma_t b dy + \int_0^{h_c} \sigma_c b dy A_c \quad (\text{II.4})$$

où  $b$  est la largeur de la poutre et  $A_c, A_t$  sont les surfaces des côtés en compression et en traction, respectivement. En remplaçant les relations contrainte-déformation des équations [II.3](#) et [II.4](#), le résultat est le suivant :

$$-bE_t \cdot v'' \int_{-h_t}^0 y dy - bE_c \cdot v'' \int_0^{h_c} y dy = 0$$

$$E_t h_t^2 - E_c h_c^2 = 0$$

$$\frac{E_t}{E_c} = \frac{h_c^2}{h_t^2} = \lambda \quad (\text{II.5})$$

En tenant compte de l'équation [II.5](#) et de  $h_t + h_c = h$ ,  $h_t$  et  $h_c$  sont :

$$h_t = \frac{h}{1 + \sqrt{\lambda}} \quad h_c = \frac{h\sqrt{\lambda}}{1 + \sqrt{\lambda}} \quad (\text{II.6})$$

En supposant que le moment fléchissant  $M$  est le moment résultant des contraintes normales :

$$\begin{aligned} M &= - \int_A \sigma y dA = - \int_{A_t} \sigma_t y dA - \int_{A_c} \sigma_c y dA \\ M &= - \int_{-h_t}^0 \sigma_t b y dy - \int_0^{h_c} \sigma_c b y dy \end{aligned} \quad (\text{II.7})$$

En utilisant les relations contrainte-déformation des équations [II.2](#) et [II.3](#) et en résolvant les intégrales de [II.7](#), les résultats sont les suivants

$$M = E_t \chi \frac{bh^3}{12} \frac{4}{(1 + \sqrt{\lambda})^2} \quad (\text{II.8})$$

Un nouveau paramètre  $\beta$  est défini comme suit

$$\beta = \frac{4}{(1 + \sqrt{\lambda})^2} \quad (\text{II.9})$$

En considérant (II.9), l'équation (II.8) peut être écrit

$$M = \beta E_t \chi I \quad (\text{II.10})$$

où  $I$  est le moment d'inertie de la section transversale par rapport à la surface centrale.

L'équation (II.10) peut être écrite sous la même forme :

$$M = E_f \chi I \quad (\text{II.11})$$

où le module de flexion  $E_f$  mesuré par la flèche est défini comme suit :

$$E_f = \beta E_t \quad (\text{II.12})$$

### Annexe III

#### Temps de chauffe et vitesse de chauffe

Sur les fours haute température de marque Maytec, les recommandations sont de ne pas dépasser les temps et vitesses de chauffe indiqués dans ce tableau :

Température cible (°C)	Vitesse de chauffe maxi (°C/min)	Temps de chauffe approximatif (min) débutant à température ambiante
200	6	59
250	8	57
300	10	55
350	11	57
400	13	56
450	15	55
500	16	57
550	18	56
600	20	55
650	21	56
700	23	56
750	25	55
800	26	56
850	28	66
900	30	65
950	30	67
1000	30	69

## Annexe IV

### Modélisation numérique des essais mécaniques à plusieurs échelles

Cette annexe est consacrée à reproduire, numériquement, les essais expérimentaux réalisés à température ambiante à plusieurs échelles. L'objectif est de voir si les lois de comportement de la brique et du joint permettent de retrouver les observations expérimentales. Nous nous intéressons, dans un premier temps, à la modélisation de la brique sous compression puis allons dans le sens d'une complexité progressive en simulant plusieurs briques.

Par cette partie numérique, nous pouvons évaluer la distribution des déformations, des contraintes, de l'endommagement en prenant en compte les effets structuraux et l'impact de la concentration des contraintes liée à la discontinuité des parois verticales lors du montage. D'autre part, nous nous intéressons à modéliser, dans cette partie, les essais de cisaillement à l'échelle intermédiaire. La comparaison entre ces simulations et les essais expérimentaux sert également à valider les lois de comportement multi-échelles proposées pour la brique et le joint.

#### Compression sur brique

La modélisation de la géométrie de la brique est réalisée avec des éléments massifs à 8 nœuds. Le tableau [IV.1](#) indique les propriétés mécaniques utilisées pour chaque brique durant les simulations. Pour tenir compte de l'effet du frettage, nous supposons que les déplacements latéraux et hors plan dans les bords supérieurs sont bloqués. Nous considérons un appui simple sur les bords inférieurs et un déplacement imposé à la surface supérieure de la brique (Figure [IV.1](#)).

	<b>Brique A</b>	<b>Brique B</b>
$E_x = E_y$	5300 MPa	4000 MPa
$E_z$	8100 MPa	7000 MPa
$G_{xz} = G_{yz}$	2600 MPa	2500 MPa
$G_{xy}$	2100 MPa	1000 MPa
$\nu_{xz}$	0.25	0.23
$\nu_{xy}$	0.23	0.24
$R_c$	32 MPa	25 MPa
$R_t$	4.3 MPa	4.2 MPa
$\rho$	1900 Kg.m <sup>-3</sup>	1837 Kg.m <sup>-3</sup>

Tableau IV.1 – Les propriétés mécaniques des briques A et B.

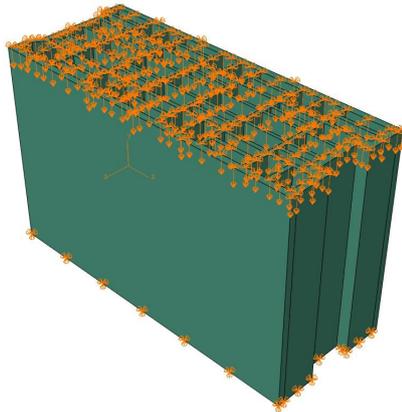


Figure IV.1 – Les conditions aux limites d'essai de compression.

Les figures [IV.2a](#) et [IV.3a](#) montrent les distributions des contraintes principales de compression. Nous pouvons voir que la partie critique est située aux coins supérieurs et inférieurs de l'éprouvette. En effet, l'endommagement commence au niveau des zones de concentration des contraintes, correspondant aux coins supérieurs et inférieurs de la brique, et se propage ensuite vers les zones centrales. En outre, les figures [IV.2b](#) et [IV.3b](#) montrent une bonne cohérence entre les résultats des essais expérimentaux et de calcul. Cela peut être expliqué par le fait que le seuil de contrainte en compression dans le modèle numérique est celui obtenu par l'essai. Néanmoins, le modèle numérique ne produit pas le même mode de rupture que l'essai car il se base sur la mécanique de milieu continu hors la brique est un matériau fragile.

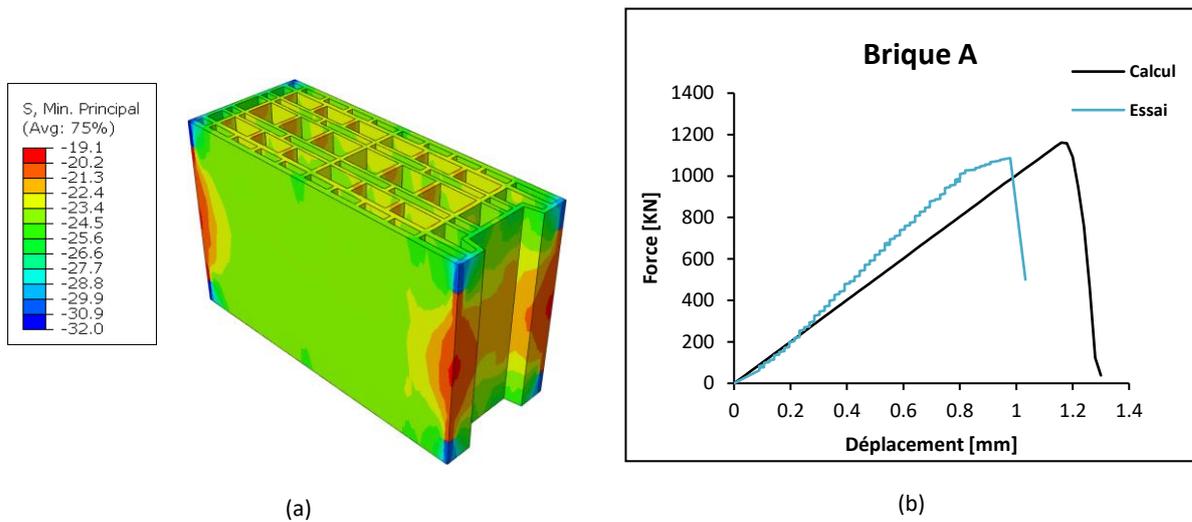


Figure IV.2 – (a) Isovaleurs des contraintes principales de la brique A à la force maximale, (b) Les courbes forces déplacement obtenues par l’essai de compression et le calcul pour la brique A.

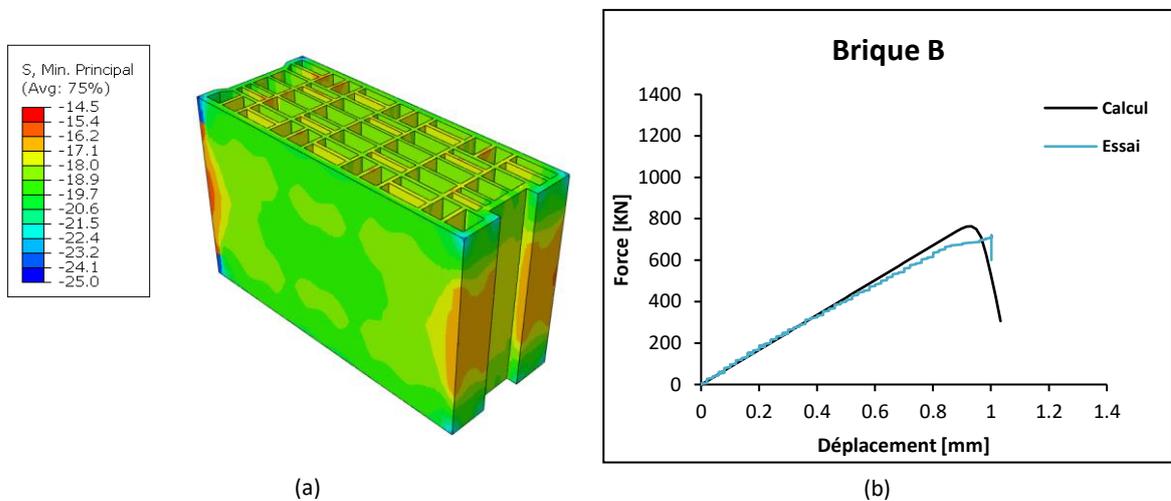


Figure IV.3 – (a) Isovaleurs des contraintes principales de la brique B à la force maximale, (b) Les courbes forces déplacement obtenues par l’essai de compression et le calcul pour la brique B.

## Compression sur mini-muret

### *Descriptions*

L'objectif de cette section est d'évaluer les distributions de contraintes et de déformations impactées par les effets structuraux liés à la discontinuité des parois verticales. Ces effets sont étudiés, premièrement, à l'échelle intermédiaire qui correspond à plusieurs groupes d'alvéoles superposées. De plus, nous essayons par ces simulations de retrouver les observations expérimentales réalisées dans le cadre de cette thèse.

Nous modélisons deux configurations d'assemblage, l'une constituée de 3 rangées et l'autre de 5 rangées. Les échantillons sont modélisés sous forme d'éléments massifs à 8 nœuds. Les déplacements latéraux et hors plan sont bloqués dans les bords supérieurs de l'assemblage pour tenir compte de l'effet de freinage. La surface inférieure de l'éprouvette est supposée être un appui simple et un déplacement imposé à la surface supérieure (Figure [IV.4](#)).

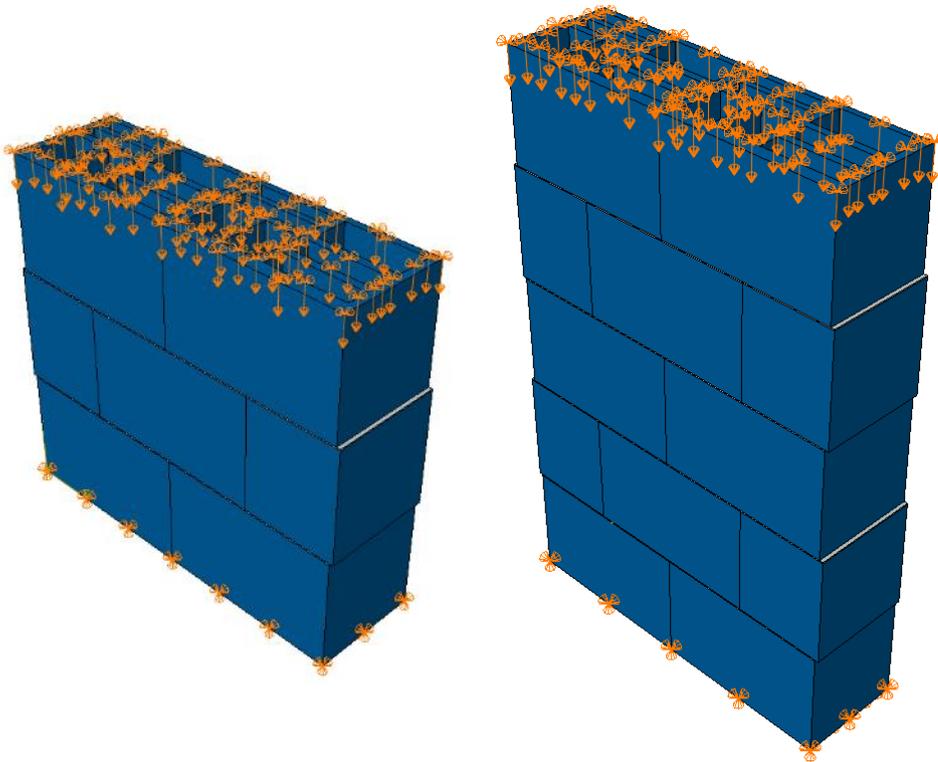


Figure IV.4 – Les conditions aux limites des essais de compression à l'échelle du mini-muret.

La brique et le joint sont décrits par les lois de comportement proposées dans la section précédente. Les propriétés mécaniques de chaque matériau sont données dans le tableau [IV.2](#). Il convient de rappeler que les propriétés mécaniques du mortier dans le joint diffèrent considérablement de celles des échantillons de mortier fabriqués dans les moules habituels. Par conséquent, les propriétés mécaniques du mortier, telles que le module de Young et la résistance à la compression, sont obtenues à partir d'essais de compression sur des doubles de tessons (voir chapitre 3, section [3.2.1.1](#)).

	$E_x = E_y$	$E_z$	$G_{xz} = G_{yz}$	$G_{xy}$	$\nu_{xz}$	$\nu_{xy}$	$R_c$	$R_t$	$\rho$
<b>Joint B</b>	400 MPa	400 MPa	7.3 MPa	5 MPa	0.3	0.3	23 MPa	1.2 MPa	1500 Kg.m <sup>-3</sup>
<b>Brique B</b>	4000 MPa	7000 MPa	2500 MPa	1000 MPa	0.23	0.24	25 MPa	4.2 MPa	1837 Kg.m <sup>-3</sup>

Tableau IV.2 – Caractérisations des matériaux.

### **Résultats**

La figure [IV.5a](#) montre les zones endommagées de l'éprouvette. Nous pouvons voir que les endommagements commencent autour du joint et dans les zones de concentration des contraintes situées dans les jonctions et à la croisée des parois verticales. Il semble que la raison de la rupture constatée est due aux contraintes de traction latérales dans la brique. En effet, les assemblages sont composés alternativement d'un matériau souple (mortier) et d'un matériau plus rigide (brique), les matériaux se déforment à la fois dans la direction de la charge et dans la direction latérale (Effet de Poisson).

Par conséquent, la brique empêche le mouvement du mortier (matériau souple) dans la direction latérale. Cela provoque la traction latérale dans la brique. De plus, la figure [IV.5b](#) présente les courbes force-déformation des assemblages obtenus par les essais expérimentaux et le calcul. Les résultats numériques donnent une bonne concordance avec ceux des essais.

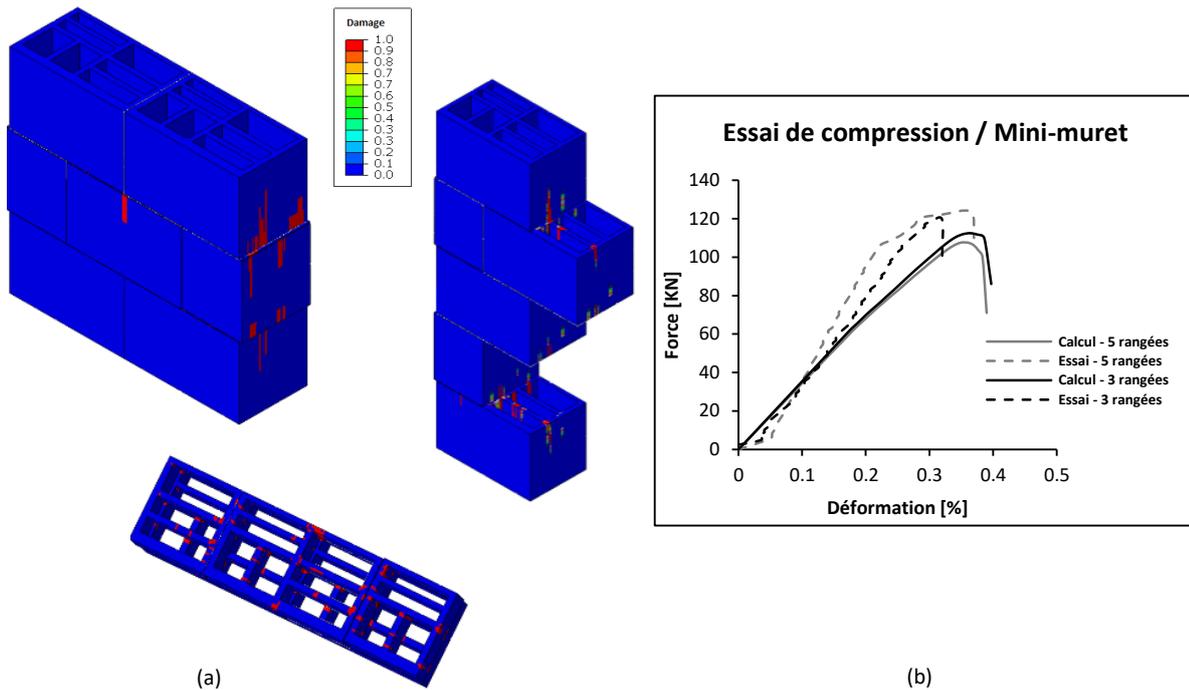


Figure IV.5 – (a) Les zones endommagées de l'éprouvette (b) Les courbes force déformation obtenues par le calcul et les essais expérimentaux.

### Compression sur muret

Passons à l'échelle représentative, la simulation de l'essai de compression sur muret constitué de plusieurs briques est l'objet de cette section. Précisons que les mêmes conditions aux limites détaillées dans la section précédente sont utilisées dans cette modélisation (Figure IV.6). Les déplacements latéraux et hors plan sont bloqués dans les bords supérieurs de l'assemblage pour tenir compte de l'effet de freinage. La surface inférieure de l'éprouvette est supposée être un appui simple et un déplacement imposé à la surface supérieure. Les tableaux IV.2 et IV.3 précisent les propriétés mécaniques de chaque matériau. Les figures IV.7a et IV.8a illustrent les zones endommagées dans les murets. Il apparaît que les modes de rupture sont similaires à ceux de l'échelle intermédiaire. En effet, celles-ci se manifestent par un écrasement du mortier et par des fissures autour du joint. De même, les concentrations de contraintes liées aux conditions limites et aux discontinuités des parois verticales, causent les fissures dans la brique. Par ailleurs, la figure IV.8b montre un bon accord entre le calcul et les résultats expérimentaux réalisés sur le muret associé à la brique B. Notons que durant cette thèse, les essais sur le muret monté avec la brique A ne sont pas réalisés en raison d'un manque de briques.

	<b>Brique A</b>	<b>Joint A</b>
$E_x = E_y$	5300 MPa	730 MPa
$E_z$	8100 MPa	730 MPa
$G_{xz} = G_{yz}$	2600 MPa	7 MPa
$G_{xy}$	2100 MPa	4.1 MPa
$\nu_{xz}$	0.25	0.3
$\nu_{xy}$	0.23	0.3
$R_t$	4.3 MPa	1.2 MPa
$R_c$	32 MPa	28 MPa
$\rho$	1900 Kg.m <sup>-3</sup>	1500 Kg.m <sup>-3</sup>

Tableau IV.3 – Caractérisations des matériaux.

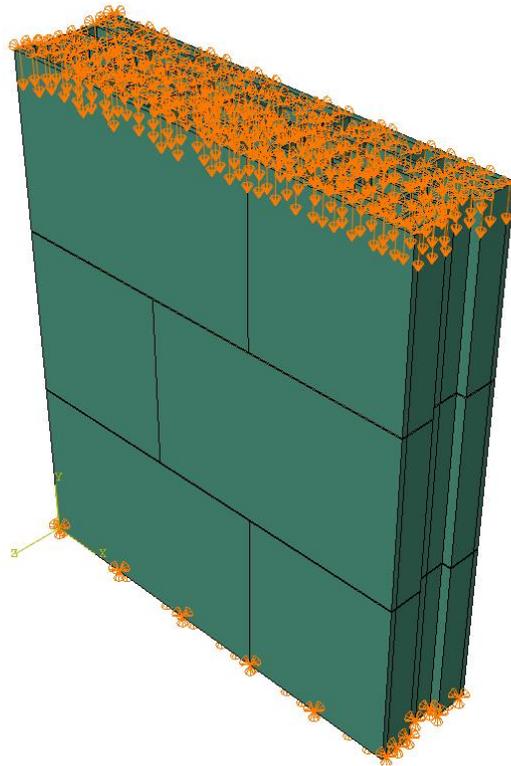


Figure IV.6 – Les conditions aux limites d’essai de compression sur muret.

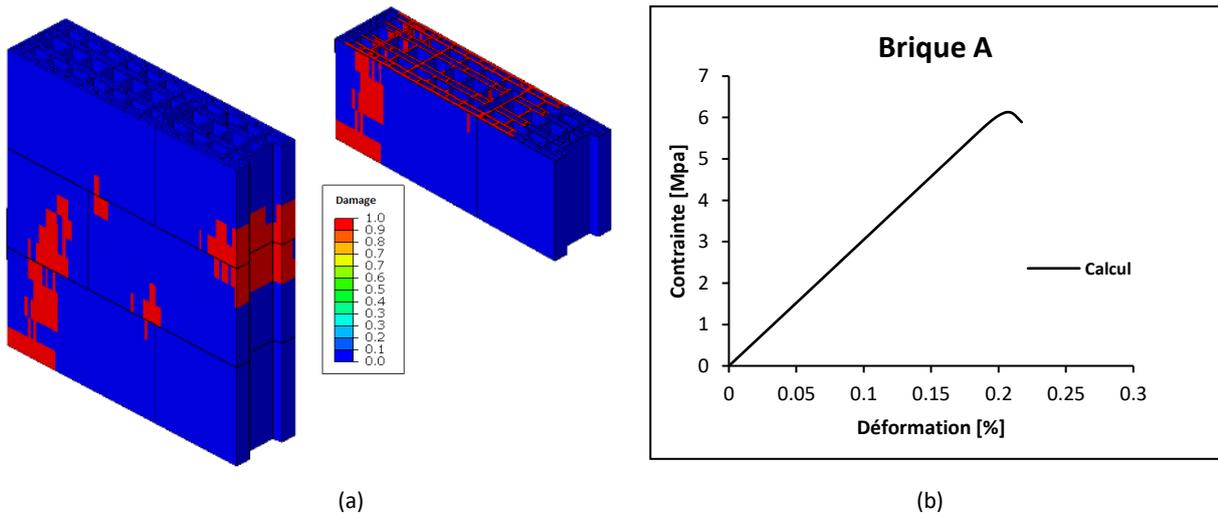


Figure IV.7 – (a) Les zones de rupture par écrasement des éprouvettes. (b) Les courbes contraintes déformations obtenues par le calcul.

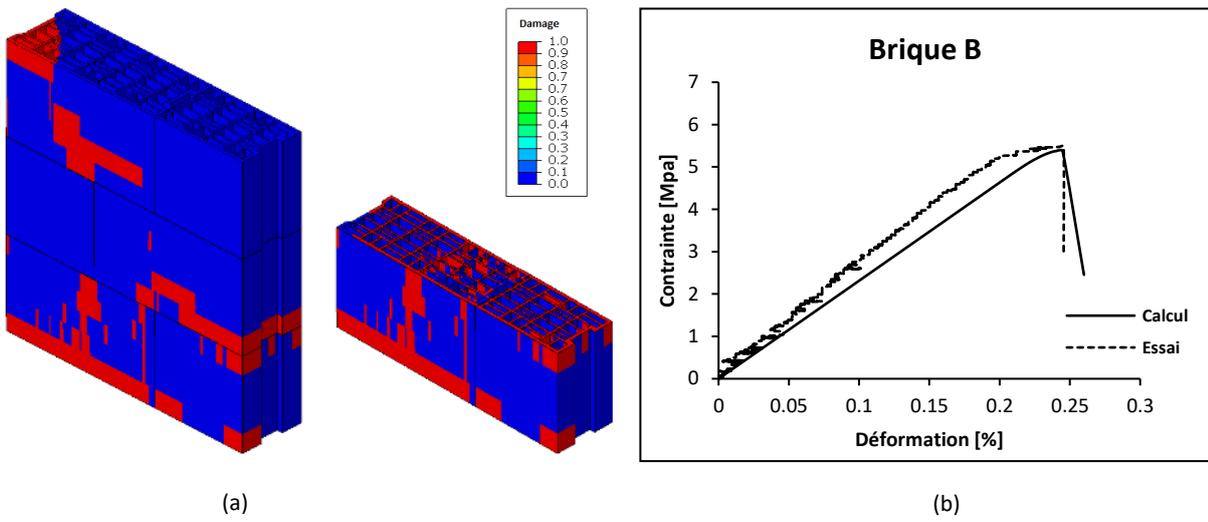


Figure IV.8 – (a) Les zones de rupture par écrasement des éprouvettes. (b) Les courbes contraintes déformations obtenues par le calcul.

## Cisaillement sur triplet de groupes d'alvéoles

### *Descriptions*

L'objectif de cette section est de retrouver les observations expérimentales des essais de cisaillement sur des triplets de groupes d'alvéoles. Nous essayons d'obtenir la différence entre les seuils de cisaillement dans le plan et hors du plan observés dans les essais expérimentaux. De plus, nous nous intéressons à la distribution des contraintes et aux zones de rupture dans les cas où la direction de chargement est différente.

Le tableau [IV.4](#) présente les propriétés mécaniques des mortiers A et B. De plus, nous modélisons des plaques d'acier qui sont utilisées pour appliquer les conditions aux limites dont les surfaces inférieures sont des appuis simples. Nous supposons un contact simple entre les éprouvettes et les plaques. Comme pour les essais de compression, nous considérons que l'interface entre la brique et le joint est parfaite.

### *Résultats*

Les figures [IV.9](#) et [IV.10](#) illustrent les distributions des contraintes de cisaillement ainsi que les zones de rupture dans les éprouvettes. Nous pouvons voir sur ces figures que les distributions de contraintes critiques se situent dans les parois parallèles à la direction de la charge. En d'autres termes, la rupture du joint au niveau de ces parois conduit à la rupture totale. Cette observation peut être expliquée par l'effet du flux de cisaillement dans les parois minces.

Les figures [IV.11a](#) et [IV.11b](#) montrent les courbes force-déplacement obtenues par les essais expérimentaux et celles de calcul. Nous pouvons retrouver les forces maximales ainsi que les pentes obtenues lors des essais. L'accord entre les résultats numériques et expérimentaux permet de valider la loi de comportement proposée.

	$E_x = E_y$	$E_z$	$G_{xz} = G_{yz}$	$G_{xy}$	$\nu_{xz}$	$\nu_{xy}$	$t_s$	$t_t$
Joint A	730 MPa	730 MPa	7 MPa	4.1 MPa	0.3	0.3	1.2 MPa	0.5 MPa
Joint B	400 MPa	400 MPa	7.3 MPa	5 MPa	0.3	0.3	1.2 MPa	0.6 MPa

Tableau IV.4 – Les propriétés mécaniques pour les mortiers A et B.

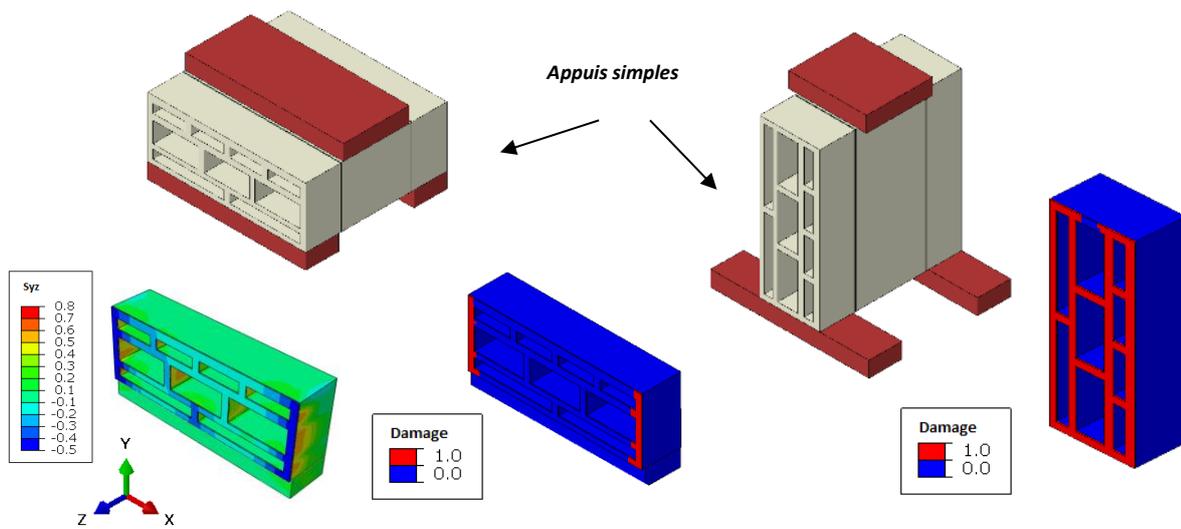


Figure IV.9 – Les conditions aux limites, les isovaleurs des contraintes de cisaillement ainsi que les zones de rupture dans les éprouvettes associées à la brique A.

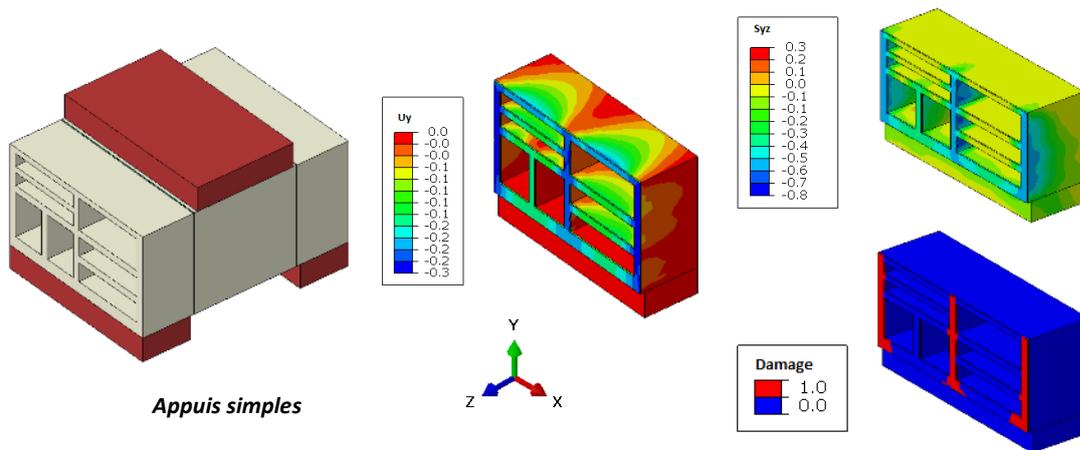
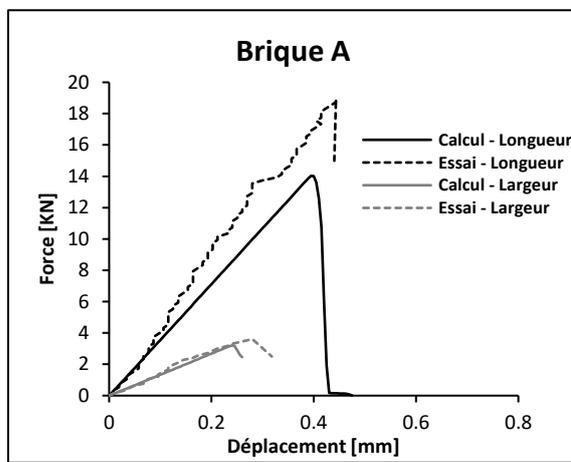
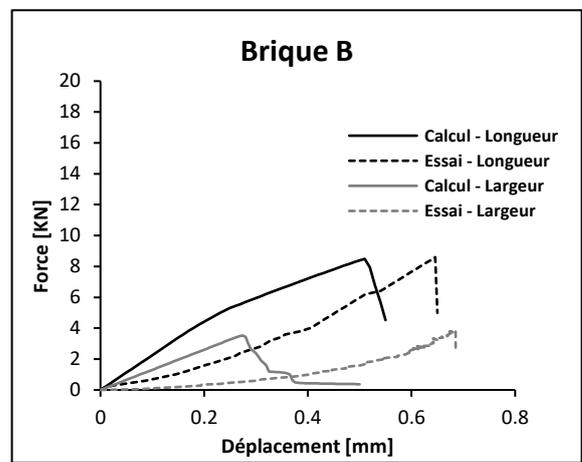


Figure IV.10 – Les conditions aux limites, les isovaleurs de déplacement, des contraintes de cisaillement ainsi que les zones de rupture dans les éprouvettes associées à la brique B.



(a)



(b)

Figure IV.11 – Les courbes Forces déplacements obtenues par les essais expérimentaux et par le calcul pour (a) Brique A, (b) Brique B.

---

**Titre :** Etude multi-échelle du comportement mécanique et au feu des murs en maçonnerie montés aux joints minces

**Mots clés :** Résistance au feu, Brique alvéolaire, Terre cuite, Joint mince, Mortier colle.

**Résumé :** Le travail présenté dans cette thèse concerne la problématique du comportement mécanique et au feu de murs en maçonnerie de terre cuite réalisés avec des joints minces en mortier colle. L'objectif de ce travail est, d'une part, de caractériser le comportement à température ambiante et à hautes températures des constituants (terre cuite et mortier du joint) ainsi que des assemblages à complexité croissante pour tracer l'effet d'échelle sur le comportement d'ensemble. Et d'autre part, de proposer et identifier des lois de comportement de ces composants pour les exploiter dans un code aux éléments finis afin d'analyser le comportement de murs exposés au feu. La première partie vise à caractériser la brique et le mortier, composants du mur, à température ambiante et à haute température par des essais statiques et dynamiques, à l'échelle du matériau.

Dans la deuxième partie, des investigations expérimentales sur des assemblages multi-échelles sont réalisées afin d'évaluer la distribution de déformation, contrainte et endommagement en tenant compte des effets structuraux et de l'impact de la concentration des contraintes. Dans la dernière partie, sur la base des résultats expérimentaux, nous avons proposé une modélisation tridimensionnelle permettant de simuler le comportement au feu du mur de maçonnerie en prenant en compte les lois de comportement développées pour la brique et le joint. Des calculs de validation et des études paramétriques sont également menés pour mettre en évidence les influences des paramètres mécaniques et géométriques sur le comportement thermomécanique des murs.

---

**Title :** Multi-scale study of the mechanical and fire behavior of masonry walls joined with thin adhesive mortar.

**Keywords :** Fire resistance, Hollow fired brick, Thin joint, Glue mortar.

**Abstract :** The work presented in this thesis deals with the mechanical and fire behavior of fired clay masonry walls joined with thin adhesive mortar. The objective of this work is to characterize the behavior at room temperature and at high temperatures of the wall components (fired clay and mortar) as well as of the assemblies with increasing complexity to determine the effect of scale on the global behavior. The goal is also to propose the behavior laws of these components and to implement them in a finite element code to analyze the behavior of walls exposed to fire. The first part concerned the characterization of the wall components (brick and mortar) at different temperatures at the material scale.

This characterization was then taken into account in the development of the behavior models. In the second part, experimental investigations on multi-scale assemblies were performed in order to evaluate the distribution of strains, stresses and damages taking into account the structural effects and the impact of stress concentration. In the last part, based on the experimental results, a three-dimensional modeling was proposed to simulate the fire behavior of the masonry wall by considering the behavior laws developed for the brick and the joint. Validation calculations and parametric studies were also carried out to highlight the influences of mechanical and geometrical parameters on the thermomechanical behavior of the walls.