



**INSTITUT INTERNATIONAL D'INGÉNIERIE DE L'EAU
ET DE L'ENVIRONNEMENT**

ÉCOLE DOCTORALE SCIENCES ET TECHNOLOGIES DE L'EAU, DE L'ÉNERGIE ET DE
L'ENVIRONNEMENT

THESE

Pour obtenir le grade de
DOCTEUR DE L'INSTITUT 2iE

Spécialité : **Matériaux**

Présentée et soutenue publiquement

Par Hassane SEINI MOUSSA

Le 23 janvier 2025

Réf :2iE/2025-04

**ÉTUDE DU COMPORTEMENT HYDROMECHANIQUE DES
MAÇONNERIES EN BLOCS DE LATÉRITE TAILLÉE (BLT) AU
BURKINA FASO**

JURY

M. Bétaboalé NAON	Professeur Titulaire	Université Nazi BONI, Burkina Faso	Président
M. Dany AYITE	Professeur Titulaire	Université de Lomé, Togo	Rapporteur
M. Raffaele VINAI	Senior Lecturer (Habilitation)	University of Exeter, United Kingdom	Rapporteur
Mme Zakia KHELIFI	Maitre de conférences Classe A	Université de Tlemcen, Algérie	Examinatrice
Mme Anne PANTET	Professeur des Universités	Université Le Havre, France	Examinatrice
M. Abdou LAWANE GANA	Maitre de conférences	Institut 2iE, Burkina Faso	Directeur de thèse

Laboratoire Eco-Matériaux et Habitat Durable - LEMHaD

Dédicace

À toutes ces personnes qui ont contribué à l'atteinte de cet objectif

À ma famille, de sang comme de cœur

À mes amis

Remerciements

L'achèvement de cette thèse de doctorat marque une étape importante dans mon parcours universitaire et n'aurait pas été possible sans le soutien et les conseils indéfectibles de nombreuses personnes et organisations. À travers ces quelques mots, j'exprime ma profonde gratitude à tous ceux qui ont contribué à cette entreprise.

En premier lieu, je remercie l'institut 2iE et son staff de direction pour l'accueil et la mise à disposition des moyens ayant permis de mener ces travaux. Nous sommes reconnaissants à la Banque Mondiale et aux autorités burkinabé, initiateurs et financiers du projet CEA-Impact, dans le cadre duquel ces travaux ont été menés. Merci à la direction de la recherche et à l'école doctorale de 2iE et tout son staff.

Plus personnellement, je tiens à remercier chaleureusement mes superviseurs et encadrants. En premier lieu mon Directeur de thèse, le Dr Abdou LAWANE. Vos conseils exceptionnels, vos encouragements et vos implications approfondies ont joué un rôle déterminant dans l'élaboration de mes recherches et de mon identité universitaire. Ensuite le Dr Decroly DJOUBISSIE DENOUWE. Votre expertise dans le domaine du Génie Civil et des modélisations des structures ainsi que votre capacité à remettre mes idées en question m'ont poussé à penser de manière critique et à sortir des sentiers battus. En plus, je tiens à remercier et exprimer toute ma gratitude aux Pr. Anne PANTET et Pr. Saïd TAÏBI de l'Université Le Havre-Normandie, au Dr. Zakia KHELIFI de l'Université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen et aux Dr. Abdoulaye NADJIBOU et Dr. Mamadou DIOP de l'institut 2iE. Je vous suis incroyablement reconnaissant pour les innombrables heures que vous avez consacrées à décortiquer et apporter des améliorations à mon travail. Merci pour votre patience dans les moments de confusion et de doute. Vous m'avez offert un environnement de recherche qui a favorisé la créativité et l'innovation, et votre foi en mes capacités a été une source constante de motivation pour moi.

Ensuite, je souhaite exprimer ma gratitude au responsable du LEMHaD, le Pr. Adamah MESSAN. Votre leadership a permis de créer un environnement universitaire propice à l'épanouissement de jeunes chercheurs comme moi. Vous avez favorisé une culture de collaboration, de respect et d'innovation. Votre ouverture d'esprit quant à votre propre parcours de recherche et votre volonté de partager vos connaissances m'ont énormément inspirée. Je vous

remercie de m'avoir offert un espace où mes idées ont pu s'épanouir et où mes contributions ont été appréciées à leur juste valeur.

Je suis sincèrement reconnaissant à tous les membres du Laboratoire Eco-matériaux et Habitat Durable (LEMHaD) de 2iE. Chacun d'entre vous a joué un rôle unique au cours de ce chapitre de ma carrière universitaire. Nos discussions stimulantes, nos séances de remue-méninges et notre camaraderie ont rendu les heures difficiles passées au laboratoire agréables et gratifiantes. Je tiens à remercier Daniel, Mamadou Junior, Wisdom, Georges, Alfonse, Kader, Iliassou, Tako, Simon-Pierre, Claudia, Daroche et tous les doctorants et stagiaires de passage au LEMHaD, eux qui m'ont aidé dans les différents aspects de ma recherche, de la mise en place de l'expérience à l'analyse des données. Votre volonté de partager vos connaissances et expertises a fait une énorme différence pour surmonter les obstacles que j'ai rencontrés en cours de route. On n'oublie pas les aînés, Philbert NSHIMIYIMANA, Césaire HEMA, Marie-Thérèse GOMIS/M'BENGUE, Arnaud OUEDRAOGO et M. Salif KABORE. Vous qui avez également beaucoup contribué aux expérimentations et surtout à l'analyse critique des résultats.

En outre, je tiens à remercier les équipes administratives et techniques de l'École Doctorale, du LEMHaD et du Département Génie Civil. Votre soutien dans la gestion de la logistique de ma recherche, y compris les différentes demandes et organisations de mes réunions avec les équipes d'encadrement, m'a permis de me concentrer sur mon travail sans distraction inutile. Je remercie tout particulièrement M. Souleymane NABOLLE, Mme Nadège KERE/KAM et Mme Monique Flavvy GNAMBIO. Votre professionnalisme et la rapidité de vos réponses ont joué un rôle essentiel dans le bon déroulement et la productivité de mes recherches.

Ma plus profonde gratitude va à mes amis et à mes collègues doctorants, tant à l'intérieur qu'à l'extérieur de mon laboratoire d'accueil. Les séances d'étude, les pauses café et les moments de joie et de frustration partagés ont créé des liens inestimables que je chérirai à jamais.

En dehors de la vie académique, je dois tout à ma famille. À mes parents, merci pour votre amour inconditionnel et pour m'avoir inculqué les valeurs du travail et de la persévérance. Votre foi en mes capacités a été le fondement de ma réussite. À mes frères et sœurs, pour vos encouragements constants et votre compréhension, vous avez tous été des partenaires silencieux dans cette aventure. À mon épouse Halimatou ILLIASSOU ISSOUFOU et mon petit garçon Ouwayss, sachez que vous avez grandement contribué à mon épanouissement, qui indirectement m'a permis de garder les pieds sur terre et de ne pas me laisser submerger pas la

pression du travail. Je vous suis reconnaissant pour tous les sacrifices que vous avez faits et de tout ce que vous faites pour être à mes côtés dans les moments cruciaux.

Enfin, je voudrais remercier les nombreux chercheurs et experts dont les travaux ont ouvert la voie à mes recherches. Les articles et les résultats que vous avez publiés ont été une source d'inspiration et de conseils tout au long de ce parcours doctoral. J'espère apporter une contribution positive à ce continuum de connaissances et rendre hommage à la générosité de ceux qui ont partagé leur sagesse avec moi.

Alors que je ferme ce chapitre de ma vie universitaire et que je me tourne vers le suivant, je reste reconnaissant pour les expériences, les connaissances et les relations que j'ai forgées tout au long de ce parcours. Chaque personne que j'ai mentionnée et les nombreuses autres qui ont influencé mon parcours ont laissé une marque indélébile sur mon développement personnel et professionnel. C'est avec un cœur plein de gratitude que je vous salue tous.

Je vous remercie infiniment !

Résumé

Cette étude vise à examiner le comportement hydromécanique de la maçonnerie exécutée à base de Blocs de Latérite Taillée (BLT) au Burkina Faso, en se focalisant dans un premier temps sur les composants individuels utilisés dans la construction de cette maçonnerie que sont les BLT et les joints. Dans un second temps, leurs interactions potentielles au sein des structures ont été étudiées. Une approche méthodologique rigoureuse est adoptée, commençant par la sélection des matériaux de base pour la maçonnerie de BLT, la caractérisation de ces constituants, la proposition de méthodologies pour l'évaluation des performances mécaniques et hydromécaniques de la maçonnerie en BLT, et de leur précision par rapport à des critères d'acceptation définis. D'une part, cette étude donne un aperçu de la maçonnerie non armée et des méthodes de calcul utilisées pour modéliser son comportement. Elle aborde la nature des matériaux de base, en particulier la pierre latéritique, le joint de pose à base de ciment, et les différentes approches de modélisation utilisées pour ces types de construction. Le choix de l'approche de modélisation numérique la plus appropriée dépend de facteurs tels que les caractéristiques structurelles, la complexité, la disponibilité des données, les capacités de l'outil de calcul, les résultats escomptés et l'expertise du praticien. Quatre carrières ont été identifiées et des échantillons de BLT en ont été prélevés. Pour les joints, des mortiers de ciment à différents dosages ont été utilisés afin de prendre en compte les plages de variation de résistance de ces éléments. L'étude a démontré que les BLT et les joints de ciment présentaient des niveaux de performance satisfaisants pour l'ingénierie structurelle, mais que leurs performances restaient très sensibles à la nature de la charge et son mode d'application, à la taille des blocs, aux conditions hydriques et aux conditions de formation de la roche mère. Des valeurs de résistance à la compression variant entre 1 et 12 MPa ont été obtenues pour les BLT. Leurs valeurs de résistance à la traction étaient sensiblement égales à 20% de la valeur de résistance à la compression. L'étude a également identifié des corrélations entre les propriétés physiques et mécaniques de la pierre latéritique dans diverses conditions d'humidité, ce qui peut aider à évaluer la durabilité des matériaux en pierre et à optimiser la sélection des sites de BLT et des carrières soumises à des environnements humides au cours de leur durée de vie. D'un autre côté, l'étude a proposé un modèle empirique et un micromodèle numérique sur la base des données expérimentales afin d'évaluer les résistances caractéristiques de la maçonnerie en pierre latéritique non armée. L'analyse a donné naissance à une formule permettant d'estimer la résistance caractéristique à la compression de la maçonnerie en pierre latéritique pour des murs d'une épaisseur d'environ 135 mm et construits avec des joints minces de 20 mm. Un micromodèle numérique a également été proposé et permet une approximation des comportements avec les valeurs de coefficient de détermination trouvées variant entre 0,55 et 0,97. La précision du modèle dépend de l'écart de rigidité entre les éléments constitutifs de la maçonnerie et la qualité de la liaison d'interface. La dernière partie a examiné le comportement de la maçonnerie de BLT, en variant les niveaux d'humidité relative dans l'environnement. Un modèle de couplage hydrique-mécanique a été développé sur la base d'études expérimentales et numériques, et des études de cas ont été menées pour étudier son comportement sous charge de compression.

Mots clés : Maçonnerie, Blocs de latérite taillée, Comportement structural, Modélisation hydromécanique, Burkina Faso

Abstract

This study aims to examine the hydromechanical behaviour of masonry constructed with laterite stone blocks (LS) in Burkina Faso. The investigation will initially focus on the components utilized in constructing this masonry, namely the LS and the joints. Secondly, the potential interactions between the components within the structures were investigated. A meticulous methodological approach was employed, beginning with the selection of the fundamental materials utilized in LS masonry, the characterization of these constituents, the formulation of methodologies for evaluating the mechanical and hydromechanical performance of LS masonry, and the assessment of their precision about established acceptance criteria. This study offers an overview of unreinforced masonry, and the calculation methods used to model its behaviour. The discussion addresses the characteristics of the base materials, with a particular focus on lateritic stone and cement-based laying joints, and the diverse modelling approaches employed in the context of these types of construction. The selection of an appropriate numerical modelling approach is contingent upon several factors, including the structural characteristics of the system under consideration, the system's complexity, the availability of data, the capabilities of the computational tool, the expected results, and the practitioner's expertise. Four quarries were identified as suitable for sampling. Cement mortars with varying dosages were employed for the joints to account for the variability in the strength of these elements. The study demonstrated that LS and cement joints exhibit satisfactory performance levels for structural engineering applications. However, their performance remains highly sensitive to the nature of the load and its mode of application, the size of the blocks, moisture content, and the formation conditions of the parent rock. The compressive strength values obtained for LS ranged from 1 to 12 MPa. The tensile strength values were approximately 20% of the compressive strength values. Furthermore, the study identified correlations between lateritic stone's physical and mechanical properties under various moisture conditions. This can assist in evaluating the durability of stone materials and optimizing the selection of LS sites and quarries subject to wet environments over their lifetime. In contrast, the study proposed an empirical model and a numerical micromodel based on experimental data to evaluate the characteristic strengths of reinforced lateritic stone masonry. The analysis yielded a formula for estimating the characteristic compressive strength of lateritic stone masonry for walls with a thickness of approximately 135 mm. The structure is assembled with joints measuring 20 mm in width. A numerical micromodel has been proposed, approximating the behaviour with a coefficient of determination values ranging from 0.55 to 0.97. The precision of the model is contingent upon the stiffness differential between the masonry constituents and the quality of the interface bond. The study's final section examined LS masonry's behaviour under varying levels of relative humidity in the environment. A water-mechanical coupling model was developed based on experimental and numerical studies, and case studies were conducted to investigate its behaviour under compressive loading.

Keywords: Masonry, Laterite stone, Structural behaviour, hydromechanical modelling, Burkina Faso

Sommaire

Dédicace	i
Remerciements	ii
Résumé	v
Abstract	vi
Liste des figures	xi
Liste des tableaux	xvii
Liste des équations	xviii
Sigles et abréviations	xxi
Introduction générale	1
Chapitre I. Synthèse de la revue de littérature	6
I.1. Introduction	6
I.2. Généralités sur les maçonneries et la pierre de taille	7
I.2.1. Origine et développement de la construction et de l'habitat	7
I.2.2. La formation géologique de la latérite indurée	11
I.2.3. Les aspects socioculturels et environnementaux de la latérite	11
I.3. Les modèles applicables pour le calcul des structures de maçonnerie	13
I.3.1. L'historique de la modélisation empirique des structures de maçonnerie	13
I.3.2. Les paramètres influençant le calcul des ouvrages de maçonnerie	14
I.3.3. Les modèles numériques pour les structures en maçonnerie	15
I.4. Modélisation de la maçonnerie non armée	40
I.4.1. Propriétés mécaniques de la maçonnerie	40
I.4.2. Type du bloc et matériaux	41
I.4.3. Modélisation à différents niveaux de détail	42
I.4.4. Propriétés du bloc	44

I.4.5.	Propriétés du mortier	44
I.4.6.	Propriétés d'interface de brique et de mortier	45
I.4.7.	Propriétés de la maçonnerie	47
I.4.8.	Vue d'ensemble des paramètres d'entrée pour les simulations numériques	50
I.4.9.	Macro-modélisation	51
I.4.10.	Micromodélisation	52
I.4.11.	Modélisation par éléments discrets	58
I.5.	<i>Conclusion partielle</i>	58
Chapitre II. Etudes expérimentales des constituants et de la maçonnerie en BLT		61
II.1.	<i>Introduction</i>	61
II.2.	<i>Matériels et Méthodes</i>	62
II.3.	<i>Identification des carrières et Echantillonnage</i>	63
II.3.1.	Propriétés physiques et mécaniques	68
II.3.2.	Analyse statistique et paramétrique	85
II.4.	<i>Résultats et Discussions</i>	87
II.4.1.	Propriétés physiques des matériaux de base	87
II.4.2.	Propriétés mécaniques des matériaux de base	93
II.4.3.	Propriétés mécaniques de la maçonnerie en compression et en cisaillement	99
II.4.4.	Analyses statistiques et paramétriques des résultats de caractérisation des BLT	103
II.5.	<i>Conclusion partielle</i>	119
Chapitre III. Modélisation du comportement des maçonneries en BLT		121
III.1.	<i>Introduction</i>	121
III.2.	<i>Historiques et potentialités des modèles</i>	121
III.2.1.	Les méthodes analytiques et leur applicabilité à la maçonnerie de BLT	121
III.2.2.	Les méthodes computationnelles applicables aux BLT	124
III.3.	<i>Matériels et Méthodes</i>	126

III.3.1.	Définition d'une formule empirique _____	126
III.3.2.	Modèle applicable aux BLT _____	128
III.3.3.	Modèles applicables aux joints _____	134
III.3.4.	Modèles applicables aux interfaces BLT-Joint _____	135
III.3.5.	Analyse structurale non linéaire _____	139
III.3.6.	Micromodélisation des maçonneries de BLT _____	140
III.3.7.	Analyses paramétriques _____	144
III.4.	<i>Résultats et Discussions</i> _____	144
III.4.1.	Formule empirique _____	144
III.4.2.	Modélisation numérique _____	147
III.5.	<i>Conclusion partielle</i> _____	159
Chapitre IV.	<i>Développement de modèles hydromécaniques et étude paramétrique</i>	161
IV.1.	<i>Introduction</i> _____	161
IV.2.	<i>Matériels et Méthodes</i> _____	161
IV.2.1.	Méthodes de couplages hydromécaniques _____	161
IV.2.2.	Étude paramétrique _____	164
IV.3.	<i>Résultats et Discussions</i> _____	167
IV.3.1.	Variation de l'état hydrique dans les matériaux de base _____	167
IV.3.2.	Comportement hydromécanique des maçonneries de BLT _____	169
IV.3.3.	Paramètres majeurs influençant la capacité de charge des maçonneries de BLT ____	172
IV.4.	<i>Conclusion partielle</i> _____	178
	<i>Conclusion générale et perspective</i> _____	181
	<i>Bibliographie</i> _____	185
	<i>Annexes</i> _____	226
IV.1.	<i>Annexes graphiques</i> _____	226
	<i>Table des matières</i> _____	241

Liste des figures

Figure I.2-1: La ziggourat de Tchoga Zanbil [37]	8
Figure I.2-2: Ruine de Loropéni au Burkina Faso (source : Arnaud Yoda [42]	9
Figure I.2-3: Habitations avec maçonneries en BLT de la zone DANO.....	10
Figure I.3-1: Exemple de structure de maçonnerie en BLT (a. la cathédrale de Koudougou, b. Ecole primaire A de Koudougou) [70,71].....	16
Figure I.3-2: Mécanismes de rupture de la maçonnerie (à l'échelle d'un assemblage de maçonnerie à deux blocs) : (A) rupture par traction de la liaison bloc-mortier, (B) glissement par cisaillement de la liaison bloc-mortier, (C) fissuration diagonale de la maçonnerie, (D) écrasement de la maçonnerie, et (E) fissuration par traction du bloc et du mortier. [82]	18
Figure I.3-3: Modes de rupture et domaines limites de la maçonnerie pour les états de contraintes planent : (A) échelle du matériau et (B) échelle du muret. D'après [77]	19
Figure I.3-4: Exemples de modèles basés sur des blocs : approches basées sur des éléments d'interface.[81,110,111].....	24
Figure I.3-5: Exemples de modèles basés sur des blocs : approches basées sur les contacts. [82,112,113]	24
Figure I.3-6: Exemples de modèles basés sur des blocs : approches basées sur le continuum texturé. [114,115]	24
Figure I.3-7: Exemples de modèles basés sur des blocs : approches d'analyses limites basées sur des blocs. [116,117]	25
Figure I.3-8: Exemples de modèles basés sur des blocs: approches par éléments finis étendus. [118,119]	25
Figure I.3-9: Exemple d'un modèle pionnier basé sur l'interface [120]	26
Figure I.3-10: Exemples de modèles de continuum : approches directes. [171,172].....	30
Figure I.3-11: Exemples de modèles de continuum : procédures d'homogénéisation et approches multi échelles. [173–177]	31
Figure I.3-12: Exemples de EVR pour l'homogénéisation de la maçonnerie [207–211].....	34
Figure I.3-13: Exemple de procédure d'homogénéisation a priori. [212]	35
Figure I.3-14: Exemples de modèles de macroéléments : approches basées sur les poutres équivalentes. [218,229,232–235]	37
Figure I.3-15: Exemples de modèles de macroéléments : approches basées sur les ressorts. [235–241]	38

Figure I.3-16: Exemples de modèles basés sur la géométrie : approches basées sur des théorèmes statiques.	39
Figure I.3-17: Exemples de modèles basés sur la géométrie : approches basées sur des théorèmes cinématiques.[247],[248].	39
Figure I.4-1: Micromodélisation détaillée.....	42
Figure I.4-2: Micromodélisation simplifiée.	43
Figure I.4-3: Macro-modélisation.	43
Figure I.4-4: Configuration de test pour la caractérisation en mode I de l'interface brique-mortier. [275].	46
Figure I.4-5: Essai de cisaillement. [275].	47
Figure I.4-6: Diagramme de contrainte-déformation rectangulaire parabolique pour la maçonnerie. [269].....	48
Figure I.4-7: Vecteurs locaux de fissure et axe principal de la maçonnerie.	55
Figure II.3-1: Extrait de la carte géologique de Houndé aux alentours de Dano [315]	65
Figure II.3-2: Extrait de carte géologique de Ouagadougou [316]	66
Figure II.3-3: Mode d'extraction dans les carrières : sciage mécanique (a) et (c) ; manuel (b) et (d)	67
Figure II.3-4: Localisation des sites de prélèvement sur la carte du Burkina Faso.....	68
Figure II.3-5: Illustration du pycnomètre à air	69
Figure II.3-6: Dispositif de l'essai d'absorption capillaire.....	72
Figure II.3-7: Dispositif expérimental de mesure de l'absorption totale (a) et de pesée hydrostatique (b & c).....	73
Figure II.3-8: Dispositif expérimental pour les essais de résistance à la compression (a) et à la flexion (b).....	76
Figure II.3-9: Définition des directions des charges et des LVDT en fonction de l'orientation des éprouvettes	77
Figure II.3-10: Dispositif d'essai pour la détermination du coefficient de Poisson	78
Figure II.3-11: Dispositif de test pour la détermination du coefficient de Poisson (a et b) et des modules d'élasticité (c et d)	79
Figure II.3-12: Éprouvettes $40 \times 40 \times 160$ (mm) pour essai de flexion et de compression du mortier	80
Figure II.3-13: Dispositif expérimental de mesure des modules élastiques sur le mortier jointif	82
Figure II.3-14: Dispositif pour essais de résistance à la compression des murets	83

Figure II.3-15: Dispositif pour essais de résistance à la compression diagonale (cisaillement) des murets.....	84
Figure II.4-1: Représentation graphique de la densité sèche et la densité des grains solides par carrière.....	87
Figure II.4-2: Représentation graphique des valeurs de porosité et de la teneur en eau à saturation	88
Figure II.4-3: Absorption capillaire perpendiculaire aux plans anisotropes	89
Figure II.4-4: Absorption capillaire parallèle aux plans anisotropes	89
Figure II.4-5: Diamètres moyens des pores capillaires dans les directions parallèles et perpendiculaires	90
Figure II.4-6: Courbes de distribution granulométrique des sables utilisés pour le mélange de mortier	91
Figure II.4-7: Comparaison des dynamiques d'absorption de fluide entre les BLT et le mortier	92
Figure II.4-8: Valeurs de résistance à la compression des BLT.....	93
Figure II.4-9: Graphique de la résistance à la traction	96
Figure II.4-10: Histogrammes des coefficients de Poisson.....	96
Figure II.4-11: Critère de rupture de Morh-Coulomb pour les BLT.....	98
Figure II.4-12: Courbe contrainte déformation expérimentale type pour les mortiers de ciment utilisés.....	99
Figure II.4-13: Mode de rupture des murets en BLT avec joints de ciment a) Fissuration longitudinale du mur; b) Fissuration latérale du muret ; c) & d) Fissuration combinée longitudinale et latérale du muret.....	101
Figure II.4-14: Courbes contrainte-déformation des murets sous charge uniaxiale	102
Figure II.4-15: Rupture typique et modèle de fissure après essai de cisaillement	103
Figure II.4-16: Courbes contrainte-déformation en fonction de la taille de l'échantillon et de l'état hydrique	104
Figure II.4-17: Variation des modules en fonction du niveau de déformation et des dimensions des blocs pour des BLT chargées dans la direction 1.....	105
Figure II.4-18: Variation des modules élastiques en fonction des dimensions des blocs de BLT et du type de chargement.....	106
Figure II.4-19: Variabilité des propriétés mécaniques en fonction du type de chargement...	107
Figure II.4-20: Courbe contrainte-déformation théorique pour les BLT	110

Figure II.4-21: Facteurs d'interpolation du niveau de déformation en fonction de l'évolution de l'état hydrique du BLT.....	110
Figure II.4-22: Facteurs d'interpolation du niveau de contrainte en fonction de l'évolution de l'état hydrique du BLT.....	111
Figure II.4-23: Évaluation de la précision du modèle d'interpolation des courbes contraintes déformations en fonction de l'état hydrique	113
Figure II.4-24: Évolution des principales propriétés mécaniques en fonction du degré de saturation	113
Figure II.4-25: Interpolation des lois de comportement et de variation des modules en fonction du niveau de déformation et du degré de saturation (cas de la carrière de Kamboinsin).....	115
Figure II.4-26: Nuages de points des variables représentées deux à deux	116
Figure II.4-27: Plans factoriels représentatifs des variables (a & b) et des individus (c & d)	116
Figure III.3-1: Paramètres de Jardine dans la courbe de la fonction module = log (déformation)	130
Figure III.3-2: Loi de durcissement-assouplissement de l'interface comprimée au pic	138
Figure III.3-3: Organigramme du calcul itératif de l'analyse structurale non linéaire	139
Figure III.4-1: Relation graphique entre les résistances caractéristiques en compression des constituants de la maçonnerie en BLT et celle de la maçonnerie elle-même.....	145
Figure III.4-2: Évolution des modules et contraintes en fonction du sens de chargement et du niveau de déformation des BLT	147
Figure III.4-3: Comparatif des courbes contrainte-déformation expérimentales et numériques sur murets en compression (spécimens 1 à 6)	149
Figure III.4-4: Comparatif des courbes contrainte-déformation expérimentales et numériques sur murets en compression (spécimens 7 à 10)	150
Figure III.4-5: Déplacements et contraintes de tractions au niveau des interfaces en cisaillement indirect des murs (modèle numérique).....	151
Figure III.4-6: Déformée, Contraintes et déplacement du mur en cisaillement indirect (modèle numérique)	152
Figure III.4-7: erreur d'approximation du modèle sur les niveaux de déformation en fonction du taux de chargement.....	153
Figure III.4-8: Comparatif des résultats et cartographie des profils de contraintes et déformations pour le spécimen 4.....	155
Figure III.4-9: Comparatif des résultats et cartographie des profils de contraintes et déformations pour le spécimen 8.....	156

Figure III.4-10: Comparatif des résultats et cartographie des profils de contraintes et déformations pour le spécimen 9.....	157
Figure IV.2-1: Illustration de la configuration standard (Config.00).....	166
Figure IV.2-2: Illustrations des différences géométriques entre les principales configurations testées	167
Figure IV.3-1: Courbes Sorption-Désorption approchée des BLT	168
Figure IV.3-2: Déformation totale des murets de BLT en fonction des niveaux d'humidité .	170
Figure IV.3-3: Comparatif résultats scénario 00 Vs 01	173
Figure IV.3-4: Comparatif résultats scénario 01 Vs 02	173
Figure IV.3-5: Comparatif résultats scénario 01 Vs 03	174
Figure IV.3-6: Comparatif résultats scénario 03 Vs 04	175
Figure IV.3-7: Comparatif résultats scénario 00 Vs 05	176
Figure IV.3-8: Comparatif résultats scénario 00 Vs 06	177
Figure IV.3-9: Comparatif résultats scénario 01 Vs 07	178
Figure IV.1-1: Évolution de la déformation normale E_{xx} des murets de BLT en fonction des niveaux d'humidité	227
Figure IV.1-2: Évolution de la déformation normale E_{yy} des murets de BLT en fonction des niveaux d'humidité	228
Figure IV.1-3: Évolution de la déformation normale E_{zz} des murets de BLT en fonction des niveaux d'humidité	229
Figure IV.1-4: Évolution de la déformation tangentielle G_{xy} des murets de BLT en fonction des niveaux d'humidité	230
Figure IV.1-5: Évolution de la déformation tangentielle G_{yz} des murets de BLT en fonction des niveaux d'humidité	231
Figure IV.1-6: Évolution de la déformation tangentielle G_{zx} des murets de BLT en fonction des niveaux d'humidité	232
Figure IV.1-7: Évolution de la contrainte normale S_{xx} des murets de BLT en fonction des niveaux d'humidité	233
Figure IV.1-8: Évolution de la contrainte normale S_{yy} des murets de BLT en fonction des niveaux d'humidité	234
Figure IV.1-9: Évolution de la contrainte normale S_{zz} des murets de BLT en fonction des niveaux d'humidité	235
Figure IV.1-10: Évolution de la contrainte tangentielle S_{xy} des murets de BLT en fonction des niveaux d'humidité	236

Figure IV.1-11: Évolution de la contrainte tangentielle S_{yz} des murets de BLT en fonction des niveaux d'humidité	237
Figure IV.1-12: Évolution de la contrainte tangentielle S_{zx} des murets de BLT en fonction des niveaux d'humidité	238
Figure IV.1-13; Contraintes et déformation du muret à saturation totale	239

Liste des tableaux

Tableau I.4-1: Principales propriétés mécaniques des blocs et du mortier	50
Tableau I.4-2: Propriétés de l'interface bloc-mortier.[269]	50
Tableau I.4-3: Propriétés mécaniques de la maçonnerie [269]	51
Tableau II.3-1: Coordonnées des carrières étudiées.....	67
Tableau II.3-2: Codification des paramètres pour l'analyse statistique.....	85
Tableau II.4-1: Valeur type de sorptivité de mortiers de ciment [336].....	93
Tableau II.4-2: Perte de résistance de l'état sec à l'état saturé.....	94
Tableau II.4-3: Différence de résistance entre la direction perpendiculaire et la direction parallèle à l'état sec.....	95
Tableau II.4-4: Différence de résistance entre la direction perpendiculaire et la direction parallèle dans un état saturé	95
Tableau II.4-5: Propriétés des matériaux de mortier des joints.....	97
Tableau II.4-6: Résultat des essais de compression normale sur murets	100
Tableau II.4-7: Codification des informations pour le graphique des courbes contrainte- déformation	104
Tableau II.4-8: Classification des BLT en familles	118
Tableau II.4-9: Valeurs d'entrée pour l'analyse statistique.....	119
Tableau III.2-1: Récapitulatif de quelques formules empiriques de calcul de la résistance caractéristique en compression des structures de maçonnerie dans la littérature	123
Tableau III.3-1: Base de données des valeurs de l'énergie de rupture de la maçonnerie [384,408]	141
Tableau III.3-2: Paramètres d'entrée pour le modèle interface composite.....	143

Liste des équations

Équation I.4-1: Expression de calcul de la rigidité au cisaillement de l'interface selon P. B. Lourenço[274]	45
Équation I.4-2: Expression de calcul de la rigidité normale de l'interface selon P. B. Lourenço[203]	46
Équation I.4-3: Expression de calcul empirique de la résistance au cisaillement de la maçonnerie non armée selon l'EC6 [276]	49
Équation I.4-4: Tenseur de rigidité effectif de l'interface joint horizontale - brique selon Raffa et al. [293]	53
Équation I.4-5: Expression de calcul de la densité de fissures.....	54
Équation I.4-6: Expression de détermination du vecteur "ouverture de fissures"	54
Équation I.4-7: Tenseur de rigidité effectif du matériau homogène fissuré selon Raffa et al. [223]	54
Équation I.4-8: Expression de calcul des paramètres de l'Équation I.4-7	55
Équation I.4-9: Expression de calcul des paramètres d'élasticité du matériau non fissuré équivalent	55
Équation I.4-10: Expression du tenseur de rigidité du joint d'assise.....	56
Équation I.4-11: Tenseur de rigidité effectif du joint d'assise fissuré	56
Équation I.4-12: Expression des composantes déviatorique du tenseur de rigidité d'interface inversé	56
Équation I.4-13: Expression générale de calcul des rigidités normales et tangentielles des interfaces	56
Équation I.4-14: Expression de calcul développée des rigidités normales et tangentielles des interfaces	57
Équation I.4-15: Expression de calcul réduite des rigidités normales et tangentielles des interfaces	57
Équation I.4-16: Expression de calcul des rigidités normales et tangentielles des interfaces verticales et horizontales	57
Équation II.3-1: Expression de calcul de la porosité accessible à l'eau.....	70
Équation II.3-2: Expression de calcul de la masse volumique apparente	70
Équation II.3-3: Expression de calcul de la porosité totale.....	70
Équation II.3-4: Expression de calcul de la porosité fermée.....	70

Équation II.3-5: Expression de calcul de la sorptivité	72
Équation II.3-6: Expression de calcul du rayon moyen des pores capillaires	73
Équation II.3-7: Expression de calcul de la résistance à la traction à partir de celle à la flexion [331]	76
Équation II.3-8: Expression de calcul du coefficient de Poisson	77
Équation II.4-1: Expression de calcul des points remarquables des courbes contrainte-déformation en fonction des degrés de saturation considérée	111
Équation III.2-1: Expression empirique générale de calcul de la résistance caractéristique à la compression de la maçonnerie	122
Équation III.3-1: Changement de variables pour la résolution du système de l'Équation III.2-1	126
Équation III.3-2: Expression de la méthode des moindres carrés	126
Équation III.3-3: Expression matricielle simplifiée de résolution l'équation des moindres carrés	127
Équation III.3-4: Expression de calcul du coefficient de détermination R^2	127
Équation III.3-5: Expression de calcul de l'erreur standard σ	127
Équation III.3-6: Expression de calcul du module de Young	129
Équation III.3-7: Expression de calcul du module de Young au-delà de la phase élastique selon Jardine [347]	129
Équation III.3-8: Expression de calcul des paramètres α et γ dans les théories de Jardine [347]	130
Équation III.3-9: Expression de calcul de la déformation déviatorique de substitution	131
Équation III.3-10: Expression de calcul du module de Young équivalent de Jardine [347] ..	131
Équation III.3-11: Expression de calcul du module tangent équivalent de Jardine [347]	131
Équation III.3-12; Expression de calcul du paramètre I de Jardine [347]	132
Équation III.3-13: Expression de calcul des déformations équivalentes limites selon Jardine [347]	132
Équation III.3-14: Expressions de calcul par intervalles du module de Young selon Jardine [347]	132
Équation III.3-15: Expression de calcul du module tangent à partir du module sécant de Young selon Jardine [347]	133
Équation III.3-16: Expression de calcul de l'incrément de la déformation axiale	133
Équation III.3-17: Expression de calcul simplifiée de l'incrément de la déformation axiale	133
Équation III.3-18: Expression de calcul du module tangent moyen selon Jardine [347]	133

Équation III.3-19: Expression de calcul de la matrice de rigidité	134
Équation III.3-20: Expression de calcul de l'incrément de la contrainte standard σ	134
Équation III.3-21: Expression de détermination de la matrice de rigidité de l'interface en régime élastique.....	136
Équation III.3-22: Critère d'amorçage de la limite d'élasticité/fissuration de Coulomb	136
Équation III.3-23: Expression de calcul des pertes de cohésion et de frottement de l'interface	137
Équation III.3-24: Expression de calcul du soulèvement induit par le cisaillement de l'interface	137
Équation III.3-25: Expression des lois d'assouplissement des déformations d'interfaces.....	137
Équation III.3-26: Expressions de calcul des rigidités normales et tangentielles des interfaces	141
Équation III.3-27: Expression de calcul du module de cisaillement	142
Équation III.4-1: Expression de la formule empirique de calcul de la résistance caractéristique en compression des maçonneries de BLT	145

Sigles et abréviations

Symbole	Description
<i>BLT</i>	Bloc de latérite taillée
<i>EVR</i>	Élément volumétrique représentatif
E_{xx}	Déformation normale suivant l'axe cartésien X
E_{yy}	Déformation normale suivant l'axe cartésien Y
E_{zz}	Déformation normale suivant l'axe cartésien Z
G_{xy}	Déformation tangentielle dans le plan formé des axes cartésiens X et Y
G_{yz}	Déformation tangentielle dans le plan formé des axes cartésiens Y et Z
G_{zx}	Déformation tangentielle dans le plan formé des axes cartésiens Z et X
<i>kg</i>	Unité de mesure de masse, le kilogramme
<i>kN</i>	multiple de l'unité de mesure de force ou de charge concentrée, le kiloNewton = 10^3 Newton
<i>KPa</i>	multiple de l'unité de mesure de contraintes ou de pression, le kiloPascal = 10^3 Pascals
<i>LVDT</i>	Linéar variable displacement transducer (capteur de déformation)
<i>m</i>	Unité de mesure de distance, le mètre
<i>MBB</i>	Modèles basés sur les blocs
<i>MBG</i>	Modèles basés sur la géométrie
<i>MC</i>	Modèles du continuum
<i>MM</i>	Macromodèles
<i>MPa</i>	multiple de l'unité de mesure de contraintes ou de pression, le MégaPascal = 10^6 Pascals
<i>N</i>	Unité de mesure de force ou de charge concentrée, le Newton
<i>Pa</i>	Unité de mesure de contraintes ou de pression, le Pascal
<i>s</i>	Unité de mesure de temps, la seconde
S_{xx}	Contrainte normale de Cauchy suivant l'axe cartésien X
S_{xy}	Contrainte de cisaillement de Cauchy dans le plan formé des axes cartésiens X et Y
S_{yy}	Contrainte normale de Cauchy suivant l'axe cartésien Y
S_{yz}	Contrainte de cisaillement de Cauchy dans le plan formé des axes cartésiens Y et Z
S_{zx}	Contrainte de cisaillement de Cauchy dans le plan formé des axes cartésiens Z et X
S_{zz}	Contrainte normale de Cauchy suivant l'axe cartésien Z
<i>UCS</i>	Unconfined compression strength (Résistance à la compression uniaxiale non confinée)
<i>Vs</i>	Versus

Une liste exhaustive des paramètres entrants dans les équations a été renseignée dans le glossaire à la page 233

Introduction générale

La construction et le logement sont des aspects fondamentaux de la civilisation humaine et la pierre est l'un des éléments de construction longtemps utilisée, surtout en maçonnerie, pour assurer le confort, la robustesse, l'élégance et la durabilité de ces infrastructures.

Le Bloc de Latérite taillée (BLT) ou pierre latéritique, connue pour sa couleur rouge-brun caractéristique et ses propriétés thermiques et mécaniques appréciables, est un matériau de construction privilégié dans les régions tropicales comme l'Inde, l'Asie du Sud-Est et l'Afrique à cause de son abondance. Il apparaît comme une solution viable pour résoudre la crise du logement de manière durable. Il est généralement utilisé pour la construction des ouvrages à faibles sollicitations mécaniques. Au Burkina Faso, la latérite couvre 2/3 du territoire national [1] et la roche latéritique servant à la production de BLT par simple découpage affleure dans plusieurs régions. Cependant, cette roche demeure encore peu exploitée et les problèmes de logements demeurent non résolus.

Les matériaux à base de ciment et d'acier, couramment utilisés en construction, sont connus pour être très polluants dans le processus de leur utilisation, de la fabrication à la mise en œuvre. Selon les statistiques, le secteur de la construction à lui seul serait responsable de l'émission de 10 milliards de tonnes de CO₂ par ans dans le monde. Il mobilise entre 30 et 60% des budgets des acteurs du domaine [2]. Plus précisément, au Burkina Faso, pays importateur de clinker, la situation est similaire. Selon les données issues des travaux de HEMA [3], confirmées par des statistiques récentes de l'Institut national de la statistique [4], 65% des matériaux de constructions utilisées au Burkina Faso sont à base de ciment portland, mais il n'y a que 12% de la population environ qui a accès à un logement confortable (du point de vue architecture, confort, conditionnement d'air). Du fait principalement de la cherté des matériaux de construction et de celle de leur mise en œuvre. Des travaux antérieurs ont démontré l'avantage du point de vue thermique des matériaux « traditionnels en terre » comparativement à ceux à base de ciment [5,6].

Au vu du contexte socio-économique et climatique actuel caractérisé par la cherté des matériaux de construction, l'inconfort dans les habitats en matériaux cimentaires, l'insuffisance du logement au Burkina Faso, il y a lieu de se demander pourquoi ce matériau n'est pas assez mis en valeur dans la construction et l'architecture burkinabè. Les premières réponses des

professionnels du Génie civil sont entre autres, des considérations sociologiques (matériaux de pauvres), le manque des critères standardisés du matériau pour être utilisé dans les grands projets de construction, la méconnaissance du comportement du matériau. Ces contraintes limitent son utilisation à un matériau de remplissage dans les projets de construction au lieu d'une maçonnerie porteuse. A ce stade, l'utilisation de ce matériau dans la construction d'habitats se limite à de la maçonnerie de remplissage dans les structures raidies avec éléments porteurs en béton armé, en soubassement lorsqu'elle présente des propriétés de dureté et de résistance convenable (propriétés minimales définies empiriquement) ou pour de simples habillage (décoration) [7].

La littérature regorge de nombreuses qui ont montré que la pierre latéritique possède des caractéristiques hygrothermiques plus intéressantes pour la construction dans le contexte sahélien, en particulier par rapport aux matériaux cimentaires traditionnels [8–10]. Du point de vue du comportement mécanique, des travaux récents de recherches montrent que les méthodes standard de calcul de la résistance à la compression des structures de maçonnerie ne décrivent pas toujours avec précision le comportement de la maçonnerie en pierre latéritique et tendent à surestimer sa capacité portante [11,12]. La pierre latéritique posséderait également des caractéristiques mécaniques prometteuses, permettant son utilisation dans des applications structurales, en particulier dans la construction de murs porteurs, conformément à diverses normes et directives de construction.

Au Burkina Faso, le bloc latéritique taillée (BLT) est utilisé pour la construction depuis des milliers d'années, grâce à sa disponibilité et son abondance dans de nombreuses régions [13]. Ce matériau, dans certains cas, est relativement tendre, ce qui permet de l'extraire à l'aide de méthodes manuelles ou d'outils mécanisés tels que des scies circulaires sur rails lorsqu'il est plus induré [7,14]. Ce processus d'extraction dépend des spécificités de la carrière, des technologies disponibles et de la dureté de la pierre. Notamment, les propriétés de la latérite peuvent varier considérablement au sein d'une même carrière, en fonction de facteurs tels que la profondeur d'extraction et les niveaux d'humidité [13–16].

Cet état de fait découle de l'indisponibilité à l'état actuelle des connaissances de méthodes de calcul fiables pour les structures en maçonnerie de BLT. Des guides de bonnes pratiques existent dans des pays comme l'Inde mais ne donnent pas de détails sur la capacité de charge globale des maçonneries de BLT.

Cette étude vise entre autres à fournir un cadre pour la normalisation de la pierre de latérite en tant que matériau de construction viable. De nombreuses études antérieures ont examiné divers types de maçonnerie en pierres naturelles, soulignant l'importance de comprendre leur comportement mécanique [17–25]. Par exemple, Kaboré et al. [11] se sont concentrés sur les murs de maçonnerie construits à partir de latérite provenant des carrières de DANO. Ces résultats, couplés avec ceux des travaux de LAWANE [7] fournissant une base importante pour l'interprétation des propriétés mécaniques de la maçonnerie de BLT lorsqu'elle est soumise à une contrainte de compression uniaxiale. Leur recherche a examiné l'efficacité et les limites de la maçonnerie en BLT en établissant la plage de résistance à la compression sur la base de formules préexistantes applicables à d'autres matériaux de maçonnerie, puis en juxtaposant les résultats empiriques à ceux obtenus expérimentalement. Bien que la résistance à la compression de la maçonnerie soit couramment évaluée par des essais sur des prismes ou des murets en laboratoire, ces évaluations sont rarement effectuées en raison de la nature complexe de ces expériences et des ressources et du temps considérables qu'elles nécessitent [26–29].

Au-delà de la modélisation empirique, l'évolution de la modélisation informatique a facilité le développement d'outils fiables pour les calculs structurels, mais leur efficacité dépend de la qualité des données d'entrée. La modélisation non linéaire par éléments finis est une méthode populaire et utile pour tester la capacité de charge et le comportement global des systèmes de maçonnerie sous différentes sollicitations. Le pionnier en développement de méthode computationnelles est P. B. Lourenço avec le développement de plusieurs méthodes surtout en ce qui concerne le comportement relatif des blocs par rapport aux joints dont des travaux relativement récents [30–33]. Cette méthode montre avec précision comment les structures de maçonnerie réagissent avant et après avoir atteint leur niveau de charge maximale. Les chercheurs ont développé diverses lois constitutives qui intègrent les principes d'endommagement et de plasticité, ou qui se concentrent principalement sur la théorie de la plasticité. Au vu de ce qui est connu du comportement des BLT, il est important d'intégrer dans les études des mécaniques des structures de maçonnerie en BLT, les aspects de stress hydrique dans les matériaux et d'évaluer comment la structure réagira aux sollicitations structurales en fonction de l'ambiance de son environnement. Cette ambiance peut être tantôt sèche, tantôt humide voire saturée en humidité, de ce fait, la réponse structurale de la maçonnerie sera variable.

L'objectif principal de ce travail est d'étudier le comportement hydromécanique des maçonneries en blocs de latérite taillée au Burkina Faso. Ceci, dans le but plus général de

contribuer à l'établissement de codes et méthodes de calculs plus fiables et plus poussées sur les constructions en maçonneries de BLT, contribuant ainsi à la réduction des émissions de gaz à effet de serre (en limitant l'utilisation du « tout ciment »), réduisant les coûts de construction et mettant en valeur ce matériau.

Trois objectifs spécifiques concourent à l'atteinte de l'objectif général, il s'agit de :

- Caractériser sur la base d'expérimentations les BLT, les joints et les maçonneries de BLT
- Prospecter et définir des modèles pour les calculs des structures de maçonneries de BLT
- Proposer des modèles couplés pour l'évaluation du comportement hydromécanique

Pour prétendre atteindre les objectifs fixés, une démarche méthodologique rigoureuse a été adoptée. D'abord, il faudra faire un état de l'art de ce qui est connu sur les matériaux de maçonnerie en général et ceux des pierres en particulier. Un accent particulier sera mis sur les méthodes et stratégies de modélisation applicables. Ensuite, le choix des matériaux de base de la maçonnerie de BLT sera opéré et justifié. Ces constituants seront caractérisés en profondeur. Pour poursuivre, des méthodes d'évaluation des performances mécaniques et hydromécaniques des maçonneries de BLT seront proposées, mise à l'épreuve et leur précision sera évaluée au regard des critères d'acceptation préalablement établis. Ce rapport qui restitue notre travail est composé de quatre (4) chapitres

- Le premier chapitre « Synthèse de la revue de littérature » composé de trois sections présente successivement les généralités sur les maçonneries et la latérite, les stratégies de calcul des structures de maçonnerie et l'état de l'art sur la modélisation de la maçonnerie non armée
- Le deuxième chapitre « Etudes expérimentales des constituants et de la maçonnerie en BLT » présente les méthodes de caractérisation ainsi que les résultats pour les matériaux entrant dans la construction des maçonneries en BLT pris individuellement, et leurs interactions éventuelles dans une structure de maçonnerie. Ces aspects seront principalement étudiés expérimentalement, à défaut, la littérature et les méthodes empiriques seront sollicitées.
- Le troisième chapitre « Modélisation du comportement des maçonneries en BLT » propose des méthodes de modélisation du comportement mécanique de structures de maçonnerie applicables aux BLT. Ces méthodes peuvent être empiriques et/ou numériques.

- En fin le quatrième chapitre « Développement de modèles hydromécaniques » propose des modèles prenant en compte les aspects hydriques et l'évolution des propriétés mécaniques des matériaux dans le comportement des maçonneries et analyse la sensibilité des modèles proposés aux variations de certains paramètres.

Chapitre I. Synthèse de la revue de littérature

I.1. Introduction

La construction et le logement sont des aspects fondamentaux de la civilisation humaine depuis le début de son histoire. Le développement de l'industrie de construction s'est fait au gré des évolutions et des expansions des civilisations à plusieurs époques, dans plusieurs régions, faisant naître des améliorations technologiques, culturelles et socio-économiques. La pierre est depuis longtemps un élément de construction essentiel pour le logement, offrant confort, robustesse, élégance et durabilité aux édifices. L'utilisation de la pierre dans l'habitat a une histoire relativement longue avec une ancienneté de sept millénaires, démontrant l'ingéniosité et l'habileté des civilisations anciennes et contemporaines.

La pierre latéritique, largement utilisée dans la construction des régions tropicales, occupe une place particulière dans l'architecture de cette zone. La pierre latéritique, réputée pour sa couleur rouge-brun distinctive et ses caractéristiques thermiques et mécaniques exceptionnelles, est un matériau de construction privilégié dans les régions tropicales depuis bon nombre d'années. Les structures en pierre de latérite représentent les coutumes architecturales et l'art autochtones dans des régions telles que l'Inde, l'Asie du Sud-Est et l'Afrique, dont le Burkina Faso. Les temples, les forts, les palais et les habitations traditionnelles construits en latérite présentent l'adaptabilité et l'attrait esthétique du matériau dans la conception architecturale [13]. Bien qu'étant un matériau très répandu dans les régions tropicales, comme c'est le cas du Burkina Faso, la construction à base de pierre latéritique dans ces pays demeure essentiellement artisanale et rurale.

Ce chapitre sera consacré à la synthèse de la revue de littérature. Il dressera un état des lieux des informations recensées concernant sommairement les pierres et plus profondément la latérite, les pierres latéritiques, les mortiers jointifs et la maçonnerie. Un accent particulier sera mis sur la modélisation numérique des structures. Il fera l'historique de la formation des roches sédimentaires et de la latérite. Les types de structures de maçonnerie seront décrits sommairement, ainsi que les méthodes existantes pour leur étude et leur dimensionnement. Enfin, les informations disponibles sur les pierres latéritiques et leurs usages seront présentées. La maçonnerie sera présentée, ainsi que les interactions entre unités de maçonnerie et joints,

avec les défauts, efforts et déformations constatés sur des structures similaires à celle en pierre latéritique. Un tour d'horizon des procédés de modélisation et de leurs avantages et inconvénients sera effectué. Les principes et modèles les plus pertinents seront présentés. Les équations mathématiques ainsi que les méthodes de résolution seront présentées. Si ces informations théoriques présentées sont assez volumineuses, les moins pertinentes seront transférées en annexe du document.

I.2. Généralités sur les maçonneries et la pierre de taille

I.2.1. Origine et développement de la construction et de l'habitat

Les origines de la construction et de l'habitat remontent aux anciennes civilisations de la Mésopotamie, de l'Égypte et de la vallée de l'Indus. L'introduction de la brique crue en Mésopotamie a entraîné une transformation significative des méthodes de construction, qui s'est traduite par l'édification de structures impressionnantes telles que les ziggourats et les temples. On peut citer par exemple la ziggourat de Tchoga Zanbil, à l'extrême sud-ouest de l'Iran qui date de 1.300 avant J.-C. (Figure I.2-1) Elle est la mieux préservée de ce type de bâtiment de l'histoire de la culture égyptienne, réputée pour ses impressionnantes pyramides et ses tombes complexes qui témoignent de sa construction en pierre et de son expertise en matière de symétrie architecturale [34]. De même, les villes de la civilisation de la vallée de l'Indus présentent une conception urbaine impressionnante, caractérisée par des routes bien structurées et des habitations en brique, qui mettent en évidence les premiers principes d'urbanisme. [35]. Les civilisations antiques de la Grèce et de Rome ont considérablement amélioré l'art de la construction et de l'habitation. L'architecture grecque, qui utilise des colonnes et une conception symétrique, a donné naissance à des chefs-d'œuvre de renommée tels que le Parthénon et l'Acropole. Les Romains ont démontré leurs compétences exceptionnelles en matière d'ingénierie en créant des aqueducs et des routes et en faisant œuvre de pionniers dans l'utilisation du béton dans la construction. [36].



Figure I.2-1: La ziggourat de Tchoga Zanbil [37]

La période médiévale a été marquée par une transition vers les fortifications et l'architecture défensive, ce pour quoi l'utilisation des matériaux indigènes et les coutumes de construction ont façonné l'architecture vernaculaire, donnant naissance à des styles architecturaux régionaux uniques dans toute l'Europe, l'Asie et l'Afrique. Le développement des bâtiments à ossature de bois, des chaumières et des habitations en brique crue témoigne de la souplesse et de la réactivité de l'approche de la construction au cours de cette période[38]. Les époques européennes de la Renaissance, avec des architectes de renom tels que Léonard de Vinci, Michel-Ange et Andrea Palladio ont révolutionné le domaine de l'architecture en introduisant des méthodes de construction innovantes, des systèmes proportionnels et des sensibilités artistiques qui ont profondément influencé les générations suivantes d'architectes et de constructeurs [39].

La révolution industrielle a marqué un tournant dans l'histoire de la construction et du logement. Le passage du travail manuel aux procédés mécanisés a profondément transformé le secteur de la construction, ce qui a permis d'accélérer les délais de construction, d'améliorer la productivité et d'adopter de nouveaux matériaux tels que le fer, l'acier et le verre [36,40]. Les secteurs de la construction et du logement ont adopté des pratiques durables, des normes de construction écologiques et des technologies intelligentes pour s'attaquer aux problèmes environnementaux et aux défis urbains [40]. De nos jours, l'urbanisation, la croissance démographique et le changement climatique posent des difficultés et des opportunités aux

secteurs du bâtiment et du logement en raison de leur rythme d'évolution rapide. Des défis tels que le coût élevé du logement, l'expansion des villes dans des zones environnantes contraignantes, l'amélioration des infrastructures et la capacité à résister aux catastrophes exigent des solutions créatives et des méthodes durables [35,41]. Pour faire face à ces défis, il est essentiel de revisiter les techniques et matériaux de construction du passé, afin de comprendre leurs comportements, les améliorer et les adapter aux besoins des générations présentes et futures.

À l'instar du marbre ou d'autres pierres calcaires utilisées en construction en Europe, dans les régions tropicales et subtropicales, la pierre latéritique est utilisée comme matériau de construction des ouvrages de maçonnerie. Certaines constructions de ce type ont résisté plusieurs décennies et sont encore bien conservées de nos jours. C'est le cas de la forteresse de Loropéni (Figure construite au IX^{ème} siècle) dont les ruines résistent encore au temps malgré l'abandon de cet ouvrage.



Figure I.2-2: Ruine de Loropéni au Burkina Faso (source : Arnaud Yoda [42])

Les blocs de latérite sont utilisés dans la construction depuis des millénaires, les infrastructures en blocs de latérite au Cambodge remontant au 7^{ème} siècle. La latérite meuble est le matériau le plus utilisé pour produire des blocs de terre et des briques pour le logement et les travaux publics [43]. La latérite indurée est moins utilisée, mais elle est courante au Burkina Faso et en Inde[1].

Les blocs de latérite taillée (BLT) au Burkina Faso remontent à l'époque coloniale et se sont développés par étapes. La première phase a consisté en la construction d'édifices administratifs, militaires et religieux, notamment à Bobo Dioulasso, sous le régime colonial. La plupart des travaux étaient réalisés par le travail forcé des autochtones et la matière première était extraite de carrières de grès et de latérite connues sous le nom de « moellons » ou encore « cailloux sauvages » [10]. Une deuxième tentative d'exploitation de la latérite indurée a commencé pendant la révolution « Sankariste » de 1983, en utilisant les masses populaires comme ouvriers bon marché. Si plusieurs études ont été menées en Inde, il n'en va pas de même au Burkina Faso et dans d'autres pays africains où le manque de données et méthodes d'ingénierie en calculs est criard. Afin de normaliser l'utilisation de la latérite, une série d'études doit être réalisée en tenant compte de l'hétérogénéité de la latérite en fonction de la localisation géographique, de l'industrialisation et des conditions socio-économiques [44]. Dans le contexte burkinabé, l'élaboration d'une norme pour les blocs de latérite devrait résulter d'une discussion entre les parties prenantes, prenant en compte des critères technico-économiques. Toutefois, les exigences doivent être simples et évoluer en fonction du contexte [13,44].



Figure I.2-3: Habitations avec maçonneries en BLT de la zone DANO

La Figure I.2-3 présente un édifice type de construction courante en BLT au Burkina Faso dans la zone de DANO.

I.2.2. La formation géologique de la latérite indurée

La latérite est une formation de sol et de roche caractérisée par de fortes concentrations d'oxydes de fer et d'aluminium. Il s'agit d'une formation résiduelle qui se forme dans les régions tropicales chaudes et humides à la suite de processus d'altération prolongés s'étalant sur des millions d'années. De nombreuses études ont montré que les conditions extrêmes d'altération que l'on trouve dans les régions tropicales entraînent des transformations significatives par le biais de processus de lixiviation sélective, ce qui aboutit à la création de « roches latéritiques ». Ces roches constituent d'importants matériaux de construction et peuvent également être exploitées pour diverses ressources minérales, notamment l'aluminium (Al), le nickel (Ni), le fer (Fe) et l'or (Au) [45]. La définition initiale proposée par Buchanan [46] a été abandonnée et le terme « latérite » est aujourd'hui utilisé par différents chercheurs avec des interprétations variées. Il peut faire référence à un type spécifique de matériau (en tant que terme géologique) ou à un groupe catégorisé de matériaux présentant un profil distinct, impliquant souvent une relation génétique. Il y a environ trois décennies, Schellmann [47,48] s'est efforcé de redéfinir la latérite, en proposant une nouvelle classification basée sur la chimie de la roche, en particulier le rapport $Si/(Al + Fe)$, par rapport à la composition chimique de la roche mère. Bien que cette approche ait été largement adoptée, elle a fait l'objet de critiques considérables de la part de plusieurs chercheurs [49,50], qui ont plaidé en faveur de l'abandon du terme « latérite ». Néanmoins, en raison de son utilisation courante aujourd'hui, l'idée d'abandonner le terme semble irréalisable à ce stade. La complexité du « problème de la latérite » réside dans le fait que, lorsqu'on l'examine de près, chaque profil latéritique, bien qu'ayant des similitudes visibles, est distinct. Ce caractère unique résulte de diverses influences, notamment du climat, de la topographie, de la composition de la roche mère et de l'hydrogéologie [51]. La pierre latéritique est riche en fer et en aluminium, ce qui contribue à sa teinte rouge-brun caractéristique. Elle possède des caractéristiques distinctives qui la rendent particulièrement adaptée à diverses applications de construction. La latérite se caractérise en outre par sa porosité ce qui lui confère des propriétés hygrothermiques intéressantes. [9]. Ces caractéristiques permettent à la pierre de latérite de s'adapter à de nombreuses utilisations dans le domaine de la construction.

I.2.3. Les aspects socioculturels et environnementaux de la latérite

La pierre latéritique a une importance historique significative, car elle a été utilisée pour construire des merveilles architecturales impressionnantes et des édifices colossaux par les civilisations anciennes (forteresse, ponts, monuments...). La pierre latéritique a été largement

utilisée comme matériau de construction dans des pays tels que l'Inde, l'Asie du Sud-Est et l'Afrique en raison de sa disponibilité abondante, de sa nature durable et de son aspect attrayant.

La capacité de ce matériau à tolérer les climats tropicaux le rend bien adapté à ces environnements, et son aspect naturel renforce l'attrait rustique des projets architecturaux. La pierre de latérite est utilisée à des fins structurelles et pour l'aménagement paysager, le pavage et les éléments ornementaux, ce qui démontre sa polyvalence dans le domaine de la construction [52–54].

Outre ses caractéristiques techniques, la pierre latéritique revêt une importance culturelle dans de nombreux pays, car elle est très appréciée pour son association avec les coutumes locales et le savoir-faire des artisans. L'utilisation de la latérite dans les édifices religieux, tels que les temples et les sanctuaires, a une signification symbolique et des implications spirituelles, reflétant les profondes traditions culturelles liées à ce matériau de construction indigène [52]. La Figure I.3-1 présente des ouvrages type modernes construits en BLT relativement récent dans le contexte burkinabé.

La pierre latéritique reste un élément important des méthodes de conception durable dans l'architecture contemporaine en raison de ses caractéristiques favorables à l'environnement et de son impact minimal sur les émissions de carbone. Les architectes et les ingénieurs étudient de nouvelles méthodes pour intégrer la latérite dans les projets de construction contemporains, mais sont freinés dans leur élan par le manque de cadre réglementaire pour le dimensionnement fiable des structures de maçonnerie à base de cette pierre. En combinant des approches traditionnelles et technologiques, ils souhaitent construire des bâtiments durables qui mettent en valeur l'attrait esthétique et la durabilité de cette pierre. Bien que la pierre latéritique reste populaire, elle se heurte à des difficultés liées aux méthodes d'extraction, aux préoccupations en matière de conservation et à l'approvisionnement en sources durables. L'extraction incontrôlée de latérite dans les réserves naturelles peut entraîner des perturbations écologiques et la destruction d'habitats du fait que les carrières en fin d'exploitation non remise en état constituent des zones de décharge où eaux et détritiques s'accumulent, modifiant les propriétés du sol en place sur un certain périmètre. ce qui peut, à moyen et long terme endommager les fondations des bâtiments alentour s'ils sont assez proches ou contaminer les nappes car une bonne partie des couches filtrantes ont été excavées et non remplacées.

I.3. Les modèles applicables pour le calcul des structures de maçonnerie

I.3.1. L’historique de la modélisation empirique des structures de maçonnerie

Cette section présente une analyse de divers modèles analytiques, en mettant l'accent sur une comparaison entre les méthodes analytiques proposées par les auteurs et les résultats expérimentaux obtenus dans la littérature. En outre, elle comprend des analyses de sensibilité paramétriques à une ou plusieurs variables de ces modèles.

Les modèles basés sur la théorie de « l'action en arc », comme discuté dans les travaux de Drysdale et Essawy [55], Haseltine [56] et Hendry [57], bien que pionniers, sont des modèles obsolètes et qui se présentent en porte-à-faux par rapport aux résultats expérimentaux et aux données de la littérature plus récente [58]. Initialement, la détermination des capacités de charge hors plan était basée sur la théorie de « l'action de la flexion ». Toutefois, ces calculs se sont avérés inadéquats, donnant des résultats qui étaient, dans certains cas, jusqu'à six fois inférieures à ceux enregistrés lors des essais en laboratoire ([59]). Anić et al. [58] fournissent de nombreux exemples de formules analytiques permettant de déterminer la capacité portante hors plan des structures de maçonnerie.

En 1989, Dawe et Seah [60] ont mis au point des équations spécifiquement pour des maçonneries raidies. Dans le même ordre d'idées, Angel et al. [61] ont introduit des modèles qui intègrent des facteurs de réduction pour tenir compte de la diminution de la capacité de charge hors plan résultant de chargements antérieurs dans le plan. Les facteurs de réduction susmentionnés sont dérivés des états d'endommagement qui peuvent être évalués soit graphiquement, soit par l'application d'équations spécifiques [61]. En 1996, Klingner et al. [62] ont présenté une équation pour la maçonnerie porteuse, qui intégrait la résistance aux actions dans les directions verticales et horizontales. Cette équation est connue pour le fait qu'elle prend concomitamment en compte pour la première fois des propriétés géométriques et mécaniques.

L'Eurocode 6 [63] propose des équations simples pour le calcul de murs porteurs, qui dépendent uniquement de la résistance à la compression de la maçonnerie et du joint. De même, Drysdale et Hamid [64] ont proposé une équation semblable à celle présentée dans l'Eurocode 6. Dans leur étude, Ricci et al. [65] ont utilisé une méthodologie semi-empirique pour développer des équations, en examinant les valeurs de capacité de charge basées sur cinq paramètres

mécaniques et géométriques. Parmi les différents modèles développés jusqu'à lors, c'est lui qui présentait les meilleures approximations et était le plus utilisé.

À l'heure actuelle, il n'existe pas d'équations analytiques de calcul spécifiques pour les maçonneries armées ou non, et qui tiennent compte de l'impact des ouvertures. Néanmoins, Mays et al.[66] ont développé une équation pour les murs porteurs en béton armé qui peuvent comprendre des ouvertures. Les modèles conçus pour calculer les capacités de charge ont été basés sur des expériences simulant les forces inertielles [58]. Les résultats indiquent des divergences significatives entre les équations, à la fois en termes de consistance et de comparaison avec les données expérimentales. En ce qui concerne les autres propriétés, les équations ont montré des corrélations relativement fortes pour des blocs de béton et les systèmes de maçonnerie simple.

De plus amples détails concernant les modèles analytiques sont présentés dans le Chapitre III.

I.3.2. Les paramètres influençant le calcul des ouvrages de maçonnerie

Les calculs d'ingénierie sont essentiels pour garantir la stabilité et la sécurité des structures en pierre latéritique. La conception et la construction de la maçonnerie en pierre latéritique comprennent la prise en compte de plusieurs critères, tels que la capacité de charge, l'épaisseur des murs, les conditions hygrométriques, la composition du mortier et l'intégrité structurelle [67,68]. La maçonnerie, pour qu'elle soit intégrée dans les grands projets modernes, doit donc satisfaire aux exigences de calcul de maçonnerie qui s'articulent autour des aspects cruciaux suivants [67,69]:

- Capacité de charge : La capacité portante des murs est déterminée en évaluant la résistance à la compression du matériau (bloc et joint) et en tenant compte des charges prévues exercées sur la structure.
- Épaisseur du mur : L'épaisseur des murs est essentielle pour assurer la stabilité de la structure et résister aux contraintes extérieures. Des calculs techniques sont utilisés pour estimer l'épaisseur optimale du mur, des blocs et des joints, en tenant compte de facteurs tels que la hauteur de la structure.
- Nature du mortier : La formulation du mortier utilisé dans la maçonnerie est cruciale pour la cohésion et la résistance de la maçonnerie. Les calculs techniques aident à formuler un mélange de mortier approprié qui garantit une liaison optimale entre les pierres, une intégrité structurelle suffisante et une résistance aux intempéries.

- La texture et la cohésion Brique-Mortier : cet aspect représente l'élément prépondérant dans la capacité d'une maçonnerie à supporter des charges sans se rompre. Cette stabilité est en outre affectée par l'état de la surface des briques favorisant ou non l'adhérence et le frottement et la nature du matériau du mortier.
- L'alignement, la planéité et l'épaisseur des murs doivent être de rigueur au cours du processus de construction pour garantir l'intégrité structurelle de la maçonnerie. Des calculs techniques sont utilisés pour déterminer le positionnement optimal des pierres, des joints et des renforts afin d'améliorer la stabilité et la performance globales de la structure.

I.3.3. Les modèles numériques pour les structures en maçonnerie

Une part importante des structures existantes dans le monde sont en maçonnerie que ce soit dans les pays en développement ou ceux ayant un niveau de vie relativement plus élevé. En effet, la plupart des bâtiments historiques sont constitués de structures en maçonnerie (églises, mosquées, temples, tours, forteresses, etc.). La Figure I.3-1 présente des structures existantes comprenant des parties d'ouvrage en maçonneries de BLT. Les ouvrages en maçonnerie présentent des résistances relativement faibles vis-à-vis des chargements, surtout ceux dynamiques. Cet état de fait a été mis en évidence dans des études antérieures, surtout en zone sismique. En règle générale, des fissures apparaissent dans les bâtiments en maçonnerie, même pour des charges de faible intensité. De plus, la fissuration pourrait également être due à des tassements différentiels du sol. Les fissures dans la maçonnerie, composée de blocs liés au mortier, apparaissent généralement le long des surfaces de jonction entre les éléments maçonnés et le mortier, même si la fissuration des blocs peut également apparaître en fonction des caractéristiques des blocs et du mortier. Bien que plusieurs systèmes de renforcement existent actuellement pour améliorer la ductilité, la dissipation des contraintes et la résistance des systèmes maçonnés, dans le cadre de cette étude, il sera abordé principalement dans le cas des structures de maçonnerie non armée avec comme matériau de base, les blocs de latérite taillés (BLT).

Divers outils de prédiction et d'évaluation du comportement structurel des bâtiments en maçonnerie ont été développés au cours des dernières décennies.



Figure I.3-1: Exemple de structure de maçonnerie en BLT (a. la cathédrale de Koudougou, b. Ecole primaire A de Koudougou) [70,71]

Les outils numériques ont été développés et préférés aux approches analytiques, compte tenu de la réponse mécanique complexe de la maçonnerie et des géométries irrégulières des bâtiments. Le postulat étant que si un modèle peut simuler le comportement des structures en maçonnerie, il pourra prédire la réponse structurelle aux actions appliquées. Les stratégies numériques peuvent être subdivisées en quatre classes que sont :

- Les modèles à base de blocs (MBB),
- Les modèles du continuum (MC). ,
- Les modèles de macroéléments (MM)
- Les modèles basés sur la géométrie (MBG).

I.3.3.1. La physique de la maçonnerie

I.3.3.1.1. Mécanique de la maçonnerie

Le comportement mécanique de la maçonnerie est complexe, varié et hautement non linéaire. Les propriétés mécaniques du bloc, du mortier et de la liaison entre eux (interface) régissent généralement la réponse globale de la maçonnerie. Un comportement quasi fragile en régimes de traction et de compression caractérise généralement les éléments de maçonnerie (bloc et mortier). Des valeurs plus élevées de résistance sont observées dans le comportement en compression plutôt qu'en traction. Habituellement, la liaison entre le mortier et les blocs est extrêmement faible, avec une réponse cohésive frictionnelle en cisaillement (où les contributions cohésives et frictionnelles dépendent de la contrainte normale) et une réponse cohésive en traction (sans cohésion en cas de maçonnerie à joints secs). La réponse de la structure vis-à-vis des efforts de traction et de cisaillement montre une baisse de la cohésion [72].

Selon Page [73], trois niveaux d'anisotropie caractérisent le matériau de maçonnerie [73]:

- Anisotropie élastique (c'est-à-dire dans le régime élastique);

Anisotropie de résistance (c'est-à-dire, dans les propriétés de résistance, au-delà de la différence entre les résistances à la compression et à la traction) et ;

- Anisotropie de fragilité (c'est-à-dire dans la réponse post-pic).

Le comportement mécanique de la maçonnerie peut être évalué à deux échelles différentes : l'échelle du matériau [73–75] et l'échelle de structure [76–80]. La réponse mécanique doit être définie en termes de rigidité, de résistance et de ductilité pour ces deux échelles.

La rigidité est la capacité d'un objet à résister à la déformation lorsqu'une contrainte externe lui est appliquée. En complément, la « déformation élastique » se réfère à la capacité de l'objet à reprendre sa forme initiale lorsque la contrainte n'est plus exercée.

Les domaines de résistance de la maçonnerie sont représentés sur la Figure I.3-3 à l'échelle du matériau (Figure I.3-3A) et à l'échelle du raidisseur (Figure I.3-3B). La Figure I.3-2 montre les modes de ruine typiques de la maçonnerie à l'échelle d'un assemblage de maçonnerie à deux blocs.

Un modèle précis pour la maçonnerie doit inclure les types de mécanismes de base qui caractérisent la ruine du matériau. La Figure I.3-2 renseigne sur les mécanismes de rupture qui peuvent se présenter pour la maçonnerie. Ainsi, selon Paulo B. Lourenço et Jan G. Rots [81], appuyés par D'Altri et al. [82], les structures de maçonneries peuvent se rompre sous uniquement cinq modes pour des chargements dans le plan (direction de la charge compris dans le plan du mur) ,ik , à savoir par fissuration dans les joints; par glissement le long d'un joint d'assise ou de tête à de faibles valeurs de contrainte normale; par fissuration des blocs sous traction; par fissuration diagonale en traction des blocs à des valeurs de contrainte normale suffisantes pour développer un frottement dans les joints et par fissuration des blocs en traction en raison de la dilatation du mortier à des valeurs élevées de contrainte normale. Les phénomènes décrits montrent clairement que les cas (A & B) sont des mécanismes de joints, (C) sont un mécanisme de briques et (D & E) sont des mécanismes combinés impliquant des briques et des joints.

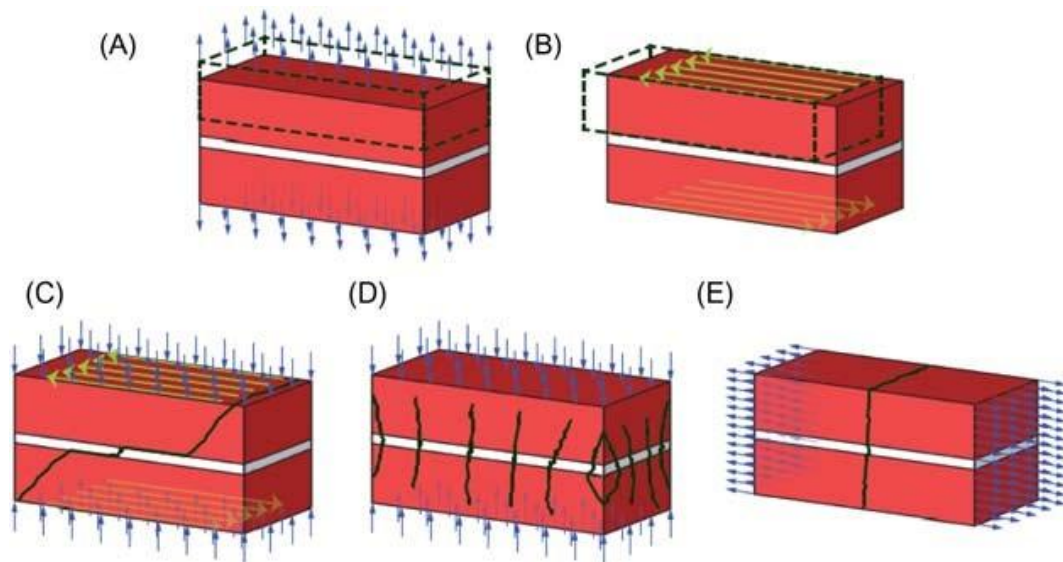


Figure I.3-2: Mécanismes de rupture de la maçonnerie (à l'échelle d'un assemblage de maçonnerie à deux blocs) : (A) rupture par traction de la liaison bloc-mortier, (B) glissement par cisaillement de la liaison bloc-mortier, (C) fissuration diagonale de la maçonnerie, (D) écrasement de la maçonnerie, et (E) fissuration par traction du bloc et du mortier. [82]

La ductilité est la capacité d'un matériau à se déformer plastiquement sans se rompre. La rupture se fait lorsqu'un défaut devient critique et se propage. Un matériau qui présente une grande déformation plastique à la rupture est dit ductile, sinon il est dit fragile.

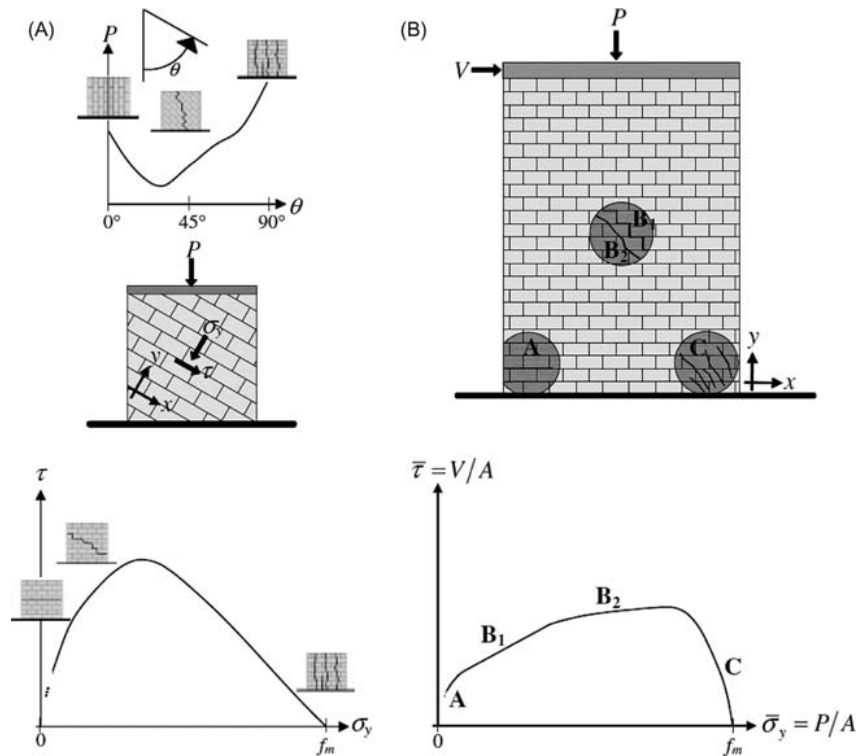


Figure I.3-3: Modes de rupture et domaines limites de la maçonnerie pour les états de contraintes planent : (A) échelle du matériau et (B) échelle du muret. D'après [77]

I.3.3.1.2. Caractérisation expérimentale de la maçonnerie

La caractérisation expérimentale des propriétés mécaniques de la maçonnerie reste une tâche complexe. Même si divers tests et montages expérimentaux ont été récemment développés, leur fiabilité fait encore l'objet de discussions [83,84]. Après les caractérisations standards pour les éléments constitutifs que sont les blocs et les joints, des échantillons de maçonneries subissent des tests en laboratoire, soit sous forme de prismes ou sous forme de murets. La caractérisation des éléments constitutifs consiste en la détermination des valeurs dites « caractéristiques » de résistances et des paramètres élastiques suivant les procédures indiquées dans les normes qui y sont relatives. Il s'agit entre autres de la résistance à la compression, résistance à la traction, résistance au cisaillement, résistance à la flexion et des déterminations des modules élastiques, coefficient de Poisson et énergies de rupture [85–90]. En ce qui concerne les échantillons de maçonneries, des tests et procédures expérimentales existent pour la détermination de paramètres clés tels que la résistance à la compression, la résistance à la traction, la résistance à la flexion et celle au cisaillement [91–94]. Ce sont les principales méthodes de caractérisation concernant la maçonnerie en laboratoire. C'est également à travers certaines de ces procédures sur les murets que les interfaces, considérées numériquement comme matériau constitutif, sont caractérisées.

I.3.3.2. Les analyses computationnelles applicables aux structures de maçonnerie

Deux principaux types d'approches d'analyse peuvent être utilisées pour étudier la réponse des structures de maçonnerie vis-à-vis d'un chargement. Il s'agit des approches d'analyse incrémentale itérative et des résolutions basées sur les analyses limites. Ces approches d'analyse pourraient être, en théorie, employées quelle que soit la stratégie de modélisation adoptée[95].

I.3.3.2.1. Approches d'analyse incrémentale itérative

L'évolution de l'état d'équilibre d'une structure soumise à certaines charges peut être analysée étape par étape dans des procédures d'analyse incrémentale itérative. Le chargement et la réponse structurelle sont subdivisés en une succession d'intervalles, d'incrémentes ou d'étapes. Des itérations sont effectuées pour atteindre l'équilibre à chaque étape. La non-linéarité mécanique, qui est essentielle pour une évaluation fiable du comportement de ruine et de quasi-ruine des structures de maçonnerie, peut être prise en compte dans ces procédures. La non-linéarité géométrique est souvent rencontrée lorsque la structure est soumise à des effets de déplacement importants. Même si des modèles élastiques linéaires ont été utilisés dans quelques cas pour l'évaluation préliminaire des structures de maçonnerie historiques [96] leur efficacité dans l'étude du mode de ruine et de la sécurité de ces structures est fortement limitée.

Les analyses incrémentales itératives peuvent être classées en analyses statiques non linéaires et dynamiques non linéaires :

➤ **Analyse statique non linéaire :**

Dans les analyses statiques non linéaires, la structure est soumise pas à pas à certaines charges jusqu'à sa ruine et au-delà. La réponse structurelle évolue dans un temps fictif qui ne représente aucune caractéristique physique. Les analyses peuvent être menées en contrôle de charge ou en contrôle de déplacement, ainsi qu'en contrôle des dommages événement par événement ;

Les équations différentielles non linéaires doivent être résolues, elles peuvent être transformées en équations algébriques non linéaires et résolues dans un contexte numérique. En général, les équations non linéaires sont linéarisées de manière progressive et résolues à l'aide d'une procédure itérative. Parmi les approches itératives implicites les plus connues [23] figurent la méthode d'itération de Picard (ou itération directe), la méthode d'itération de Newton Raphson et la méthode de Riks [97].

➤ Analyse dynamique non linéaire :

Dans l'analyse dynamique non linéaire également appelée analyse non linéaire transitoire, la structure est exposée pas à pas à des charges dépendant du temps et la réponse structurelle évolue en temps réel, en tenant également compte des effets d'amortissement et d'inertie. Des schémas d'intégration temporelle sont utilisés pour satisfaire presque les équations de mouvement à chaque pas de temps de la simulation. Ces simulations pourraient exploiter des schémas explicites et implicites [98]. Dans une méthode explicite, les nouvelles valeurs de réponse calculées à chaque étape reposent uniquement sur les quantités calculées à l'étape précédente. En revanche, dans une méthode implicite, les expressions qui génèrent les nouvelles valeurs pour une étape donnée incluent également des valeurs appartenant à la même étape. Par conséquent, les valeurs d'essai des inconnues doivent être supposées et affinées par des itérations successives. Parmi les schémas d'intégration temporelle les plus connus, on trouve les méthodes bêta de Newmark, la procédure d'Euler Gauss, la formulation de la deuxième différence centrale et les procédures d'accélération linéaire [98]. Les effets des actions dynamiques (impacts, explosions, tremblements de terre, etc.) sur les structures en maçonnerie peuvent être pris en compte dans les analyses dynamiques non linéaires.

I.3.3.2.2. Les solutions basées sur l'analyse limite

Les théorèmes limites de plasticité ont été appliqués pour la première fois par Heyman [99] aux structures en maçonnerie en utilisant les trois hypothèses suivantes :

- La maçonnerie n'a aucune résistance à la traction;
- La résistance à la compression de la maçonnerie est infinie ;
- Le glissement d'un bloc de maçonnerie sur un autre ne peut pas se produire.

Ces trois hypothèses, associées à des déformations élastiques insignifiantes, permettent l'expression du théorème statique (c'est-à-dire l'analyse de la limite inférieure) et du théorème cinématique (c'est-à-dire l'analyse de la limite supérieure) pour des applications aux maçonneries.

Le modèle rigide sans tension développé par Heyman a été largement utilisé et est encore utilisé dans l'étude de la stabilité des structures de maçonnerie [100]. Les solutions peuvent être basées soit sur le théorème statique [101] soit sur le théorème cinématique [102], et le problème peut être exprimé comme la solution d'équations différentielles non linéaires d'un problème d'optimisation, de programmation linéaire ou séquentielle, etc.

I.3.3.3. Stratégies de modélisation

- Selon D'Altri [103] et Addessi [104], les stratégies de modélisation des structures de maçonnerie peuvent être regroupées en quatre familles se basant sur la façon dont les structures de maçonnerie sont conçues et modélisées. Quatre grandes classes de stratégies numériques pour les ouvrages en maçonnerie sont proposées : Les modèles à base de blocs (MBB) . Une définition bloc par bloc de la structure est utilisée pour modéliser la maçonnerie. Par ce biais, la texture réelle de la maçonnerie pourrait être prise en compte. Chaque bloc peut être traité comme un corps rigide ou déformable, tandis que l'interaction mécanique entre les blocs peut être modélisée par diverses formulations pratiques.
- Les modèles du continuum (MC). La maçonnerie est conçue comme un corps déformable continu, sans différenciation entre blocs et couches de mortier. La loi de comportement du matériau de la maçonnerie pourrait être décrite soit en utilisant *des approches directes*, c'est-à-dire par des lois de comportement ajustées, par exemple, sur des essais expérimentaux, soit en utilisant *des procédures d'homogénéisation et des approches multi échelles*, où la relation constitutive du matériau (conçue comme homogène dans le modèle structurel) est déduite d'une procédure d'homogénéisation qui associe le modèle structurel à un modèle matériau (qui matérialise les principales hétérogénéités de la maçonnerie) d'un élément volumique représentatif (ERV) de structure. En conséquence, les problèmes d'échelle structurelle sont formulés et résolus dans une approche multi échelle.
- Les modèles de macroéléments (MM) . Des composants structurels à l'échelle du panneau (macroéléments) avec des réponses phénoménologiques ou mécaniques sont utilisés pour idéaliser la structure. La distinction des macroéléments dans une structure de maçonnerie doit d'abord être effectuée sur la base de l'interprétation de l'agencement structurel. La principale différence des MM par rapport aux modèles CM est que la relation constitutive des macroéléments tente de simuler le comportement structurel des éléments à l'échelle du panneau (Figure I.3-3B), alors que la relation constitutive des modèles CM tente de simuler le comportement mécanique du matériau de maçonnerie (Figure I.3-3A).
- Les modèles basés sur la géométrie (MBG). Un corps rigide est utilisé pour modéliser la structure. Les seules données d'entrée nécessaires dans ces approches de modélisation sont celles de la géométrie de la structure. Ces approches utilisent généralement des solutions basées sur l'analyse de la limite inférieure ou de la limite

supérieure. Aucune description bloc par bloc de la maçonnerie n'est conçue dans cette classe.

I.3.3.3.1. Modèles basés sur des blocs (MBB)

Les MBB tentent d'interpréter la réponse de la maçonnerie à l'échelle de l'hétérogénéité principale de la maçonnerie constituée de blocs assemblés avec des joints de mortier. Ces modèles peuvent en effet rendre compte de la texture réelle de la maçonnerie, qui régit le mode de rupture du matériau et ses principales propriétés mécaniques globales telles que, l'anisotropie). Le pionnier de ces modèles fut Page [105].

Les principaux avantages des MBB peuvent être résumés comme suit :

- Description directe de la texture réelle de la maçonnerie et des détails structuraux;
- Réglage des propriétés mécaniques à partir d'essais expérimentaux à petite échelle ;
- Illustration explicite du modèle de fissure ;
- La texture réelle de la maçonnerie explique directement l'anisotropie du matériau ;
- Représentation simultanée des comportements dans le plan et hors du plan de la maçonnerie (et leurs interactions ; [106].
- Cependant, le MBB a des désavantages qui peuvent être résumés aux points suivants : Effort de calcul massif [32,107] : Cette problématique restreint typiquement l'application de ces approches numériques aux panneaux de maçonnerie. Seul un petit nombre d'exemples d'analyse par blocs de structures à grande échelle peut être trouvé dans la littérature [108,109].
- Les délais longs pour la modélisation de l'assemblage des blocs rendant par conséquent, l'utilisation de ces stratégies numériques limitée uniquement à la recherche académique.

Les stratégies numériques basées sur les blocs sont classées en différentes sous-classes en fonction de la manière dont l'interaction entre les blocs est conçue :

- Approches basées sur les éléments d'interface (voir Figure I.3-4)
- Approches basées sur les contacts (voir Figure I.3-5)
- Approches basées sur le continuum texturé (voir Figure I.3-6)
- Approches d'analyses limites par blocs (voir Figure I.3-7)
- Approches étendues par éléments finis (EF) (voir Figure I.3-8)

Chaque sous-classe est ensuite discutée en détail dans ce qui suit.

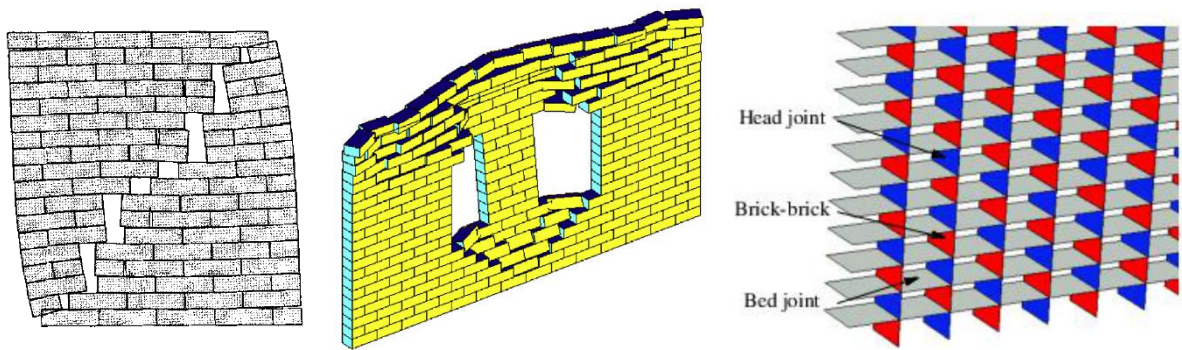


Figure I.3-4: Exemples de modèles basés sur des blocs : approches basées sur des éléments d'interface.[81,110,111]

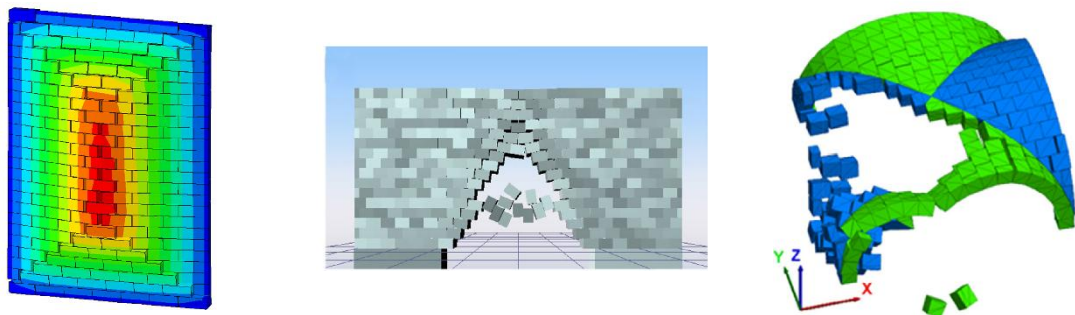


Figure I.3-5: Exemples de modèles basés sur des blocs : approches basées sur les contacts. [82,112,113]

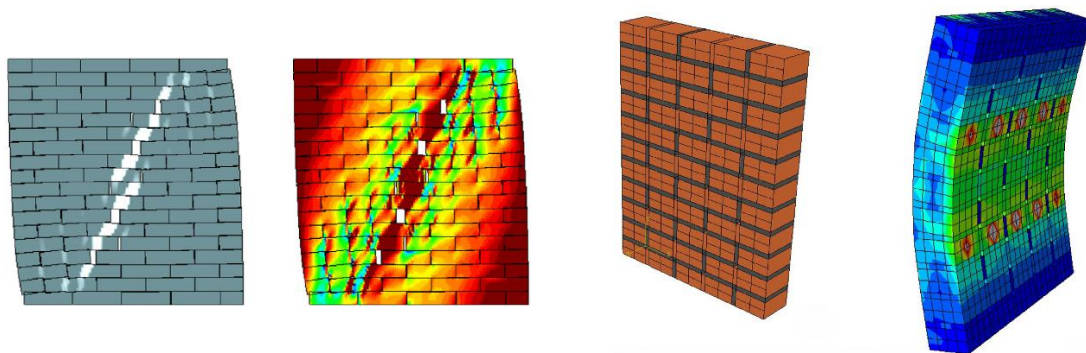


Figure I.3-6: Exemples de modèles basés sur des blocs : approches basées sur le continuum texturé. [114,115]

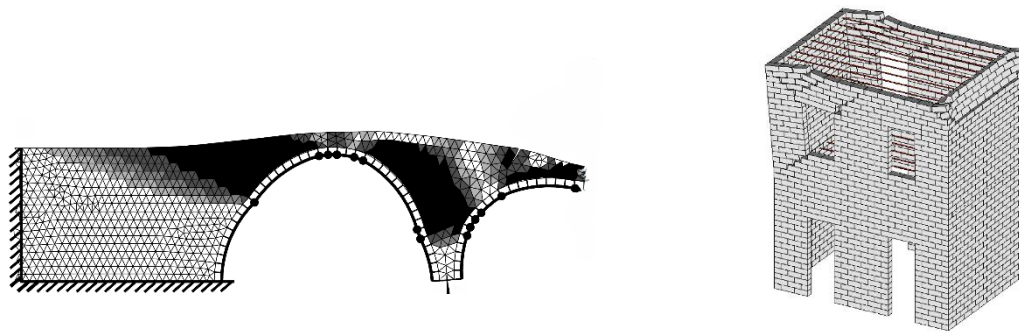


Figure I.3-7: Exemples de modèles basés sur des blocs : approches d'analyses limites basées sur des blocs. [116,117]

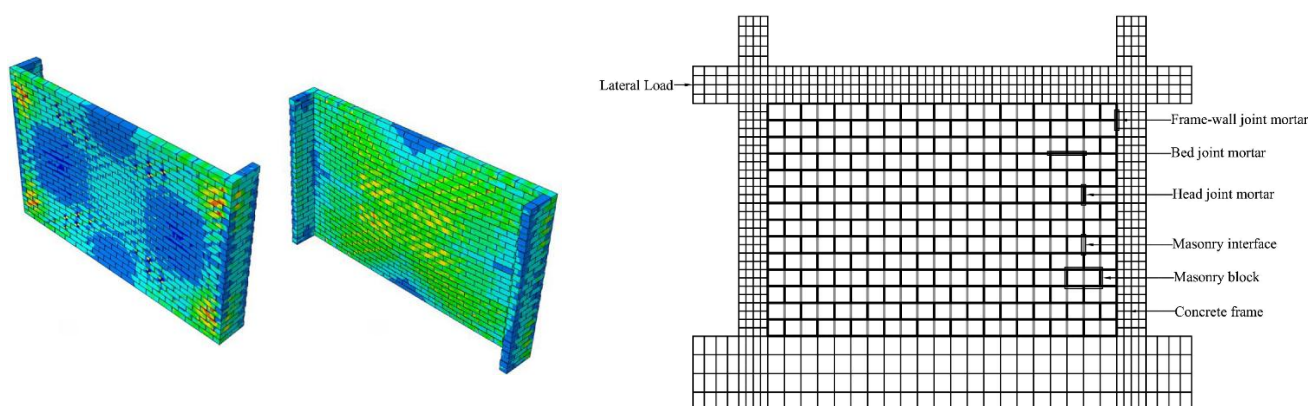


Figure I.3-8: Exemples de modèles basés sur des blocs: approches par éléments finis étendus. [118,119]

I.3.3.3.2. Approches basées sur les éléments d'interface

Les premières théories et études dans ce contexte datent des années 1990. Parmi ces travaux pionniers on peut citer [120–122]. Les couches de mortier y ont été conçues comme des éléments d'interface d'épaisseur nulle et les blocs ont été modélisés avec une loi de comportement de fissure dispersée. Il y est également fait cas d'une procédure d'expansion des blocs pour utiliser des éléments d'interface d'épaisseur nulle pour la couche de mortier (Figure I.3-9) et des fissures potentielles dans les blocs. Une amélioration significative de l'approche a été proposée par Lourenço et Rots dans [81] à travers le développement d'un modèle d'interface multi surfaces où toutes les non-linéarités ont été concentrées dans les interfaces d'épaisseur nulle. Ce modèle amélioré a été utilisé dans [123,124]

Proposant un modèle d'interfaces cycliques basées sur la mécanique des dommages, deux variables internes représentant le glissement par frottement et l'endommagement du joint de mortier ont été utilisées dans [125] pour formuler les équations constitutives de l'interface. Celle-ci montre un comportement fragile en traction et une dissipation par frottement ainsi

qu'une dégradation de la rigidité en cisaillement (Figure I.3-4). D'autres modèles d'interface cohésive avec endommagement et frottement ont été développés dans [126–128].

Les stratégies numériques, discutées jusqu'à présent par les chercheurs, proposent une simulation de structures 2D, limitant l'utilisation de ces stratégies numériques aux structures réelles. Différents modèles 3D ont été développés [129,130] pour pallier ce problème et ainsi être compatible avec les bâtiments réels.

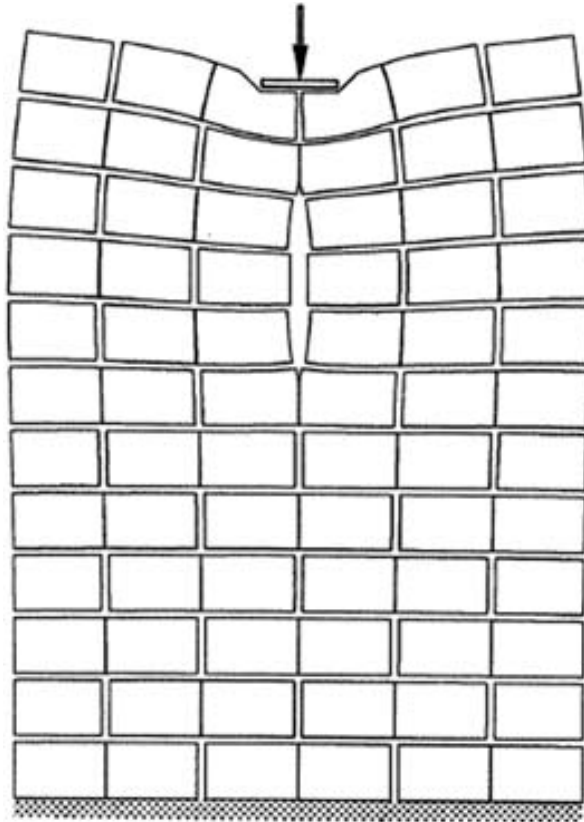


Figure I.3-9: Exemple d'un modèle pionnier basé sur l'interface [120]

Une mise à niveau du modèle d'interface multi surface développé dans [81] vers des problèmes 3D prenant en compte la non-linéarité géométrique, a été proposée par [131] (Figure I.3-4). Un autre modèle d'interface a été proposé dans [132] et couplé à un comportement de bloc élastoplastique pour l'analyse cyclique de murs en maçonnerie 3D via des soldeurs explicites. Ce modèle d'interface a été largement utilisé pour l'étude de diverses caractéristiques du comportement mécanique des panneaux de maçonnerie [106,133–135].

I.3.3.3. Approches basées sur les contacts

Les lois de contact frottement et/ou cohésif-frottement sont typiquement utilisées pour formuler l'interaction entre des blocs qui peuvent être rigides ou déformables (linéaires ou non linéaires). Trois grandes catégories de stratégies de contact pourraient être identifiées.

- Premièrement, des stratégies numériques basées sur le contact sont basées sur la méthode des éléments discrets (DEM) [136], proposée par [137] dans le code UDEC [138] pour la simulation d'arrangements granulaires. Les stratégies DEM sont généralement basées sur l'approche du défaut de contact et des schémas d'intégration explicites. Des applications en sont faites dans [113,139–147] à l'aide de blocs élastiques ou rigides (Figure I.3-5).
- Deuxièmement, l'analyse de déformation dite discontinue [148] rend compte de la déformabilité des blocs par une intégration implicite. Aucune contrainte de traction entre les blocs n'est supposée et la pénétration d'un bloc dans un autre ne peut pas se produire. Une loi de frottement de Coulomb est supposée à tous les points de contact [149].
- Troisièmement, une autre catégorie de modèles est basée sur la méthode de la dynamique de contact non lisse (NSCDs), développée par Jean et Addessi dans [150] et [104] à travers une formulation implicite de contact droit non lisse et une dissipation d'énergie lors d'impacts entre blocs. Des exemples d'applications de ces modèles sont donnés dans [112,151–153].
- Enfin, un MBB 3D dommageable avec des blocs en contact a été développé et validé dans [82], où les joints de mortier ont été explicitement modélisés dans la discrétisation 3D des blocs. Le modèle utilise des dommages de compression et de traction pour les blocs, des schémas d'intégration implicites, une méthode de défaut de contact et une réponse de contact rigide-cohésive-frictionnelle. La méthode MBB s'est révélée particulièrement précise dans le cadre de simulation du comportement dans le plan et hors du plan de panneaux de maçonnerie [82,115,154].

Même si les modèles basés sur le contact semblent efficaces et permettent des applications à grande échelle, l'écrasement de la maçonnerie ne peut pas être correctement pris en compte dans ces modèles. Étant donné que l'écrasement de la maçonnerie est souvent un aspect critique dans la réponse mécanique des structures en maçonnerie, d'autres stratégies ont été proposées pour tenir compte également de cet aspect. Dans [155], l'écrasement de la maçonnerie a été conçu comme un agencement de particules déformables discrètes épaisses liées entre elles par des interfaces de contact d'épaisseur nulle. De plus, dans le contexte de la méthode des éléments discrets [104], un modèle pour l'analyse des structures de maçonnerie en pierre sèche a été développé par Smoljanović [156,157]. La réponse non linéaire des blocs simulant l'écrasement de la maçonnerie a été prise en compte dans [158].

I.3.3.3.4. Approches texturées basées sur le continuum

La conception principale des modèles texturés basés sur le continuum [159] consiste à avoir des blocs et des couches de mortier modélisés séparément par des éléments finis non linéaires sans aucune interface entre eux. Une illustration d'une discrétisation du maillage de ce type de stratégie est représentée sur la Figure I.3-6 [160]], où les éléments avec des propriétés de bloc sont séparés de ceux avec des propriétés de mortier.

Un modèle texturé basé sur le continuum qui maille à la fois les blocs et les couches de mortier avec des éléments continus, en utilisant un modèle d'endommagement en traction et en compression, a été récemment proposé dans [114]. Le modèle de dommages qui y est développé a été enrichi pour reproduire finement le comportement de cisaillement non linéaire de la maçonnerie et contrôler la dilatance. Une approche pour simuler le comportement mécanique non linéaire des couches de mortier a été développée dans [161], où une formulation d'interphase a été proposée sur la base d'un modèle de zone cohésive multiplan. Dans [161], une stratégie numérique multi échelle a été adoptée pour la relation constitutive des joints de mortier. Cela a permis la réalisation d'un étalonnage rationnel et reproductible des propriétés du joint de mortier.

I.3.3.3.5. Approches d'analyses limites par blocs

Les approches d'analyses limites par blocs sont des solutions fiables pour l'estimation de la charge critique et du mécanisme de ruine des structures en maçonnerie. Diverses stratégies 2D et 3D basées sur des théorèmes statiques ou cinématiques ont été proposées (Figure I.3-7), même si la prise en compte du frottement dans les calculs est généralement non conservatrice dans les théorèmes de l'analyse limite.

Une première approche d'analyses limites basées sur des blocs pour les structures en maçonnerie est le modèle développé dans [162], où le problème d'analyses limites est formulé en présence de frottement aux interfaces entre des blocs rigides [163]. Une autre approche a été proposée dans [164], où les charges de ruine de systèmes de blocs rigides discrets avec frottement non associatif et interfaces de contact sans tension ont été résolues par un programme mathématique avec des contraintes d'équilibre.

De plus, une technique pour le calcul de la charge limite inférieure dans les murs de cisaillement en maçonnerie non armée dans des conditions de déformation plane a été développée dans [165]. Plus tard, une procédure pour les analyses limites non associées des structures de maçonnerie en blocs rigides, tenant compte des règles d'écoulement non associées et d'une

surface de charge couplée, a été mise en œuvre par [166]. De plus, une formulation de programmation linéaire pour l'analyse limite des assemblages de blocs rigides avec des joints de friction non associatifs a été développée dans [167] et mis à jour dans [168] pour des structures 3D avec effets de torsion, et optimisés dans [117] grâce à la programmation dite des cônes.

En revanche, la méthode numérique développée et proposée par [169] est basée sur l'analyse de la limite supérieure éléments finis (EF) 3D des panneaux de maçonnerie chargés dans et hors du plan. En particulier, ce modèle conçoit des interfaces avec un critère de rupture de Mohr Coulomb avec coupure en traction et chapeau en compression pour les joints de mortier. Par conséquent, la cohésion des joints de mortier et l'écrasement de la maçonnerie sont également pris en compte dans cette approche numérique. Même si ces stratégies numériques ont également été utilisées pour analyser des structures telles que les ponts en maçonnerie, cas de [116], les efforts de calculs nécessaires sont relativement élevés.

I.3.3.3.6. Approches étendues par éléments finis

Peu de MBB [118,119] ont été récemment formulés dans le cadre de la méthode des éléments finis étendus (MEFE) ; voir Figure I.3-8. Par exemple, un modèle 3D avec une réponse cohésive basée sur l'état de surface pour tenir compte du comportement linéaire et non linéaire des joints de maçonnerie et un modèle de plasticité Drucker-Prager pour capturer l'écrasement de la maçonnerie ont été proposés dans [170]. De plus, la réponse non linéaire de la maçonnerie dans les panneaux de maçonnerie a été simulée par MEFE dans [118] , où des fissures potentielles ont été utilisées pour tenir compte des couches de mortier et des joints entre les raidisseurs et la maçonnerie. Ces approches numériques, même si peu d'applications ont été proposées jusqu'à présent, pourraient représenter des options robustes pour l'analyse précise des bâtiments en maçonnerie.

I.3.3.4. Modèles du continuum (CM)

Un corps déformable continu est utilisé pour simuler la maçonnerie dans les CM. Dans cette classe de modèles, le maillage n'a pas besoin de représenter les blocs de maçonnerie et par conséquent, la taille du maillage peut être considérablement supérieure à la taille du bloc. Par conséquent, la demande de calcul de ces stratégies numériques devrait être inférieure à celle des stratégies basées sur des blocs. Néanmoins, la formulation de lois de comportement

homogènes adéquates pour la maçonnerie est une tâche difficile compte tenu des caractéristiques mécaniques de la maçonnerie. Les lois de comportement de la maçonnerie pourraient être décrites soit par :

- des approches directes (Figure I.3-10), c'est-à-dire par des lois de comportement établies sur la base d'essais expérimentaux,
- des procédures d'homogénéisation et des approches multi échelles (Figure I.3-11), où la loi de comportement du matériau est déduite d'une procédure d'homogénéisation qui relie le modèle à l'échelle structurale à un modèle à l'échelle du matériau (qui matérialise les principales hétérogénéités de la maçonnerie).

Les procédures d'homogénéisation sont généralement basées sur des stratégies de modélisation précises (par exemple, MBB) d'un élément de volume représentatif (EVR).

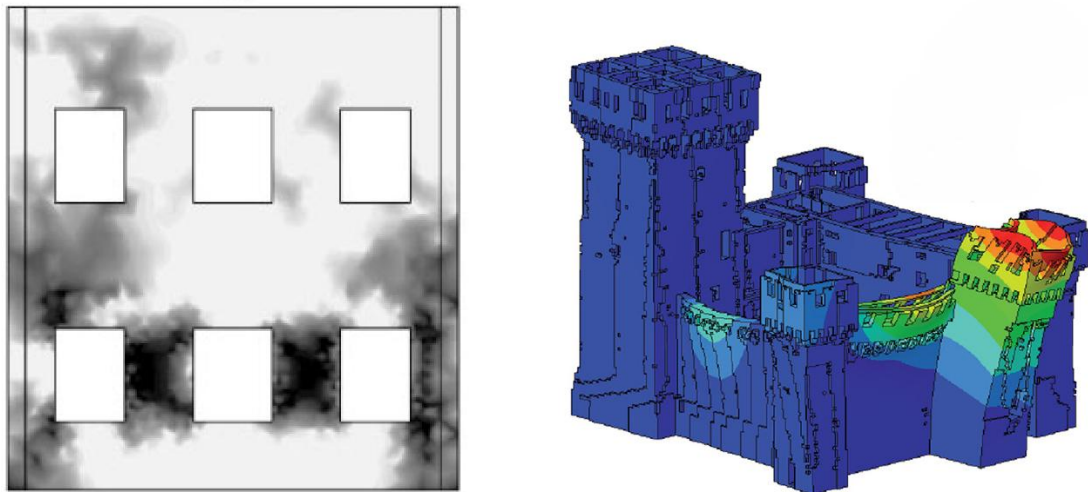


Figure I.3-10: Exemples de modèles de continuum : approches directes. [171,172]

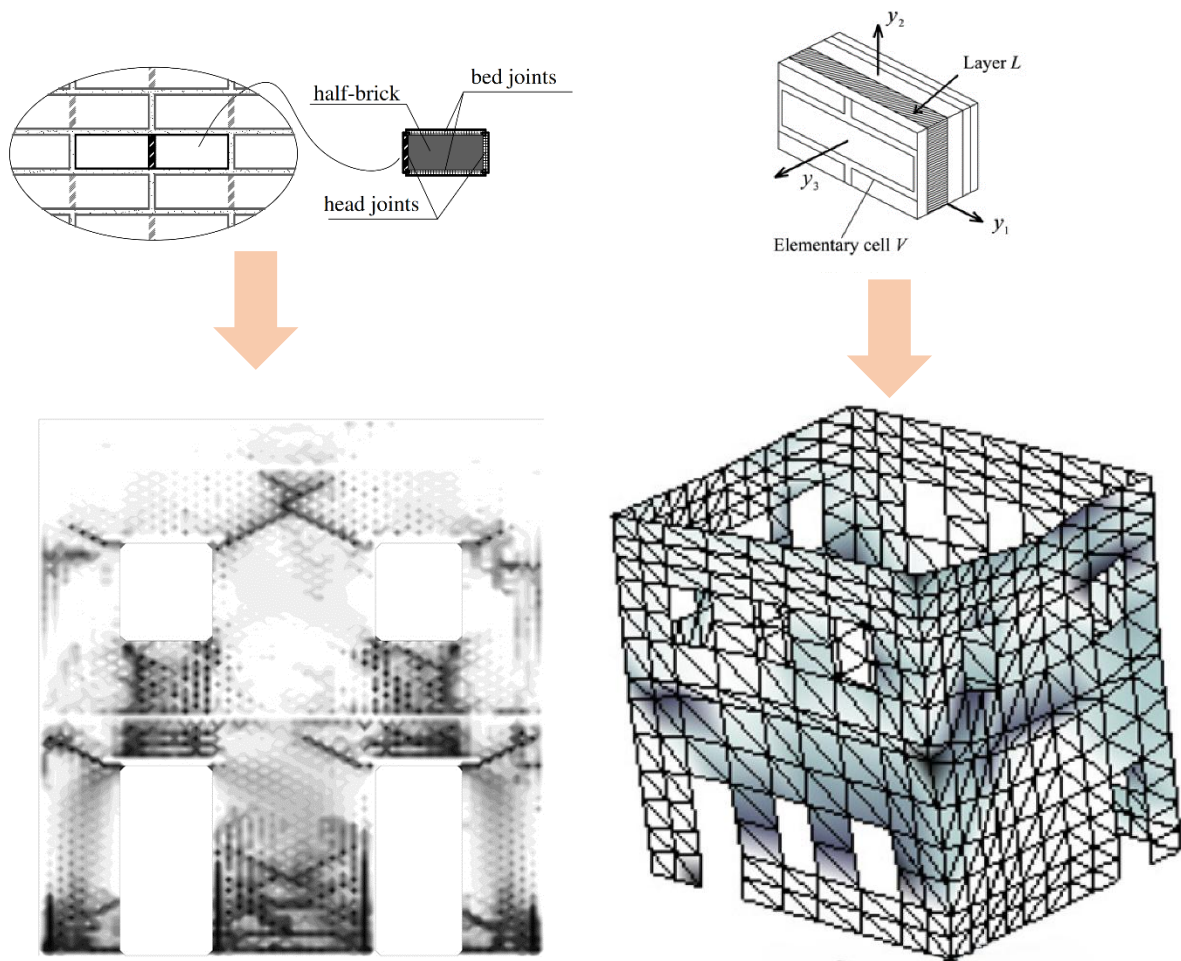


Figure I.3-11: Exemples de modèles de continuum : procédures d'homogénéisation et approches multi échelles. [173–177]

I.3.3.4.1. Approches directes

Dans les modèles du continuum CM, le comportement mécanique global de la maçonnerie est, d'une certaine manière, approché par des lois de comportement continues. En conséquence, les propriétés mécaniques de ces lois pourraient être définies à l'aide de tests expérimentaux ou d'autres données (par exemple, des domaines analytiques de charges dérivées d'expériences), sans utiliser, de ce fait, des processus d'homogénéisation basés sur les EVR. Diverses approches ont été proposées et appliquées avec succès sur des études de cas.

Une catégorie d'approches directes adopte une hypothèse radicale sur le comportement mécanique de la maçonnerie, c'est-à-dire l'hypothèse matérielle parfaitement sans tension. Un continuum isotrope est défini, incapable par principe de supporter des contraintes de traction et est considéré linéaire-élastique par endroits [178]. Ce continuum est en général défini comme un matériau parfaitement sans tension. La caractérisation du comportement mécanique de la maçonnerie en traction est, en effet, très difficile, et cette supposition radicale peut être considérée comme un point de départ pour des analyses préliminaires d'après [179].

Une définition approximative linéaire par morceaux d'un matériau parfaitement sans tension a été proposée par [179]. Ensuite, [180] a développé une approche FE qui utilise le théorème de l'énergie complémentaire pour les structures élastiques sans tension. La solution repose sur un problème de minimisation d'une fonction quadratique avec des contraintes d'égalité et d'inégalité. À partir d'un champ de contrainte élémentaire, une solution approchée optimale (sûre dans l'esprit de l'analyse limite) est atteinte. D'autres approches de la simulation FE des corps sans tension ont été proposées dans [181,182]. Récemment, [183] a développé un cadre pour l'analyse EF des structures sans tension en résolvant un problème d'optimisation de la topologie. De plus, [184] ont développé une solution basée sur l'énergie pour obtenir un état de contrainte de compression uniquement, décrivant l'orientation d'un matériau orthotrope équivalent, en minimisant l'énergie potentielle.

L'application d'approches sans tension à des études de cas réels semble cependant non triviale. Par exemple, ce n'est que très récemment que les structures 3D sans tension ont été étudiées [185]. Il faut souligner que ces solutions sans tension ne peuvent pas rendre compte de la réponse post-pic des structures en maçonnerie. Cet aspect limite systématiquement leur application dans le cadre de l'expertise sismique des ouvrages.

D'autres approches directes du continuum fondent leurs lois de comportement non linéaires sur les théories de la mécanique de la rupture ou de l'endommagement et/ou de la plasticité. Diverses fissures continues (mécanique de la rupture) [186,187] qui sont des modèles basés sur la plasticité [188], sur les dommages [189] et sur la combinaison des deux. [190,191] ont été proposés principalement pour la simulation numérique des éléments en béton. Leur utilisation dans les simulations de ruine de structures en maçonnerie présente plusieurs inconvénients, généralement dus à l'anisotropie constante du matériau. Une première évaluation de l'efficacité des approches de fissures continues dans l'analyse de la maçonnerie est présentée dans [192]. Bien que cette approche ait montré une réponse fiable dans le comportement en traction indirecte, certains inconvénients sont apparus dans la simulation du comportement en cisaillement des murs en maçonnerie.

Néanmoins, les modèles de fissuration continue, d'endommagement plastique ont été largement adoptés pour l'analyse des structures de maçonnerie [193], principalement expliqués par leurs performances, leur diffusion dans les logiciels commerciaux et leur minimum de propriétés mécaniques nécessaires comme données d'entrée.

Il faut souligner que les modèles d'endommagement doivent concevoir une régularisation de l'énergie de rupture afin d'être cohérents et fiables. Ceci est généralement assuré par la normalisation de l'énergie de rupture basée sur une longueur caractéristique de l'élément. Néanmoins, une discrétisation très grossière peut entraîner des résultats incorrects en raison des défauts dans la représentation du modèle de fissure et de la distribution des contraintes. Pour surmonter ce problème, des solutions de suivi des fissures qui garantissent l'indépendance du maillage des résultats numériques et la propagation des fissures peuvent être utilisées dans la simulation des fissures dans les matériaux quasi-fragiles [194,195]. Cependant, l'adoption, par exemple, d'une seule valeur de résistance à la traction pourrait être trop simpliste dans la maçonnerie périodique. Diverses lois de comportement orthotropes ont été proposées pour les ouvrages en maçonnerie [196] pour surmonter ce problème.

Dans [30], un premier exemple de modèle de plasticité adoucissante orthotrope a été développé, et la capacité du modèle à représenter le comportement mécanique de différentes structures de maçonnerie a été montré dans [197]. L'anisotropie a été prise en compte dans [198] à travers un espace isotrope fictif, où les propriétés mécaniques sont liées à l'espace anisotrope réel par un tenseur d'ordre 4.

Plus tard, [199] ont développé un modèle d'endommagement orthotrope spécialement dédié à l'analyse cyclique de la maçonnerie chargée dans le plan en utilisant des propriétés linéaires et non linéaires distinctes le long des deux axes principaux de la maçonnerie (directions des joints de tête et des joints d'assise). Un modèle de dommage orthotrope pour les murs en maçonnerie, dans lequel la réponse orthotrope est prise en compte à l'aide de tenseurs cartographiés, a été développé par [171,200]. Les effets unilatéraux y sont également pris en compte grâce à la séparation du tenseur des contraintes des parties en traction et en compression. Ce modèle d'endommagement a également été couplé à un algorithme de suivi des fissures dans [201].

Même si les modèles anisotropes de continuum direct abordés jusqu'à présent sont scientifiquement valables, leur utilisation sur des applications en conditions réelles sur des structures semble toujours non triviale en raison de leur forte demande en puissance de calcul et du grand nombre de propriétés mécaniques nécessaires pour configurer le modèle.

D'autres approches, même si des modèles EF homogènes de la structure sont conçus, utilisent d'autres solutions pour formuler la réponse non linéaire de la maçonnerie, plutôt qu'un continuum. Par exemple, une approche numérique pour l'analyse de la fissuration de la

maçonnerie, tenant compte de l'anisotropie du matériau, a été proposée par [202]) sur la base de l'approche de la discontinuité forte (Figure I.3-10b).

D'autres solutions basées sur l'analyse limite EF, idéalisent la structure comme un assemblage d'éléments rigides ou déformables, reliés par des interfaces non linéaires où la dissipation plastique peut avoir lieu. Les solutions d'analyses limites EF ont été utilisées et éprouvées sur des ouvrages en maçonnerie [203,204] en adoptant des propriétés matérielles moyennes et, ainsi, sans recourir à des procédures d'homogénéisation rigoureuses. Enfin, d'autres solutions basées sur des agencements en ressorts [205,206] peuvent être entièrement calibrés en choisissant correctement les propriétés linéaires et non linéaires des ressorts.

Les analyses limites EF et les solutions basées sur les ressorts pourraient être conçues comme des approches limites dans le cadre des CM, Néanmoins, leur catégorisation dans cette classe peut être considérée comme valide, puisqu'ils agissent finalement comme un continuum.

I.3.3.4.2. Procédures d'homogénéisation et approches multi échelles

La relation constitutive du modèle à l'échelle structurelle pourrait être supposée à partir de procédures d'homogénéisation basées sur EVR. La conception d'un EVR adapté est fondamentale, étant donné qu'il doit représenter statistiquement l'hétérogénéité de la maçonnerie étudiée. Divers arrangements de EVR ont été suggérés pour représenter les textures de maçonnerie périodiques et non périodiques (Figure I.3-12).

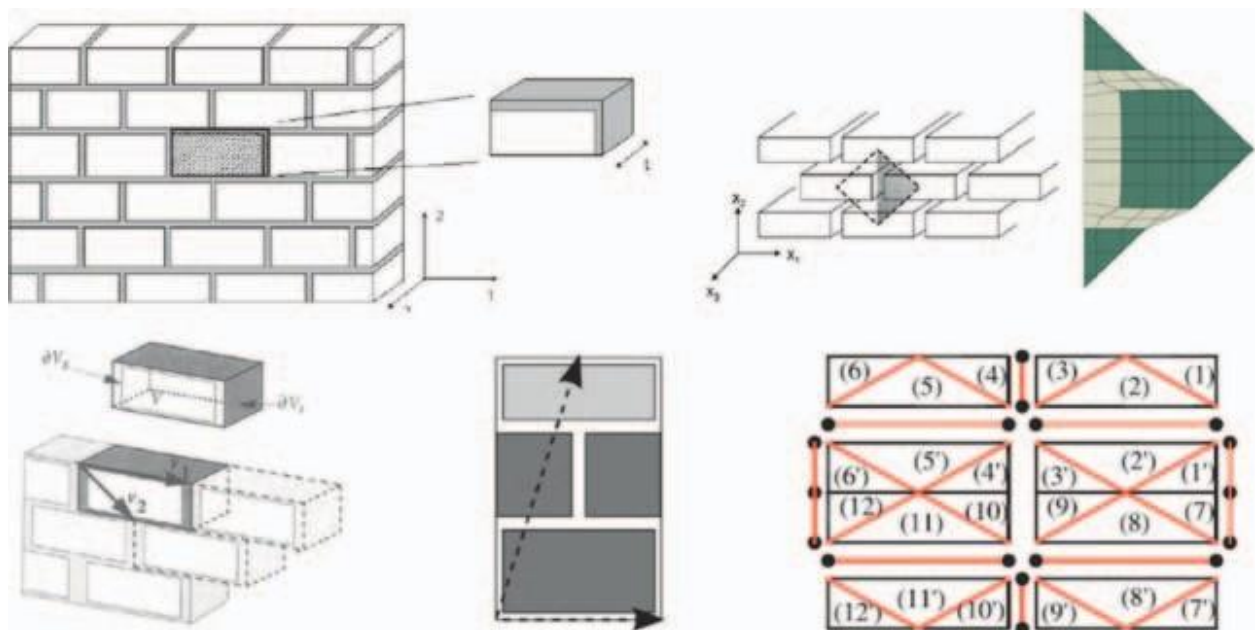


Figure I.3-12: Exemples de EVR pour l'homogénéisation de la maçonnerie [207–211].

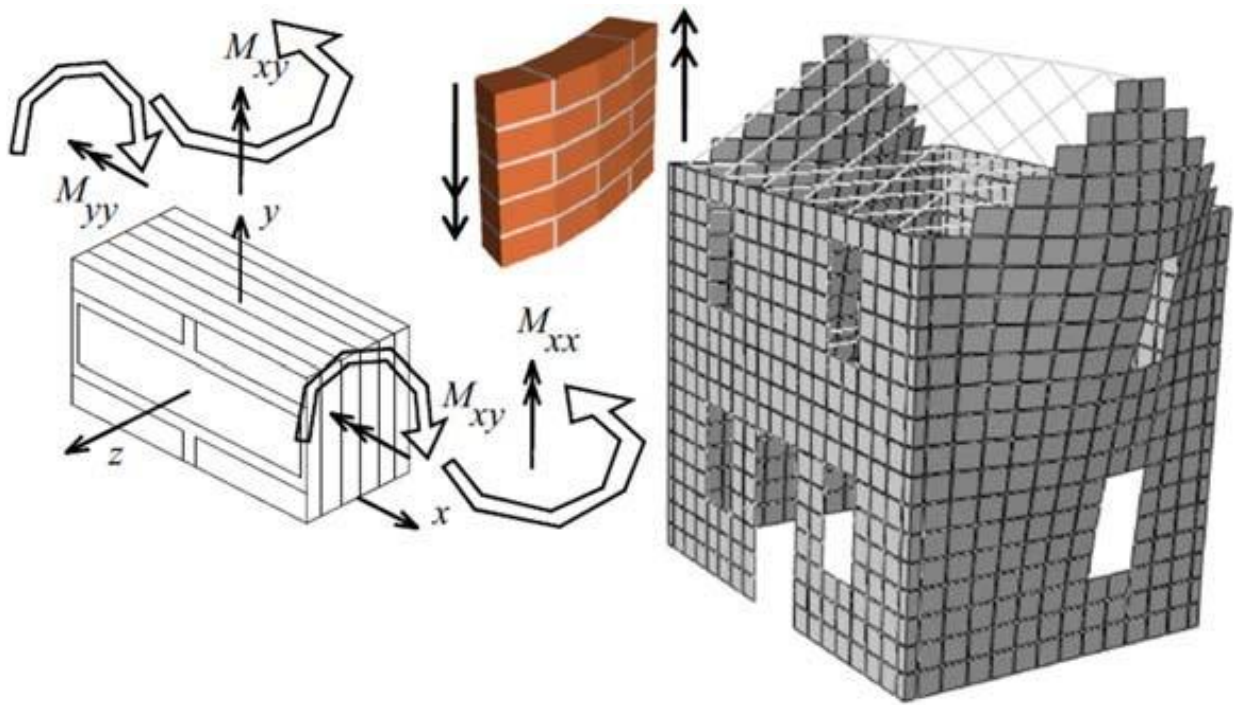


Figure I.3-13: Exemple de procédure d'homogénéisation a priori. [212]

Une vaste catégorie de MBB adopte des procédures d'homogénéisation et des approches multi échelles [213] pour la dérivation de la loi de comportement de la maçonnerie. Trois grandes catégories de modèles peuvent être identifiées :

- Les approches d'homogénéisation a priori (Figure I.3-13), qui reposent généralement sur deux étapes : l'homogénéisation a priori basée sur EVR est utilisée dans la première étape pour définir les propriétés du matériau à l'échelle structurale, tandis que l'utilisation de l'homogénéisation des propriétés dans le modèle à l'échelle structurale est menée dans la deuxième étape.
- Approches multi échelles pas à pas, dans lesquelles la réponse structurale globale est calculée pas à pas à travers la résolution d'un problème aux limites sur le EVR pour chaque point d'intégration du modèle structurel. En conséquence, une évaluation étape par étape du comportement approché est calculée dans le EVR pour la définition des relations constitutives dans le modèle à l'échelle structurale. Étant donné que l'hétérogénéité de la maçonnerie est effectivement prise en compte dans le EVR, le modèle à l'échelle structurale n'a pas besoin d'inclure la sous-structure matérielle.
- Approches multi échelles adaptatives, où le couplage robuste entre les échelles structurale et matérielle est conçu en insérant de manière adaptative le modèle à l'échelle matérielle dans celui à l'échelle structurale.

I.3.3.5. Modèles de macroéléments (MM)

Les MM conçoivent la structure comme un agencement de composants structuraux à l'échelle du panneau (macroéléments) avec un comportement mécanique ou phénoménologique. En général, deux composants structuraux principaux (raidisseurs et allèges) peuvent être reconnus. Les raidisseurs sont identifiés comme les éléments porteurs verticaux (qui peuvent supporter des charges verticales et horizontales). Les allèges sont les parties horizontales de la structure entre deux ouvertures alignées sur la hauteur. En conséquence, les modèles de macroéléments couplent le comportement des raidisseurs adjacents lorsque les panneaux sont chargés horizontalement. Ces stratégies numériques visent l'analyse de la sismique globale du comportement des ouvrages en maçonnerie. L'hypothèse d'activation d'aucun mode de ruine local (typiquement lié à des ruines hors plan) n'est généralement faite dans les MM [214]. En conséquence, le comportement sismique global est essentiellement lié à la réponse du panneau dans le plan et à la redistribution de la charge donnée par les diaphragmes. Les analyses numériques (statiques ou dynamiques incrémentales itératives) sont généralement réalisées sur des modèles 3D prenant en compte la redistribution horizontale de l'action entre les raidisseurs.

Dans les MM, les éléments de raidisseurs et d'allèges doivent être reconnus a priori sur la base d'études de dommages dans les zones sismiques. Les observations après secousses sismiques mettent en évidence, en effet, que les fissures et les dommages dans les bâtiments en maçonnerie surviennent généralement dans les raidisseurs et les allèges. La reconnaissance des raidisseurs et allèges au sein d'un bâtiment en maçonnerie [215–223] pourrait être assez facile pour les façades en maçonnerie avec une répartition homogène des ouvertures. Cependant, la reconnaissance des composants devient beaucoup plus compliquée pour les bâtiments avec des ouvertures disposées irrégulièrement.

Les stratégies numériques les plus utilisées, dans la recherche et aussi bien par les praticiens, sont les MM. Les caractéristiques favorables de ces modèles (par exemple, une demande de calcul limitée, un agencement facile de la discrétisation du modèle et une définition simple des propriétés mécaniques) ont conduit à leur utilisation généralisée. Néanmoins, les MM sont également caractérisés par certains inconvénients. Par exemple, les MM supposent généralement qu'il n'y a pas de modes de ruine locaux (hors du plan) et cet aspect pourrait conduire à des évaluations trop conventionnelles de la performance des structures de maçonnerie, étant donné que les dommages hors du plan pourraient influencer les dommages dans le plan et vice versa [106]. De plus, les détails structurels, tels que les indentations entre les panneaux perpendiculaires, ne peuvent pas être finement pris en compte dans les MM. Enfin,

l'idéalisation du système structural en éléments raidisseurs et allèges risque d'être trop conventionnelle dans certains cas (par exemple, pour les bâtiments aux plans irréguliers).

Même si la majorité des MM appartiennent à la catégorie des équivalents poutres [224], diverses solutions à base de ressort ont également été récemment proposées. Les approches équivalentes à base de poutre (Figure I.3-14) et à base de ressort (Figure I.3-15) sont discutées ci-après.

I.3.3.5.1. Approches équivalentes poutres

Le bâtiment en maçonnerie est modélisé comme un agencement de poutres non linéaires dans des approches basées sur des poutres équivalentes, également appelées « modèles de portiques équivalents ». Un premier modèle équivalent poutre basée sur des relations élastoplastiques simplifiées pour décrire la non-linéarité de la poutre a été développé par [225]. La méthode dite de réponse Pushover (POR) [225] supposait que les dommages dans le plan des façades en maçonnerie chargées horizontalement n'étaient causés que par des forces de cisaillement dans les raidisseurs, tandis que les allèges et les régions nodales étaient supposées rigides et infiniment résistantes. Des améliorations ultérieures ont été proposées dans [215], où la flexibilité et la résistance limitée des allèges en maçonnerie ont été prises en compte. En outre, des modèles basés sur des portiques équivalents plus avancés [226–232] ont proposé le concept de structure en maçonnerie comme un agencement d'éléments raidisseurs et d'allèges, reliés par des liaisons rigides (Figure I.3-14). Ces modèles utilisent une relation constitutive élastoplastique non linéaire phénoménologique pour les éléments « poutre ».

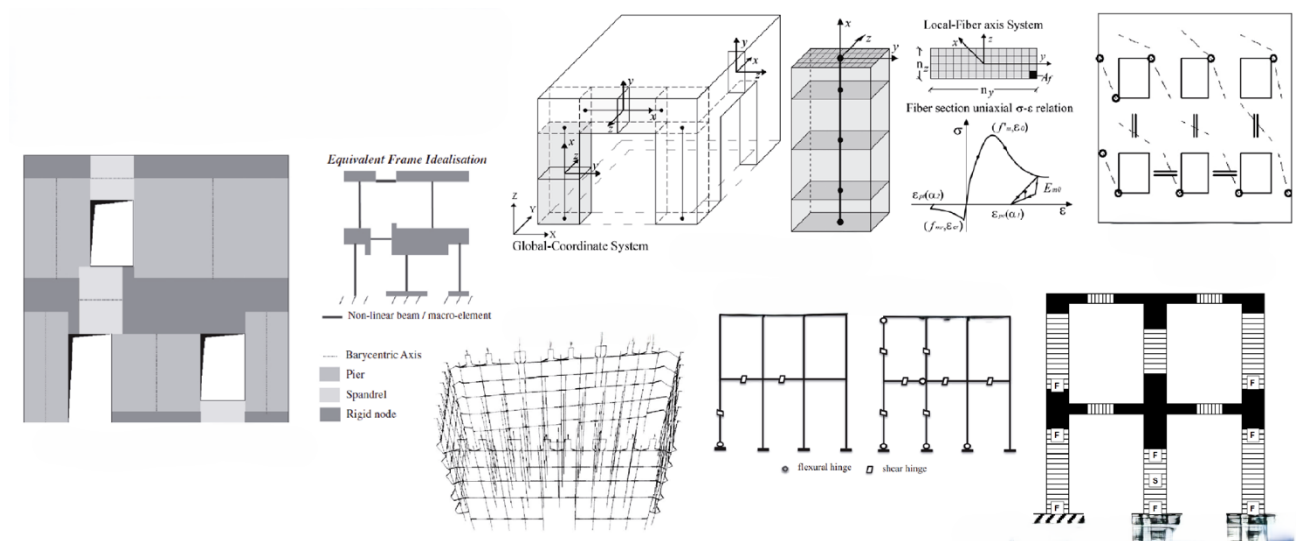


Figure I.3-14: Exemples de modèles de macroéléments : approches basées sur les poutres équivalentes. [218,229,232–235]

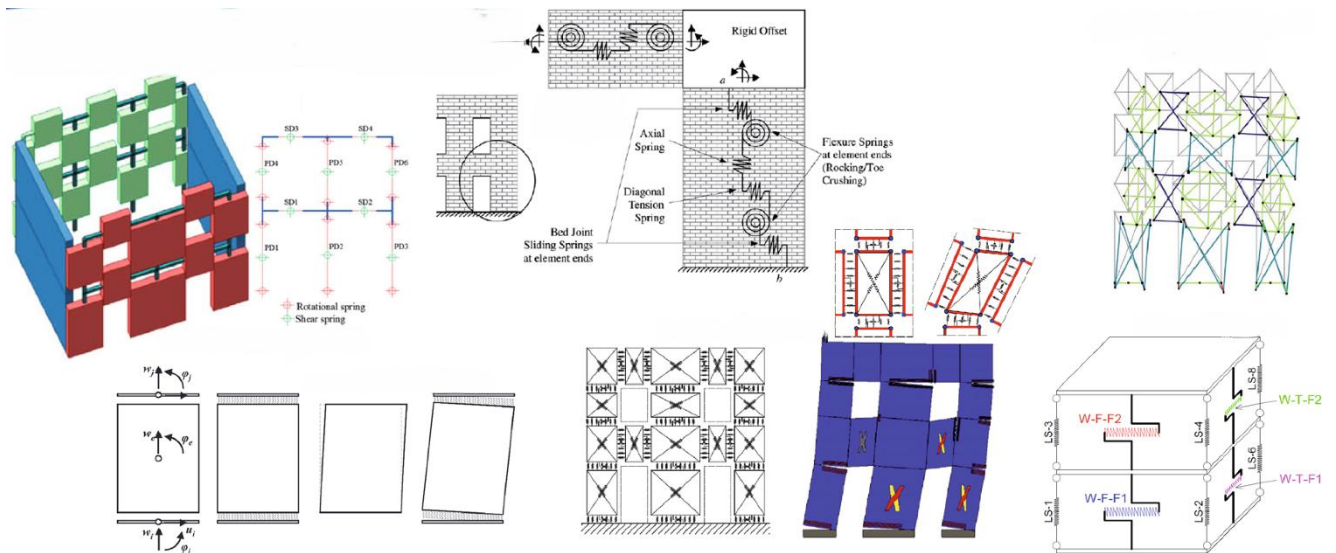


Figure I.3-15: Exemples de modèles de macroéléments : approches basées sur les ressorts.
[235–241]

I.3.3.5.2. Approches basées sur les ressorts

Divers MM ont été développés en utilisant des ressorts non linéaires (Figure I.3-15) dans un portique équivalent pour simuler le comportement non linéaire dans le plan des maçonneries. Un premier MM à base de ressort a été présenté dans [236], adaptant une approche de modélisation avec des ressorts de cisaillement et de rotation non linéaires développée initialement pour les éléments en béton armé. Un ressort axial, trois ressorts de cisaillement et deux ressorts de rotation ont été conçus par [236] pour analyser les modes de rupture observés lors d'expérimentations sur des piliers en maçonnerie.

Dans [242,243], un élément à deux nœuds capables de décrire la réponse cyclique globale des panneaux de maçonnerie a été développé. En conséquence, les réponses de cisaillement ou de traction indirecte axiale ont été calculées aux deux nœuds à travers un lit de ressorts et deux autres degrés de liberté internes. En particulier, la loi cyclique contrainte-déformation en cisaillement a été obtenue par une intégration globale du CM proposé dans [125]. Certaines caractéristiques de cette première formulation ont été améliorées dans [241], où la décroissance non linéaire due aux dommages de basculement a été prise en compte. Par conséquent, l'effet d'une résistance à la compression limitée a été pris en compte. D'autres propositions de modèle à base de ressorts, décrivant les panneaux de maçonnerie soit comme des portiques ouverts ou fermés, soit ayant un comportement rigide ou non, ont été développés [205,206,238–240,244–246].

I.3.3.6. Modèles basés sur la géométrie (MBG)

La structure en maçonnerie est conçue comme un corps rigide dans les MBG. La géométrie de la construction est sensiblement la seule entrée requise par ces stratégies numériques, ainsi que la condition de chargement. En général, les approches basées sur la géométrie visent à étudier l'équilibre structurel et/ou la ruine par le théorème statique (Figure I.3-16) ou le théorème cinématique (Figure I.3-17), qui résultent d'analyses limites. Diverses nouvelles solutions ont été formulées dans le cadre des MBG, généralement en suivant l'hypothèse rigide de non-tension de Heyman [99].

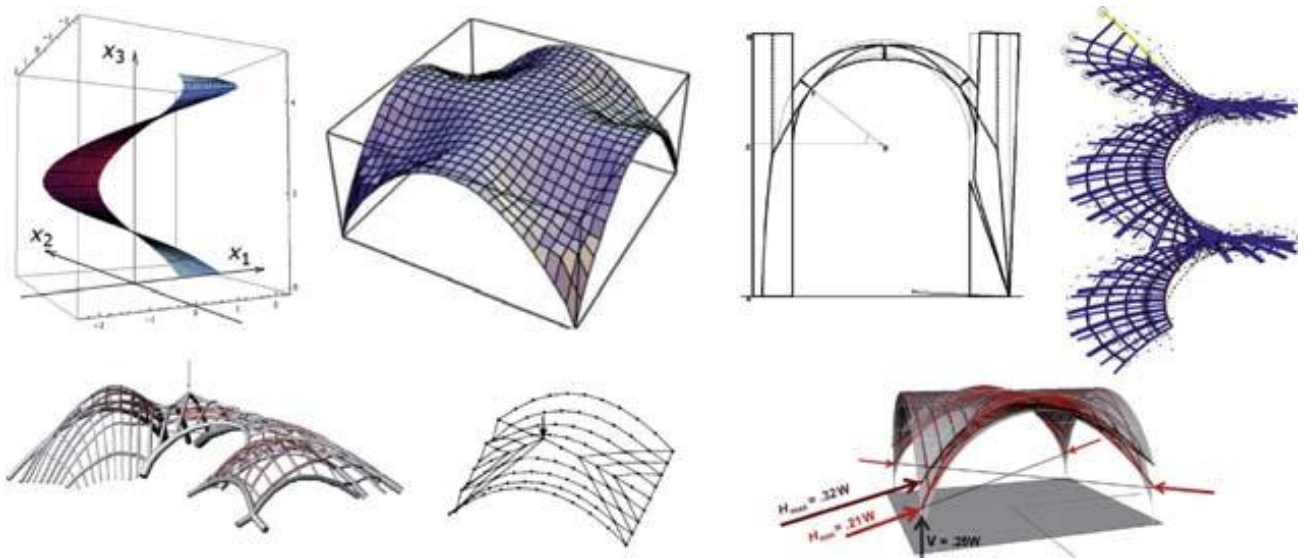


Figure I.3-16: Exemples de modèles basés sur la géométrie : approches basées sur des théorèmes statiques.

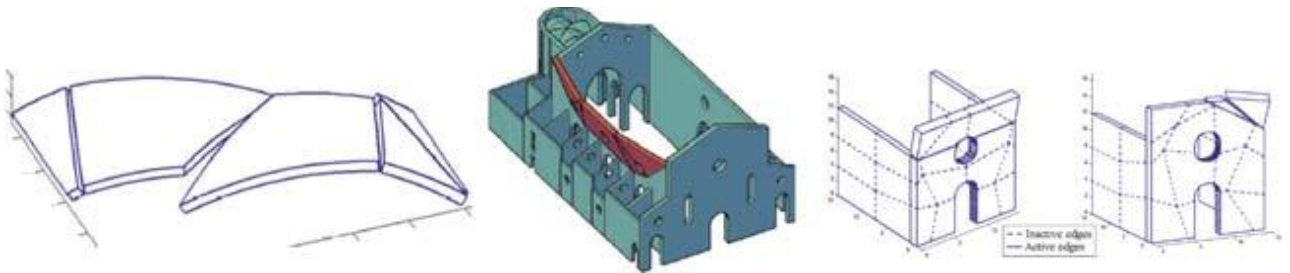


Figure I.3-17: Exemples de modèles basés sur la géométrie : approches basées sur des théorèmes cinématiques.[247],[248].

I.3.3.6.1. Approches basées sur des théorèmes statiques

Le théorème statique des analyses limites était utilisé sur des structures de maçonnerie à travers une simple statique graphique [99,249]. Les solutions basées sur des théorèmes statiques (Figure I.3-16) semblent particulièrement adaptées et intéressantes pour l'analyse d'équilibre dans les arcs, les voûtes et les dômes en maçonnerie. Typiquement, ces stratégies pourraient

mettre en évidence l'enveloppe des conditions d'équilibre admissibles de la structure voûtée, limitée à deux états d'équilibre critiques. Des approches basées sur les théorèmes cinématiques ont été consécutivement développées dans plusieurs études abordant la thématique sur plusieurs aspects. En décomposant les voûtes en systèmes d'arcs équilibrés, puis en utilisant le théorème statique ou le modèle « funiculaire » pour les résoudre [250–252]. Une approche d'analyse de réseaux de poussée (ARP) peut aussi être utilisée en générant des surfaces et réseaux en compressions et en vérifiant que les contraintes limites sont respectées. La voûte y est conçue comme une membrane avec ou sans tension, unilatérale ou multilatérale, articulée ou encastres [101,253–261]. Néanmoins, les actions horizontales comme dans le cas des actions sismiques ne sont prises en compte que dans peu de solutions, et aucune ne prend en compte l'interaction avec les structures porteuses tels les portiques ou les murs porteurs, dont les déformations pourraient produire des dommages et une modification de l'équilibre dans le dôme [101,262].

I.3.3.6.2. Approches basées sur des théorèmes cinématiques

Les solutions d'analyses limites basées sur le théorème cinématique ont été largement utilisées pour l'évaluation rapide d'ouvrages en maçonnerie. Elles sont en général issues d'observations faites sur le mécanisme de ruine des ouvrages en zones sismiques. Pour une évaluation fiable du facteur multiplicateur de ruine, des outils d'analyse de limites supérieures sont utilisés avec programmation linéaire séquentielle et adaptation de maillage. D'autres solutions utilisent des outils basés sur des algorithmes génétiques en utilisant une surface rationnelle type B-spline non uniforme (SRBSNU) [102,247,248,263–265].

I.4. Modélisation de la maçonnerie non armée

I.4.1. Propriétés mécaniques de la maçonnerie

Une modélisation précise des performances des structures en maçonnerie nécessite une description expérimentale approfondie de son comportement et le développement de lois de comportement adéquates pouvant représenter son comportement hétérogène. Les propriétés élastiques des matériaux tels que les blocs, le mortier jointif ou de la maçonnerie elle-même en tant que matériau composite sont suffisantes pour une analyse linéaire. Cependant, la maçonnerie présente des fissures à des niveaux de contraintes très faibles, ce qui rend douteuse la fiabilité des méthodes d'analyses linéaires.

Pour l'analyse non linéaire, en plus des propriétés élastiques, des propriétés mécaniques non linéaires doivent être déterminées. Une attention particulière doit également être portée à l'aspect global de l'ouvrage : dimensions de l'élément, type et qualité du joint de mortier, état de surface de l'élément (perforations ou indentations).

I.4.2. Type du bloc et matériaux

La maçonnerie est un assemblage du bloc les uns sur les autres selon un certain motif, sans ou avec des joints de mortier qui peut être soit épais, soit mince. Dans certains cas, les blocs sont reliés par des mécanismes de verrouillage sans application de joint de mortier. Les blocs sont disponibles en plusieurs dimensions et types. La dimension est souvent limitée par des règles concernant le poids (14 à 15 kg maximum). Outre leurs dimensions, on distingue également les éléments de maçonnerie selon les matériaux qui les composent. L'argile cuite et la pierre naturelle sont les types les plus courants dans le monde entier. On rencontre également des matériaux artificiels tels que le silicate de calcium, le béton cellulaire et le béton normal. Pour les blocs moulés, de petites indentations appelées grenouilles ou des perforations peuvent également être réalisées relativement selon le procédé de fabrication (moulage ou extrusion). Pour les pierres naturelles, les faces des blocs peuvent être poncées et régulières ou laissées irrégulières ou indentées selon les époques et les techniques.

Les mortiers sont réalisés à base de mélange de sable et d'un liant. Selon [63], trois types de mortiers peuvent être utilisés : mortier à usage général, mortier en couche mince et mortier léger. L'épaisseur du joint dépend des tolérances dimensionnelles et de la taille du bloc. Les propriétés d'un mortier avant et après durcissement dépendent de ses constituants comme le sable, le ciment et/ou la chaux et les additifs, et de la quantité d'eau utilisée pendant la construction et sa disponibilité pendant le durcissement. En général, les mortiers à base de chaux sont plus souples (module élastique plus faible) et les mortiers à base de ciment sont plus cassants. De plus, les mortiers à base de ciment durcissent plus rapidement que les mortiers à base de chaux.[95]

Lors de la modélisation de l'interaction brique-mortier, les propriétés de surface (et les perforations/indentations) des éléments doivent également être prises en compte. Ces caractéristiques sont en principe prises en compte dans la loi de comportement et les propriétés de l'interface [64,266–268].

I.4.3. Modélisation à différents niveaux de détail

L'ensemble des propriétés mécaniques requises pour la simulation des performances structurelles de la maçonnerie dépend à la fois de la plage d'intérêt (élastique ou inélastique) de la réponse du matériau et de l'approche de modélisation adoptée. Pour les modélisations simplifiées (domaines élastiques), la connaissance du module d'élasticité (E) et de la résistance à la compression (f_c) est suffisante. Lorsque le comportement est supposé élastique linéaire, la valeur sécante du module (E) de la partie de la courbe de contrainte-déformation jusqu'au tiers de la contrainte ultime peut être utilisée. Lorsque la fissuration de la maçonnerie se produit, les effets de non-linéarité deviennent apparents. La modélisation des processus de fissuration et de rupture dans les structures de maçonnerie nécessite des propriétés mécaniques telles que la résistance au cisaillement, la résistance à la traction et les énergies de rupture (G_f). L'énergie de rupture est définie comme la quantité d'énergie nécessaire pour créer une surface de fissure unitaire, et elle est obtenue en évaluant la surface sous le diagramme de déplacement de contrainte dans le régime de ramollissement (post-pic).

En ce qui concerne les approches de modélisation, selon le niveau de précision et la simplicité souhaités, les trois stratégies suivantes sont généralement utilisées :

- Micromodélisation détaillée : les blocs et le mortier dans les joints sont représentés par des éléments continus, tandis que l'interface bloc-mortier est représentée par des éléments discontinus (voir Figure I.4-1).

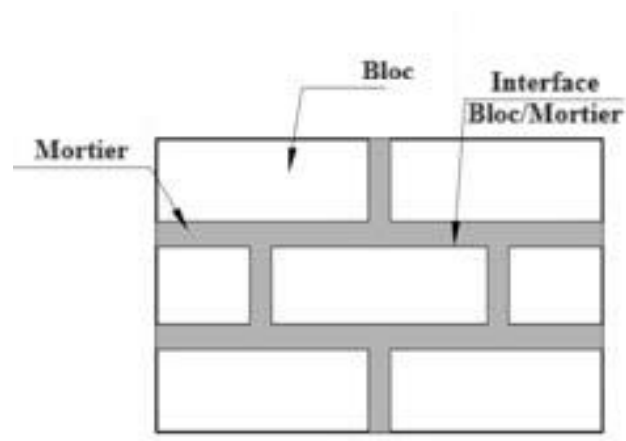


Figure I.4-1: Micromodélisation détaillée.

Dans cette approche, le module de Young, le coefficient de Poisson et, éventuellement, les propriétés inélastiques du bloc et du mortier sont requises. L'interface représente un

plan de fissure/glisement potentiel avec une rigidité fictive initiale pour éviter l'interpénétration du continuum. Les propriétés non linéaires de l'interface sont également requises [269].

- Micromodélisation simplifiée : les blocs sont représentés par des éléments continus, tandis que le comportement des joints de mortier et de l'interface bloc-mortier est regroupé en éléments discontinus (voir Figure I.4-2).

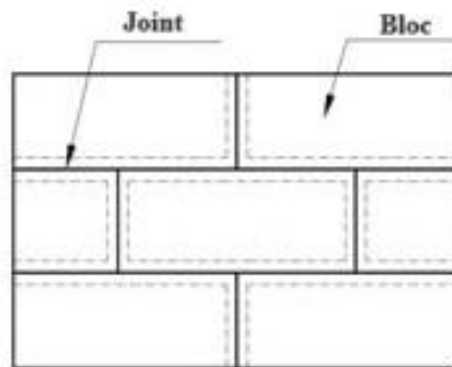


Figure I.4-2: Micromodélisation simplifiée.

La maçonnerie est ainsi considérée comme un ensemble de blocs élastiques liés par d'éventuelles lignes de fracture/glisement au niveau des joints. La précision est perdue dans cette méthode de modélisation puisque l'effet de Poisson du mortier n'est pas inclus [269].

- Macro-modélisation : les blocs, le mortier et l'interface bloc-mortier sont unifiés dans le continuum (voir Figure I.4-3).

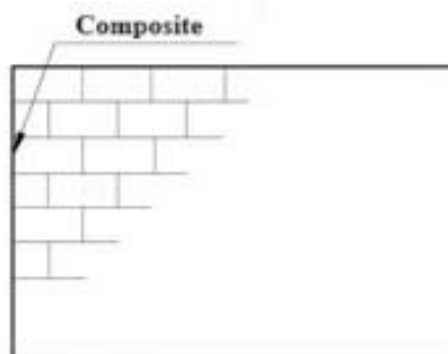


Figure I.4-3: Macro-modélisation.

Cette approche ne fait pas de distinction entre les éléments individuels et les joints, mais traite la maçonnerie comme un continuum homogène. Ici, les propriétés élastiques et inélastiques de la maçonnerie en tant que matériau homogénéisé sont nécessaires. Dans ce cas, l'endommagement de la maçonnerie est généralement modélisé selon une approche de fissure continue ou de plasticité de l'endommagement [269].

I.4.4. Propriétés du bloc

La variabilité des éléments de maçonnerie est une caractéristique importante dans le processus d'évaluation de la résistance locale ou globale de la maçonnerie. Cette variabilité complique la proposition de relations uniques pour la prédiction des propriétés mécaniques de la maçonnerie. Les éléments de maçonnerie telle que les pierres présentent des variations considérables dans leurs propriétés mécaniques y compris au sein de la même carrière d'extraction. En revanche, les éléments issus de matériaux artificiels ou traités ont généralement une variation beaucoup plus faible. L'hypothèse de comportement isotrope des matériaux simplifie les calculs, bien que dans la réalité, les blocs puissent présenter différentes propriétés mécaniques suivant les directions.

Les principales propriétés élastiques des blocs sont le module d'élasticité, E , et le coefficient de Poisson, ν . Si la réponse non linéaire des blocs doit également considérer, la résistance à la compression f_c , la déformation maximale ε_u , l'énergie de rupture post-pic en compression, G_f^c , la résistance à la traction f_t , et l'énergie de rupture en traction G_f^t sont nécessaires. La résistance à la compression est probablement le paramètre le plus simple à déterminer pour la caractérisation expérimentale et pour cette raison, d'autres propriétés mécaniques sont généralement corrélées à cette valeur. Le rapport entre l'énergie de rupture et la résistance à la compression est parfois appelé l'indice de ductilité, d_{uc} , et peut être utilisé comme une indication de la fragilité de la réponse (voir [269,270]).

I.4.5. Propriétés du mortier

Les propriétés mécaniques des mortiers dépendent de plusieurs facteurs, notamment le type et la proportion des constituants du mortier ainsi que les conditions de durcissement et d'essai (par exemple, la géométrie de l'éprouvette et la configuration de l'essai). Le transfert d'humidité entre le mortier et le bloc et le niveau de dégradation peuvent également affecter de manière significative les propriétés mécaniques des mortiers. Les mortiers sont généralement classés en

différentes catégories selon les normes en fonction de leurs propriétés mécaniques attendues [271,272]. De même les normes indiquent les méthodes pour la détermination des différents paramètres comme dans le cas des blocs. Il faut également souligner le fait que les spécimens expérimentaux sont généralement fabriqués dans des moules de laboratoire et les résultats ne sont donc pas représentatifs des conditions structurelles réelles.

I.4.6. Propriétés d'interface de brique et de mortier

En général, la liaison entre les éléments et le mortier est souvent le point le plus fragile des structures en maçonnerie, et elle détermine souvent le mode de défaillance. Son comportement est étroitement lié aux caractéristiques de la brique (composition, résistance, taille, surface lisse ou rugueuse, etc.), du mortier (composition, humidité, conditions de durcissement, etc.) et de sa fabrication (état des joints, etc.). De plus, la répartition du mortier sur la surface de contact et les effets de bord qui en découlent ont également un impact significatif [273].

Les paramètres définissant l'interface sont principalement la rigidité et les propriétés non linéaires de ladite interface dans les directions normale (mode I) et de cisaillement (mode II). Ces propriétés permettent de générer le comportement bond-slip par exemple. Il est également possible dans la plupart des cas de fournir directement les lois d'interface [269].

Les principales propriétés non linéaires dans la direction normale (en traction) sont la résistance à la traction de la liaison f_t , et l'énergie de rupture de la liaison G_f^t .

Dans la direction du cisaillement, la cohésion c (également appelée force de liaison), l'angle de frottement ϕ , et l'angle de dilatance ψ , sont nécessaires. Dans les modèles avancés d'interfaces, les angles de friction et de dilatance sont variables et induisent une énergie de rupture de mode II non constante. Pour les applications courantes, les valeurs des angles sont généralement supposées constantes.

I.4.6.1. Propriétés élastiques

La rigidité des éléments d'interface dans les directions de cisaillement, K_s , et normale, K_n , peuvent être obtenues à partir du module d'élasticité (E_u et E_m) et du module de cisaillement (G_u et G_m) du bloc et du mortier comme :

$$K_s = G_u G_m / t_m (G_u + G_m)$$

Équation I.4-1: Expression de calcul de la rigidité au cisaillement de l'interface selon P. B. Lourenço[274]

Et

$$K_n = E_u E_m / t_m (E_u - E_m)$$

Équation I.4-2: Expression de calcul de la rigidité normale de l'interface selon P. B. Lourenço[203]

Ici t_m est l'épaisseur du mortier. Il convient de noter que l'interface est souvent un point faible/doux.

I.4.6.2. Comportement à la traction

Des essais de traction directe (voir Figure I.4-4) peuvent être effectués pour obtenir les propriétés de liaison sous charge de traction (mode I). L'énergie de rupture est égale à l'aire sous la courbe de ramollissement en traction pour une fissure unitaire.

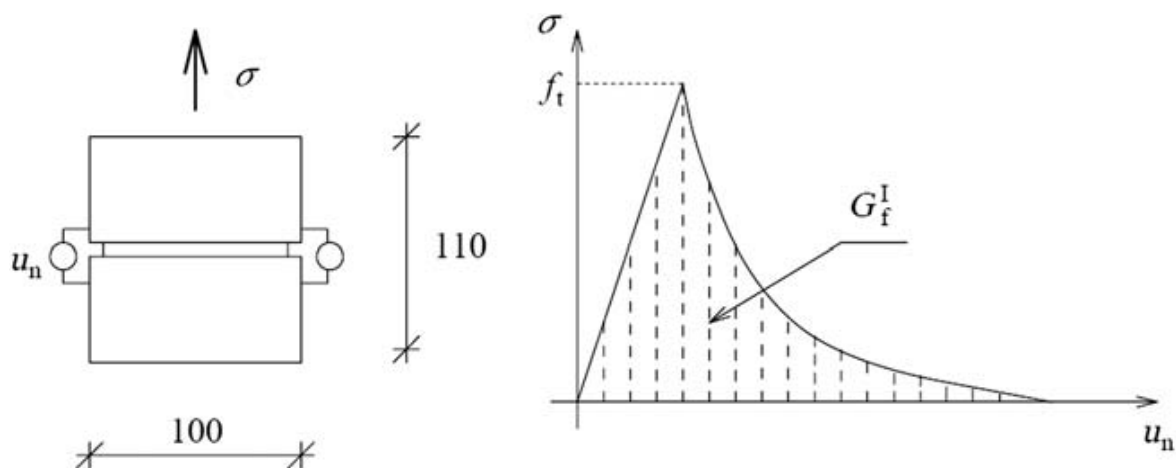


Figure I.4-4: Configuration de test pour la caractérisation en mode I de l'interface brique-mortier. [275].

Aucune recommandation spécifique ne peut être donnée pour l'obtention de ces paramètres en fonction du bloc et des propriétés du mortier. À titre d'estimation approximative, [63] indique que la résistance à la traction est généralement comprise entre 0,1 et 0,4 MPa. Dans [121], l'énergie de rupture de liaison a été obtenue dans la plage de 0,006 à 0,08 N.mm/mm² pour plusieurs types de blocs.

I.4.6.3. Comportement au cisaillement

Des essais peuvent être utilisés pour obtenir les propriétés de liaison sous des charges de cisaillement (Figure I.4-5). Comme la réponse au cisaillement dépend de la contrainte normale,

les éprouvettes doivent être testées au moins sous trois niveaux de pré compression différents [91].

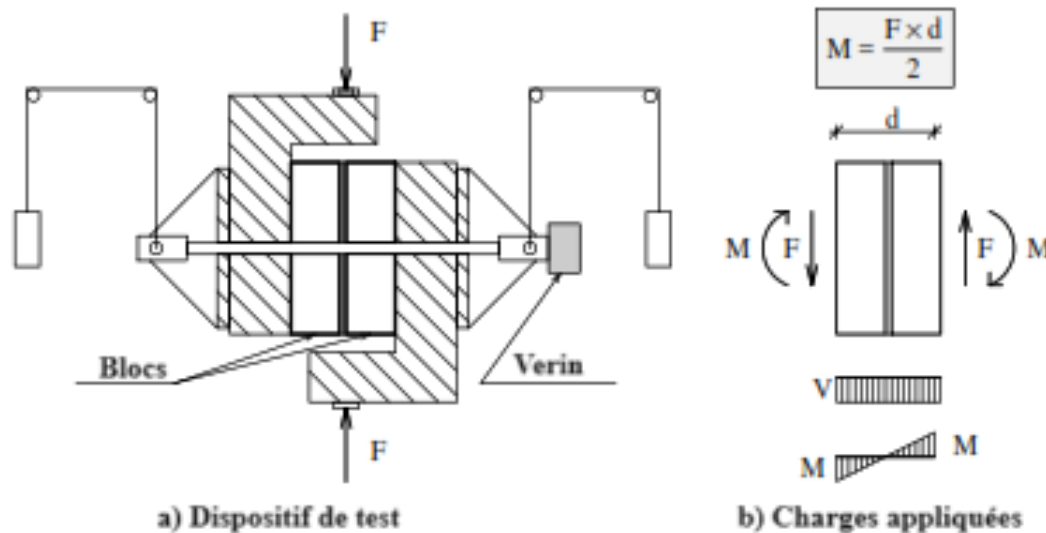


Figure I.4-5: Essai de cisaillement. [275].

Il est recommandé que la résistance au cisaillement de la liaison, c , soit de l'ordre de 0,1 à 0,4 MPa dans EC6 [276].

La tangente de l'angle de frottement, $\tan \phi$, peut être supposée égale à 0,4 selon l'EC6 [276]. L'angle de dilatance peut également être supposé égal à zéro car il diminue avec l'augmentation des contraintes axiales et du glissement à l'interface.

I.4.7. Propriétés de la maçonnerie

Les principales propriétés mécaniques de la maçonnerie en tant que matériau composite sont le module d'élasticité, le coefficient de Poisson, la résistance à la compression, la résistance à la traction, la résistance au cisaillement et les énergies de rupture correspondantes. Selon les modèles d'endommagement et les lois de comportement adoptées, des paramètres supplémentaires peuvent être nécessaires. Ces paramètres doivent généralement être identifiés et sélectionnés sur la base des fondements théoriques de la loi de comportement sélectionnée.

I.4.7.1. Propriétés élastiques

La procédure de caractérisation du module d'élasticité de la maçonnerie est similaire à celle expliquée pour les éléments. Des formulations proposées dans plusieurs sources peuvent être utilisées lorsque les résultats expérimentaux ne sont pas disponibles. EC6 propose d'utiliser le module d'élasticité sécant obtenu à partir d'essais ou directement à partir de la résistance à la

compression comme $1000f_k$ généralement ou $700f_k$ selon certaines annexes nationales de cet Eurocode. Les relations données dans la littérature selon les auteurs sont entre $200f_k$ et $1700f_k$ [64,277,278].

I.4.7.2. Comportement en compression

Les diagrammes de contraintes-déformations sont l'une des principales données d'entrée des simulations numériques. Ils sont soit paraboliques-rectangulaires, rectangulaires, idéalisés ou paraboliques (Figure I.4-6) [269]. Bien évidemment, certains diagrammes sont relativement plus faciles à implémenter que d'autres et ils affectent grandement la fidélité du modèle EF. Cependant, avec les outils et programmes FE disponibles, la mise en œuvre de toutes ces lois constitutives peut se faire avec peu d'effort.

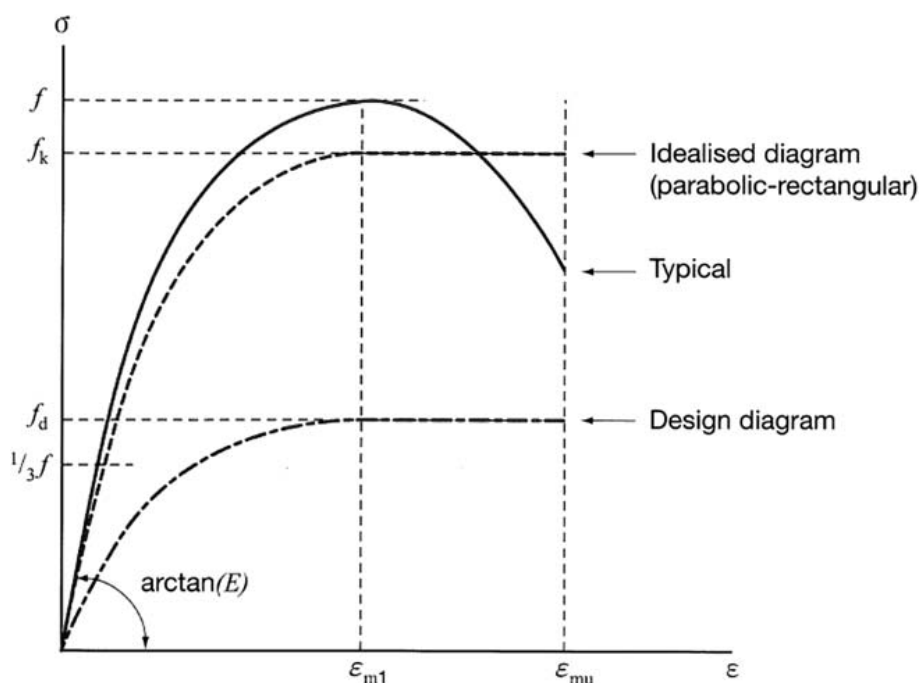


Figure I.4-6: Diagramme de contrainte-déformation rectangulaire parabolique pour la maçonnerie. [269]

Plusieurs formules analytiques ont été proposées pour prédire la résistance à la compression de la maçonnerie en fonction des propriétés des blocs et du mortier. Ces formules sont généralement sous la forme $f_k = K f_b^\alpha f_m^\beta$ où f_b est la résistance à la compression des éléments et f_m est la résistance à la compression du mortier. Dans la plupart des cas, les expérimentations ont été conduites sur les prismes et de ce fait, les formules proposées ne sont valables que pour la résistance à la compression des prismes de maçonnerie dans la direction perpendiculaire aux joints horizontaux. La maçonnerie étant un matériau orthotrope, elle a des propriétés mécaniques différentes selon les directions.

I.4.7.3. Comportement à la traction

Pour les charges de traction, trois mécanismes de rupture peuvent théoriquement être observés dans la maçonnerie :

- rupture en traction du bloc ou du mortier ;
- rupture en traction à l'interface mortier-bloc ;
- rupture de traction à l'interface bloc-mortier dans les joints horizontaux et verticaux.

Lorsque le premier mécanisme de rupture se produit, la résistance à la traction de la maçonnerie peut être supposée égale à la résistance à la traction de la brique ou du mortier en fonction du composant qui a cédé en premier. Le deuxième mode de ruine, la ruine à l'interface bloc-mortier, est le mode de ruine le plus courant. Dans ce cas, la résistance à la traction de la maçonnerie peut être supposée égale à la résistance à la traction de la liaison [266]. Certains résultats expérimentaux montrent que cette valeur est de l'ordre de 10 % à 20 % de la résistance à la compression de la maçonnerie. Pour l'énergie de rupture, la formulation proposée pour les éléments et le mortier peut être adaptée en l'absence de résultats expérimentaux [269].

I.4.7.4. Comportement au cisaillement

Le cisaillement est un phénomène complexe et plusieurs méthodes de test sont disponibles pour sa caractérisation. La résistance au cisaillement de la maçonnerie peut être obtenue avec les relations :

$$\begin{cases} f_{vk} = f_{vk0} + 0,4\sigma_d \\ f_{vk} \leq 0,065f_b \\ f_{vk} \leq f_{vlt} \end{cases}$$

Équation I.4-3: Expression de calcul empirique de la résistance au cisaillement de la maçonnerie non armée selon l'EC6 [276]

Où f_{vk0} est la résistance initiale au cisaillement de la maçonnerie ou la cohésion de l'interface bloc-mortier (prend une valeur entre 0,2 et 0,6 MPa selon le type de joint); $\tan\Phi \leq 0,4$ est la tangente de l'angle de frottement (pour des raisons de sécurité, une valeur relativement faible est prise pour ce paramètre) ; σ_d est la contrainte de compression sur la maçonnerie ; et f_{vlt} est une valeur limite donnée par l'EC6 [276]. Il est recommandé de prendre $\tan\Phi = 0,3$ pour les pierres à assise irrégulière et $\tan\Phi = 0,2$ pour la maçonnerie en moellons. La cohésion de la maçonnerie, f_{vk0} , est généralement comprise entre 0,15 et 0,3 MPa [279].

I.4.8. Vue d'ensemble des paramètres d'entrée pour les simulations numériques

Cette section donne un récapitulatif des principales propriétés mécaniques requises en donnée d'entrée des simulations numériques et des suggestions lorsque les résultats expérimentaux ne sont pas disponibles (Tableau I.4-1, Tableau I.4-2 , Tableau I.4-3) [269].

Tableau I.4-1: Principales propriétés mécaniques des blocs et du mortier .

Paramètre	Désignation	Recommandation
E	Module d'élasticité	$380 \times f_c$ pour les pierres [280]
f_c	Résistance à la compression	1 à 200 MPa pour les pierres naturelles [281]
		3 à 25 MPa pour les mortiers [281]
f_t	Résistance à la traction	0,1 à 5 MPa pour les pierres naturelles, (7% à 10 % de f_c) en général [281]
		$0,25 - 0,33 \times f_c$ pour les mortiers
G_f^c	Énergie de fracture en compression	$15 + 0,43 \times f_c - 0,0036 \times f_c^2$ [282]
G_f^t	Énergie de fracture en traction	$0,025 \times \left(\frac{f_c}{10}\right)^{0,7}$ ou $0,029 \times f_t$ [282]

Tableau I.4-2: Propriétés de l'interface bloc-mortier.[269]

Paramètre	Désignation	Recommandation
K_n	Rigidité normale	$\frac{E_u \times E_m}{t_m \times (E_u - E_m)}$
K_s	Rigidité au cisaillement	$\frac{G_u \times G_m}{t_m \times (G_u - G_m)}$
c	Force d'adhérence (cohésion des joints)	$0,055 \times f_c$, compris entre 0,1 et 0,4 MPa en général
$\tan \phi$	Tangente de l'angle de frottement	0,3 à 0,75
$\tan \phi_r$	Tangente de l'angle de frottement résiduel	$\tan \phi$
$\tan \psi$	Tangente de l'angle de dilatance	0
f_t	Résistance à la traction de l'interface	0,1 et 0,2 MPa
G_f^I	Énergie de fracture en mode I	$0,1 \times c \text{ N.mm/mm}^2$

G_f^{II}	Énergie de fracture en mode II	$0,1 \times c \text{ N.mm/mm}^2$
------------	--------------------------------	----------------------------------

Tableau I.4-3: Propriétés mécaniques de la maçonnerie [269]

Paramètre	Désignation	Recommandation
E	Module d'élasticité	$380 \times f_c$ à $700 \times f_c$
f_c	Résistance à la compression	$K f_b^\alpha f_m^\beta$
f_t	Résistance à la traction	(10% à 20 % de f_c) en général
f_v	Résistance au cisaillement	$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4\sigma_d$
G_f^c	Énergie de fracture en compression	$15 + 0,43 \times f_c - 0,0036 \times f_c^2$
G_f^t	Énergie de fracture en traction	$0,025 \times \left(\frac{f_c}{10}\right)^{0,7}$ ou $0,029 \times f_t$

Selon la nature du chargement, les performances des blocs, du mortier et de l'interface bloc-mortier, les mécanismes de ruine possible de la maçonnerie peuvent se résumer comme sur la (Figure I.3-2)

I.4.9. Macro-modélisation

D'usage courant, les structures de maçonnerie sont conçues selon des principes structuraux de base et des règles empiriques et présentent une vulnérabilité sévère lorsqu'elles sont soumises à des charges, surtout lorsqu'elles sont appliquées hors plan (cas des charges sismiques) [283,284]. Le comportement des structures en maçonnerie est régi par une interaction complexe entre la réponse dans le plan et hors du plan des murs en maçonnerie soumise à des chargements. Ce comportement est encore difficile à évaluer du fait de l'interaction entre les éléments de maçonnerie et d'autres composants structuraux faits de matériaux différents

Les composants de maçonnerie peuvent être étudiés en considérant différentes échelles de représentation. Les macromodèles est préférés aux micros et méso modèles pour l'étude du comportement de panneaux de murs à grande échelle ou de bâtiments entiers car les micros et méso modèles sont chronophages et voraces en puissance de calcul, bien que plus précis que les macromodèles. Dans la macro-modélisation, la maçonnerie est considérée comme un matériau homogène à l'échelle structurale, et son comportement est décrit de manière

macroscopique. La complexité d'une approche macro-élémentaire peut varier en fonction de la cinématique de l'élément, c'est-à-dire des modes de déformation reproductibles, du type d'interaction avec les éléments adjacents et des lois de comportement employées.

I.4.10. Micromodélisation

Jusqu'à un passé relativement récent, les structures de maçonnerie étaient conçues sur la base de règles empiriques jusqu'à l'avènement des méthodes de conception virtuelles modernes. Dans le processus d'optimisation de la conception et de dimensionnement, la résistance de la maçonnerie est l'aspect le plus critique et il est donc nécessaire d'étudier la stabilité de la structure à l'aide de modèles fins et de simulations numériques comme dans le cas des structures en béton et en acier. D'autres problèmes tels que l'évaluation de la fissuration nécessitent également des études plus détaillées lors de la conception des structures de maçonnerie.

Dans les études basées sur la microanalyse, deux approches principales ont été utilisées : l'approche simplifiée et les approches de micromodélisation détaillée. Les méthodes simplifiées consistent à modéliser séparément les briques, le mortier et l'interface en adoptant des lois de comportement adaptées à chaque composant. Cette approche donne des résultats très précis, en particulier au niveau local. Un micromodèle simplifié est une approche intermédiaire, où les propriétés du mortier et de l'interface bloc-mortier sont regroupées dans un élément commun, tandis que des éléments étendus sont utilisés pour modéliser les blocs. Bien que ce modèle réduise le coût de calcul de l'analyse, une certaine précision est évidemment perdue.

Plusieurs auteurs [122,285,286] ont établi que les éléments d'interface reflètent les principales interactions entre briques et mortier. Plusieurs méthodes ont été présentées pour modéliser le comportement des interfaces. Certaines expriment la loi de comportement à l'interface en termes de traction de contact et de déplacements relatifs [287], d'autres utilisent les méthodes des analyses limites combinées avec un modèle de dommages fragiles [286,288,289].

I.4.10.1. Prise en compte des effets d'interfaces

I.4.10.1.1. Prise en compte de l'interface de mortier de brique endommagée

Les modèles d'interface pour l'évaluation de la stabilité des ouvrages en maçonnerie ont été et sont encore développés dans la recherche. La résistance de la maçonnerie dépend dans une large mesure des propriétés interfaciales entre le mortier et la brique. En effet, les effets des textures et de la faiblesse relative de l'un des composants (brique, mortier jointif) par rapport à l'autre

expliquent l'existence de plans de faiblesse le long desquels les fissures peuvent se propager. Les informations de base sont issues des travaux de Rekik et al., Lebon et al. Et Gabor et al. [290–295].

I.4.10.1.2. Propriétés effectives homogénéisées initiales

En raison du fait que les dommages se produisent principalement à l'interface entre les briques et le mortier, on suppose l'existence d'une couche de matériau extrêmement mince entre chaque bloc de brique et son joint de mortier. Les propriétés mécaniques de cette couche sont obtenues en appliquant une procédure d'analyse limite asymptotique. En supposant que la brique et le mortier sont des matériaux élastiques isotropes et linéaires, l'homogénéisation de la lame de mortier de brique peut être effectuée à l'aide d'une formulation d'homogénéisation analytique, Le matériau homogène équivalent non endommagé, désigné par HEM^u , est transversalement isotrope et caractérisé par le tenseur de rigidité effectif $\tilde{S}^u$ explicité dans l'Équation I.4-4 par rapport à la notation de Voigt classique. Dans ce qui suit, les exposants h et v correspondent respectivement aux joints d'assise (horizontal) et de tête (vertical); et e_3 et e_1 représentent respectivement les axes de révolution HEM_v^u et HEM_h^u .

$$\tilde{S}^{uh} = \begin{pmatrix} \frac{1}{\tilde{E}_1^0} & -\frac{\tilde{\nu}_{12}^0}{\tilde{E}_1^0} & -\frac{\tilde{\nu}_{13}^0}{\tilde{E}_1^0} & & & \\ -\frac{\tilde{\nu}_{12}^0}{\tilde{E}_1^0} & \frac{1}{\tilde{E}_1^0} & -\frac{\tilde{\nu}_{13}^0}{\tilde{E}_1^0} & & & \\ -\frac{\tilde{\nu}_{13}^0}{\tilde{E}_1^0} & -\frac{\tilde{\nu}_{13}^0}{\tilde{E}_1^0} & \frac{1}{\tilde{E}_3^0} & & & \\ & & & \frac{1}{\tilde{G}_{23}^0} & & \\ & & & & \frac{1}{\tilde{G}_{23}^0} & \\ & & & & & \frac{1}{\tilde{G}_{12}^0} \end{pmatrix}$$

Équation I.4-4: Tenseur de rigidité effectif de l'interface joint horizontale - brique selon Raffa et al. [293]

I.4.10.1.3. Propriétés effectives du matériau microfissuré HEM^c

En supposant la présence de microfissures parallèles à l'axe e_1 dans le matériau homogénéisé, il est nécessaire de déterminer ses propriétés effectives. De nombreuses études ont porté sur l'évaluation des propriétés élastiques effectives de matériaux endommagés présentant des

défauts de natures diverses (trous et/ou fissures). Le choix de la méthode de modélisation dépend ici principalement des interactions entre fissures.

Dans les applications, on suppose l'existence d'un petit nombre de fissures rectilignes de longueur $2l^k$. Les fissures rectilignes sont supposées être situées sur le plan $(e_1; e_3)$ dans une zone représentative $A = L_0 e$, où L_0 est la longueur du lit de mortier et e est l'épaisseur du matériau HEM^u .

La densité de fissures ρ est définie par :

$$\rho = \frac{1}{A} \sum_k (l^{(k)})^2$$

Équation I.4-5: Expression de calcul de la densité de fissures

En général la valeur moyenne du vecteur d'ouverture de fissure (VOF) " b " est colinéaire avec la contrainte moyenne $\bar{\sigma}$ comme suit :

$$\langle b \rangle = n \cdot \bar{\sigma} \cdot B$$

Équation I.4-6: Expression de détermination du vecteur "ouverture de fissures"

où n est un vecteur normal à la fissure. Les composantes du tenseur du second ordre symétrique B dépendent de celles du matériau HEM^u homogène non fissuré, c'est-à-dire des composantes de $\tilde{S}_u^h$ et de l'orientation de la fissure par rapport à l'anisotropie matricielle :

$$\begin{cases} B_{tt} = C(l - D \cos(2\Phi)) \\ B_{nn} = C(l + D \cos(2\Phi)) \\ B_{nt} = CD(\sin(2\Phi)) \end{cases}$$

Équation I.4-7: Tenseur de rigidité effectif du matériau homogène fissuré selon Raffa et al. [223]

où l est la longueur de la microfissure rectiligne semi-représentative dans le matériau HEM^u .

Φ est l'angle entre le vecteur t tangent à la fissure et l'axe principal e_1 , comme illustré sur la Figure I.4-7. C et D sont des scalaires indépendants du paramètre représentatif de demi-longueur de la microfissure l et sont donnés par :

$$\left\{ \begin{array}{l} C = \frac{\pi}{4} \frac{\sqrt{\tilde{E}_1^{uh}} + \sqrt{\tilde{E}_3^{uh}}}{\sqrt{\tilde{E}_1^{uh} \tilde{E}_3^{uh}}} \left(\frac{1}{\tilde{G}_{13}^{uh}} - 2 \frac{\tilde{\nu}_{13}^{uh}}{\tilde{E}_1^{uh}} + \frac{2}{\sqrt{\tilde{E}_1^{uh} \tilde{E}_3^{uh}}} \right)^{\frac{1}{2}} \\ D = \frac{\sqrt{\tilde{E}_1^{uh}} - \sqrt{\tilde{E}_3^{uh}}}{\sqrt{\tilde{E}_1^{uh}} + \sqrt{\tilde{E}_3^{uh}}} \end{array} \right.$$

Équation I.4-8: Expression de calcul des paramètres de l'Équation I.4-7

Où $\tilde{E}_1^{uh}, \tilde{E}_3^{uh}, \tilde{\nu}_{13}^{uh}, \tilde{G}_{13}^{uh}$ sont les constants élastiques du matériau HEM_h^u non fissuré.

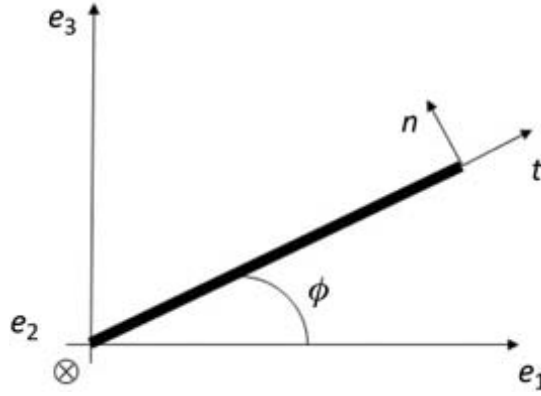


Figure I.4-7: Vecteurs locaux de fissure et axe principal de la maçonnerie.

Sur les axes principaux, les modules effectifs de HEM_c caractérisant le matériau homogène équivalent à HEM^u endommagé sont donnés par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\tilde{E}_1^c}{\tilde{E}_1^u} = \frac{1}{1 + 2\rho \sin^2 \Phi (B_{tt} \cos^2 \Phi + B_{nn} \sin^2 \Phi - B_{nt} \sin(2\Phi))} \tilde{E}_1^u \\ \frac{\tilde{E}_3^c}{\tilde{E}_3^u} = \frac{1}{1 + 2\rho \cos^2 \Phi (B_{tt} \sin^2 \Phi + B_{nn} \cos^2 \Phi + B_{nt} \sin(2\Phi))} \tilde{E}_3^u \\ \frac{\tilde{G}_{13}^c}{\tilde{G}_{13}^u} = \frac{1}{1 + \rho (B_{nn} \sin^2(2\Phi) + B_{tt} \cos^2(2\Phi) + B_{nt} \sin(4\Phi))} \tilde{G}_{13}^u \\ \frac{\tilde{\nu}_{13}^c}{\tilde{E}_1^c} = \frac{\tilde{\nu}_{13}^u}{\tilde{E}_1^u} \end{array} \right.$$

Équation I.4-9: Expression de calcul des paramètres d'élasticité du matériau non fissuré équivalent

Dans les joints d'assise de la maçonnerie, les fissures sont supposées parallèles à l'axe principal e_1 , c'est-à-dire avec l'orientation des fissures $\Phi = 0$. Dans des conditions de contraintes planes, les composantes du tenseur de rigidité $\tilde{S}^c$ dans le plan ($e_1; e_3$) vérifie :

$$\begin{pmatrix} \frac{1}{\tilde{E}_1^{uh}} & \frac{\tilde{\nu}_{13}^{uh}}{\tilde{E}_1^{uh}} & 0 \\ -\frac{\tilde{\nu}_{13}^{uh}}{\tilde{E}_1^{uh}} & \left(\frac{1}{\tilde{E}_3^{uh}} + 2\rho B_{nn}(0) \right) & 0 \\ 0 & 0 & \left(\frac{1}{\tilde{G}_{13}^{uh}} + \rho B_{tt}(0) \right) \end{pmatrix}$$

Équation I.4-10: Expression du tenseur de rigidité du joint d'assise

Où

$$\begin{cases} B_{tt}(0) = C(1 - D) \\ B_{nn}(0) = C(1 + D) \\ B_{tn}(0) = 0 \end{cases}$$

Équation I.4-11: Tenseur de rigidité effectif du joint d'assise fissuré

L'inversion du tenseur de rigidité $\tilde{S}^{ch}$ donne le tenseur de rigidité associé $\tilde{C}^{ch}$ de HEM^{ch} .

I.4.10.1.4. Loi de comportement d'interface

En considérant les raideurs de l'interface de tête, l'inversion du tenseur de rigidité $\tilde{S}^{ch}$ conduit à exprimer la composante $(\tilde{C}_{3333}^{ch}, \tilde{C}_{3131}^{ch})$ en fonction du paramètre de densité de fissures ρ et l'angle Φ est nul :

$$\tilde{C}_{3333}^{ch} = \frac{\alpha_{33}^h + \rho\beta_{33}^h}{\alpha_{33}^{0h} + \rho\beta_{33}^{0h} + \rho^2\gamma_{33}^{0h}} \text{ et } \tilde{C}_{3131}^{ch} = \frac{1}{2} \frac{\alpha_{13}^h + \rho\beta_{13}^h}{\alpha_{13}^{0h} + \rho\beta_{13}^{0h} + \rho^2\gamma_{13}^{0h}}$$

Équation I.4-12: Expression des composantes déviatorique du tenseur de rigidité d'interface inversé

Où α_{ij}^h , β_{ij}^h , α_{ij}^{0h} et β_{ij}^{0h} sont des scalaires indépendants du paramètre de densité de fissure ρ .

Les rigidités normale et tangentielle des interfaces du lit sont déterminées comme suit :

$$C_N^h = \frac{\tilde{C}_{3333}^{ch}}{e} (e \rightarrow 0) \text{ et } C_T^h = \frac{\tilde{C}_{3131}^{ch}}{e} (e \rightarrow 0)$$

Équation I.4-13: Expression générale de calcul des rigidités normales et tangentielles des interfaces

En remplaçant ρ par le terme $\frac{l^2}{e l_0^h}$ dans l'Équation I.4-14, on obtient :

$$C_N^h = \frac{\rho_{33}^h L_0^h}{\gamma_{33}^{0h} l^2} = \frac{L_0^h}{2B_{nn}(0)l^2} \text{ et } C_T^h = \frac{\rho_{13}^h L_0^h}{\gamma_{13}^{0h} l^2} = \frac{L_0^h}{4B_{tt}(0)l^2}$$

Équation I.4-14: Expression de calcul développée des rigidités normales et tangentiels des interfaces

Comme les composantes B_{nn} et B_{tt} dépendent de la demi-longueur de la fissure l (voir l'Équation I.4-7), les expressions des raideurs d'interface C_N et C_T à la position du lit vérifient :

$$C_N^h = \frac{L_0^h}{2C(1+D)l^2} \text{ et } C_T^h = \frac{L_0^h}{4C(1-D)l^2} \text{ avec } dl \geq 0$$

Équation I.4-15: Expression de calcul réduite des rigidités normales et tangentiels des interfaces

dl est l'incrément de longueur de fissure, supposé positif pour un chargement en cisaillement. En répétant les mêmes opérations pour HEM^{cv} , en effectuant une simple rotation de 90 degrés, la rigidité normale et tangentielle des joints de tête vérifie :

$$C_N^v = \frac{\tilde{C}_{1111}^{cv}}{e} (e \rightarrow 0) = \frac{L_0^v}{L_0^h} C_N^h \text{ et } C_T^v = \frac{\tilde{C}_{1313}^{cv}}{e} (e \rightarrow 0) = \frac{L_0^v}{L_0^h} C_T^h$$

Équation I.4-16: Expression de calcul des rigidités normales et tangentiels des interfaces verticales et horizontales

L_0^h est la longueur du joint de mortier d'assise. Ces raideurs définies peuvent décroître à mesure que la longueur de la fissure augmente par rapport à la charge appliquée. De plus, elles sont étroitement liées à la loi d'évolution des microfissures $l = f(F \text{ or } \tau)$

I.4.10.2. Prise en compte du fluage des composants de maçonnerie

Des découvertes travaux relativement récents, [296–298], ont montré que l'accumulation de dommages induits par le fluage dans le temps sous des charges soutenues est une cause probable de ruine à considérer. Ainsi, afin d'augmenter les performances et la sécurité des structures, le développement de modèles théoriques d'évolution du fluage et d'endommagement induit par le fluage est d'une importance cruciale. Dans [299], une étude expérimentale a été réalisée pour étudier le fluage de la maçonnerie. Différents modèles rhéologiques sont considérés pour évaluer leur capacité à prédire le fluage de la maçonnerie. Comme synthèse, il a été constaté que le modèle Maxwell modifié (MM) est le plus précis. On peut mentionner que les approches dites héréditaires basées sur la convolution de « *Stieltjes* » dans le domaine temporel ont été utilisées par de nombreux auteurs pour modéliser des composites viscoélastiques linéaires non vieillissants.

I.4.11. Modélisation par éléments discrets

À l'heure actuelle, les approches utilisées pour simuler le comportement mécanique des pièces ou de l'ensemble de la structure de maçonnerie ont tendance à se concentrer sur les éléments de maçonnerie individuels et le mortier (c'est-à-dire les micromodèles) ou sur le matériau composite (c'est-à-dire les macromodèles).

Avec la méthode des éléments discrets (DEM), le matériau peut être modélisé comme un assemblage de blocs ou de particules distinctes interagissant le long de leurs limites.

Le DEM ne s'applique à une approche numérique que si :

- Il se compose de corps discrets de taille finie («éléments discrets») qui peuvent se déplacer (et peut-être se déformer) indépendamment les uns des autres;
- Il permet des déplacements et rotations finis des éléments discrets ; et
- Les nouveaux contacts et la perte de contacts existants entre les éléments sont automatiquement reconnus et mis à jour au fur et à mesure que le calcul progresse.

La formulation de la méthode a été initialement proposée par Cundall en 1971 pour l'étude de la roche jointée, modélisée comme un assemblage de blocs rigides. Plus tard, cette approche a été étendue à d'autres domaines de l'ingénierie nécessitant une étude détaillée du contact entre des blocs ou des particules comme le sol et d'autres matériaux granulaires. Plus tard, l'approche a été appliquée avec succès pour modéliser des structures de maçonnerie dans lesquelles les modes de ruine étaient généralement régies par des mécanismes dans lesquels la déformabilité des blocs joue peu ou pas de rôle du tout. Cette méthode est très appropriée dans le cas d'étude des maçonneries à joints secs du fait des phénomènes de perte de contact prépondérants. Une revue assez étoffée sur ce sujet est disponible dans [300–302].

I.5. Conclusion partielle

Dans ce chapitre, il a été question de présenter un état de l'art général sur les maçonneries non armées et les méthodes computationnelles pour la modélisation de leur comportement. Il a été présenté une vue d'ensemble des structures de maçonnerie non armée, ainsi que diverses stratégies de modélisation numérique applicables à ces types de construction. Il a d'abord été discuté la nature des matériaux de base, en mettant l'accent sur la pierre de latéritique et en

soulignant ses caractéristiques intrinsèques. Les différentes approches de modélisation ont ensuite été répertoriées et hiérarchisées. La pierre latéritique, en particulier, présente des propriétés thermiques et mécaniques intéressantes qui sont avantageuses pour la construction. Cependant, la variabilité significative des propriétés de la pierre latéritique, dictée par des facteurs tels que la situation géographique, la profondeur d'extraction, la teneur en humidité et la composition minéralogique nécessite des stratégies de calcul adaptées pour une étude et une caractérisation efficace de la maçonnerie non armée fabriquée avec ce matériau.

Dans la présente étude, quatre catégories principales de stratégies numériques de modélisation pour les structures de maçonnerie ont été identifiées ; les modèles basés sur les blocs ou micromodèles (MBB), les modèles du continuum (MC), les modèles basés sur la géométrie (MBG) et les macromodèles (MM).

Les MBB sont les méthodes les plus précises pour l'étude du comportement mécanique des structures de maçonnerie, car ils peuvent reproduire avec exactitude les réponses structurelles d'ouvrages à grande échelle. Inversement, les MC sont couramment utilisées pour les simulations numériques des bâtiments en maçonnerie ; parmi les techniques les plus efficaces figurent celles basées sur l'endommagement plastique isotrope et les formules de fissures étalées. Il est essentiel d'interpréter les résultats numériques de ces modèles avec prudence, car les simplifications inhérentes aux méthodes de continuum sans tension peuvent conduire à une évaluation structurelle inadéquate des bâtiments en maçonnerie. Ces modèles de matériaux homogénéisés représentent une bonne solution numérique permettant l'évaluation sismique des structures en maçonnerie sous la direction des praticiens. Néanmoins, ils doivent encore être améliorés pour intégrer correctement les détails structurels, tenir compte de l'interaction entre les dommages hors plan et ceux dans le plan, et prendre en compte les macroéléments spécifiques des éléments de type diaphragme. Il est important de noter que l'application des MM est principalement limitée aux évaluations sismiques des constructions en maçonnerie conventionnelles.

D'autre part, les MBG fournissent des informations précieuses sur les structures anciennes en voûte et en dôme et l'utilisation de solutions d'analyse des limites inférieures permet d'évaluer efficacement les états d'équilibre et la sécurité des structures en maçonnerie. En outre, les approches d'analyse des limites supérieures peuvent être utilisées pour étudier les mécanismes de ruine et les facteurs multiplicateurs associés à la défaillance dans des configurations de maçonnerie géométriquement complexes.

De toutes les stratégies abordées, les modèles basés sur les blocs sont ceux offrant les meilleures performances car prenant en compte, indirectement tous les aspects abordés par les autres et bien plus. Cependant leur besoin en puissance de calcul et en temps entrave souvent leur application efficiente.

En résumé, le choix de l'approche de modélisation numérique la plus appropriée dépend de plusieurs facteurs, notamment les attributs structurels de l'étude de cas, sa complexité, la disponibilité des données, la puissance des outils, les résultats escomptés et le niveau d'expertise des praticiens. Pour une évaluation structurelle approfondie des ouvrages en maçonnerie, il est conseillé d'utiliser des modèles 3D, car ils peuvent mieux prendre en compte les nuances structurelles et les irrégularités géométriques.

Vu qu'à date, aucune étude de modélisation aux éléments finis appliqués à la maçonnerie des BLT n'a encore abouti, vu le potentiel de la micromodélisation détaillée, nous nous proposons, dans les chapitres à suivre, de prospecter et définir un micromodèle détaillé applicable aux structures de maçonnerie en BLT que nous validerons expérimentalement. Des paramètres d'entrées de la modélisation tels que définis dans ce chapitre étant nécessaires, le prochain chapitre se focalisera sur la détermination des propriétés physiques et mécaniques des BLT, des joints et du complexe joint-BLT qui seront nécessaires pour la conduite des études numériques.

Chapitre II. Etudes expérimentales des constituants et de la maçonnerie en BLT

II.1. Introduction

De nombreux travaux de recherche menés dans différentes régions du monde sur la pierre latéritique ont révélé que l'humidité exerce un effet néfaste sur les caractéristiques mécaniques des matériaux de maçonnerie [15,16,303]. Les études passées et actuelles ont démontré à suffisance l'impact de l'humidité sur la durabilité des structures et les facteurs de conception essentiels, en particulier pour les pierres naturelles caractérisées par une porosité ouverte importante [13]. La pierre latéritique taillée, aussi appelée bloc de latérite taillé (BLT), fréquemment utilisée pour la construction dans les pays tropicaux, en est un excellent exemple. La latérite est un matériau disponible à foison, en particulier dans les pays d'Afrique de l'Ouest comme le Burkina Faso, où son prix abordable représente un de ses principaux atouts. Néanmoins, les connaissances limitées concernant la prédiction de ses propriétés mécaniques ont entravé son utilisation généralisée dans la construction. En conséquence, il est souvent relégué à des fonctions telles que celles de matériau de remplissage dans les projets de construction.

Ce matériau est relativement tendre et peut être extrait manuellement (de façon artisanale) ou mécaniquement à l'aide d'outils appropriés tels que des scies mécaniques. Une fois exposée à l'air et au soleil, la latérite durcit, ce qui renforce sa résistance aux dégradations habituellement dues aux conditions d'exposition dans l'environnement. C'est pour cela qu'habituellement les couches supérieures des strates sont dites « indurées » [13]. Classée parmi les pierres métasomatiques, la latérite émerge dans les régions tropicales chaudes et humides, riches en fer et en aluminium, et se forme à la suite d'une altération prolongée de la roche mère [304]. Le métasomatisme est un processus métamorphique caractérisé par des altérations de la composition chimique de la pierre, sous l'effet d'interactions avec son environnement qui peuvent conduire à l'ajout ou à l'élimination de constituants chimiques, tout en maintenant l'état solide de la pierre tout au long du processus. Dans des pays comme le Burkina Faso, l'utilisation de matériaux en terre pour la construction apparaît comme une solution viable pour résoudre la crise du logement de manière durable, principalement en raison de leur prix abordable et de

leurs avantages écologiques. Les recherches menées par des chercheurs tels que Zoungrana ont mis en évidence les implications socio-économiques des bâtiments construits avec des matériaux en terre au Burkina Faso, réaffirmant leur statut d'options respectueuses de l'environnement [305–307]. En outre, des matériaux comme la pierre latéritique présentent d'excellentes propriétés de confort thermique adaptées aux climats chauds et arides typiques des villes et des zones rurales du Sahel, grâce à leurs caractéristiques hygrothermiques favorables [5,6,43,308].

Ce chapitre sera relatif aux activités et résultats de l'objectif spécifique N°1 dont l'intitulé est « Caractériser les éléments constitutifs et la maçonnerie en BLT », c'est-à-dire qu'il s'agira de définir les méthodes de repérage, d'échantillonnage, de préparation et de caractérisation des blocs et du mortier jointif. Deux principales sections le constitueront. Ce sont les matériels et méthodes, et les résultats et discussions. Il s'agira d'explicitier et justifier le choix des carrières, des dimensions des blocs et des types de formulation utilisées pour les blocs. Les normes relatives à toutes les caractérisations menées et les méthodes expérimentales y seront explicitées. Les résultats de toutes les caractérisations menées seront présentés, analysés et discutés. Des moyennes, écarts et tendances seront tirés en relation avec les résultats issus d'autres études. Une conclusion partielle clora le chapitre en en faisant une synthèse des principales trouvailles et ouvrira sur le chapitre suivant.

II.2. Matériels et Méthodes

Historiquement, les recherches de Török ont souligné la relation cruciale entre le comportement mécanique des pierres avec de grands niveaux de porosité et leur teneur en eau, indiquant que ces matériaux présentent des propriétés significativement différentes lorsqu'ils sont secs par rapport à lorsqu'ils sont humide voire saturés [309]. À l'état sec, une pierre poreuse conserve son intégrité structurelle, mais l'introduction d'eau modifie cet équilibre. L'eau dans les pores affaiblit la force de liaison entre les particules, et lorsque l'eau est absorbée dans les espaces poreux plus petits, elle agit comme des fluides osmotiques, générant des forces d'expansion qui peuvent conduire à des dommages structurels au fil du temps [310]. En outre, plusieurs études ont exploré la dynamique des fluides dans les matériaux de construction poreux, mettant en lumière les interactions entre ces matériaux et les fluides qui les entourent. Par exemple, les travaux de Xiaojie Sun examinent les méthodologies de calcul pour analyser le transport de masse dans le béton, en se concentrant particulièrement sur les effets de la contrainte et la

présence de fissures [311]. Leurs conclusions présentent la manière dont les fissures peuvent influencer de manière significative le mouvement des fluides à travers le matériau, bien que leurs travaux cible principalement les fluides gazeux plutôt que les liquides. Ils soulignent que la capacité de transport de l'humidité est liée à la largeur des fissures, présentant une relation parabolique affectée par des conditions de contrainte variables. Alors que d'importantes connaissances ont été acquises sur d'autres matériaux de construction, des analyses globales similaires axées sur la pierre latéritique restent limitées. Cette étude vise à combler cette lacune en caractérisant les pierres latéritiques et les joints, en examinant les effets de l'humidité sur les caractéristiques mécaniques. Des mesures seront également menées sur des éprouvettes maçonnées à base de BLT en condition normale (teneur en eau naturelle). La réalisation d'expériences sur des murs dans des conditions de saturation pose des défis importants ; par conséquent, il est souhaitable de développer des méthodologies alternatives pour approcher les résultats empiriques. Bien que plusieurs auteurs aient établi des corrélations entre les propriétés mécaniques dans des conditions sèches et saturées, la plupart de ces travaux se sont limités à la résistance à la compression [310,312–314], négligeant souvent d'autres propriétés critiques. En outre, les formules et les corrélations détaillées dans la littérature existante peuvent ne pas restituer avec précision le comportement des BLT, car elles ont principalement été construites sur la base d'autres types de blocs de maçonnerie. Comme le soulignent Kaboré et al. [11], les méthodes de calcul formulées pour différents éléments de maçonnerie ne devraient pas être directement appliquées aux BLT sans un ajustement significatif.

II.3. Identification des carrières et Echantillonnage

Sur la base d'études antérieures menées par Lawane [13] sur plusieurs carrières de pierres latéritiques à travers le Burkina Faso, un certain nombre de carrières présentant des propriétés physiques et mécaniques intéressantes, ayant un potentiel d'utilisation en construction d'ouvrages ont été identifiées et sélectionnées en vue de collecte d'échantillons. Dans la mesure du possible, les mêmes carrières que dans [13] ont été ciblées exploitées. Certaines de ces carrières n'étant plus en exploitation à date, nous avons repéré des carrières proches pouvant présenter des propriétés similaires.

Dans la région du sud-ouest du Burkina Faso, trois carrières ont été localisées (Dano 1, Dano 2 et Diebougou) ainsi qu'une autre située à la périphérie de la ville de Ouagadougou à Kamboinsin. Sur chacun de ces sites, des échantillons de pierre latéritique ont été prélevés afin

d'être analysés en laboratoire. Ces pierres latéritiques, caractérisées par leur teinte rougeâtre, proviennent des localités de Kamboinsin, Dano et Diebougou et sont extraites de quatre carrières distinctes.

Les régions de Dano et de Diébougou sont situées dans la province de Houndé. Comme l'illustre la Figure II.3-1 de Ladmirant et al. [315], la carte géologique de Houndé révèle un socle composé de gneiss, de granite et de roches de type migmatite, datant du Précambrien inférieur et moyen. Ce socle est classé comme anté-birrimien et comprend des matériaux formés par l'activité volcanique, notamment des coulées pyroclastiques et volcano-sédimentaires.

Le système birrimien, réputé pour sa grande diversité de roches, s'étend de Banfora à Batié dans la région sud-ouest, englobant Diébougou, Boromo et s'étendant jusqu'au Ghana. Par la suite, des formations tertiaires et quaternaires plus récentes sont observées sous le socle altéré et érodé. Il s'agit notamment de dépôts latéritiques, d'alluvions et de complexes fluvio-lacustres.

Dans la région de Dano, la couche de latérite est particulièrement visible, présentant une forme tabulaire qui s'étend légèrement vers l'Est. Cette couche est située sur des andésites schisteuses, dont la schistosité est orientée d'une manière à coïncider avec les orientations birrimiennes observées dans les veines de quartz.

Le paysage se caractérise par une série de dépressions et de vallées larges et peu profondes qui traversent les tables blindées ou les buttes (interfluves), composées de latérites durcies. Dans certains cas, ces interfluves révèlent la présence d'un substratum de schiste blanc fortement altéré. La formation géologique appelée coluvium, qui est alignée sur la pente du terrain, recouvre les pentes douces. Sous l'effet de l'érosion régressive, une variété de blocs rocheux, dont la taille varie de quelques mètres à quelques décimètres, est dispersée sur ces pentes. La zone est parsemée de pierres de quartz, ce qui indique l'existence de veines dispersée.

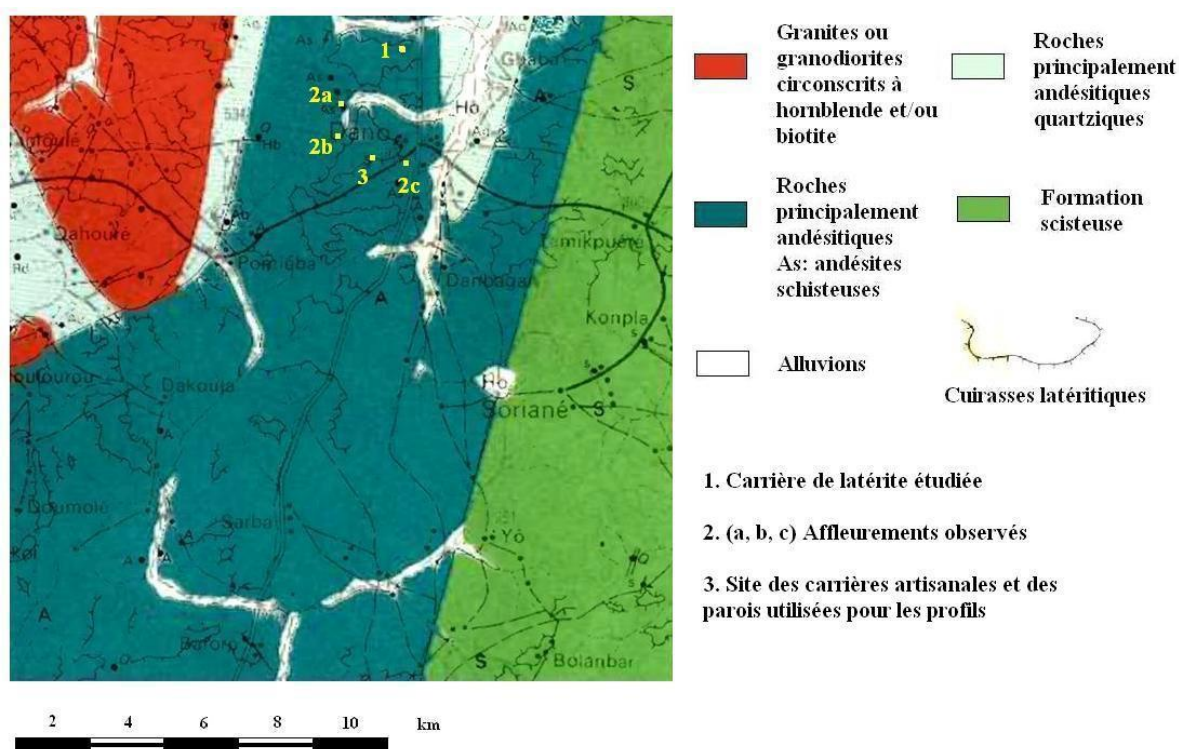


Figure II.3-1: Extrait de la carte géologique de Houndé aux alentours de Dano [315]

Les preuves géologiques suggèrent la présence d'une altérite qui est probablement allochtone et qui a subi une induration significative en latérite. L'érosion des reliefs granitiques et andésitiques d'origine en une pénéplaine, associée au déplacement modéré de matériaux à faciès légèrement laminé, a entraîné la latéralisation des formations détritiques résiduelles. Par conséquent, les cours d'eau sont capables d'éroder ces plateaux latéritiques, qui sont très résistants à l'érosion de surface, en particulier par le ruissellement. Ce processus peut parfois mettre à nu la roche mère sous-jacente, composée de schiste blanc.

Les sites de Kamboinsin, situés à la périphérie de Ouagadougou, sont principalement caractérisés par des éléments dérivés de formations cristallines et cristallophylliennes du socle. Comme le soulignent Castaing et Chevrement [316], ces formations géologiques peuvent être classées en trois groupes principaux : Les formations géologiques en question sont les alluvions quaternaires, les dolérites post-birrimiennes et les granitoïdes du socle birrimien.

En général, les granitoïdes du socle birrimien sont composés de diorites quartzifères, de granitoïdes à amphiboles et à biotites et de roches gneissiques à amphiboles et à biotites. Les granites à biotite et à amphibole à grain moyen se trouvent à proximité de granitoïdes porphyroïdes contenant de la biotite. En outre, quelques rares occurrences d'amphiboles ont été observées à l'est et au nord de Ouagadougou.

Les dolérites post-birrimiennes sont peu observées dans la région d'étude et se manifestent par un filon dans le secteur sud-ouest sur la carte géologique. Les alluvions quaternaires, typiques des zones basses du bassin de Ouagadougou et de certains cours d'eau temporaires, sont composées de dépôts sableux, graveleux et argileux.

La Figure II.3-2 ci-dessous présente un extrait de la carte géologique simplifiée de Ouagadougou.

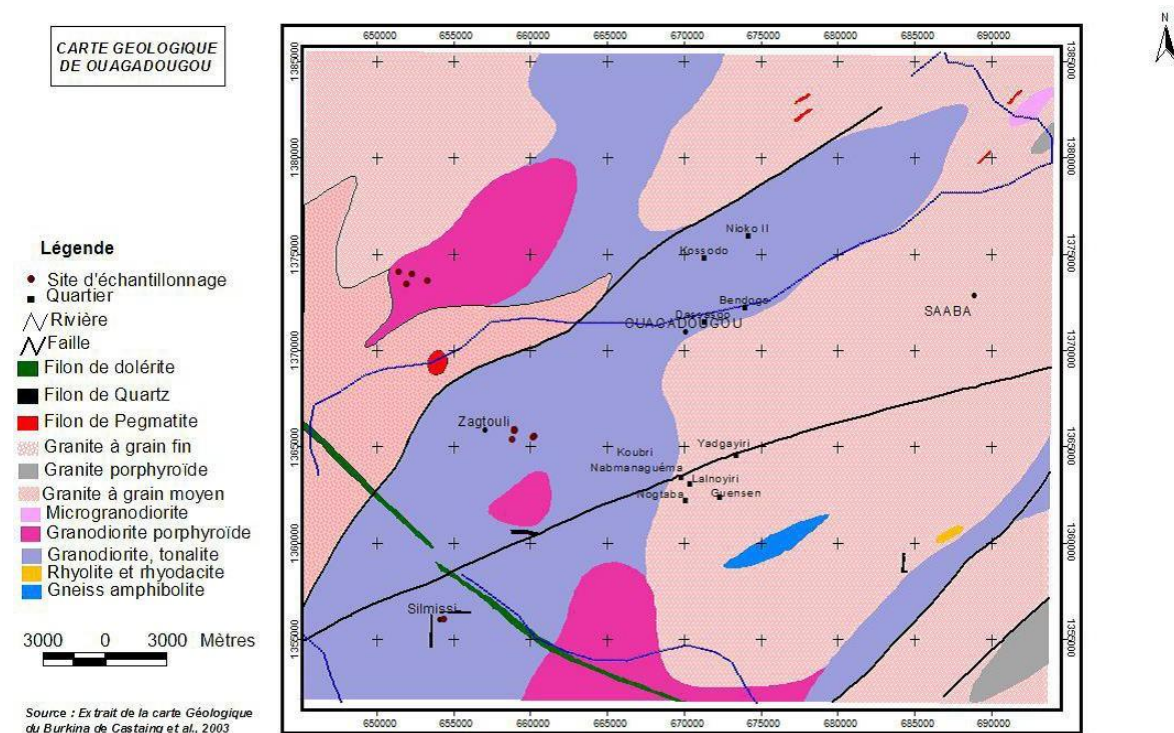


Figure II.3-2: Extrait de carte géologique de Ouagadougou [316]

Une cuirasse latéritique aluminium-ferrugineuse est présente dans cette région, recouvrant des zones d'altération argileuses et des arénites granitiques d'une épaisseur considérable. L'érosion hydrique et éolienne met fréquemment à nu ces cuirasses étendues, révélant ainsi les vestiges d'une pénéplaine très ancienne, caractérisée par des monticules tabulaires.

Comme l'indiquent Castaing et Chevremont [316], les affleurements de cette région sont constitués de deux faciès principaux : granodiorite, tonalite et diorite quartzite foliée, ainsi que granodiorite porphyrique contenant de l'amphibole et de la biotite. Les granodiorites présentent généralement un profil minéralogique dominé par le quartz, l'orthose, le microcline et le plagioclase, ce dernier comprenant de l'oligoclase et de l'andésine.

Parmi celles-ci, la pierre obtenue à Dano 1 a été taillée mécaniquement, tandis que les pierres des autres carrières ont été extraites selon des méthodes traditionnelles, à l'aide d'outils manuels

tels que les pioches et les pelles. Les coordonnées géographiques et les méthodes d'extraction de chaque carrière sont illustrées sur la Figure II.3-4 et résumées dans le Tableau II.3-1. En outre, la Figure II.3-3 présente une illustration photographique des carrières et des pierres de latérite, fournissant un contexte visuel aux sites. Les spécifications des unités de maçonnerie ont été déterminées sur la base des normes européennes, en particulier la norme NF EN 771 [317], garantissant la conformité avec les normes de construction établies. Après la collecte des BLT, les unités échantillonnées ont été taillées à des dimensions normalisées à l'aide d'une scie mécanique, conformément aux prescriptions des normes françaises y affaissant [318,319].

Tableau II.3-1: Coordonnées des carrières étudiées

<i>Nom de la carrière</i>	<i>Latitude</i>	<i>Longitude</i>	<i>Altitude (m)</i>
DANO 1 (carrière CERMA)	11° 8'38.20"N	3° 3'59.50"O	322
DANO 2 (carrière MENA)	11° 10'29.14"	3° 2'32.78"O	278
DIEBOUGOU (carrière MALO)	10° 58'43.19"N	3°14'12.38"O	295
KAMBOINSINE	12° 26' 48" N	1° 33' 45" O	301

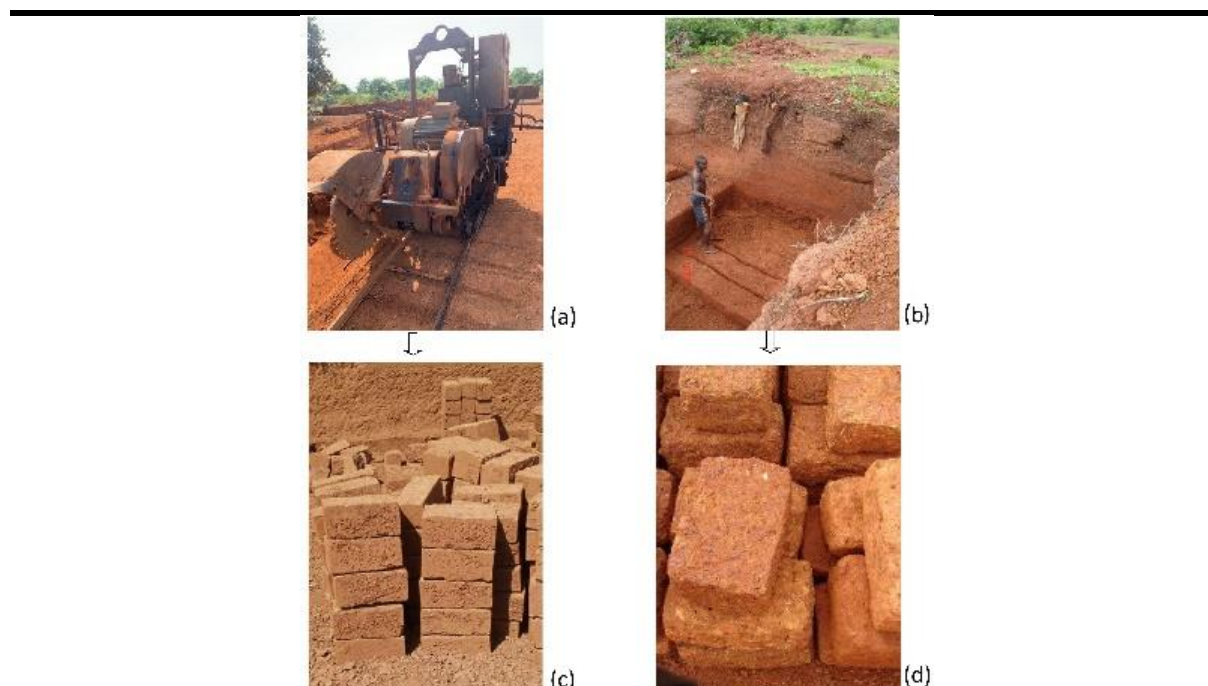


Figure II.3-3: Mode d'extraction dans les carrières : sciage mécanique (a) et (c) ; manuel (b) et (d)

Cette approche méticuleuse de la préparation des échantillons est essentielle pour garantir le respect des exigences de qualité et de dimension nécessaires pour les applications ultérieures dans les projets de construction en BLT. Grâce à ce processus minutieux, nous visons à garantir

l'intégrité et la fiabilité de la pierre de latérite dans les travaux de maçonnerie, améliorant ainsi sa viabilité en tant que matériau de construction durable.

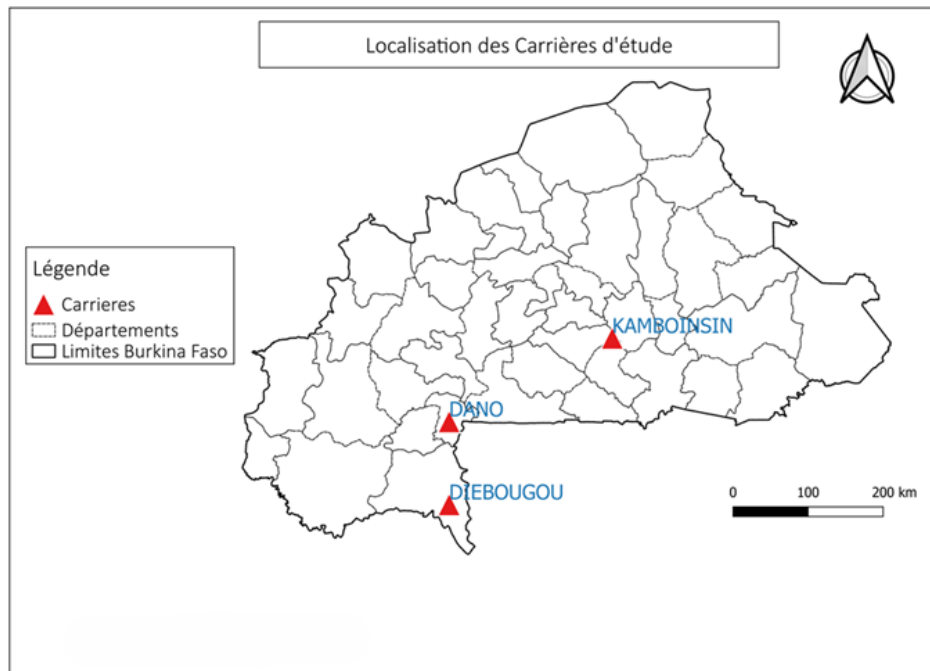


Figure II.3-4: Localisation des sites de prélèvement sur la carte du Burkina Faso

II.3.1. Propriétés physiques et mécaniques

La maçonnerie en pierre est une technique de construction traditionnelle qui est connue pour résister à l'épreuve du temps, contribuant à la durabilité et à l'esthétique des structures à travers les cultures et les époques. Cependant, l'utilisation croissante de la modélisation numérique dans l'ingénierie moderne exige une compréhension complète des propriétés physiques et mécaniques des éléments de maçonnerie. Cette compréhension est essentielle pour prédire avec précision le comportement des structures de maçonnerie en pierre dans diverses conditions de charge et de fonctionnement, ce qui garantit en fin de compte la sécurité et la longévité. La modélisation numérique repose en grande partie sur les propriétés des matériaux des composants concernés. Pour la maçonnerie en pierre, les propriétés physiques clés comprennent entre autres la densité, la porosité et la teneur en eau, tandis que les propriétés mécaniques englobent la résistance à la compression, la résistance à la traction, la résistance au cisaillement et les modules élastiques. Ces propriétés influencent directement les performances structurelles et la stabilité de la maçonnerie lorsqu'elle est soumise à des charges telles que la compression, la traction et les charges latérales. Par exemple, une porosité élevée peut entraîner une forte sensibilité aux variations hydriques, une diminution de la résistance à la compression, ce qui affecte l'intégrité structurelle globale.

En outre, les différents types de pierres possèdent des propriétés variables, influencées par leur origine géologique. Comprendre ces variations grâce à une caractérisation approfondie des matériaux permet aux ingénieurs de créer des modèles plus précis qui reflètent le comportement réel de la structure. Si les propriétés des matériaux utilisés ne sont pas bien déterminées, les modèles numériques peuvent donner des résultats erronés, ce qui peut conduire à des conceptions dangereuses et à des défaillances coûteuses. La connaissance des propriétés physiques permet aussi d'incorporer des chargements variables, des propriétés physique et mécanique évolutives dans les simulations, ce qui donne une idée de la manière dont les structures se comporteront dans des conditions réelles.

II.3.1.1. Propriétés physiques des matériaux de base

II.3.1.1.1. Porosité et densités

La détermination du poids spécifique des particules solides pour les divers matériaux a été effectuée à l'aide d'un pycnomètre à air tel qu'illustré sur la Figure II.3-5, conformément aux directives énoncées dans la norme D5550-6 [320]. Cet appareil se compose de deux éléments principaux : un réservoir et un système intégrant une pompe, un manomètre et une préchambre. Le réservoir, d'une capacité de 1000 cm³, est utilisé pour contenir le matériau dont certaines propriétés physiques, telles que la densité, la teneur en eau et la teneur en air, doivent être évaluées.



Figure II.3-5: Illustration du pycnomètre à air

Dans cette configuration, la combinaison de la pompe et du manomètre est utilisée pour créer une pression à l'intérieur de la préchambre. Le manomètre mesure cette pression en mètre colonne d'eau, fournissant ainsi une indication précise des conditions de pression. Une vanne, actionnée par un levier, relie la préchambre au réservoir. Lorsque cette vanne est ouverte, l'équilibre est atteint, permettant à la pression de l'air dans la chambre de correspondre à celle

du réservoir, ce qui permet au manomètre de refléter avec précision la pression de l'air présent dans le réservoir. Pour garantir la précision des relevés de pression, le système est conçu pour annuler tout écart entre les pressions dans la chambre et dans le réservoir. Un joint torique, un col du réservoir et des vis correctement fixées maintiennent une étanchéité hermétique entre le réservoir et les dispositifs de mesure, empêchant ainsi toute fuite susceptible d'affecter les mesures.

La porosité, souvent notée ε_{tot} et exprimé en pourcentage du volume, est un paramètre physique incontournable des échantillons analysés. Elle est déterminée selon les prescriptions de la norme NF EN 1936 [321]. Le processus consiste à saturer la matrice poreuse des échantillons de matériaux avec un liquide de densité connue, typiquement de l'eau dans ce cas. Après le processus de saturation, chaque échantillon est soigneusement pesé pour faciliter les calculs nécessaires à la détermination de la porosité.

Avec des mesures de masse effectuées avec des balances de précision, la norme NF P18-459 [322] permet d'évaluer les différentes masses volumiques et porosités telles que définies par les équations ci-dessous. Connaissant la masse volumique, la détermination de la densité et des poids volumiques est triviale.

$$\varepsilon_{acc} = 100 \times \frac{M_{sat.air} - M_{sec}}{M_{sat.air} - M_{sat.eau}}$$

Équation II.3-1: Expression de calcul de la porosité accessible à l'eau

$$\rho_{app} = \frac{M_{sec} \times \rho_{eau}}{M_{sat.air} - M_{sat.eau}}$$

Équation II.3-2: Expression de calcul de la masse volumique apparente

$$\varepsilon_{tot} = 100 \times \frac{\rho_d - \rho_{app}}{\rho_d}$$

Équation II.3-3: Expression de calcul de la porosité totale

$$\varepsilon_{fer} = \varepsilon_{tot} - \varepsilon_{acc}$$

Équation II.3-4: Expression de calcul de la porosité fermée

Avec :

ρ_{app} : masse volumique apparente de l'échantillon sec (g/cm³)

ρ_d : masse volumique spécifique de l'échantillon sec (g/cm³)

ρ_{eau} : masse volumique de l'eau (g/cm³)

$\mathcal{E}_{acc}$: porosité accessible à l'eau (%)

$\mathcal{E}_{tot}$: porosité totale (%)

$\mathcal{E}_{fer}$: porosité fermée (%)

$M_{sat,eau}$: masse de l'échantillon saturé dans l'eau en pesée hydrostatique (g)

$M_{sat,air}$: masse de l'échantillon saturé en pesée à l'air libre (g)

M_{sec} : masse de l'échantillon séché (g)

Le dispositif de pesée hydrostatique est présenté sur la Figure II.3-7 (b & c).

Cette approche détaillée souligne non seulement l'importance de pratiques de mesure précise, mais aussi la nature complexe de l'analyse des propriétés des matériaux, essentielle pour diverses applications dans les domaines de l'ingénierie et de la science des matériaux.

II.3.1.1.2. Absorption capillaire

Tout projet de construction de génie civil est confronté à des interactions avec son environnement, en particulier en ce qui concerne les facteurs tels que les niveaux d'eau et d'humidité. L'un des principaux mécanismes par lesquels l'humidité affecte les matériaux est l'absorption, c'est-à-dire l'infiltration d'un liquide dans une substance poreuse sous l'effet de l'action capillaire. Les tests d'absorption capillaire sont utilisés pour quantifier le volume d'eau que les échantillons absorbent sous l'effet des forces capillaires au fil du temps. Cette mesure fournit des informations précieuses sur plusieurs paramètres clés liés aux caractéristiques des matériaux testés.

Les évaluations ont été réalisées sur des échantillons de BLT en suivant les méthodes décrites dans les normes françaises y relatives [323,324]. Pendant les essais, les échantillons ont été immergés dans un récipient dont le niveau d'eau était maintenu à environ 1 cm au-dessus de leur base, ce qui a permis d'obtenir des conditions contrôlées facilitant la mesure de l'augmentation de la masse due à l'absorption d'eau. La Figure II.3-6 présente le dispositif expérimental utilisé.

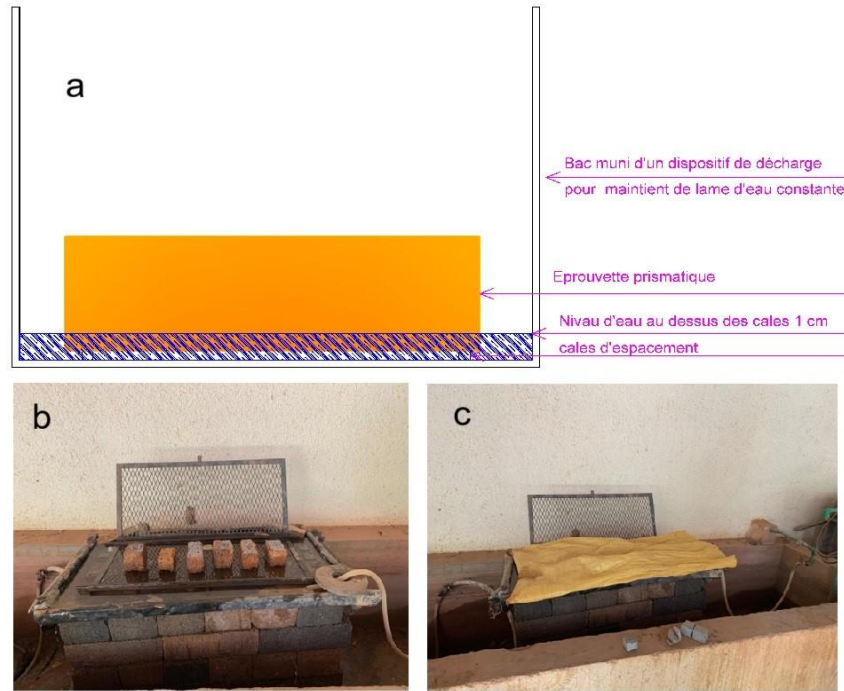


Figure II.3-6: Dispositif de l'essai d'absorption capillaire

La sorptivité, définie comme l'efficacité de l'absorption d'eau par action capillaire, est un paramètre crucial dans ces évaluations, car elle permet d'estimer le diamètre moyen des pores capillaires à l'intérieur du matériau.

Le fondement théorique de ce processus repose sur la théorie de l'imprégnation dynamique de Washburn [325], qui relie la sorptivité (notée S) à la porosité totale du matériau et au rayon moyen de ses pores capillaires. Plus précisément, cette relation peut être exprimée par l'équation suivante [326] :

$$S \times \sqrt{t} = \sqrt{\frac{\sigma \times r \times \cos\theta \times t}{2\mu}} \times p_0 \times \Phi_0$$

Équation II.3-5: Expression de calcul de la sorptivité

Où :

S représente la sorptivité mesurée en $(\text{kg} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{h}^{-1/2})$,

t est le temps écoulé (h),

σ est la tension superficielle de l'eau (Pa),

r représente le rayon moyen des pores capillaires (m),

θ est l'angle de contact ($^{\circ}$),

Φ_0 est la densité du liquide absorbé (kg.m^{-3}),

p_0 exprime la porosité totale du matériau,

μ est la viscosité de l'eau (Pa.s). -

Par la suite, le diamètre moyen des pores peut être déduit de la relation fondamentale (Equation 220.

$$r = S^2 \times \frac{2\mu}{\sigma \times \cos\theta \times P_0^2 \times \Phi_0^2}$$

Équation II.3-6: Expression de calcul du rayon moyen des pores capillaires

Il est important de noter que les tests ont été réalisés dans des conditions de température ambiante, variant dans la plage $35 \pm 5^{\circ}\text{C}$. Cette approche systématique de l'étude de l'absorption capillaire permet non seulement de mieux comprendre la dynamique de l'eau dans les matériaux poreux, mais aussi d'éclairer les pratiques d'ingénierie visant à améliorer les performances et la durabilité des matériaux dans le domaine de la construction.

II.3.1.1.3. Absorption totale

La procédure expérimentale consiste à immerger entièrement le BLT dans un liquide de densité prédéterminée, le plus souvent de l'eau, afin de faciliter la saturation de ses pores. Ce processus d'immersion garantit que les pores du matériau sont remplis de liquide, ce qui permet une évaluation précise de la capacité d'absorption du bloc. Au cours des tests, la masse de l'échantillon de BLT est mesurée à des intervalles donnés de temps, ce qui permet aux opérateurs de suivre les gains de masse au fil du temps jusqu'à ce que le bloc atteigne la saturation complète.

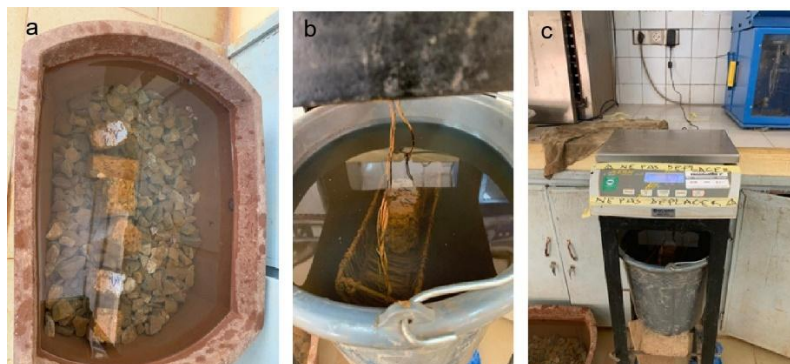


Figure II.3-7: Dispositif expérimental de mesure de l'absorption totale (a) et de pesée hydrostatique (b & c)

La Figure II.3-7a présente le dispositif expérimental de mesure de l'absorption totale des pierres.

Pour garantir la validité des mesures, il est essentiel que le BLT reste en contact prolongé avec l'eau, car cette durée influe sur la précision des résultats de l'absorption. Le protocole d'essai est conforme aux normes établies [321,327], qui donnent des lignes directrices rigoureuses pour la réalisation d'expériences d'absorption totale d'eau sur des blocs. Ces normes spécifient non seulement la procédure de mesure des changements de masse, mais aussi les conditions nécessaires dans lesquelles les essais doivent être menés pour minimiser les influences externes susceptibles de fausser les résultats. Ces données sont essentielles pour comprendre le comportement de l'eau dans la pierre, qui peut affecter de manière significative ses performances dans diverses applications de construction. En mesurant avec précision la quantité d'eau absorbée par les blocs, il est plus aisé de prévoir le comportement de ce matériau dans différentes conditions environnementales, telles que l'exposition à l'humidité et les cycles potentiels de mouillage-séchage.

II.3.1.1.4. Caractérisation des éléments constitutifs du mortier jointif

Dans cette étude, deux mortiers de ciment distincts, appelés MO1 et MO2, ont été formulés à partir de deux types de sable : du sable de rivière naturel et du sable de granite concassé provenant d'une carrière.

Le choix de mortier de ciment et des natures des sables a été opéré en considération des pratiques usuelles dans la zone d'impact de l'étude. Bien que d'autres types de joint existent et devraient être testés, pour des raisons logistiques, l'étude a été restreinte aux mortiers de ciment. Des études ultérieures viendront compléter celle-ci en prenant en compte d'autres types de joints.

Les courbes de distribution des particules granulaires ont été déterminées avec la prescription de la norme NF EN 933 [328] complétée par celle de la norme NF EN ISO 17892 [329]. Pour formuler les mélanges de mortier, en plus des prescriptions de la norme NF EN 998 [330], des formulations avec des dosages précis ont été faites, en maintenant un rapport-ciment/sable compris entre 1:5 et 1:6 et un rapport eau/ciment de 2:3 en masse. Cette variation intentionnelle de la teneur en ciment a été choisie afin de s'assurer que la résistance à la compression des mortiers présenterait des différences distinctes après 28 jours de durcissement, étant donné que la résistance des matériaux à base de ciment est notamment influencée par le rapport-ciment/sable. Cela afin d'avoir des résultats permettant de prendre en compte la plage de

variation des propriétés physiques et mécaniques des mortiers habituellement utilisés au Burkina Faso. Il aurait été intéressant de prendre en compte d'autres types de mortiers pour des raisons de valorisation de produits locaux, environnementales et mécaniques. Cette étude représentant une première approche en ce qui concerne les maçonneries de BLT, la multiplication des paramètres induira nécessairement des complications dans l'utilisation et, le traitement et la valorisation des potentiels résultats qui ne pourront être menés dans un délai raisonnable. Les éléments définis qui ne sont considérés que du point de vue de leurs propriétés physiques et mécaniques, cela faciliterait la généralisation des résultats à des carrières ou types de mortiers différents. Ces éléments pourront être pris en compte dans les perspectives envisagées.

Le ciment utilisé dans les formulations était du ciment Portland CEM II-42.5 N, un type de ciment connu pour sa polyvalence et ses performances dans diverses applications de construction. En adoptant différentes proportions de sable et de ciment, l'étude visait à analyser les effets de ces variations sur les propriétés mécaniques des mortiers. Ces recherches sont essentielles, car la compréhension de la relation entre la composition des matériaux et les performances structurelles peut permettre d'améliorer les méthodes de conception dans le domaine de la construction.

II.3.1.2. Caractérisation mécanique des matériaux de base

II.3.1.3. Résistance à la compression et à la traction des BLT

Les échantillons de BLT ont été séchés au préalable dans une étuve à une température contrôlée de 70 ± 2 °C jusqu'à ce qu'ils atteignent une masse constante. Pour les mesures des propriétés mécaniques à effectuer telles que la résistance à la compression et le module d'élasticité à l'état saturé, les échantillons ont été immergés dans l'eau pendant au moins 48 heures avant l'essai. Au cours de ce processus de saturation, les échantillons ont été fréquemment pesés pour confirmer qu'ils avaient atteint une masse saturée constante, indiquant une absorption complète de l'eau.

Les propriétés mécaniques, notamment la résistance à la compression, la résistance à la traction indirecte, le module d'Young et le coefficient de Poisson, ont ensuite été évaluées à l'aide d'une presse hydraulique universelle fabriquée par Proeti Safr à Madrid, en Espagne. Cette presse était équipée d'une cellule de charge capable de supporter une charge nominale de 300 kN et calibrée pour un pas de chargement équivalent à une vitesse de chargement de 0,05 mm/s. Pour mesurer avec précision les déformations des échantillons chargés, des capteurs LVDT (Linear

Variable Differential Transformer) avec une place de mesure de zéro à cinq millimètres ont été utilisés.

La résistance à la compression des blocs de latérite a été évaluée conformément aux directives établies dans les normes françaises [86,90]. Le dispositif expérimental utilisé pour ces essais est illustré sur la Figure II.3-8a, tandis que les directions de chargement sont illustrées sur la Figure II.3-9 et la Figure II.3-11. Pour les évaluations de la résistance à la traction, elle est faite indirectement via la méthode proposée par Leguillon [331] au travers de l'essai de flexion 3-points.

$$f_t = R \times f_f$$

Équation II.3-7: Expression de calcul de la résistance à la traction à partir de celle à la flexion [331]

R est la ration d'équivalence de Weibull pour les matériaux fragiles

La méthodologie de conduite de l'essai de résistance à la flexion a été exécutée avec le dispositif illustré sur la Figure II.3-8b, conformément aux exigences énoncées dans la norme NF EN 12372 [88], Figure II.3-8. Chaque essai a porté sur six à dix échantillons afin de garantir la fiabilité statistique des résultats.

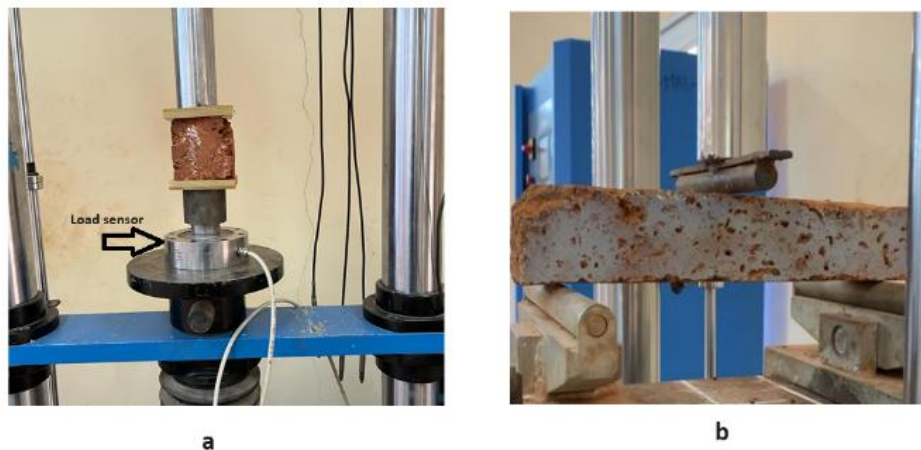


Figure II.3-8: Dispositif expérimental pour les essais de résistance à la compression (a) et à la flexion (b)

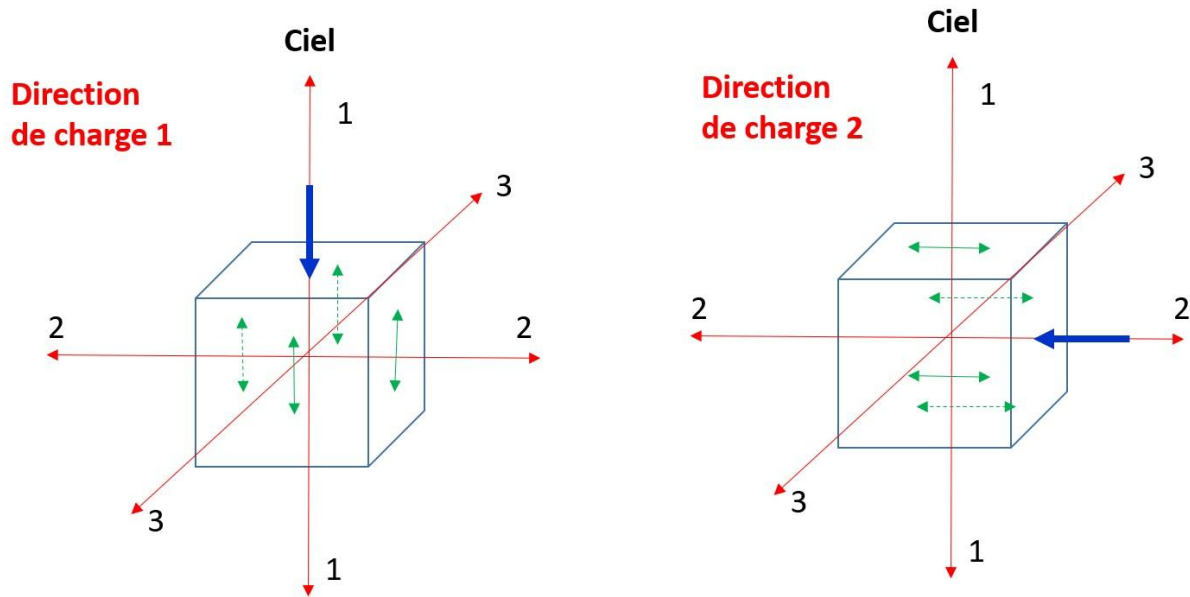


Figure II.3-9: Définition des directions des charges et des LVDT en fonction de l'orientation des éprouvettes

II.3.1.3.1. Module d'élasticité et coefficient de Poisson de la pierre latéritique

Dans cette section, l'accent est mis sur la détermination du module d'élasticité et du coefficient de Poisson du BLT. Le calcul du coefficient de Poisson repose sur l'Équation II.3-8 et est illustré sur la Figure II.3-10, correspondant à la même plage de mesure que celle utilisée pour évaluer le module d'élasticité.

$$\nu = \frac{\Delta_{DH}/L_0}{\Delta_{DV}/l_0}$$

Équation II.3-8: Expression de calcul du coefficient de Poisson

Les paramètres pertinents impliqués dans le calcul sont les suivants

Δ_{DH} : Déplacement horizontal (mm)

Δ_{DV} : Déplacement vertical (mm)

l_0 : Hauteur initiale de l'échantillon (mm)

L_0 : Largeur de l'échantillon (mm)

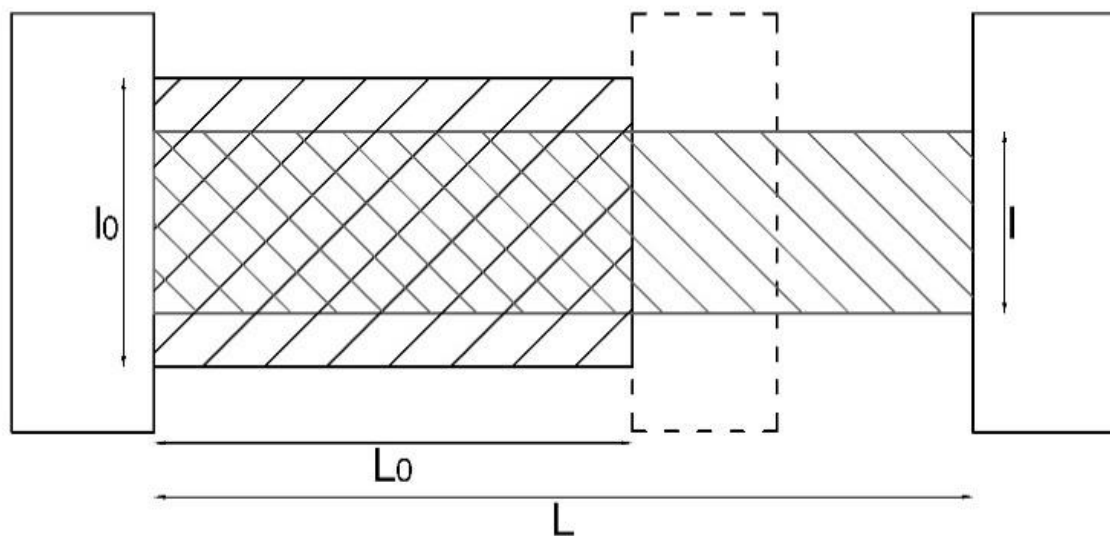


Figure II.3-10: Dispositif d'essai pour la détermination du coefficient de Poisson

Étant donné que le coefficient de Poisson se rapporte à la déformation subie dans des directions perpendiculaires, il était essentiel d'installer des transformateurs différentiels à variation linéaire (LVDT) orientés verticalement et horizontalement. Pour faciliter ces mesures, des échantillons spécifiques de dimensions $130 \times 130 \times 130 \text{ mm}^3$ ont été préparé pour déterminer le coefficient de Poisson. Le dispositif expérimental est présenté sur la Figure II.3-11(a&b), qui décrit l'installation et les procédures suivies pendant les essais.

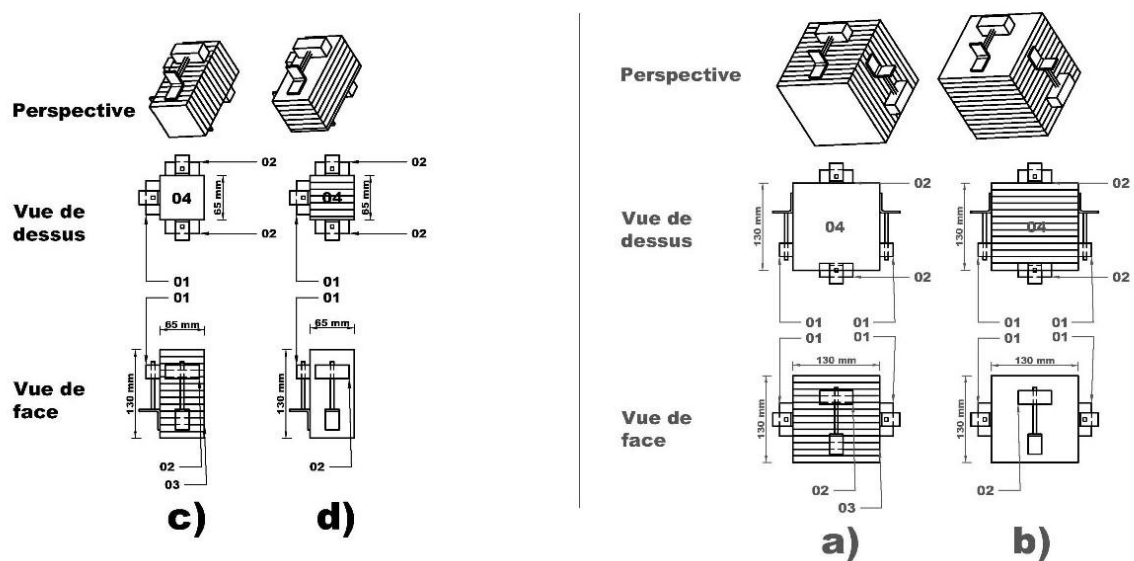


Figure II.3-11: Dispositif de test pour la détermination du coefficient de Poisson (a et b) et des modules d'élasticité (c et d)

La légende de la Figure II.3-11

01 : LVDT pour la mesure de la déformation horizontale - 02 : LVDT pour la mesure de la déformation verticale - 03 : Plans décrivant les propriétés anisotropes du matériau - 04 : La surface sous chargement pendant l'essai

Le module d'élasticité a été évalué conformément aux procédures établies par la norme NF EN 14580 [87]. La Figure II.3-11(c&d) présente la méthode d'essai utilisée pour déterminer cette propriété mécanique critique.

Figure II.3-11 Grâce à ces méthodologies rigoureuses, l'étude vise à avoir une compréhension approfondie des caractéristiques mécaniques de la pierre latéritique. Cette connaissance est non seulement essentielle pour la classification des matériaux, mais elle a également des implications pratiques pour les calculs et modélisations à venir. En déterminant avec précision le module d'élasticité et le coefficient de Poisson, l'étude contribuera à optimiser l'utilisation de la pierre latéritique dans diverses applications structurales, en améliorant ses performances et sa longévité dans des conditions réelles. La compréhension de ces propriétés mécaniques facilitera également la conception de structures qui exploitent efficacement les attributs uniques de la pierre latéritique, contribuant ainsi à des solutions d'ingénierie plus résistantes et plus durables.

II.3.1.3.2. Critère de rupture de Morh-Coulomb des de la pierre latéritique

Afin de compléter la liste des paramètres nécessaire pour la modélisation, les critères de rupture de Morh-Coulomb, à savoir la cohésion (c) et l'angle de frottement interne (ϕ) des BLT ont été déterminés à l'aide de la boîte de cisaillement de Casagrande. Les carrières étudiées dans ce cas de figure sont celles de Dano 1, de Dano 2 et de Kamboinsin. Des éprouvettes parallélépipédiques de 60 mm x 60 mm x 25 mm ont été utilisées.

II.3.1.3.3. Propriétés mécaniques des mortiers jointifs

La détermination des résistances à la compression et à la traction du mortier est effectuée conformément NF EN 1015-11 [85]. Comme le montre la Figure II.3-12, les échantillons préparés pour réaliser l'essai de flexion. Les deux demi-éprouvettes résultantes de cet essai sont utilisées pour évaluer les résistances à la compression du mortier.

Le processus commence par le prélèvement du mortier dans le mélange en vrac lors de la construction de l'échantillon de muret. Ce mortier est ensuite versé avec précaution dans trois triplets d'un moule, chacun mesurant 40 mm x 40 mm x 160 mm (± 1 mm), comme le montre la Figure II.3-12.

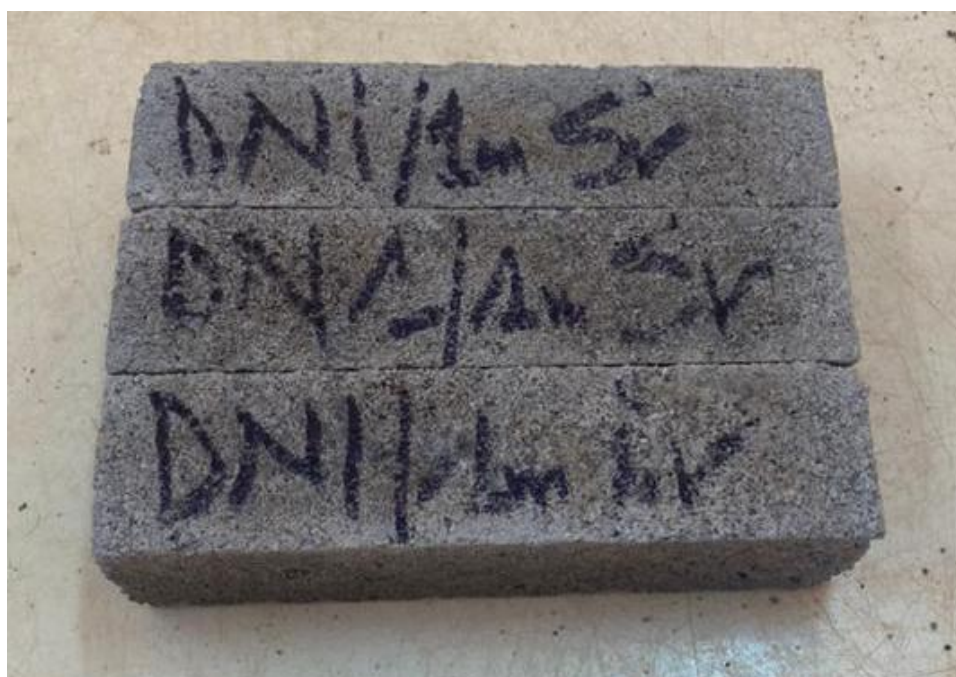


Figure II.3-12: Éprouvettes 40 × 40 × 160 (mm) pour essai de flexion et de compression du mortier

Pour garantir la précision et la cohérence des procédures d'essai, le mélange de mortier de maçonnerie est méticuleusement préparé en combinant des proportions spécifiques de ciment, de sable et d'eau pour former un mélange uniforme et homogène. Le processus de préparation commence par la mesure précise de la quantité de ciment nécessaire à l'aide d'une balance. Ensuite, la quantité appropriée de sable est incorporée et soigneusement mélangée au ciment jusqu'à l'obtention d'un mélange homogène. L'eau est ensuite ajoutée progressivement à la combinaison tout en étant mélangée en continu, ce qui permet au mélange d'atteindre la maniabilité et la consistance souhaitées pour les essais. Une fois le mélange de mortier prêt, le remplissage des moules est exécuté de manière systématique, en superposant le mortier en trois couches distinctes. Chaque couche est compactée à l'aide d'une table à choc, 25 chocs étant appliqués pour s'assurer que le mortier est suffisamment densifié et exempt de vides. Cette approche méthodique garantit non seulement l'uniformité des échantillons, mais favorise également l'intégrité nécessaire à la réalisation d'essais de résistance précis.

Les échantillons obtenus, une fois durcis et préparés, seront soumis à des tests rigoureux pour évaluer leurs résistances à la traction indirectement à partir de leur résistance à la flexion, puis à la compression. Ces données sont essentielles pour comprendre les performances du mortier dans les applications pratiques, et apportent des informations précieuses sur ses capacités structurelles et sa durabilité globale lorsqu'il est utilisé dans des constructions de maçonnerie. En respectant ces normes et ces méthodes de préparation méticuleuses, l'étude vise à renforcer la confiance dans les propriétés du mortier, garantissant ainsi sa fiabilité dans les constructions faites.

Les modules élastiques ont été évalués suivant la norme NF EN 14580 [87] avec le dispositif expérimental présenté sur la Figure II.3-13. À cet effet, des éprouvettes cylindriques de diamètre 50 mm et de hauteur 100 mm ont été fabriqués avec des prélèvements effectués sur le même mortier que celui utilisé pour la maçonnerie.

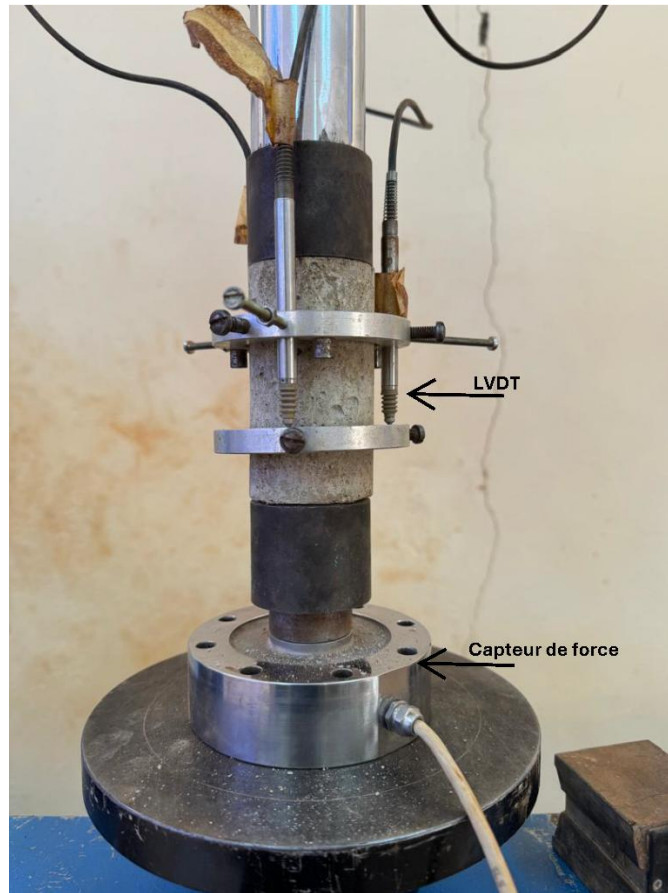


Figure II.3-13: Dispositif expérimental de mesure des modules élastiques sur le mortier jointif

Notons que les mesures sur les éprouvettes de mortiers cimentaires ont été réalisées à 7 et 28 jours d'âge du mortier sur au moins 3 éprouvettes à chaque âge. Pour l'exploitation des résultats, seuls ceux à 28 jours sont nécessaires.

II.3.1.4. Résistance à la compression et au cisaillement de la maçonnerie

Dans le cadre de cette étude, en raison de la variabilité minime des résistances mesurées parmi les échantillons prélevés au sein de la même carrière, les valeurs de résistance caractéristiques pour les blocs sont prises comme égales à la résistance moyenne. Au total, 18 murets ont été construits par un maçon qualifié à des fins expérimentales. Parmi ceux-ci, six spécimens ont été désignés pour l'étalonnage de la formule, tandis que les douze échantillons restants ont été utilisés pour valider les modèles empiriques et numériques, tout en intégrant certains résultats de la littérature.

Il existe une différence significative dans la valeur de résistance maximale atteinte suivant la direction dans laquelle le BLT est chargé relativement à ses plans d'anisotropie, c'est-à-dire dans la direction 1 (qui est perpendiculaire aux plans d'anisotropie de la pierre, comme le

montre la Figure II.3-9) par rapport à la direction 2 (qui est parallèle à ces plans, comme le montre la Figure II.3-9). Un mur distinct a été construit pour chaque carrière à l'aide des mortiers MO1 et MO2, en faisant varier le rapport eau/ciment entre les différents murs. En outre, les blocs ont été orientés selon la direction 1 ou la direction 2 pour ces constructions. Le joint a une épaisseur de 20 ± 5 mm en section transversale courante du muret. Au niveau des faces, afin de rattraper les irrégularités au niveau des bords des pierres, les arêtes et angularités ont été raccordées avec le mortier jointif.

Le dispositif utilisé pour réaliser les essais de compression sur les murs est illustré à la Figure II.3-14. Le portique utilisé est composé de deux IPE450 comme poteaux encastrés aux pieds, avec un écart entre axe de 360 cm. Le vérin hydraulique est supporté par deux poutres UPE220 boulonnées aux semelles des profilés des poteaux. La position de l'axe et celle de la base du vérin sont ajustables avant la conduite des essais. Le vérin utilisé est un de type hydraulique à commande manuelle alimenté par une pompe pouvant exercer une pression de 500 bars. Il a une course maximale de 200 mm. Le capteur de force utilisé a une capacité maximale de 600 kN et une précision de l'ordre du dixième de Newton au-delà de 300 N de chargement. Les capteurs de déplacement type LVDT utilisés ont une plage de mesure variant entre 0 et 150 mm avec une précision de l'ordre de 0,0001 mm.

Tous les essais sur les échantillons de mortier et de mur ont été réalisés après une période de maturation de 28 jours, au cours de laquelle les échantillons ont été conservés à température ambiante pour garantir des conditions de durcissement équivalentes à celles des sites de construction au Burkina Faso.

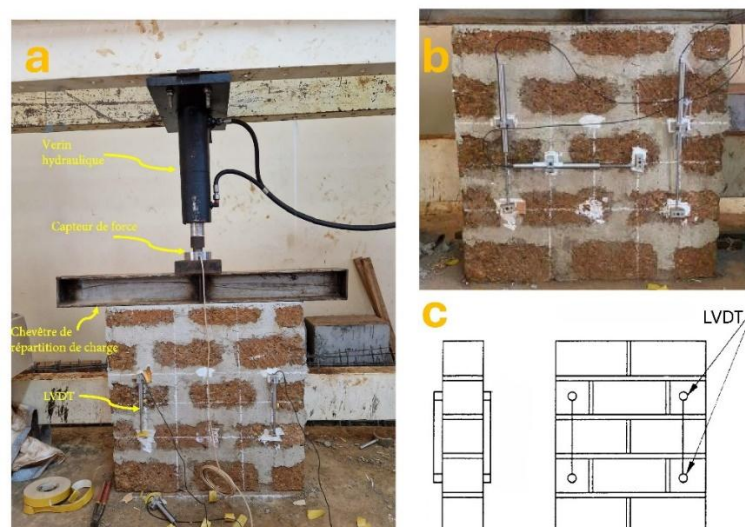


Figure II.3-14: Dispositif pour essais de résistance à la compression des murets

Chaque échantillon a été équipé de quatre transformateurs différentiels à variation linéaire (LVDT) pour la mesure du déplacement. Deux LVDT ont été placés sur la face avant et deux autres sur la face arrière pour suivre les déplacements verticaux, et un LVDT optionnel a été placé horizontalement pour mesurer les déplacements associés (voir Figure II.3-14b). La charge de compression a été appliquée de manière incrémentale, plus précisément par incréments de 30 % avec une vitesse de chargement équivalent à des déplacements du vérin d'environ 5 mm/min (minimum opérable par le dispositif utilisé) de la charge maximale prévue, en progressant de 0 à 30 %, puis de 30 à 60 %, et en continuant jusqu'à ce que la charge de rupture soit atteinte. Après chaque étape de chargement, la charge a été maintenue constante pendant deux minutes afin d'évaluer avec précision les déformations résultantes et le comportement de fluage. La résistance maximale à la compression de chaque muret a été déterminée en divisant la charge enregistrée au point de rupture par la surface de la section transversale de l'échantillon. La résistance caractéristique a ensuite été calculée en appliquant un facteur de sécurité de 1,2 à la résistance maximale, conformément aux directives énoncées dans la norme NF EN 1052-1 [93].

La capacité portante des murs de maçonnerie en compression diagonale ainsi que la résistance au cisaillement de la maçonnerie, ont été évaluées expérimentalement conformément aux méthodologies spécifiées dans les normes NF EN 1052-3 et ASTM E519 ainsi que les dispositions de la norme péruvienne [91,94,332]. Les dispositifs expérimentaux pour ces évaluations sont illustrés à la Figure II.3-15.

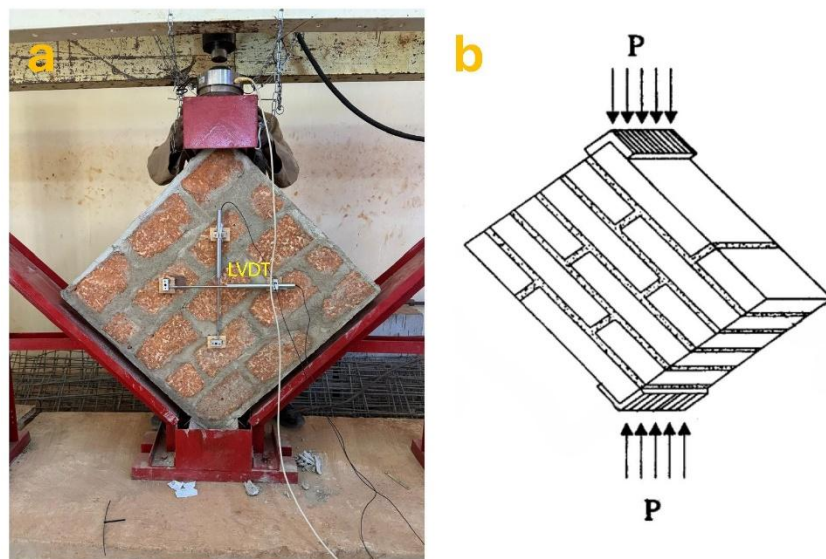


Figure II.3-15: Dispositif pour essais de résistance à la compression diagonale (cisaillement) des murets

Il convient de noter que les échantillons de BLT de Diébougou (codé DBG) présentaient une capacité de charge relativement faible (en deçà des standards) et étaient sujets à des détériorations avancées au moindre contact avec l'humidité ; par conséquent, seules les trois autres carrières ont été utilisées pour les essais sur les maçonneries. Les carrières testées sont identifiées par les codes suivants : Dano 1 (DN1), Dano 2 (DN2) et Kamboinsin (KBS). Pour chaque carrière et chaque orientation du chargement, au moins deux spécimens ont été soumis à des tests.

II.3.2. Analyse statistique et paramétrique

Une analyse statistique des résultats de caractérisation des carrières sera effectuée à l'aide du logiciel d'exploration de données R et de son environnement de développement intégré, R-Studio. L'ensemble de données comprend quatre carrières distinctes, chacune représentée comme « les individus », et se compose de 12 variables qui correspondent à diverses propriétés ou paramètres mesurés des pierres provenant de ces carrières. Pour faciliter la lecture et l'interprétation des résultats graphiques, les informations seront organisées et présentées dans un format codé tel qu'explicité dans le Tableau II.3-2.

Tableau II.3-2: Codification des paramètres pour l'analyse statistique

<i>Paramètre</i>	<i>Code</i>	<i>Unité</i>
Résistance à la compression non confinée à l'état sec par chargement dans la direction perpendiculaire aux plans d'anisotropie	PRD	MPa
Résistance à la compression non confinée à l'état sec par chargement dans la direction parallèle aux plans d'anisotropie	PPD	MPa
Résistance à la compression non confinée à l'état saturé par chargement dans la direction perpendiculaire aux plans d'anisotropie	PRS	MPa
Résistance à la compression non confinée à l'état saturé par chargement dans la direction parallèle aux plans d'anisotropie	PPS	MPa
Diamètre moyen des pores capillaires distribué dans la direction perpendiculaire aux plans d'anisotropie	CPDS1	µm
Diamètre moyen des pores capillaires distribué dans la direction parallèle aux plans d'anisotropie	CPDS2	µm
Porosité totale	TPOR	%
Porosité ouverte	OPOR	%

Masse volumique des grains solides moyenne	ADD	kg/m ³
Résistance moyenne à la traction	ITS	MPa
Module de Young moyen par chargement dans la direction perpendiculaire aux plans d'anisotropie	YMDS1	MPa
Module de Young moyen par chargement dans la direction parallèle aux plans d'anisotropie	YMDS2	MPa

Pour interpréter efficacement et réduire la complexité de l'ensemble des données, l'analyse en composantes principales (ACP) sera utilisée. Cette technique statistique permettra de rationaliser les dimensions de l'étude, ce qui facilitera la visualisation et la compréhension des relations entre les différentes variables.

En plus de l'ACP, une analyse paramétrique sera effectuée pour évaluer les effets de la taille de l'échantillon et du niveau de saturation sur les propriétés mécaniques des pierres de chaque carrière. Plus précisément, pour les essais de résistance à la compression et de détermination des modules élastiques, des échantillons de géométrie cubique avec des longueurs d'arête variant de 70 mm à 300 mm seront analysés. En outre, l'influence du degré de saturation sur les performances mécaniques sera également examinée. Cette étude détaillée vise à développer des modèles prédictifs pour estimer les principales propriétés mécaniques du BLT en fonction des différentes tailles d'échantillons et des degrés de saturation.

En plus de l'effet de taille et du degré de saturation, la direction du chargement par rapport aux plans d'anisotropie sera également prise en compte.

En évaluant systématiquement ces facteurs, l'étude vise à fournir des informations plus solides et plus précises sur les comportements mécaniques des matériaux provenant des carrières étudiées. En fin de compte, ces résultats contribuent à une meilleure compréhension de la manière dont les caractéristiques des échantillons influencent la performance du matériau, ce qui pourrait améliorer considérablement la précision des modèles numériques qui seront développés et qui se veulent pertinents.

II.4. Résultats et Discussions

II.4.1. Propriétés physiques des matériaux de base

- Propriétés des BLT

Les différentes pierres latéritiques étudiées présentaient de valeurs allant de 16 à 22 kN/m³ pour la densité apparente sèche et de 24 à 29 kN/m³ pour la densité des grains solides. Parmi les carrières, la pierre de Dano 1 a présenté la densité sèche moyenne la plus élevée (22 kN/m³), tandis que Dano 2 a enregistré la densité sèche la plus faible (16 kN/m³). En ce qui concerne la densité des grains solides, Dano 1 a de nouveau la valeur la plus élevée avec 29 kN/m³, alors que Diebougou a la valeur la plus faible avec 24 kN/m³. Les données résumant les valeurs de densité pour chaque carrière sont illustrées sur la Figure II.4-1.

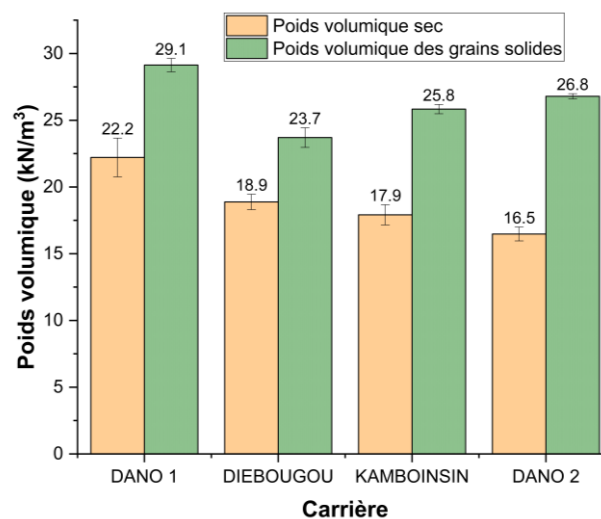


Figure II.4-1: Représentation graphique de la densité sèche et la densité des grains solides par carrière

En outre, la Figure II.4-2 donne un aperçu de la porosité ouverte et totale de chaque pierre. La pierre de Dano 2 présentait les valeurs de porosité ouverte et totale les plus élevées, soit 38,50 % et 35,41 %, respectivement. En revanche, celle de Diebougou a enregistré les valeurs de porosité les plus faibles. Il est également notable que les pierres de Dano et de Kamboinsin aient montré une meilleure résistance quand elles sont exposées à l'eau par rapport aux pierres de Diebougou. Avec des valeurs de porosité supérieures à 20%, les BLT sont classées dans la catégorie des matériaux très poreux. Ces résultats sont dans le même ordre de grandeur que celles habituellement obtenues pour la pierre latéritique [7,52].

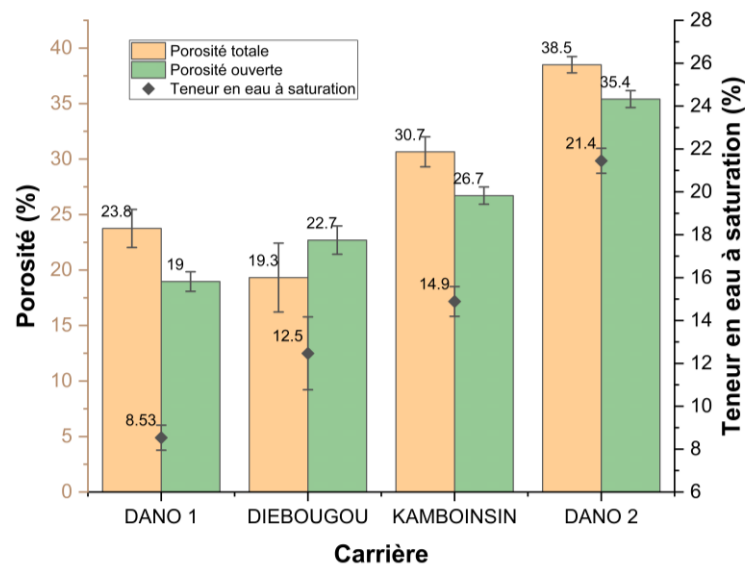


Figure II.4-2: Représentation graphique des valeurs de porosité et de la teneur en eau à saturation

Après une durée d'immersion de deux heures, des particules solides grossières des pierres de Diebougou se sont détachées, ce qui a entraîné un écart type relativement élevé qui a notamment affecté les calculs des valeurs de porosité totales. Cependant, les tendances de la porosité des autres carrières sont restées cohérentes et fiables.

La Figure II.4-1 et la Figure II.4-2 révèlent collectivement une forte corrélation inverse entre la densité et la porosité pour les différents échantillons de pierre. Plus précisément, on observe qu'une augmentation de la porosité totale est en corrélation avec une diminution des valeurs de densité sèche. En outre, le taux de saturation en eau est inversement corrélé à la densité sèche, ce qui est particulièrement évident dans la comparaison entre Kamboinsin et Dano 2, qui présentent des valeurs presque identiques pour la densité des grains solides. L'inversion des tendances de la densité sèche peut être attribuée aux caractéristiques de porosité totale de ces pierres, car Dano 2 possède une porosité plus élevée que Kamboinsin, ce qui est confirmé par les observations détaillées dans la section restituant l'analyse statistique.

Les Figure II.4-3 et Figure II.4-4 présentent les nuages de points pour l'absorption capillaire des différentes pierres latéritiques de chaque carrière (sur la première heure), ainsi que les courbes de régression linéaire pour représenter visuellement les relations. L'équation de chaque ligne de régression est fournie avec des coefficients d'ajustement, qui indiquent dans quelle mesure le modèle représente les données. La pente de chaque ligne sert d'indicateur pour apprécier la sorptivité de la pierre, reflétant la dynamique d'absorption du fluide.

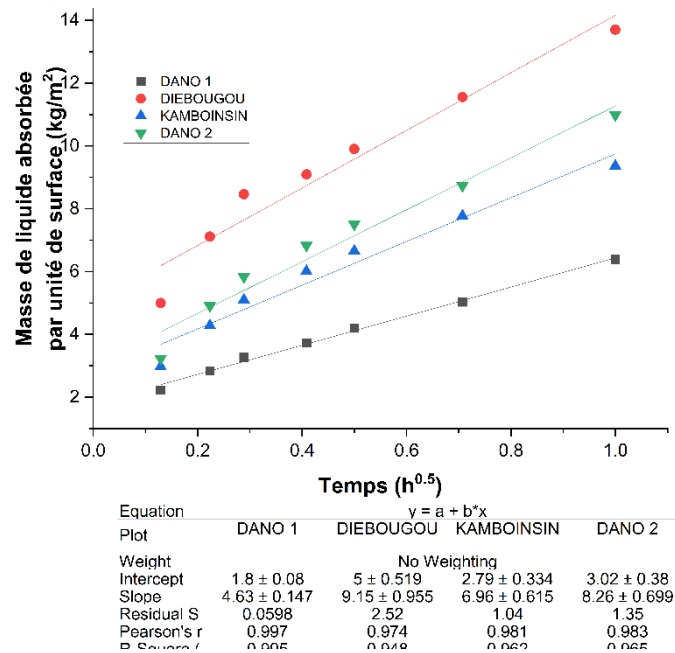


Figure II.4-3: Absorption capillaire perpendiculaire aux plans anisotropes

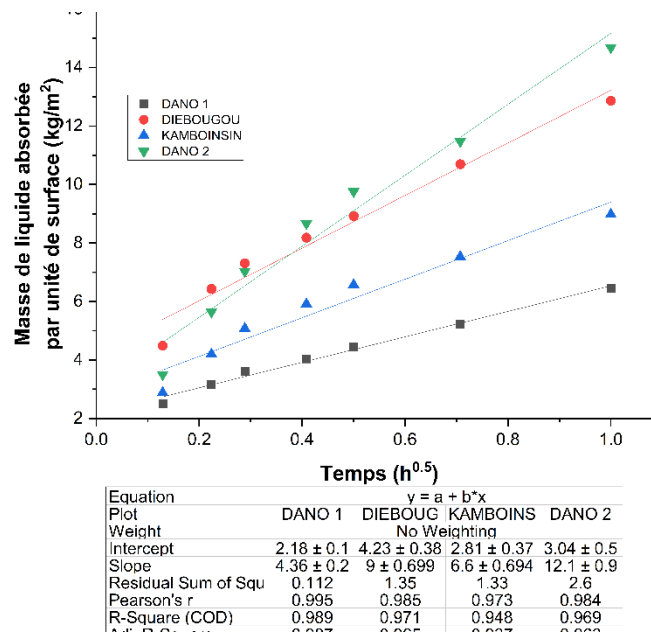


Figure II.4-4: Absorption capillaire parallèle aux plans anisotropes

Dans toutes les carrières testées, des tendances cohérentes sont observées dans l'absorption capillaire, à l'exception notable de Dano 2, qui présente un écart significatif dans les valeurs de sorptivité. Cela suggère que les pierres de Dano 2 absorbent les fluides beaucoup plus rapidement dans la direction perpendiculaire aux plans anisotropes par rapport aux autres directions considérées. En revanche, les autres carrières ont conservé des valeurs de sorptivité stables, quelle que soit la direction d'exposition. Ce phénomène peut être attribué à la taille et à

la morphologie des structures poreuses présentes dans les pierres, qui influencent la dynamique de l'absorption capillaire de l'eau.

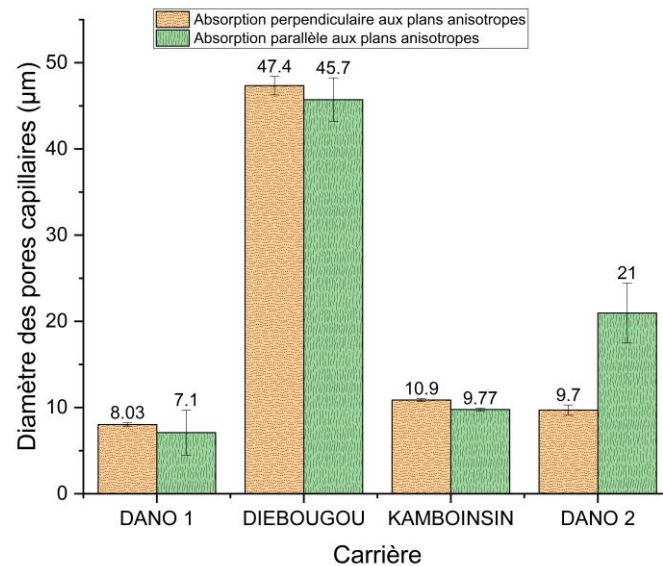


Figure II.4-5: Diamètres moyens des pores capillaires dans les directions parallèles et perpendiculaires

Ces informations sur les propriétés physiques de ces pierres sont cruciales pour comprendre leur comportement dans des applications pratiques, où l'humidité peut avoir un impact significatif sur l'intégrité et la durabilité de la structure.

En ce qui concerne la distribution et la taille des pores capillaires, la Figure II.4-5 montre que les pierres provenant de Diebougou présentent les plus grands diamètres de pores, principalement compris entre 45 et 48 μm . Inversement, les pierres de Dano 1 présentent les diamètres de pores les plus petits, compris entre 7 et 8 μm . La majorité des échantillons de pierre étudiés présentent des valeurs de diamètre de pore similaires lorsqu'ils sont mesurés dans les directions perpendiculaire et parallèle, à l'exception notable des pierres de Dano 2. Cette observation suggère que toutes les pierres, à l'exception de celles de Dano 2, ont tendance à avoir des formes de pores relativement sphériques. En revanche, les pierres Dano 2 sont caractérisées par des géométries de pores plus ovales et aplaties.

L'analyse des courbes de régression de l'absorption capillaire indique que la distribution des pores à l'intérieur des matériaux est organisée de manière uniforme [326,333]. Cependant, il est important d'attirer l'attention sur les valeurs d'écart-type (std) présentées par les barres d'erreur qui les accompagnent. Ces valeurs d'écart type révèlent que la variabilité de la sorptivité est

plus faible pour les plans orientés perpendiculairement aux couches anisotropes que pour celle mesurée dans la direction parallèle. Cette disparité peut être attribuée à la présence de fissures, qui tendent à être préférentiellement distribuées le long des interfaces des couches sédimentaires tout au long de l'histoire géologique de la formation de la pierre.

L'interaction entre les caractéristiques des pores et le comportement du matériau qui en découle peuvent aider à déterminer comment ces pierres se comporteront dans des conditions environnementales variables. L'identification des différences dans la forme et la répartition des pores, notamment en ce qui concerne leur impact sur l'absorption de l'eau et la durabilité globale, peut permettre d'améliorer les pratiques d'utilisation de ces matériaux dans la construction. En outre, la variation de la sorptivité liée à l'orientation des pores peut jouer un rôle essentiel dans les stratégies de gestion de l'humidité, contribuant ainsi à la longévité et à l'intégrité structurelle des maçonneries construites avec ces pierres.

- Propriétés des matériaux du mortier

La distribution granulométrique des deux types de sable est illustrée sur la Figure II.4-6. Il en ressort que les sables possèdent des caractéristiques granulométriques assez comparables.

Les propriétés physiques mesurées par rapport au mortier jointif sont complétées par les paramètres de sorptivité présentés sur la Figure II.4-7.

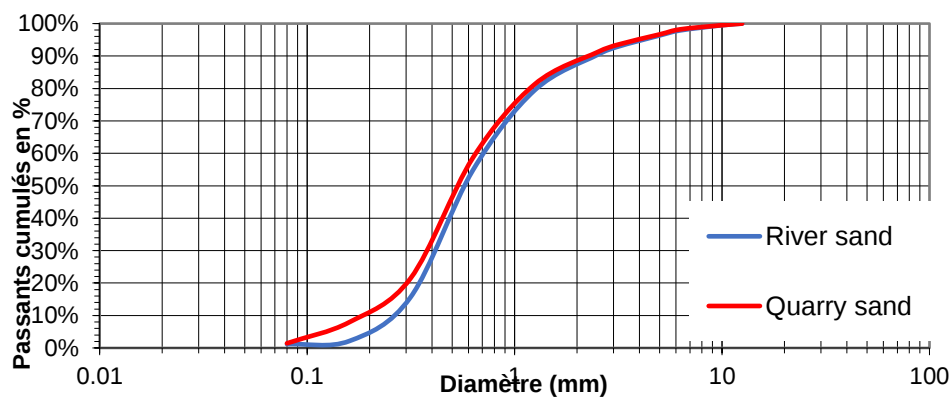


Figure II.4-6: Courbes de distribution granulométrique des sables utilisés pour le mélange de mortier

Figure II.4-6Figure II.4-7

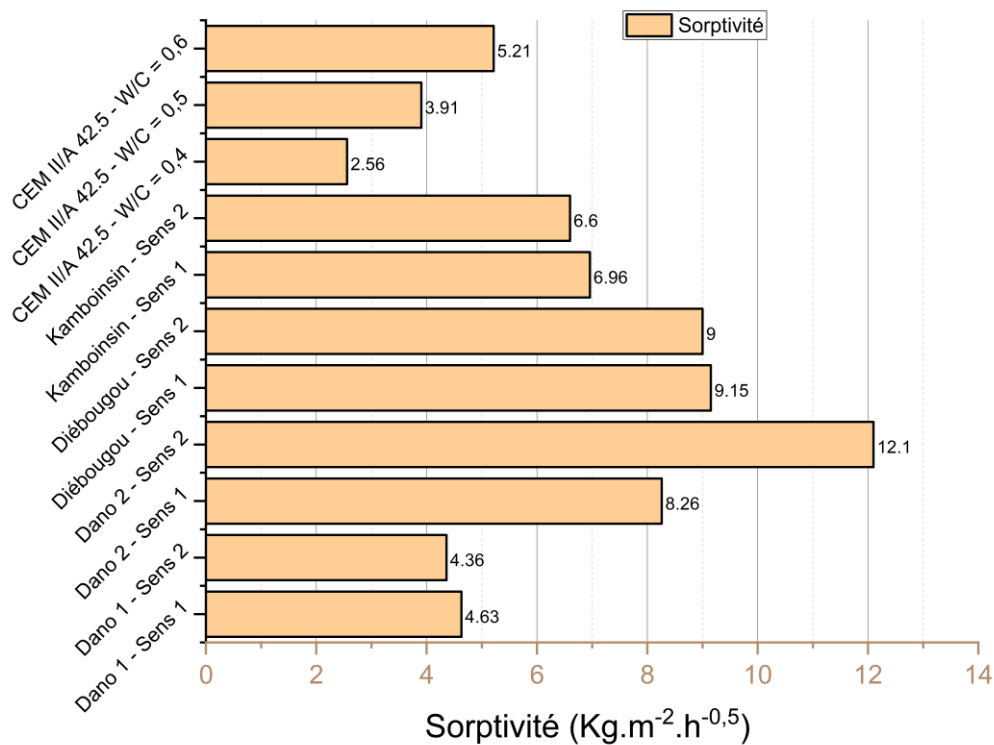


Figure II.4-7: Comparaison des dynamiques d'absorption de fluide entre les BLT et le mortier

Il apparaît que les BLT absorbent les fluides significativement plus rapidement que les joints de mortier. Ce qui implique qu'à épaisseur égale, dans la maçonnerie la pierre sera saturée avant le joint de ciment. Pour les valeurs de rapport eau/ciment (W/C) supérieures à 0.55 qui ont été adoptés juste à titre de comparaison, mais qui sont très peu utilisés dans les pratiques et contrairement aux prescriptions des normes, elles donnent des valeurs de propriétés des mortiers anormales allant à un effritement assimilable à la désagrégation du joint qui se révèle peu cohésif observé sur les éprouvettes concernées lors des essais. Des résultats similaires ont été présentés dans la littérature [334–336] par rapport aux tendances observées sur la sorptivité des mortiers de ciment pour différents types de ciments et différents ratios eau/ciment . Une synthèse est présentée dans le Tableau II.4-1. Il apparaît de ce point de vue que l'élément contraignant dans le processus d'humidification de la maçonnerie à base de BLT est la pierre latéritique car sa dynamique d'imbibition est beaucoup plus rapide que celle du mortier de ciment.

Tableau II.4-1: Valeur type de sorptivité de mortiers de ciment [336]

Rapport W/C (eau/ciment)	Type de ciment					Unité
	CEM I 42.5	CEM II/A-LL 42.5	CEM II/A-P 42.5 R	CEM II/B-LL 32.5	CEM II/B-P 32.5 R	
W/c=0.42	1.40	1.46	1.65	2.07	1.99	kg/m ² /h ^{0.5}
W/c=0.485	1.88	2.38	2.33	2.64	2.82	
W/c=0.55	2.11	3.03	3.14	3.08	3.30	

II.4.2. Propriétés mécaniques des matériaux de base

La Figure II.4-8 présente la relation entre la résistance à la compression non confinée (UCS) de la pierre latéritique (BLT) et la teneur en eau de divers échantillons. Une analyse des valeurs de l'écart-type montre que la pierre latéritique provenant de Dano 1 présente la valeur d'UCS la plus élevée, suivie par Kamboinsin, Dano 2 et Diébougou. Cette tendance reflète les variations observées dans la densité des grains solides des différentes carrières. Cependant, il est important de souligner que les pierres de Dano 2, qui présentent des micropores grossiers, présentent un écart-type significativement élevé dans les mesures prises dans la direction 2 à l'état sec.

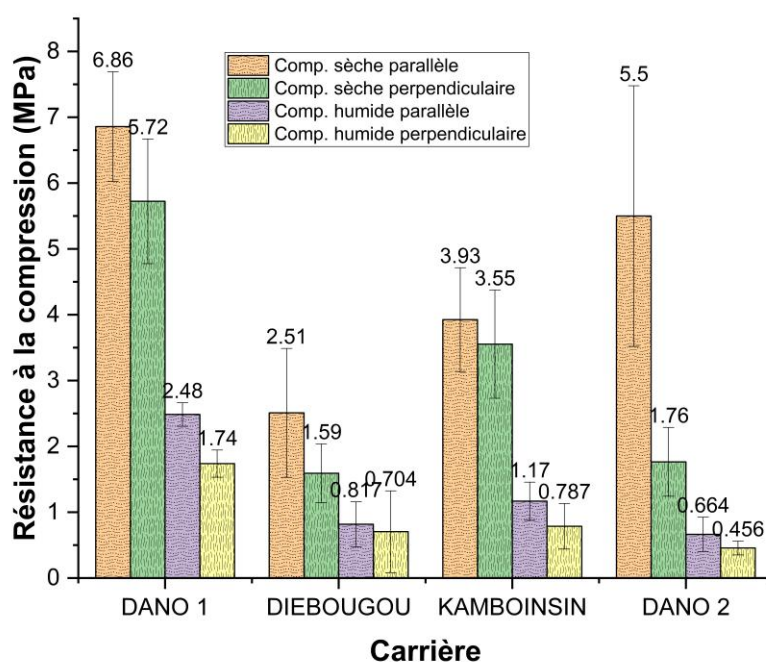


Figure II.4-8: Valeurs de résistance à la compression des BLT

Cette variation peut être induite par la quantité et la disposition des micropores dans le matériau. La comparaison des valeurs de UCS révèle des pertes substantielles de résistance à la compression, avec des réductions de capacité de charge allant de 56% à 88% observées entre les états secs et saturés. Un résumé de ces variations est donné dans le Tableau II.4-2.

Tableau II.4-2: Perte de résistance de l'état sec à l'état saturé

Carrière	Direction	Variation Sec/Saturé	Valeur Moyenne	Écart type
Dano 1	Parallèle	64%	71%	10%
	Perpendiculaire	70%		
Dano 2	Parallèle	88%		
	Perpendiculaire	74%		
Kamboinsin	Parallèle	70%		
	Perpendiculaire	78%		
Diebougou	Parallèle	67%		
	Perpendiculaire	56%		

En outre, les valeurs de UCS mesurées sous un chargement suivant la direction 1 sont systématiquement inférieures à celles obtenues avec un chargement dans la direction 2. Bien que de nombreuses études concernant les BLT ne détaillent pas la direction d'application de la charge, des résultats similaires ont été documentés, tels que les différences de valeurs UCS entre les directions de charge principale et secondaire notées en Inde par Nasheed et.al [303]. Les divergences et les variations observées entre les valeurs de UCS sèches et saturées sont soutenues par diverses études [11,15,337], ce qui réconforte quant aux conclusions et les tendances observées pour les BLT étudiés. En outre, d'autres pierres naturelles présentent souvent des schémas similaires, subissant des réductions de résistance supérieures à 20 % lorsque la teneur en eau augmente [310,313]. Cette analyse suggère que la teneur en humidité et la direction de chargement influencent de manière significative la capacité de charge des BLT, ce qui devrait être soigneusement pris en compte dans la conception des structures de maçonnerie utilisant la pierre de latérite. La perte de résistance moyenne en rapport à la direction de chargement s'élève à 14 % dans des conditions sèches et à 32 % dans des conditions saturées. Notamment, la carrière Dano 2 présente une variation extrême en conditions sèches, ce qui en fait une valeur aberrante qui fausse les valeurs globales de l'écart-type. Les résultats détaillés sont présentés dans le Tableau II.4-2, le Tableau II.4-3 et le Tableau II.4-4.

Tableau II.4-3: Différence de résistance entre la direction perpendiculaire et la direction parallèle à l'état sec

Carrière	État hydrique	Variation parallèle/perpendiculaire	Valeur moyenne	Écart type
Dano 1	Sec	17%	14%	4%
Dano 2		N/D		
Kamboinsin		10%		
Diebougou		15%		

Tableau II.4-4: Différence de résistance entre la direction perpendiculaire et la direction parallèle dans un état saturé

Carrière	État hydrique	Variation parallèle/perpendiculaire	Valeur moyenne	Écart type
Dano 1	Saturé	30%	32%	3%
Dano 2		30%		
Kamboinsin		32%		
Diebougou		37%		

La Figure II.4-9 présente la résistance à la traction des BLT à l'état sec, révélant un comportement en flexion similaire à celui de la résistance à la compression, bien qu'avec des valeurs nettement inférieures. Il ne semble pas y avoir de variation significative de la résistance à la traction entre les mesures prises dans les directions perpendiculaires et parallèles. En raison des dimensions des échantillons et des résultats généralement faibles obtenus en conditions sèches, les essais en conditions saturées n'ont pas pu être réalisés, car les valeurs enregistrées étaient inférieures au seuil de sensibilité minimal du capteur de charge.

La Figure II.4-10 indique que la carrière Dano 1 possède le coefficient de Poisson le plus faible parmi les échantillons examinés. Les carrières de Dano 1, Dano 2 et Kamboinsin ont des valeurs de coefficient de poisson sensiblement égales, alors que celle de Diébougou s'écarte d'elles avec une valeur qui est proche de celle observée pour la latérite meuble compactée. Ce qui pourrait passablement expliquer sa forte sensibilité à l'eau. On pourrait en conclure que la carrière exploitée à Diébougou n'a pas atteint le niveau d'induration des autres carrières étudiées et que son histoire géologique est plus récente que celle des autres carrières. Le fait qu'elle soit extraite à environ 2,8 m de profondeur par rapport au terrain naturel en place

pourrait également expliquer cet état de fait vu les différences relevées entre des pierres de surface et celle de profondeur.

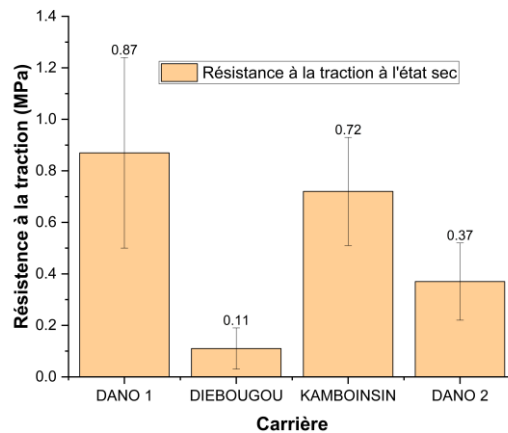


Figure II.4-9: Graphique de la résistance à la traction

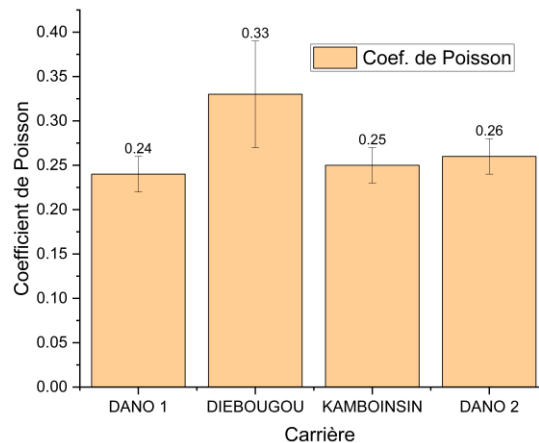


Figure II.4-10: Histogrammes des coefficients de Poisson

La Figure II.4-10 présente le coefficient de Poisson dérivé des mesures effectuées à l'état sec. Une analyse de la densité des grains solides et de la porosité totale de la pierre latéritique (BLT) indique une corrélation significative entre le coefficient de Poisson et la densité des grains solides ; plus précisément, à mesure que la densité augmente, le coefficient de Poisson tend à diminuer. Cette relation suggère que les pierres latéritiques plus denses présentent une réponse structurale plus rigide sous contrainte. En outre, une tendance notable se dégage, dans laquelle des valeurs de porosité totale plus faibles correspondent à des valeurs de coefficient de Poisson réduites, sauf dans le cas de la pierre plus tendre trouvée à Diebougou. Le coefficient de Poisson moyen diminue d'environ 0,1 point pour 7,0 points de variation de la porosité totale.

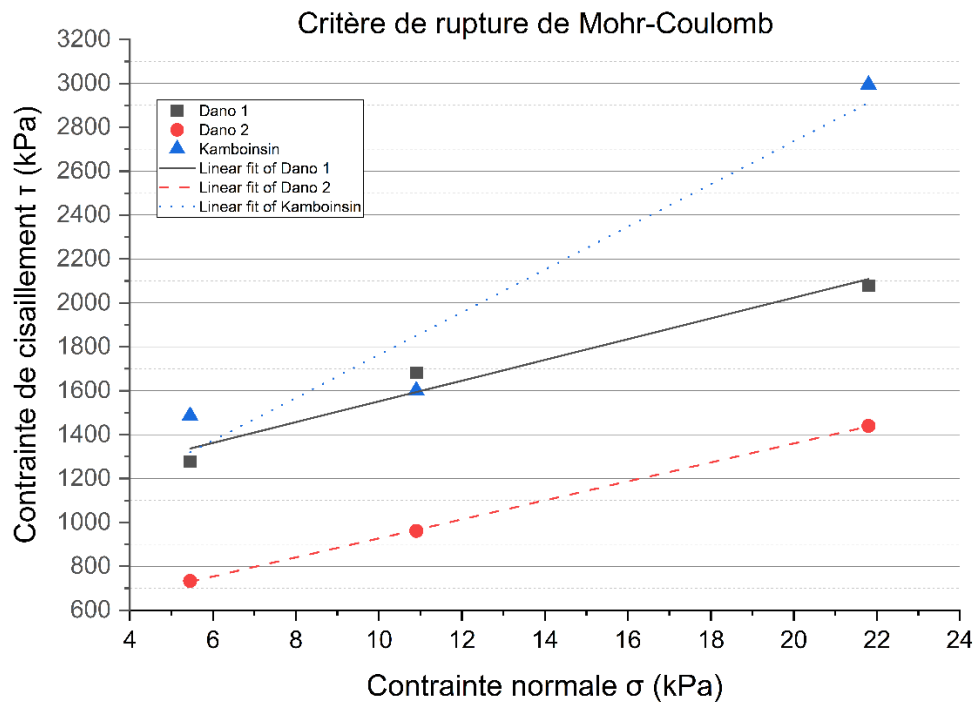
Pour la carrière de Diebougou, le coefficient de Poisson s'aligne étroitement sur les valeurs typiques associées aux matériaux plus tendres [338], ce qui suggère que la cohésion des pierres de cette carrière est comparativement plus faible que celle des pierres d'autres sites [339]. Cette cohésion réduite peut expliquer le phénomène observé où les BLT de la carrière de Diebougou ont tendance à perdre partiellement leur intégrité structurelle lorsqu'ils sont immergés dans l'eau pour des durées d'immersion supérieures à deux heures.

Cette analyse permet de conclure que la perte de résistance à la compression des BLT semble constante lorsque l'état d'humidité fluctue. Cela souligne l'importance de prendre en compte à la fois l'état hydrique et les propriétés inhérentes du matériau lors de l'évaluation de la performance et de la durabilité de la pierre latéritique dans les applications de construction.

Le mortier de ciment utilisé dans les essais en laboratoire a été formulé avec différents rapports eau/ciment communément utilisés en construction dans la zone d'étude. Cette sélection minutieuse des ratios garantit des performances distinctes et la compatibilité avec les pratiques de construction locales. Pour un aperçu complet des propriétés élastiques et de résistance du mortier, les informations utiles sont résumées dans le Tableau II.4-5.

Tableau II.4-5: Propriétés des matériaux de mortier des joints

<i>#Ref mélange</i>	<i>Module d'élasticité (MPa)</i>	<i>Coefficient de Poisson</i>	<i>Masse volumique (kg/m³)</i>	<i>Résistance à la traction (MPa)</i>	<i>Résistance à la compression (MPa)</i>
Mélange 1	6400	0,3	2350	1.03	8.20
Mélange 2	4800	0,3	2186	0,52	4.30
Mélange 3	1800	0,3	2037	0,25	2.15



Equation	$y = a + b \cdot x$		
Plot	Shear stress τ	Shear stress τ	Shear stress τ
Weight	No Weighting		
Intercept	$1.08E3 \pm 134$	494 ± 6.97	790 ± 381
Slope	47.2 ± 9.32	43.3 ± 0.483	97.3 ± 26.4
Residual Sum of Sq	1.21E4	32.4	9.67E4
Pearson's r	0.981	1	0.965
R-Square (COD)	0.962	1	0.931
Adj. R-Square	0.925	1	0.863

Figure II.4-11: Critère de rupture de Morh-Coulomb pour les BLT

La Figure II.4-11 présente les critères de rupture de Morh-Coulomb, donnant la valeur de la cohésion et de l'angle du frottement interne pour les pierres des carrières étudiées. De l'analyse de cette figure, il ressort que les angles de frottement interne des BLT étudiées ont des valeurs sensiblement égales à 37° environ, mais des valeurs de cohésion très différentes. Les valeurs des cohésions suivent la tendance des résistances à la traction avec cependant des valeurs sensiblement plus grandes.

Selon les résultats de la littérature, environ 40% de la capacité de charge des mortiers de ciment en compression sont perdues en passant de l'état sec à l'état saturé [340,341].

La Figure II.4-12 présente la loi de comportement expérimental type en compression du mortier utilisé. L'allure générale de la courbe est répétée au niveau de toutes les formulations étudiées mais les valeurs extrêmes de modules et de résistance à la compression changent en fonction des dosages.

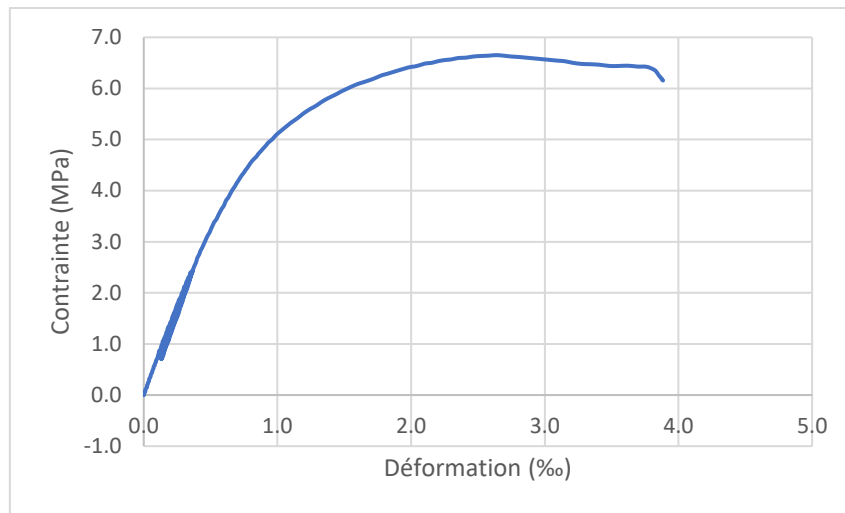


Figure II.4-12: Courbe contrainte déformation expérimentale type pour les mortiers de ciment utilisés

Outre le respect des exigences standard, les ajustements des rapports eau/ciment visaient à améliorer des aspects spécifiques de la performance du mortier, tels que la maniabilité, l'adhérence et la durabilité. En expérimentant ces différents mélanges, l'étude vise à identifier la formulation la plus efficace pour les besoins de la maçonnerie locale, et prendre en compte la variabilité des propriétés mécaniques des mortiers utilisée pour l'établissement des modèles numériques.

II.4.3. Propriétés mécaniques de la maçonnerie en compression et en cisaillement

Le Tableau II.4-6 présente une analyse comparative des valeurs de résistance à la compression des BLT, comparés à celles des murets et mortiers respectifs. La distribution granulométrique des deux types de sable est similaire et, pour des rapports ciment/sable constants, la résistance à la compression du mortier reste relativement inchangée. Cependant, des variations distinctes sont observées lorsque l'on modifie les rapports ciment/sable ou eau/ciment.

Les modes de rupture identifiés au cours des expérimentations sont décrits sur la Figure II.4-13. Les défaillances initiales des murs se manifestent par des fissures verticales parallèles à la direction d'application de la charge (voir Figure II.4-13a). Dans le cas des murs construits avec des BLT de sorte que le chargement soit appliqué dans la direction 1, des fissures transversales pénètrent dans l'épaisseur du mur (voir Figure II.4-13b). La ruine peut intervenir, suivant la

qualité du joint et le sens de pose des BLT, par fissuration combinée longitudinale et transversale (voir Figure II.4-13c&d).

Tableau II.4-6: Résultat des essais de compression normale sur murets

<i>Carrière</i>	<i>Sens de chargement sur le BLT</i>	<i>Mortier</i>	<i>Résistance du BLT (MPa)</i>	<i>Résistance du mortier (MPa)</i>	<i>Résistance caractéristique du muret (MPa)</i>
Dano 1	Secondaire	MO1	6.86	1.37	0,74
	Principal	MO2	5.72	3.29	1.48
Dano 2	Secondaire	MO2	5,50	1.37	0,62
	Principal	MO1	2.18	3.03	0,88
Kamboinsin	Secondaire	MO1	3.93	2.1	0,99
	Principal	MO2	3,55	5.2	1,81

La majorité de ces fissures tendent à s'initier dans le quart supérieur de la largeur du bloc, en particulier à l'interface entre les blocs et le mortier, se produisant à des charges comprises entre 40% et 60% de la capacité de rupture et sur les deux faces du muret, et elles s'étendent avec des ramifications jusqu'à la base du mur. Ces résultats sont cohérents avec les observations faites par Thamboo et al. [342] concernant les blocs d'argile et de terre comprimée, ainsi qu'avec celles rapportées par Page [73] sur des maçonneries de blocs de terre cuite. En outre, des observations similaires ont été relatées dans des études sur diverses structures de maçonnerie en pierre [343].



Figure II.4-13: Mode de rupture des murets en BLT avec joints de ciment a) Fissuration longitudinale du mur; b) Fissuration latérale du muret ; c) & d) Fissuration combinée longitudinale et latérale du muret

Contrairement aux travaux de Page [73], Dans la plupart des études antérieures consultées, les blocs présentent une résistance supérieure à celle du mortier qui, à son tour, est plus résistant que l'assemblage bloc-mortier qu'est la maçonnerie. La Figure II.4-14 renseigne sur les courbes contrainte-déformation obtenues lors des essais sur les murs. Notamment, les spécimens fabriqués à partir de blocs provenant de la Dano 1, connus pour leur rigidité, présentent des déformations axiales moins prononcées que ceux construits avec les blocs plus souples de la Dano 2. En outre, la partie linéaire de la courbe contrainte-déformation des murets de la carrière de Dano 1 est raide et s'étend jusqu'à environ 100 % de leur résistance à la rupture, ce qui indique un comportement plus fragile, tandis que les murs de la Dano 2 ne s'étendent que jusqu'à 86 % de la résistance maximale. On remarque également dans le cas des courbes de Dano 2 un léger plateau de ductilité après le point représentant de charge maximale. Bien que pour des raisons de sécurité les LVDT aient été retirés à environ 70% de la charge de rupture (le capteur de force étant maintenue en place jusqu'à la rupture du muret), les résultats sont jugés assez satisfaisants vu qu'ils donnent partiellement un aperçu de ce qui se passe au-delà de la limite « élastique » de la maçonnerie bien qu'au voisinage du point de rupture, les déplacements issus de l'expérimentation soient méconnus. Une étude numérique calibrée sur les plages de données disponibles pourrait fournir ces informations supplémentaires. Ces niveaux de déformation sont supérieurs au niveau de déformations relevées dans des études antérieures similaires,

notamment celles de Kaushik et al. [278] avec des valeurs autour de 33 %, Domede et al. [344] allant de 40 % à 50 %, et Costigan et al. [345].

Les termes « SP » et « SS » dans la légende de la Figure II.4-14 sont employés pour désigner respectivement la « direction principale (direction 1) » et la « direction secondaire (direction 2) » par rapport aux plans anisotropes des BLT.

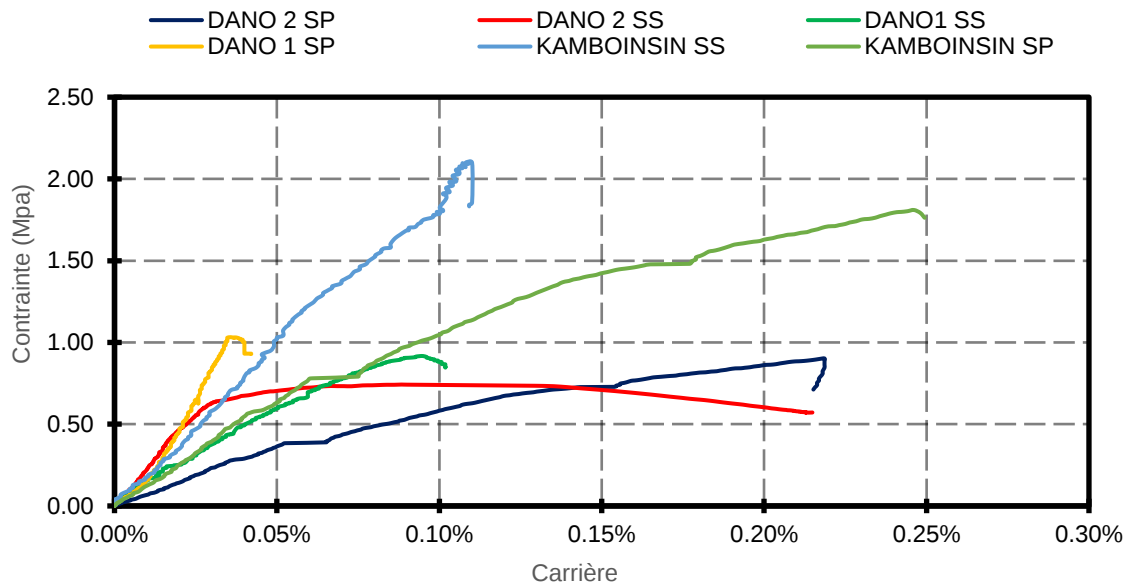


Figure II.4-14: Courbes contrainte-déformation des murets sous charge uniaxiale

Dans l'ensemble, ces données mettent en évidence la relation complexe entre les compositions des matériaux, les réponses structurales et les mécanismes de ruine dans les systèmes de maçonnerie de BLT, fournissant des informations essentielles pour les futures méthodologies de conception de ce type d'ouvrage.

En ce qui concerne la compression diagonale, les valeurs de résistance au cisaillement pour toutes les carrières variaient entre 0,12MPa et 0.23 MPa, dépendant principalement des propriétés physiques et mécaniques du mortier vu que l'état de surface des pierres utilisées, qui ont été sciées mécaniquement, était sensiblement identique. Ces valeurs ont été calculées selon la définition donnée dans la norme ATM E519 [94]. Les valeurs et profils de ruptures obtenus sont en cohérence avec ceux des résultats de la littérature sur des maçonneries en pierre non armées avec mortier jointif en ciment [346–348]. La Figure II.4-15 donne le profil de rupture observé expérimentalement.



Figure II.4-15: Rupture typique et modèle de fissure après essai de cisaillement

II.4.4. Analyses statistiques et paramétriques des résultats de caractérisation des BLT

La Figure II.4-16 présente globalement les courbes contrainte-déformation du BLT en fonction de la taille de l'échantillon et de l'état hydrique pour les quatre carrières étudiées. La signification des codes utilisés sur les figures est décrite dans le tableau 7. Il est remarquable que les valeurs maximales de contrainte de rupture et l'allure générale des courbes varient d'un site à l'autre. La signification des valeurs codées est décrite dans le Tableau II.4-7. En outre, la Figure II.4-17 et la Figure II.4-18 présentent les évolutions des modules en fonction du niveau de déformations dans les BLT et des dimensions des blocs, offrant ainsi une perspective plus large sur les tendances et les variations du comportement mécanique observées. Les données présentées dans ces figures indiquent que la taille des échantillons de BLT affecte de manière significative leur comportement mécanique. Les échantillons plus petits présentent une réponse ductile, tandis que les échantillons plus grands tendent vers un comportement quasi fragile. Les comportements relativement à la taille des blocs varient fortement pour des dimensions

minimales inférieures à 26 cm et au-delà, ils tendent à se stabiliser et à rester constants pour des états hydriques comparables.

Tableau II.4-7: Codification des informations pour le graphique des courbes contrainte-déformation

Code	Signification
Dry - 7x7 samples	Courbe moyenne d'un échantillon de forme cubique de 7x7x7 centimètres à l'état sec chargé dans une direction parallèle aux plans d'anisotropie
Saturated - 7x7 samples	Courbe moyenne d'échantillons de forme cubique de 7x7x7 centimètres dans un état saturé chargé dans une direction parallèle aux plans d'anisotropie
Dry - 14x14 samples	Courbe moyenne d'échantillons de forme cubique de 14x14x14 centimètres à l'état sec chargé dans une direction parallèle aux plans d'anisotropie

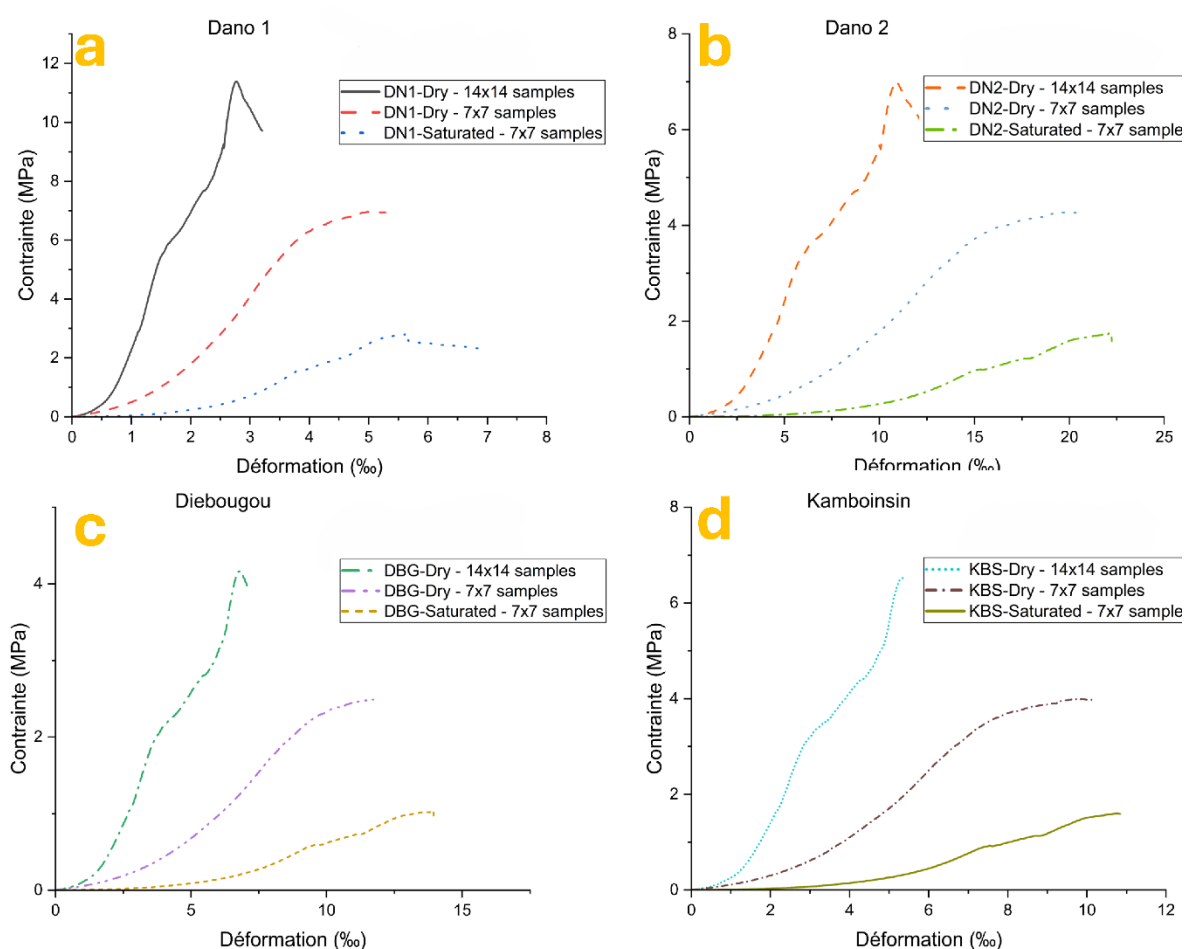


Figure II.4-16: Courbes contrainte-déformation en fonction de la taille de l'échantillon et de l'état hydrique

Dans un état de saturation totale, les BLT présentent des caractéristiques proches d'un comportement quasi plastique. Cette remarque revêt toute son importance surtout si l'on considère que la littérature en rapport avec les structures de maçonnerie à base de BLT, cela n'est généralement pas pris en compte [15,303,337,349].

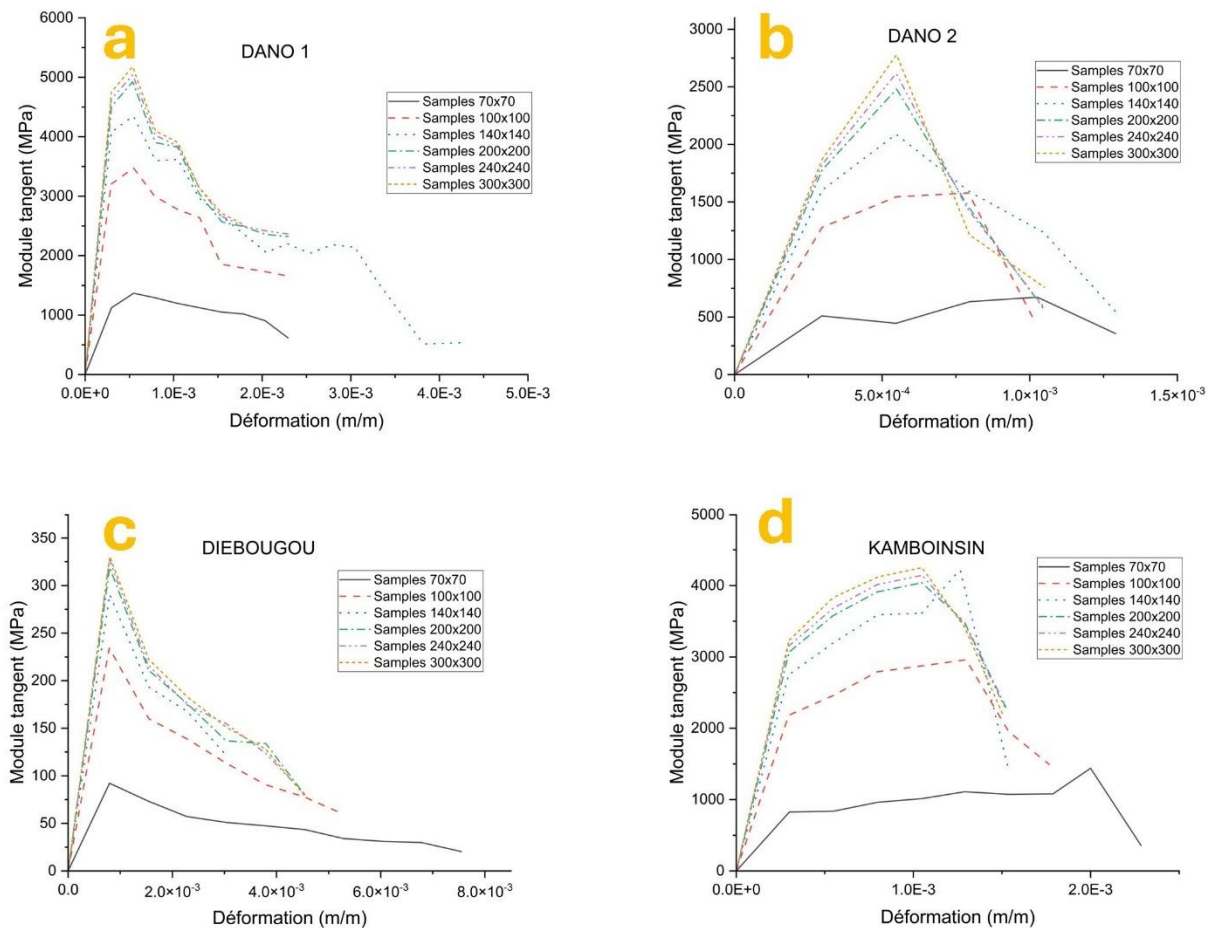


Figure II.4-17: Variation des modules en fonction du niveau de déformation et des dimensions des blocs pour des BLT chargées dans la direction 1

Ces données qui sont capitales, conditionnent fortement la qualité et la fidélité des modèles qui seront développés. En outre, d'un sens de pose à l'autre les valeurs des modules élastiques sont très différentes, ce qui, du fait de la forte anisotropie des pierres, pourrait entraîner des niveaux de déformations très écartées au sein de la même structure. En connaissance de cause, l'identification des sens de chargement est capitale pour un dimensionnement optimal. A défaut les BLT pourraient être sous-estimées dans leur capacité de charge, ou pire, avoir des propriétés mécaniques qui auraient été surestimées. Dans ces conditions, les ouvrages qui en découleront seront forcément mal dimensionnés.

Figure II.4-19[271][269]Figure II.4-18Figure II.4-19

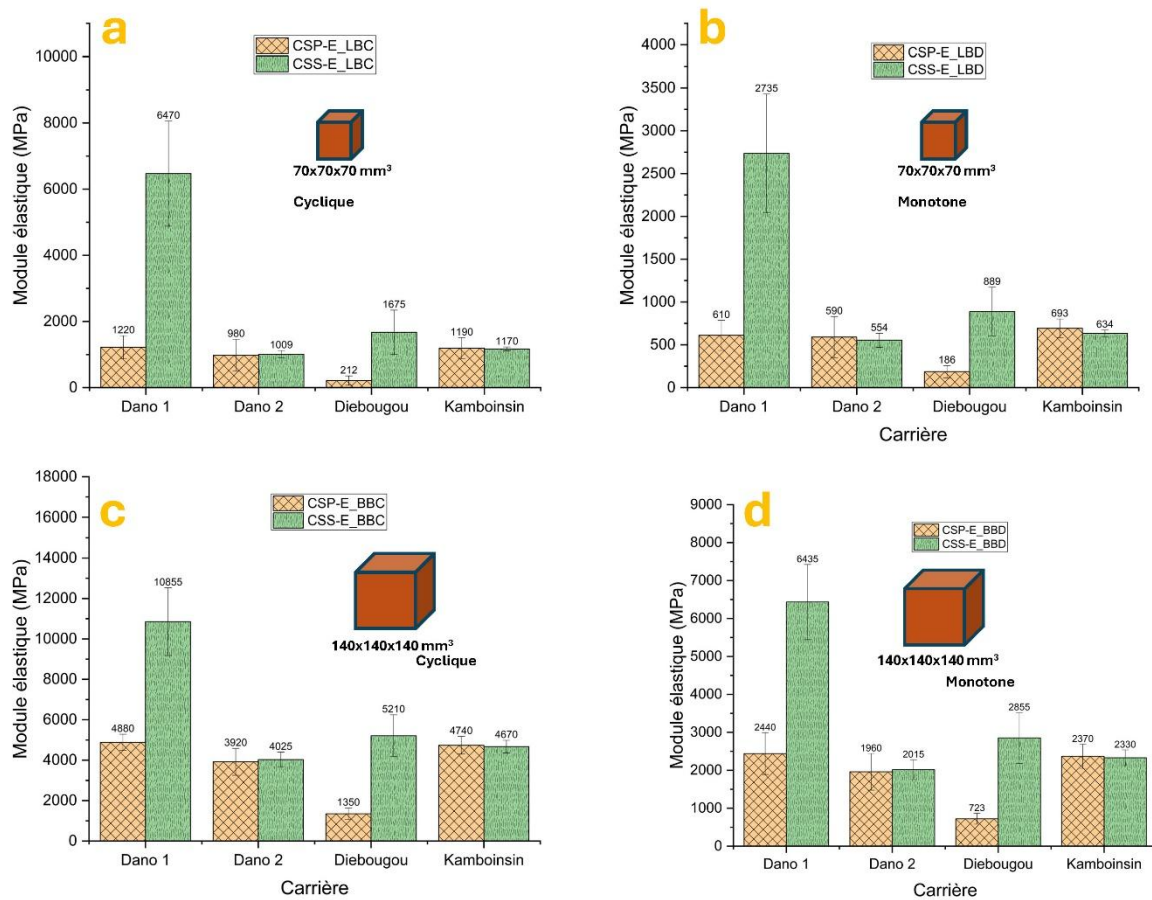


Figure II.4-18: Variation des modules élastiques en fonction des dimensions des blocs de BLT et du type de chargement

La Figure II.4-19 présente les courbes de contrainte-déformation moyennes sous chargement monotone et cyclique pour la carrière Dano 1. Le chargement cyclique a consisté à effectuer trois cycles de chargement-déchargement effectué entre 10 % et 30 % de la résistance à la compression prévue selon les indications de la norme NF EN 14580 [87]. Les chargements monotones consistent à charger à allure faible les échantillons de zéro jusqu'à la rupture de l'échantillon, tel que spécifié dans la norme NF EN 1926 [350]. Les tendances observées à Dano 1 ont également été observées sur les autres carrières. La Figure II.4-18 en illustre parfaitement les cas.

Les résultats de la Figure II.4-19 révèlent que les cycles de chargement et de déchargement peuvent entraîner une diminution notable de la résistance à la compression des BLT et des modules élastiques plus élevés.

Après trois cycles d'essais de charge-décharge dans la plage spécifiée, on observe une réduction de la résistance à la compression de plus de 22 %.

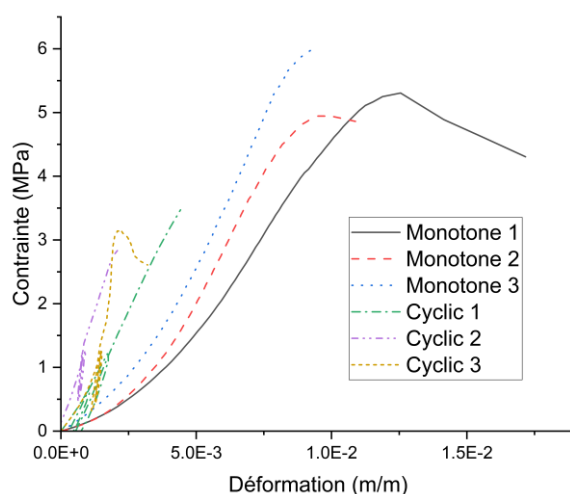


Figure II.4-19: Variabilité des propriétés mécaniques en fonction du type de chargement

- La réduction de la résistance à la compression peut être attribuée à la combinaison de quatre phénomènes distincts :Premièrement, les cycles de chargement et de déchargement imposent des contraintes et des déformations répétitives à la pierre, ce qui contribue à l'accumulation de dommages microscopiques et à la fatigue au sein de la structure du matériau, entraînant une diminution progressive de la résistance globale.
- Deuxièmement, les cycles de chargement peuvent faciliter la création et l'expansion de microfissures dans le BLT. Ces microfissures servent de points de concentration des contraintes, qui diminuent la capacité de charge effective du matériau, ce qui finit par compromettre l'intégrité de la structure. Il en résulte une diminution de la capacité de charge au fil du temps.
- Troisièmement, un fluage précoce induisant la relaxation des contraintes dans le matériau. Lorsque les BLT sont soumis à des cycles répétitifs de charge et de décharge, ils perdent progressivement leur capacité à résister aux contraintes, un phénomène connu sous le nom de fluage. Ce phénomène est dû à des réarrangements structuraux internes. Sur des périodes prolongées sous charge, le matériau présente une résistance à la compression réduite, conséquence directe de cette relaxation.
- Enfin, ces cycles de charge peuvent entraîner une déformation plastique qui se traduit par des changements irréversibles de la structure et le squelette granulaire de la pierre. Cette déformation permanente ne porte pas seulement atteinte à l'intégrité du matériau,

mais contribue également à une réduction supplémentaire de la résistance à la compression. Notamment, un changement dans la pente de la courbe des contraintes-déformation est souvent remarquable après le deuxième cycle de chargement, indiquant un changement de la réponse du matériau à ces sollicitations.

En résumé, le chargement monotone, contrairement au chargement cyclique, n'induit pas ou très peu le développement de microfissures, de fluage ou de déformation plastique dans les plages de faibles contraintes sur les BLT. Par conséquent, la résistance à la compression mesurée dans des conditions de charge monotone est généralement supérieure à celle observée lorsque le matériau subit des cycles de charge et de décharge. Des recherches menées par divers auteurs ont fait état de résultats similaires sur des pierres naturelles, corroborant de facto nos conclusions [351–354].

En examinant ces résultats, on peut déduire que les pierres latéritiques présentent des comportements élastoplastiques, faisant parfois preuve de ductilité, alors qu'à d'autres moments, elles se comportent de manière fragile. Leur comportement en compression peut être décrit par la courbe contrainte-déformation telle qu'illustrée sur la Figure II.4-20. Comme démontré précédemment, le comportement des BLT varie fortement en fonction des dimensions des blocs, des sens de chargement, du type de chargement et du degré de saturation. Ainsi, en fonction de ces paramètres, les différentes phases repérées sur la Figure II.4-20 peuvent être plus ou moins élargies, voire quasiment imperceptibles. En rapport avec l'échelle de représentation et des simplifications et hypothèses que l'on se permet, les courbes contrainte-déformation des BLT peuvent présenter une phase élastique plus ou moins non linéaire.

Lors de l'étude des différentes carrières, des courbes de contrainte-déformation sont déterminées expérimentalement sur un ensemble d'au moins six éprouvettes pour chaque situation et carrière. Les courbes moyennes ainsi que les plages de variation définies avec les écarts types pour chaque niveau de déformation ont été établies pour des conditions sèches, teneur en eau naturelle et saturée. Étant donné que généralement après 36 heures d'immersion totale, les masses des BLT immergées ne varient plus (pour les carrières ayant une bonne résistance à l'eau), on en déduit que les BLT ont un niveau de saturation de 100 %. Le passage de l'état sec, à l'état saturé en passant par la teneur en eau normale peut être représenté par une loi polynomiale ou exponentielle. Ainsi on pourra en déduire des modèles de lois de transformations ou d'interpolations des courbes de contrainte-déformation. Les points singuliers repérés sur la Figure II.4-20, représentant les changements de phase (plage) de comportement des BLT ont été relevés sur chacune des courbes contrainte-déformation

moyennes de chaque carrière et pour chacun des niveaux de teneur en eau précédemment déclinés. Ceci permet de déterminer, entre l'état sec et à l'état saturé, une approximation des courbes contrainte-déformation pour différents niveaux de saturation, de 0 % (sec) à 100 % (saturé). La représentativité des carrières étudiées ainsi que la classification des BLT en quatre catégories quelques soit leur provenance a été détaillée dans la le paragraphe II.4.4 sur l'analyse statistique (ACP) et résumée dans le Tableau II.4-8. Les paramètres qui définissent les propriétés mécaniques du BLT sous charge de compression peuvent être évalués avec précision en utilisant les valeurs de caractérisation obtenues expérimentalement. Cette méthodologie est particulièrement importante, car l'état hydrique de la pierre latéritique dans les constructions de maçonnerie fluctue entre état sec et état saturé sans jamais atteindre un de ces extrêmes. En analysant les résultats, il devient possible de calculer les variations des propriétés mécaniques correspondant aux changements de teneur en eau. Ces calculs permettent d'obtenir des données fiables et cohérentes, ce qui est essentiel pour une conception et un dimensionnement efficace des structures de maçonnerie à base de BLT. Compte tenu de ce qui précède, il est conseillé de privilégier les approches de modélisation numérique par rapport aux formules empiriques traditionnelles lorsqu'il s'agit de structures de maçonnerie utilisant des BLT. Cela permettra d'améliorer la précision des évaluations structurelles et de renforcer l'intégrité globale des structures. La Figure II.4-21 et la Figure II.4-22 présentent les lois d'interpolation proposées. La Figure II.4-23 illustre les tendances d'évolution de la déformation et de la contrainte à travers les limites d'intervalle spécifiées et donne un aperçu de la qualité du modèle proposé. Le niveau de précision semble compatible avec les études numériques envisagées. La Figure II.4-24 et la Figure II.4-25 donnent un aperçu complet de la façon dont les propriétés mécaniques changent en réponse à des niveaux d'humidité variables, facilitant ainsi des décisions des concepteurs et mieux les informer dans la conception de structures de maçonnerie qui intègrent la pierre latéritique. La compréhension de ces relations permet non seulement d'optimiser l'utilisation des matériaux, mais contribue également à améliorer la durabilité et les performances des constructions de maçonnerie en fonction des conditions d'exposition dans les milieux où de tels projets seront développés. Les informations similaires sont disponibles pour toutes les carrières étudiées et serviront dans les modèles développés dans les chapitres suivants.

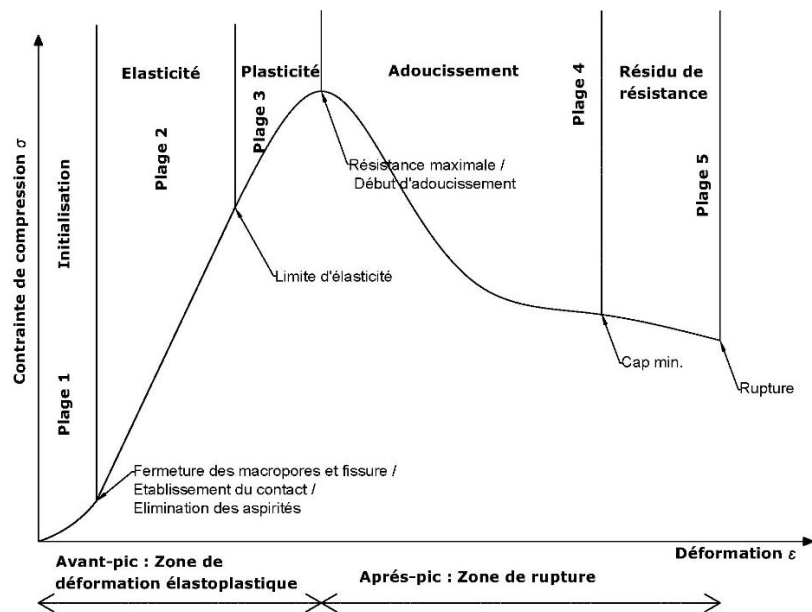


Figure II.4-20: Courbe contrainte-déformation théorique pour les BLT

Les courbes et paramètres renseignés sur la Figure II.4-21 et la Figure II.4-22 permettent de déterminer les contraintes et les déformations à l'aide de l'Équation II.4-1.

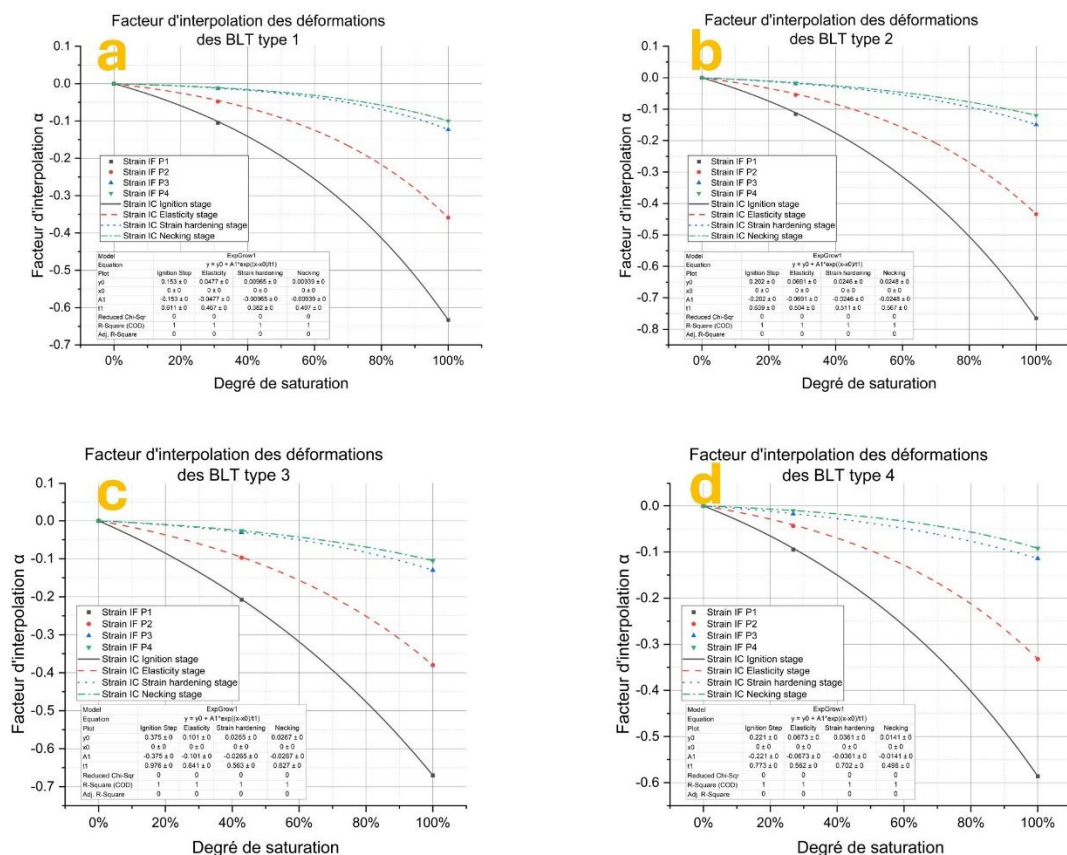


Figure II.4-21: Facteurs d'interpolation du niveau de déformation en fonction de l'évolution de l'état hydrique du BLT

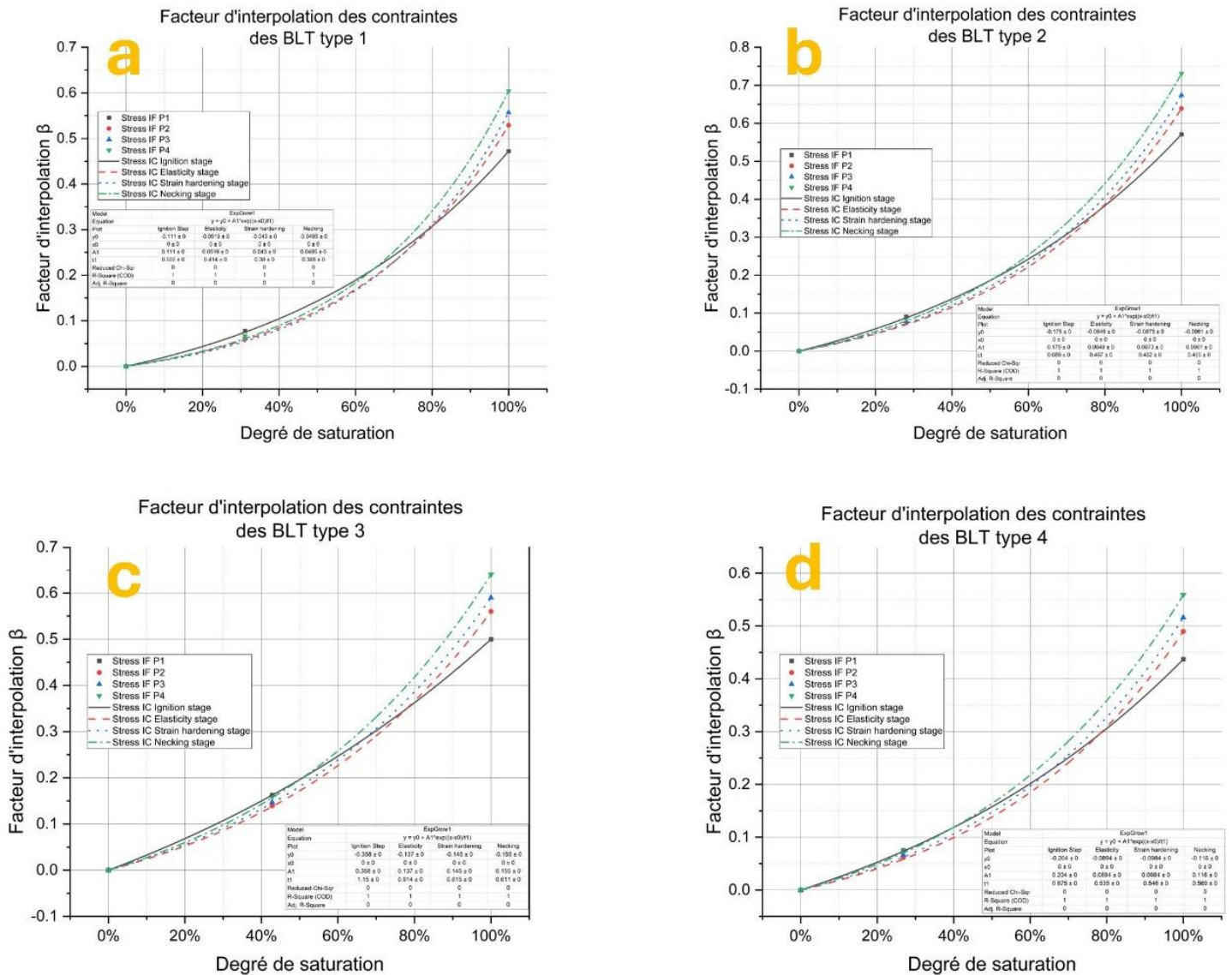


Figure II.4-22: Facteurs d'interpolation du niveau de contrainte en fonction de l'évolution de l'état hydrique du BLT

$$\begin{cases} \varepsilon_{\%sat} = \varepsilon_d \times (1 - \alpha) \\ \sigma_{\%sat} = \sigma_d \times (1 - \beta) \end{cases}$$

Équation II.4-1: Expression de calcul des points remarquables des courbes contrainte-déformation en fonction des degrés de saturation considérée

Avec :

- $\varepsilon_{\%sat}$ est la déformation correspondant au taux de saturation considéré
- ε_d est la déformation correspondant à l'état sec de l'éprouvette au point recherché
- α est la valeur lue sur la courbe d'interpolation correspondante
- $\sigma_{\%sat}$ est la contrainte correspondant au taux de saturation considéré

- σ_d est la contrainte correspondant à l'état sec de l'éprouvette au point recherché
- β est la valeur lue sur la courbe d'interpolation correspondante.

L'analyse de ces résultats révèle qu'une augmentation de la saturation en eau entraîne une baisse prononcée de la résistance et une augmentation de la déformabilité de la pierre latéritique. Ces observations sont en accord avec des études antérieures portant sur des types de pierre similaires, renforçant cette tendance [355–357]. Les pertes observées pour la résistance à la compression et du module peuvent être attribuées à deux mécanismes qui pourraient agir simultanément :

- Le premier mécanisme est lié à la diminution de l'énergie de surface associée aux bords des fissures lorsque l'eau remplit les pores de la pierre [358]. En d'autres termes, la présence d'humidité diminue la surface libre pour la distribution de l'énergie emmagasinée, ce qui facilite le développement de microfissures en ayant un impact négatif sur les propriétés mécaniques du matériau. En outre, selon [13], la composition minérale des BLT trouvés dans des carrières similaires à celles de cette étude n'indique pas de présence significative de minéraux argileux gonflants. Cette explication, combinée avec les résultats de recherches antérieures [359–362], nous permet de déduire que les carrières étudiées n'ont probablement pas de teneur notable en argile gonflante.
- La deuxième explication potentielle de la perte de résistance observée pourrait impliquer la réactivation des processus de cimentation entre les grains individuels, éventuellement en raison d'effets de dissolution ou de dispersion qui pourrait contribuer la formation de fissures dans le matériau.

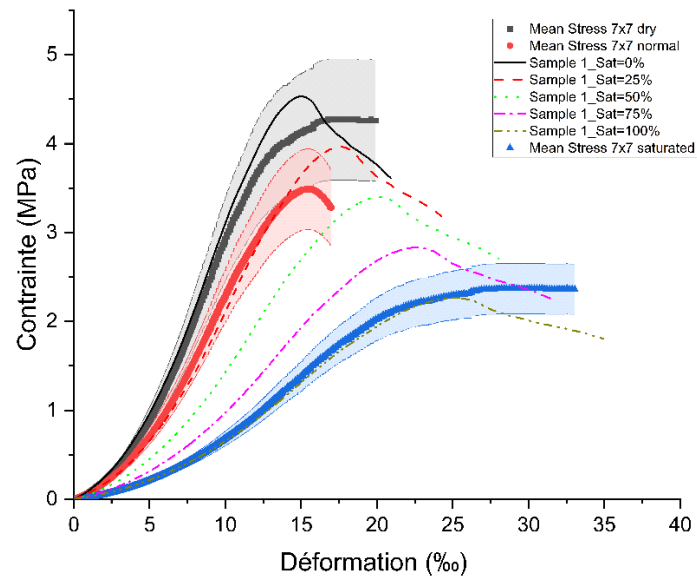


Figure II.4-23: Évaluation de la précision du modèle d'interpolation des courbes contraintes déformations en fonction de l'état hydrique

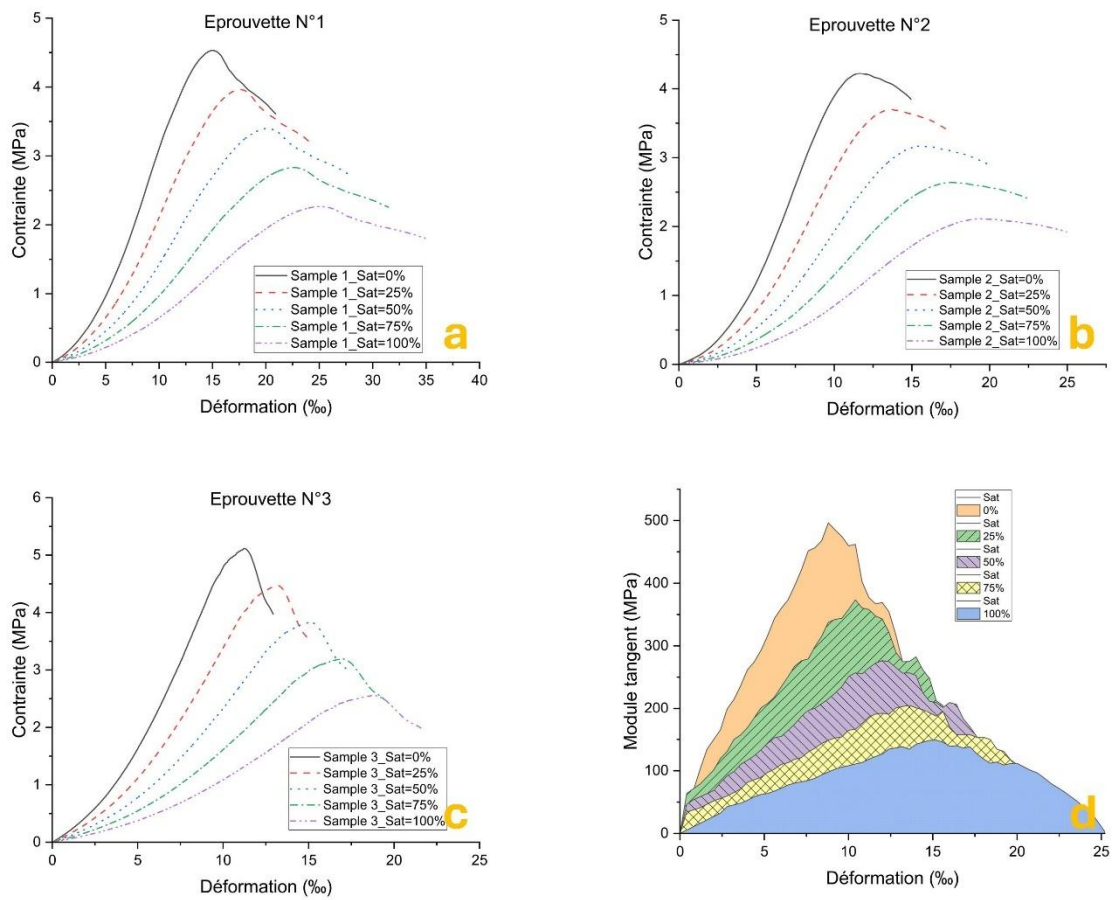


Figure II.4-24: Évolution des principales propriétés mécaniques en fonction du degré de saturation

Le Tableau II.4-9 présente les valeurs en entrées pour les analyses statistiques. Les paramètres et les codifications sont explicités en détail dans le Tableau II.3-2 et le Tableau II.4-7.

La synthèse des résultats de l'analyse statistique descriptive ne révèle aucune valeur aberrante significative dans les données. L'inertie de l'axe de la première dimension reflète une forte interdépendance entre un certain nombre de variables, ce qui nous renseigne sur la dimensionnalité de l'analyse par composante principale à retenir et qui justifie un examen plus approfondi. Notamment, les deux premières dimensions représentent un pourcentage de renseignements fournis de 84,52 % de l'inertie (information disponible) totale de l'ensemble des données, ce qui suggère que le premier plan factoriel d'analyse fournit 84,52 % de la variabilité globale observée parmi les individus ou les variables examinés. Ce pourcentage élevé souligne la robustesse du modèle à capturer les dynamiques essentielles de l'ensemble de données.

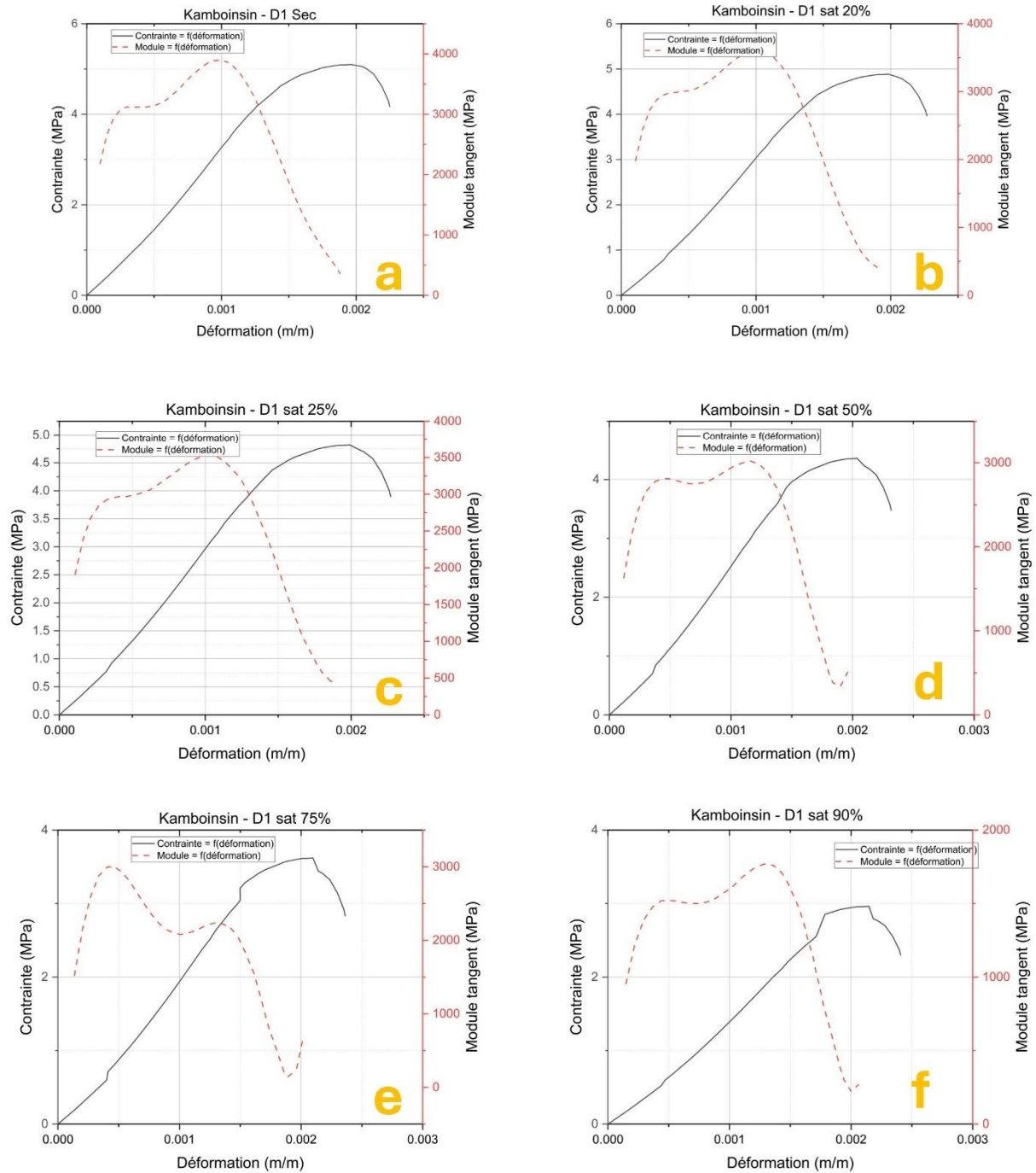


Figure II.4-25: Interpolation des lois de comportement et de variation des modules en fonction du niveau de déformation et du degré de saturation (cas de la carrière de Kamboinsin)

La Figure II.4-26 présente des nuages de point des différentes variables représentées deux à deux. Les différents paramètres analysés mettant en évidence une relation linéaire ou exponentielle relative entre certaines des variables mesurées. Il existe notamment une corrélation entre la résistance à la compression et à la traction et la densité sèche absolue, tandis que les modules de Young sont liés à la fois à la porosité totale et à la porosité ouverte. Cette

corrélation suggère que lorsqu'une propriété change, il y aura des changements prévisibles dans d'autres d'une certaine proportion.

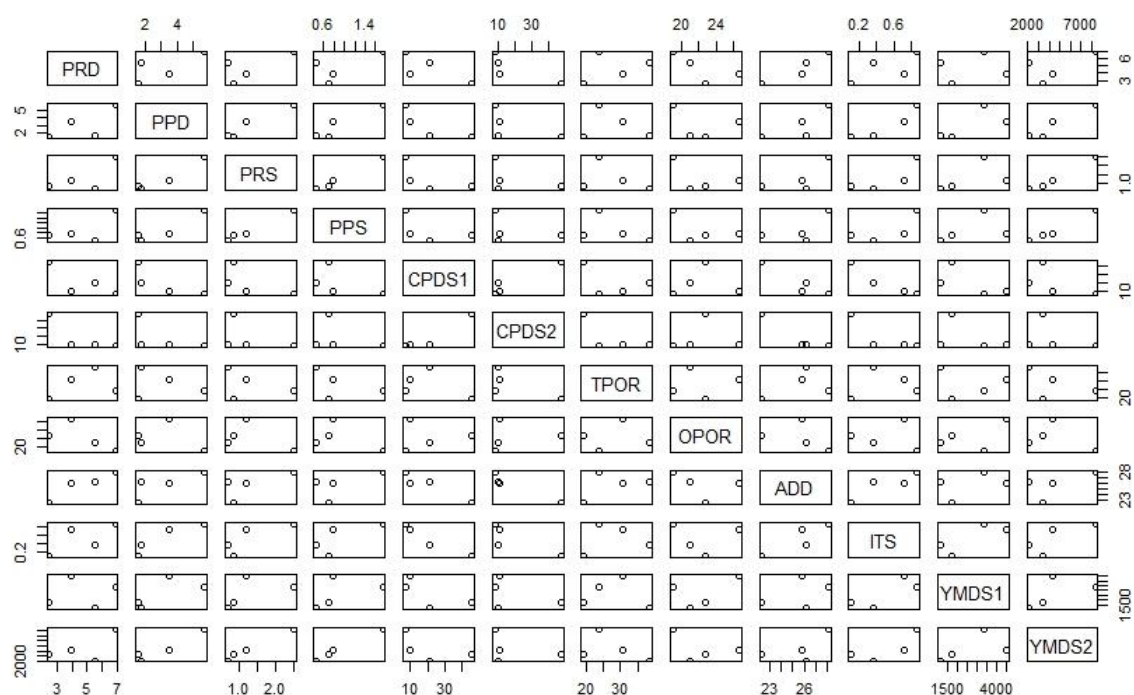


Figure II.4-26: Nuages de points des variables représentées deux à deux

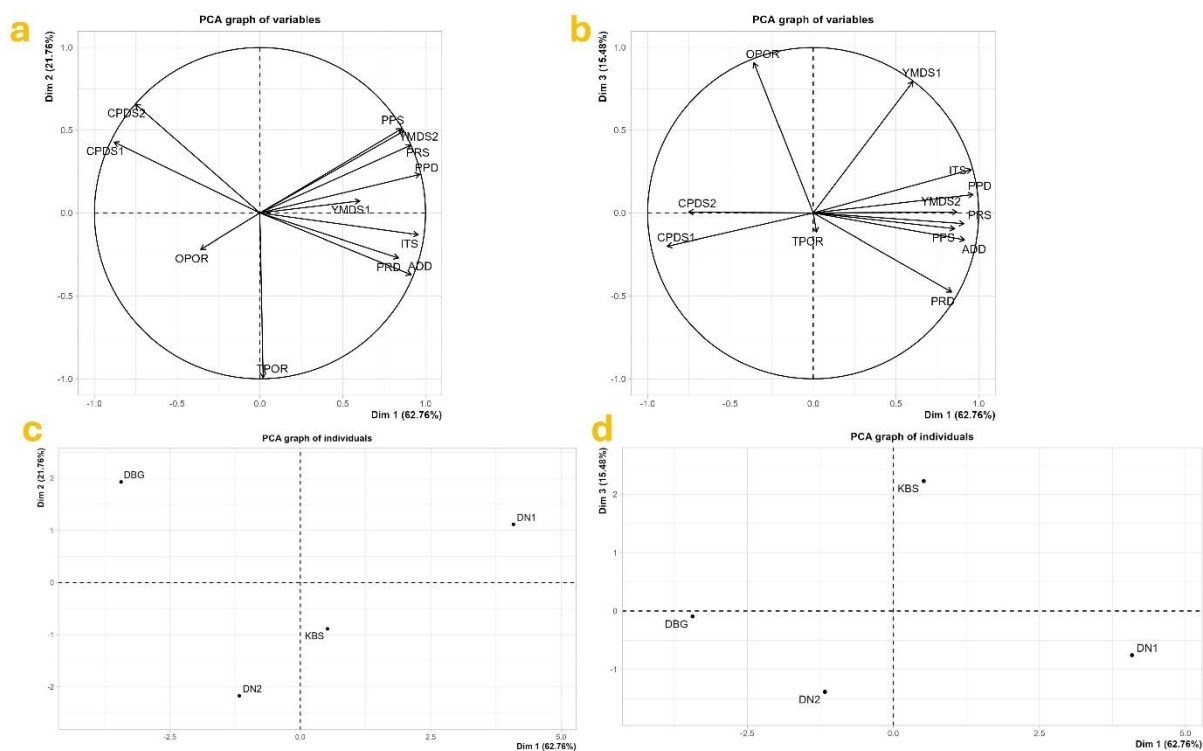


Figure II.4-27: Plans factoriels représentatifs des variables (a & b) et des individus (c & d)

Au vu des informations présentées sur la Figure II.4-27, on peut en déduire que chaque axe des plans factoriels regroupe un ensemble de caractéristiques similaires qu'on pourra identifier comme suit :

- La dimension 1, avec 62,76% de la variance représentée regroupe les paramètres de résistance en compression et de déformabilité
- La dimension 2, avec 21,7% de la variance représentée regroupe les paramètres d'absorption et de capillarité
- La dimension 3, avec 15,4% de la variance représentée regroupe les paramètres de cohésion, de porosité et de densité.

Les informations tirées de la Figure II.4-27 indiquent que les carrières étudiées représentent de manière significativement les gammes de BLT qui peuvent être rencontrés, puisque chaque quadrant de la Figure II.4-27c et de la Figure II.4-27d on trouve au moins une carrière. Les quadrants sur la Figure II.4-27c , identifiées et repérées dans l'ordre dans le sens de rotation trigonométrique regroupe :

- 1^{er} quadrant : BLT avec de bonnes résistances mécaniques, peu déformables avec de faible capacité d'absorption
- Le 2^e quadrant : BLT avec de faibles résistances mécaniques, très déformables avec de faible capacité d'absorption
- Le 3^e quadrant : BLT avec de faibles résistances mécaniques, très déformables avec de fortes capacités d'absorption
- Le 4^e quadrant : BLT avec de bonnes résistances mécaniques, peu déformables avec de fortes capacités d'absorption

En ce qui concerne le second plan factoriel sur la Figure II.4-27d, dans les mêmes conditions on identifie :

- 1^{er} quadrant : BLT avec de bonnes résistances mécaniques, peu déformables avec de de bonnes cohésions internes et des pores (ou grains) de faibles diamètres
- Le 2^e quadrant : BLT avec de faibles résistances mécaniques, très déformables avec de bonne cohésion interne et des pores (ou grains) de faibles diamètres (peu probable d'en trouver)
- Le 3^e quadrant : BLT avec de faibles résistances mécaniques, très déformables avec de faible cohésion interne et des pores (ou grains) de grands diamètres

- Le 4^e quadrant : BLT avec de bonnes résistances mécaniques, peu déformables avec de faible cohésion interne et des pores (ou grains) de grands diamètres

Le Tableau II.4-8 donne les familles et classes de BLT que l'on peut rencontrer.

Dans l'analyse du premier plan factoriel des variables, qui représente plus de 83% de l'information totale, chaque quadrant contient des attributs similaires. Ces observations montrent clairement que si les BLT présentent un ensemble de propriétés communes, les variations d'autres propriétés sont influencées par des facteurs géologiques et de composition spécifique, notamment ceux décrits dans le deuxième plan factoriel.

Tableau II.4-8: Classification des BLT en familles

<i>Famille de BLT</i>	<i>Exemple</i>	<i>Résistance en compression</i>	<i>Déformabilité</i>	<i>Capacité d'absorption et de stockage</i>	<i>Capillarité</i>
<i>Famille 1</i>	<i>Dano 1</i>	Forte	Faible	Faible	Faible
<i>Famille 2</i>	<i>Dano 2</i>	Faible	Forte	Forte	Forte
<i>Famille 3</i>	<i>Kamboinsin</i>	Forte	Faible	Forte	Faible
<i>Famille 4</i>	<i>Diébougou</i>	Faible	Forte	Faible	Forte

<i>Famille de BLT</i>	<i>Exemple</i>	<i>Cohésion</i>	<i>Porosité</i>	<i>Macroéléments (Pores ou grains)</i>	<i>Densité grains solides</i>
<i>Famille 1</i>	<i>Dano 1</i>	Forte	Faible	Oui	Forte
<i>Famille 2</i>	<i>Dano 2</i>	Faible	Forte	Oui	Forte
<i>Famille 3</i>	<i>Kamboinsin</i>	Forte	Faible	Non	Faible
<i>Famille 4</i>	<i>Diébougou</i>	Faible	Forte	Non	Faible

L'examen individuel des carrières révèle des caractéristiques distinctes : Dano 1 est identifiée comme une pierre dense et résistante, caractérisée par une porosité très faible et de petits diamètres de pores. Kamboinsin se distingue par ses propriétés mécaniques de deuxième ordre, avec une porosité totale supérieure à celle de Dano 1, ce qui lui confère un équilibre optimal entre la résistance mécanique et les attributs physiques. Il est suivi de près par Dano 2, qui est la pierre la plus poreuse de l'échantillon, ce qui implique une variabilité significative dans son comportement structurel. Enfin, le Diebougou est la pierre avec les plus pauvres propriétés mécaniques parmi les pierres analysées, bien qu'elle compense par un diamètre de pore relativement plus grand, ce qui affecte son utilité globale dans les applications de maçonnerie surtout en termes de confort thermique.

Tableau II.4-9: Valeurs d'entrée pour l'analyse statistique

Carrière	DN1	DN2	KBS	DBG
PRD	6,86	5,5	3,93	2,51
PPD	5,72	1,76	3,55	1,59
PRS	2,48	0,66	1,17	0,82
PPS	1,74	0,46	0,79	0,7
CPDS1	7,1	20,96	9,77	45,72
CPDS2	8,03	9,7	10,87	47,35
TPOR	23,75	38,5	30,65	19,32
OPOR	18,97	21	26,71	22,7
ADD	28,04	26,16	25,83	22,37
ITS	0,87	0,37	0,72	0,11
YMDS1	3345	1156	4480	1732
YMDS2	8370	2137	4332	3401

II.5. Conclusion partielle

Ce chapitre visait à étudier en profondeur les caractéristiques des éléments de maçonnerie, en établissant au passage des méthodologies et des équations pour évaluer les lois de comportement de la pierre latéritique et du joint, en tenant compte à la fois de leur degré de saturation en eau et des dimensions. Pour atteindre ces objectifs, une série d'expérimentations ont été conduites afin d'évaluer les principales propriétés mécaniques et physiques des éléments de maçonnerie en pierre latéritique et de leurs constituants. L'étude a par ailleurs consisté à comparer ces résultats et à examiner comment la taille de la pierre de latérite et sa teneur en eau influençaient ses propriétés globales. Les résultats indiquent une réduction substantielle des performances mécaniques des pierres testées, avec une perte moyenne de plus de 55% après saturation. Parmi les échantillons, Dano 1 a présenté la densité et la résistance à la compression non confinée (UCS) les plus élevées, avec des valeurs respectives à 28,04 kN/m³ et 6,36 MPa. On note que Dano 2 a subi une perte de résistance significative, avec plus de 70 % de sa

résistance à la compression non confinée perdue à saturation. Il a également été noté que le ratio de perte de résistance de la pierre latéritique était inversement lié au ratio des diamètres des pores capillaires lorsque l'on compare les orientations perpendiculaires et parallèles, ce qui indique qu'un ratio plus proche de 1,00 correspond à une perte de résistance réduite.

L'analyse a permis d'obtenir plusieurs informations intéressantes sur la maçonnerie en pierre latéritique. La résistance à la compression des murs était comprise entre 0,6 et 1,8 MPa, la défaillance structurelle se manifestant généralement entre 40 et 60 % de la résistance maximale, caractérisée par l'apparition de fissures verticales à environ un quart de leur largeur. Les murs construits avec des blocs DANO 1 se sont révélés fragiles, présentant une relation linéaire dans la courbe de contrainte axiale jusqu'à l'effondrement complet. À l'inverse, les blocs DANO 2 présentent un comportement plus ductile. Les blocs de Kamboinsin présentaient un comportement intermédiaire entre fragilité et faible ductilité.

L'étude a également mis en évidence des corrélations significatives entre les propriétés physiques et mécaniques de la pierre latéritique dans des conditions sèches, teneurs en eau normales et en conditions saturées. Ces relations, qui reflètent les tendances observées dans la variation des propriétés, permettent de prédire indirectement le comportement en fonction des conditions d'humidité, qu'il s'agisse de conditions sèches, semi-saturées ou totalement saturées. Ceci a des implications pour l'évaluation de la durabilité des matériaux en pierre et l'optimisation dans la sélection des sites et carrières de BLT qui seront exposés à des environnements humides tout au long de leur durée de vie. En outre, l'étude a mis en évidence l'influence de la taille de la pierre latéritique et de son état hydrique sur le comportement, ce qui a conduit à la mise en évidence de nouvelles fonctions de corrélation qui établissent un lien entre les propriétés mécaniques et physiques essentielles dans diverses conditions d'humidité. Les équations qui en résultent constituent une alternative précieuse aux méthodes de laboratoire conventionnelles, gourmandes en ressources, pour la détermination des résistances à la compression et des modules associés. Cette approche permet non seulement d'améliorer les études de modélisation empirique, mais aussi de jeter les bases de futures analyses numériques et hydromécaniques des structures de maçonnerie, en particulier en ce qui concerne les effets des différents états de saturation. Les chapitres à suivre approfondiront ces aspects de modélisation numérique tout en tenant compte du comportement hydromécanique des de la maçonnerie à base de BLT.

Chapitre III. Modélisation du comportement des maçonneries en BLT

III.1. Introduction

Pour ce qui est des méthodes de calcul des structures de maçonneries non armées, on en distingue deux types : les méthodes analytiques empiriques et les méthodes computationnelles. Le présent chapitre sera relatif aux activités et résultats relatifs à l'objectif spécifique N°2 dont l'intitulé est « Modélisation numérique du comportement des maçonneries en BLT », c'est-à-dire qu'il s'agira de définir les méthodes de modélisation mathématiques et numériques adoptées pour la simulation du comportement mécanique des maçonneries à base de BLT. Une formule empirique et un modèle numérique utilisable au moins seront développés et déterminés. Cinq parties constitueront ce chapitre. Ce sont une introduction, Un bref historique des méthodes de calcul spécifiques aux maçonneries non armées et des potentialités et limites des BLT, les matériels et méthodes, les résultats et discussions et une conclusion partielle. Pour les matériels et méthodes, le développement sera fait sur le ou les modèles retenus. Les théories mathématiques, méthodes de résolution et améliorations potentielles apportées seront présentées. Pour les résultats, il s'agira de présenter les principaux résultats obtenus, de les analyser et de les discuter en relation avec les résultats expérimentaux obtenus et ceux de la littérature. Sur le point de vue expérimental, l'accent étant mis sur le comportement en compression et au cisaillement. Les paramètres nécessaires seront définis des guides de choix et de dimensionnement seront établis ne serait-ce que sommairement.

III.2. Historiques et potentialités des modèles

III.2.1. Les méthodes analytiques et leur applicabilité à la maçonnerie de BLT

Reconnaissant que la résistance de la maçonnerie soit intrinsèquement liée aux propriétés de ses composants fondamentaux, tels que les blocs et le mortier, les chercheurs ont développé des formules empiriques qui relient la résistance à la compression de ces éléments à la capacité de charge globale de la maçonnerie dans son ensemble. Cette approche vise à rendre l'évaluation

des systèmes de maçonnerie plus efficace et plus accessible, favorisant ainsi l'utilisation de la pierre latéritique dans les pratiques de construction actuelles.

De nombreuses études ont montré que la pierre latéritique présente des caractéristiques thermiques plus intéressantes pour la construction dans le contexte sahélien, en particulier par rapport aux matériaux cimentaires traditionnels [9,13]. En outre, la pierre latéritique présente des caractéristiques mécaniques prometteuses, ce qui permet de l'utiliser dans des applications structurales, en particulier dans la construction de murs porteurs, conformément à diverses normes et directives de construction [8,13,14]. Malgré ces avantages, l'adoption de la pierre latéritique comme matériau de base pour les structures porteuses est entravée par le manque de données fiables concernant sa performance dans des conditions spécifiques. Bien que certains chercheurs aient proposé des équations empiriques pour calculer la résistance de la maçonnerie en pierre latéritique, les informations existantes restent limitées et souvent insuffisantes pour une application généralisée.

Dans leur étude, Kaboré et al. [11] ont mis en évidence que les codes de calcul actuels, tels que l'Eurocode 6 [63] et le CNERIB [363], ainsi que les formules proposées dans la littérature [364–366], ne représentent pas de manière adéquate le comportement des maçonneries construites en pierre latéritique. Pour mieux illustrer ce manque de cohérence, le Tableau III.2-1 présente plusieurs formules empiriques dérivées de recherches visant à prédire la résistance à la compression de divers types de maçonnerie. La plupart de ces formules sont représentées par des fonctions de puissance qui prennent en compte des paramètres d'entrée clé tels que la résistance à la compression du bloc et du mortier, ainsi que leurs caractéristiques géométriques. Certains de ces modèles adoptent une approche linéaire [367,368], tandis que d'autres utilisent des expressions polynomiales [369] qui se concentrent uniquement sur les propriétés du bloc et du mortier.

Ces modèles analytiques sont généralement formulés comme suit :

$$f_k = k \times f_b^\alpha \times f_m^\beta$$

Équation III.2-1: Expression empirique générale de calcul de la résistance caractéristique à la compression de la maçonnerie

Dans cette équation, f_k représente la valeur caractéristique de la résistance à la compression de la maçonnerie, f_b indique la résistance à la compression caractéristique du bloc et f_m la valeur caractéristique de la résistance à la compression du mortier. Les paramètres α et β servent de facteurs correctifs correspondant respectivement au bloc et au mortier. De plus, la variable k

est ajustée en fonction des caractéristiques géométriques du bloc et du mortier, comme indiqué dans NF EN 1996-1 [63]. Une observation clé émergeant de l'analyse des études précédentes est que la valeur du paramètre α dépasse systématiquement celle de β .

Tableau III.2-1: Récapitulatif de quelques formules empiriques de calcul de la résistance caractéristique en compression des structures de maçonnerie dans la littérature

<i>Auteurs / Source</i>	<i>Type de maçonnerie</i>	<i>Formules</i>
Hendry et Malek [364]	Brique pleine non perforée	$0,32 \times f_b^{0,53} \times f_m^{0,21}$
Kaushik, Rai et Jain [278]	Brique d'argile	$0,63 \times f_b^{0,49} \times f_m^{0,32}$
Basha et Kaushik [370]	Blocs de cendres volantes	$1,34 \times f_b^{0,1} \times f_m^{0,33}$
Llorens et al. [371]	Brique d'argile	$0,1 \times f_b^{0,34} \times f_m^{1,93}$
Kandymov et al. [372]	Blocs cambodgiens	$0,24 \times f_b^{0,59} \times f_m^{0,32}$
Kumavat [373]	Blocs d'argile	$0,69 \times f_b^{0,6} \times f_m^{0,35}$
NF EN 1996-1 [63]	Toute maçonnerie avec un joint épais	$k \times f_b^{0,65} \times f_m^{0,25}$
Thamboo et Dhanasekar [342]	Brique de terre comprimée	$0,2 \times f_b^{1,26} \times f_m^{0,15}$
Dayaratnam [374]	Maçonnerie massive non armée	$0,63 \times f_b^{0,49} \times f_m^{0,32}$
Chourasia [12]	Bloc de latérite	$0,482 \times f_b^{0,729} \times f_m^{0,365}$
Sajanthan, Balagasan et Sathiparan [375]	Brique de terre stabilisée au ciment	$0,25 \times f_b^{1,03} \times f_m^{0,28}$
Engesser [367]	Maçonnerie de pont en arc	$\frac{1}{3} \times f_b + \frac{2}{3} \times f_m$
Garzón-Roca, Marco et Adam [368]	Brique d'argile	$0,53 \times f_b + 0,93 f_m - 10,32$
Dymiotis et Gutleiderer [369]	Brique d'argile	$0,327 f_b (1 - 0,003 f_b + 0,015 f_m)$

Cette remarque suggère que la résistance à la compression de la maçonnerie est plus sensible aux variations de la résistance du bloc qu'aux variations de la résistance du mortier. Néanmoins, il est important de noter que certaines études, notamment les travaux de Basha et al. [370] et de Llorens et al. [371], ont présenté des conclusions différentes, soulignant ainsi la complexité de cette relation. Dans l'étude menée par Chourasia et al. [12], les données utilisées pour la formule

proposée ont été dérivées d'une variété de valeurs éparses trouvées dans la littérature. Malheureusement, cette approche n'a pas pris en compte les conditions expérimentales spécifiques ou les normes employées pour la caractérisation des matériaux de base, qui peuvent influencer les résultats de manière significative. Le contexte expérimental, ainsi que les normes utilisées pour évaluer les propriétés mécaniques caractéristiques des éléments de maçonnerie, affecte significativement les résultats obtenus à partir de ces études. Il est donc essentiel de prendre en compte les propriétés interactives du bloc et du mortier dans la composition de la maçonnerie lors de l'évaluation de leurs effets combinés. En outre, cette étude manque de précision dans le calcul de l'erreur d'approximation associée à la formule proposée, ce qui introduit un degré de biais supplémentaire quant à son applicabilité pour un usage général. Cette lacune souligne la nécessité d'un cadre plus robuste pour l'évaluation de la résistance de la maçonnerie, qui reflète avec précision l'interaction nuancée entre les propriétés des matériaux impliqués. De nombreux chercheurs ont proposé des formules similaires pour une variété de matériaux, démontrant l'exploration continue dans ce domaine [376–382]. En comblant ces insuffisances, les études futures peuvent ouvrir la voie à des résultats plus fiables et applicables qui améliorent la compréhension et l'utilisation de la maçonnerie dans les pratiques de construction. En fin de compte, une délimitation plus claire de ces relations profitera non seulement à la recherche universitaire, mais aussi aux méthodologies de construction pratiques qui garantissent la sécurité et la longévité des structures.

III.2.2. Les méthodes computationnelles applicables aux BLT

L'évolution de la modélisation computationnelle a facilité la disponibilité d'outils relativement fiables pour les calculs structurels ; cependant, l'efficacité de ces outils s'articule autour de la qualité des données d'entrée. Pour que ces modèles soient utiles, les utilisateurs doivent avoir confiance dans la validité des résultats obtenus. Certains efforts de recherche récents ont visé à développer des modèles numériques appropriés [12] ; néanmoins, ces modèles restent principalement à l'échelle macroscopique, et leur précision tend à être critiquable [383]. Parmi les différentes méthodologies, la modélisation non linéaire par éléments finis est apparue comme un outil très apprécié et efficace pour évaluer la capacité de charge et le comportement de déplacement des systèmes de maçonnerie [384]. Cette technique est capable de représenter avec précision la réponse des structures de maçonnerie avant et après qu'elles ont atteint des niveaux de charge maximale, grâce à l'application de modèles de matériaux constitutifs inélastiques qui tiennent compte de divers scénarios de charge monotone. La littérature fournit de nombreuses preuves de la précision et de l'applicabilité de cette approche [31–33,274,385–

390]. En termes de représentation numérique, la maçonnerie peut être modélisée de deux manières distinctes : en modélisant les composants individuels séparément ou en adoptant une approche plus globale. La première option, connue sous le nom de micromodélisation, peut être classée en variantes détaillée et simplifiée. La micromodélisation détaillée consiste à représenter les unités (comme les blocs de pierre latéritique) et les joints de mortier à l'aide d'éléments continus. En revanche, les surfaces de contact entre les unités et le mortier sont illustrées à l'aide d'éléments d'interface. D'autre part, la micromodélisation simplifiée regroupe le comportement non linéaire des joints de mortier et des surfaces de contact dans des éléments d'interface tout en représentant les unités étendues comme des éléments de continuum [391]. Un des défis associés aux techniques de micromodélisation pour la maçonnerie réside dans l'identification de modèles d'interface adéquats. Le développement de ces modèles a été un point central pour faire progresser l'efficacité des approches de micromodélisation, depuis les contributions pionnières faites par Page en 1978 [159]. L'amélioration continue de la modélisation des interfaces sera cruciale pour renforcer la robustesse et la fiabilité des simulations numériques dans l'analyse de la maçonnerie, ce qui permettra de mieux prédire le comportement et les performances des matériaux dans diverses conditions de charge. Au fur et à mesure que la recherche dans ce domaine progresse, associée aux progrès des outils informatiques, nous pouvons nous attendre à des méthodologies plus sophistiquées qui amélioreront notre compréhension des systèmes de maçonnerie.

Diverses lois constitutives ont été développées, qui intègrent les principes d'endommagement et de plasticité [121,388] ou se concentre principalement sur la théorie de la plasticité [81,122,392]. Le modèle d'interface composite utilisé dans le cadre de cette recherche a fait l'objet d'une analyse approfondie dans les travaux antérieurs de Lourenço, Rots et Van Zijl [285,393,394]. Il est essentiel de parvenir à une représentation précise du comportement des unités individuelles pour éviter des réponses trop rigides et une charge de rupture surestimée dans les modèles numériques par rapport à des résultats expérimentaux réels [274,384,395,396]. Dans le domaine de la micromodélisation, deux stratégies principales peuvent être employées pour traiter la fissuration des éléments de maçonnerie. La micromodélisation est particulièrement sophistiquée et constitue un excellent outil pour imiter les assemblages de briques qui ont fait l'objet d'essais empiriques. Bien que cette approche exige un nombre substantiel de paramètres, elle aide considérablement à comprendre les caractéristiques uniques de la maçonnerie et à paramétrer les résultats dérivés des études expérimentales.

III.3. Matériels et Méthodes

Les informations utiles et détaillées des constituants de base de la maçonnerie et des résultats expérimentaux sur les murets sont fournies dans le chapitre précédent.

III.3.1. Définition d'une formule empirique

La formule empirique a été dérivée du modèle décrit dans l'Équation III.2-1. En appliquant la fonction du logarithme naturel aux composantes de cette équation, on obtient une équation linéaire impliquant trois variables :

$$\ln(f_k) = \ln(k) + \alpha \ln(f_b) + \beta \ln(f_m) \Rightarrow Z = \alpha X + \beta Y + K$$

Équation III.3-1: Changement de variables pour la résolution du système de l'Équation III.2-1

Dans cette formulation, les variables se définissent comme suit :

- $Z = \ln(f_k)$, où f_k représente la valeur caractéristique de la résistance à la compression de la maçonnerie,
- $X = \ln(f_b)$, où f_b représente la valeur caractéristique de la résistance à la compression du bloc,
- $Y = \ln(f_m)$, où f_m représente la valeur caractéristique de la résistance à la compression du mortier,
- $K = \ln(k)$, avec α, β and k étant les coefficients à déterminer.

Pour déterminer les valeurs scalaires de ces coefficients, la méthode des moindres carrés a été utilisée. Cette technique minimise les écarts entre les valeurs prédites par le modèle et les valeurs déterminées expérimentalement. La méthode des moindres carrés pour des modèles analogues opérants sur n valeurs peut être décrite par l'expression fournie dans Équation III.3-2.

$$S(X, Y, Z) = \sum_{i=1}^n e_i^2 = \sum_{i=1}^n (\alpha X_i + \beta Y_i + K - Z_i)^2$$

Équation III.3-2: Expression de la méthode des moindres carrés

L'objectif de cette méthode est d'identifier le minimum de la fonction S , qui se produit lorsque ses dérivées partielles concernant les paramètres inconnus sont égales à zéro. Ainsi, le problème peut être réduit à la résolution de l'équation matricielle suivante :

$$\begin{bmatrix} \sum_i X_i^2 & \sum_i X_i Y_i & \sum_i X_i \\ \sum_i X_i Y_i & \sum_i Y_i^2 & \sum_i Y_i \\ \sum_i X_i & \sum_i Y_i & n \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \alpha \\ \beta \\ K \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sum_i X_i Z_i \\ \sum_i Y_i Z_i \\ \sum_i Z_i \end{bmatrix}$$

Équation III.3-3: Expression matricielle simplifiée de résolution l'équation des moindres carrés

Pour évaluer la précision du modèle proposé, le coefficient de détermination (R^2) est calculé. Il quantifie le pourcentage de variabilité pris en compte par le modèle. L'erreur standard d'estimation (σ), exprimée en mégapascals (MPa), est également calculée. Ces paramètres peuvent être obtenus à l'aide des équations suivantes :

$$R^2 = 1 - \sqrt{\frac{\sum (f_i - f_k)^2}{\sum (f_i - f_{moy})^2}}$$

Équation III.3-4: Expression de calcul du coefficient de détermination R^2

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (f_i - f_k)^2}{n - 3}}$$

Équation III.3-5: Expression de calcul de l'erreur standard σ

Dans ces équations, f_i représente la résistance à la compression prédite de la maçonnerie selon le modèle, tandis que f_k correspond à la résistance mesurée expérimentalement. Le symbole f_{moy} fait référence à la moyenne arithmétique des résistances expérimentales, et n représente le nombre total de points de données analysés. Un coefficient de détermination (R^2) proche de 1 signifie que le modèle est bien adapté aux données, tandis qu'une valeur proche de zéro indique une mauvaise adaptation. Simultanément, une valeur de σ plus petite est préférable, car elle indique une dispersion réduite des données autour des valeurs estimées.

Il est important de noter que dans l'Équation III.3-5, le diviseur utilisé est $n - 3$ au lieu de n , afin de fournir une estimation non biaisée. Le chiffre « 3 » est spécifiquement choisi pour tenir compte des trois paramètres qui doivent être déterminés : Cet examen attentif de l'estimation des paramètres renforce non seulement la fiabilité du modèle, mais contribue également à une représentation plus précise des relations entre les variables concernées.

III.3.2. Modèle applicable aux BLT

En faisant l'hypothèse que la faible perméabilité des BLT utilisées et le chargement relativement rapide au moment des expérimentations permettent que la pierre soit en condition non drainée du point de vue géotechnique, les théories de Jardine [397,398] sur le comportement des sols argileux peuvent être appliqués.

Le modèle de Jardine en petites déformations est un modèle élastoplastique, fusionnant efficacement le comportement élastique non linéaire avec la plasticité idéale de Tresca, qui n'incorpore pas les effets d'écrouissage. L'élasticité non linéaire établit une relation non linéaire distinctive entre la contrainte et la déformation, qui est cruciale pour comprendre comment divers matériaux réagissent sous l'effet d'une charge. Certains matériaux, en particulier ceux classés comme hypoélastiques, présentent un comportement élastique non linéaire caractérisé par une réponse similaire pendant les phases de chargement et de déchargement. Cela contraste fortement avec les matériaux structurels conventionnels, dont le comportement élastique est généralement linéaire et directement proportionnel à la contrainte appliquée.

Les matériaux granulaires et les sols s'illustrent particulièrement avec des propriétés élastiques uniques qui divergent de celles des matériaux structurels standard. Dans ces matériaux, la rigidité augmente généralement avec le niveau de contrainte en raison de la disposition compacte des particules. Lorsqu'une charge est appliquée, les particules des matériaux granulaires subissent un contact et un frottement interparticulaires plus importants, ce qui entraîne une rigidité accrue. En outre, l'élasticité non linéaire du sol est encore difficile à appréhender à cause des facteurs tels que la teneur en eau, les niveaux de saturation et le degré de compactage. Par exemple, les sols saturés présentent une rigidité réduite par rapport aux sols secs en raison de la pression de l'eau interstitielle, qui modifie la contrainte effective et diminue le contact entre les particules. De même, les sols compactés à différentes densités présentent des caractéristiques de rigidité différentes. Un compactage plus important conduit à un arrangement plus serré des particules, augmentant ainsi la capacité de charge du sol similaire à celui des pierres indurées telles que le BLT. Il convient également de noter que le concept d'hystérésis apparaît souvent lorsqu'il est question du comportement élastique non linéaire des sols. L'hystérésis fait référence à la dissipation d'énergie qui se produit pendant les cycles de chargement ou de déchargement. Ce comportement peut affecter la stabilité à long terme des structures, ainsi que leur réponse aux charges dynamiques, telles que les tremblements de terre et les vibrations. Une modélisation précise de ces comportements permet de mieux prédire les

performances du BLT dans des conditions de charge variée. L'applicabilité du modèle de Jardine est limitée aux scénarios impliquant des déformations planes, des configurations axisymétriques et des analyses par éléments solides [399]. Le modèle de Jardine est caractérisé par un comportement initialement rigide, avec une rigidité qui diminue au fur et à mesure que la déformation augmente. Les recherches expérimentales menées par Jardine et al [397] ont montré que même sous de très faibles déformations, de nombreux types d'éléments assimilables au sol présentent des réponses non linéaires en termes de contrainte et de déformation. Ceci est particulièrement pertinent dans divers scénarios géotechniques, où les conditions de petites déformations prédominent dans la majeure partie du modèle. Les travaux fondamentaux de Jardine et al [398] établissent une corrélation entre le module d'Young sécant et la déformation axiale observée au cours d'un essai de compression triaxiale non drainé. Dans ces essais, un échantillon de sol cylindrique est soumis à une charge axiale croissante tout en maintenant une contrainte radiale constante, ce qui permet de mesurer les contraintes axiales. Le module de Young sécant, noté E_u , est défini comme suit :

$$E_u = \frac{\sigma_a - \sigma_{a;0}}{\varepsilon_a}$$

Équation III.3-6: Expression de calcul du module de Young

Ici,

- E_u représente le module d'Young sécant,
- ε_a représente la déformation axiale,
- σ_a est la contrainte axiale appliquée, et
- $\sigma_{a;0}$ est la contrainte axiale initiale (où $\varepsilon_a = 0$).

Dans le contexte des essais triaxiaux, les contraintes axiales sont obtenues à partir des charges appliquées, ce qui permet de dériver E_u directement à partir de ces mesures, conformément à l'Équation III.3-6.

Une hypothèse fondamentale du modèle de Jardine stipule que la relation entre le module d'Young sécant et la déformation axiale dans le domaine élastique peut être écrite sous la forme suivante :

$$E_u = G + (F - G) \times \cos \left(\alpha \left(\log \frac{\varepsilon_a}{C} \right)^\gamma \right)$$

Équation III.3-7: Expression de calcul du module de Young au-delà de la phase élastique selon Jardine [347]

Cette relation peut être représentée graphiquement sous la forme d'une fonction périodique dans une courbe représentant E_u en fonction de ε_a , comme illustré à la Figure III.3-1: Paramètres de Jardine dans la courbe de la fonction module = log (déformation).

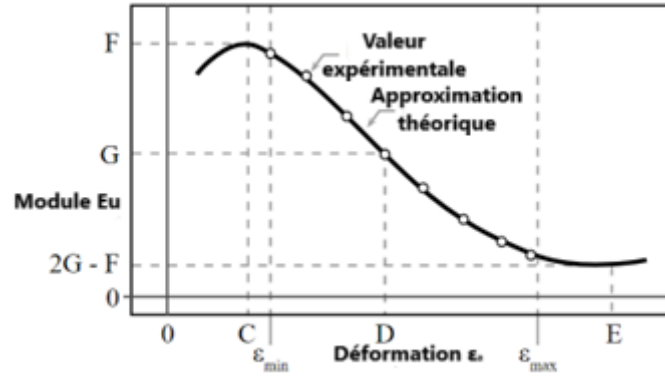


Figure III.3-1: Paramètres de Jardine dans la courbe de la fonction module = log (déformation)

Sur cette figure, les paramètres de Jardine sont visualisés dans une fonction où le module de rigidité est exprimé en fonction de la déformation. La relation fait référence à cinq paramètres indépendants (C , D , E , F et G), qui sont traités comme des constantes matérielles. Ces paramètres peuvent être directement extraits de la courbe module-déformation. Notamment, les paramètres D et E servent de base pour le calcul d'autres paramètres α et γ à l'aide de formules explicitées dans l'Équation III.3-8. Cela suppose que la composante angulaire de l'équation est égale à $\frac{1}{2}\pi$ à des niveaux de rigidité moyens, tandis qu'elle est égale à π à la rigidité minimale.

$$\gamma = \frac{\log(2)}{\log\left(\frac{\log(E/C)}{\log(D/C)}\right)} ; \quad \alpha = \frac{\frac{1}{2}\pi}{(\log(D/C))^\gamma}$$

Équation III.3-8: Expression de calcul des paramètres α et γ dans les théories de Jardine [347]

Les implications de ce modèle vont au-delà de l'analyse théorique et influencent les applications pratiques de l'ingénierie géotechnique en fournissant des informations essentielles sur le comportement de matériaux assimilables à des sols dans diverses conditions de chargement.

Les paramètres F et G ne sont pas nécessairement en corrélation directe avec la rigidité maximale ou moyenne mesurée du matériau. Mieux, F représente la valeur maximale de la courbe qui correspond le mieux aux données d'essai ; cette valeur maximale peut dépasser la plage des données observées. De même, la rigidité minimale projetée pourrait potentiellement

être une valeur négative, à condition que le module d'Young sécant (E_u) reste positif dans la plage spécifiée définie par l'Équation III.3-7. Cet intervalle est borné par ε_{min} par et ε_{max} . En dehors de ces limites, on suppose que le module tangent reste constant. Pour les déformations inférieures à ε_{min} , un module sécant constant est implicitement pris en compte, tandis que pour les déformations supérieures à ε_{max} , cette hypothèse n'est plus valable.

Dans la pratique, ε_{min} est souvent choisie comme la plus petite déformation pour laquelle des données expérimentales sont disponibles. Cependant, il convient d'être prudent pour la détermination de ε_{max} afin de s'assurer qu'il correspond à l'amorce de la limite d'élasticité. Si ε_{max} est fixé à un niveau trop élevé, il peut en résulter une rigidité tangentielle élastique négative, ce qui pourrait entraîner une instabilité numérique, même si ε_{max} est maintenu en dessous du niveau du module d'élasticité E .

Dans son application, le modèle de Jardine est généralisé en substituant l'invariant de déformation déviatorique pour $\varepsilon_a\sqrt{3}$, avec ε_1 , ε_2 , et ε_3 identifiés comme les principales déformations élastiques.

$$\varepsilon_{eq} = \sqrt{\frac{2}{3} \times ((\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2)}$$

Équation III.3-9: Expression de calcul de la déformation déviatorique de substitution

L'introduction du facteur $\sqrt{3}$ résulte de la substitution des conditions de contrainte expérimentale (où $\varepsilon_1 = \varepsilon_a$ et $\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = -\frac{1}{2}\varepsilon_a$) dans l'Équation III.3-9. Cette substitution facilite la dérivation d'une expression pour le module tangent (E_{ut}) à partir de l'Équation III.3-7.

Après la substitution de ε_{eq} , ces expressions peuvent être reformulées comme suit :

$$E_u = f_1(\varepsilon_{eq}) = G + (F - G) \times \cos(\alpha \times I^\gamma)$$

Équation III.3-10: Expression de calcul du module de Young équivalent de Jardine [347]

$$E_{ut} = f_2(\varepsilon_{eq}) = G + (F - G) \times \cos(\alpha \times I^\gamma) - \frac{(F - G) \times \alpha \times \gamma \times I^{\gamma-1}}{2,303} \times \sin(\alpha \times I^\gamma)$$

Équation III.3-11: Expression de calcul du module tangent équivalent de Jardine [347]

Avec

$$I = \log \left(\frac{\varepsilon_{eq}}{\sqrt{3} \times C} \right)$$

Équation III.3-12; Expression de calcul du paramètre I de Jardine [347]

Les déformations élastiques équivalentes correspondant aux valeurs limites $\varepsilon_{eq_{min}}$ et $\varepsilon_{eq_{max}}$ sont exprimées comme suit :

$$\varepsilon_{eq_{min}} = \varepsilon_{min} \sqrt{3} \quad \text{et} \quad \varepsilon_{eq_{max}} = \varepsilon_{max} \sqrt{3}$$

Équation III.3-13: Expression de calcul des déformations équivalentes limites selon Jardine [347]

En se basant sur l'hypothèse d'un module tangent constant au-delà de ces valeurs limites, l'expression globale de E_u peut être formulée comme suit :

$$E_u = \begin{cases} f_1(\varepsilon_{eq_{min}}) & \text{si } \varepsilon_{eq} \leq \varepsilon_{eq_{min}} \\ f_1(\varepsilon_{eq}) & \text{si } \varepsilon_{eq_{min}} < \varepsilon_{eq} \leq \varepsilon_{eq_{max}} \\ f_2(\varepsilon_{eq_{max}}) + \left(f_1(\varepsilon_{eq_{max}}) - f_2(\varepsilon_{eq_{min}}) \right) \times \frac{\varepsilon_{eq_{max}}}{\varepsilon_{eq}} & \text{si } \varepsilon_{eq} > \varepsilon_{eq_{max}} \end{cases}$$

Équation III.3-14: Expressions de calcul par intervalles du module de Young selon Jardine [347]

Ces améliorations apportées au modèle de base de Jardine renforcent son applicabilité et sa précision dans les analyses des structures d'ingénierie telles que les maçonneries de pierre non armées.

À chaque itération et à chaque point d'intégration, l'Équation III.3-14 est utilisée pour calculer les contraintes actualisées. Pour effectuer des analyses impliquant des contraintes initiales qui ne sont pas nulles, il devient nécessaire de mettre à jour les contraintes en incorporant des incréments de contrainte. Ces incréments de contrainte sont déterminés en calculant la rigidité tangente moyenne sur la variation de la déformation équivalente ($\Delta\varepsilon_{eq}$). Ceci peut être réalisé avec précision en utilisant la définition donnée pour le module sécant tel qu'exprimé dans l'Équation III.3-6. La relation entre les modules tangent et sécant peut être représentée comme suit :

$$E_{ut} = \frac{d\sigma_a}{d\varepsilon_a} = \frac{d(E_u \varepsilon_a)}{d\varepsilon_a}$$

Équation III.3-15: Expression de calcul du module tangent à partir du module sécant de Young selon Jardine [347]

En utilisant cette relation, l'augmentation de la contrainte axiale ($\Delta\sigma_a$) résultant d'une augmentation spécifiée de la déformation axiale ($\Delta\varepsilon_a$) peut être formulée comme suit :

$$\Delta\sigma_a = \int_{\varepsilon_a^0}^{\varepsilon_a^0 + \Delta\varepsilon_a} E_{ut} d\varepsilon_a = [E_u \varepsilon_a]_{\varepsilon_a^0}^{\varepsilon_a^0 + \Delta\varepsilon_a} = E_u(\varepsilon_a^0 + \Delta\varepsilon_a) - E_u^0 \varepsilon_a^0$$

Équation III.3-16: Expression de calcul de l'incrément de la déformation axiale

Cette formule peut ensuite être reformulée en une expression linéaire :

$$\Delta\sigma_a = \frac{E_u(\varepsilon_a^0 + \Delta\varepsilon_a) - E_u^0 \varepsilon_a^0}{\Delta\varepsilon_a} = \bar{E}_{ut} \Delta\varepsilon_a$$

Équation III.3-17: Expression de calcul simplifiée de l'incrément de la déformation axiale

Cette relation linéaire directe entre l'augmentation de la contrainte et l'augmentation de la déformation se prête bien à la généralisation et à l'application de la méthode. Pour la généralisation, le module d'Young moyen ($\bar{E}_{ut}$) est calculé en substituant l'invariant de déformation déviatorique :

$$\bar{E}_{ut} = \frac{E_u \varepsilon_{eq} - E_u^0 \varepsilon_{eq}^0}{\varepsilon_{eq} - \varepsilon_{eq}^0}$$

Équation III.3-18: Expression de calcul du module tangent moyen selon Jardine [347]

Dans cette équation, ε_{eq} représente la déformation équivalente actualisée, tandis que E_u désigne le module sécant associé à cette déformation, telle que déterminée à l'aide de l'Équation III.3-14. Toutes les variables du côté droit de l'Équation III.3-18 sont connues comme données d'entrée dans le modèle. Le module de Young moyen est ensuite intégré dans la matrice de rigidité du matériau (**D**) qui, dans le contexte d'une analyse tridimensionnelle générale, s'exprime comme suit :

$$\mathbf{D} = \frac{\bar{E}_{ut}}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \begin{bmatrix} 1 - \nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1 - \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1 - \nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1 - 2\nu}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1 - 2\nu}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1 - 2\nu}{2} \end{bmatrix}$$

Équation III.3-19: Expression de calcul de la matrice de rigidité

Dans ce cadre généralisé, l'incrément de contrainte est calculé à l'aide de l'Équation III.3-20 :

$$\Delta\sigma = \mathbf{D}\Delta\varepsilon$$

Équation III.3-20: Expression de calcul de l'incrément de la contrainte standard σ

Cette méthodologie complète améliore non seulement la fidélité de l'analyse des contraintes dans les applications d'ingénierie, mais garantit également que les comportements variables des matériaux sont représentés avec précision tout au long du processus itératif. En mettant systématiquement à jour les contraintes avec les incréments calculés, le modèle peut répondre efficacement aux complexités des conditions de chargement réelles

III.3.3. Modèles applicables aux joints

Le modèle à prendre en compte pour la définition du matériau des joints dépend des résultats des essais expérimentaux sur ce matériau et des simplifications que l'on s'autorise. Dans le présent cas de figure, des mortiers jointifs en ciment ont été utilisés. Le comportement étudié expérimentalement est en accord avec ceux pour ce type de matériau selon la littérature. Ainsi, le choix d'un modèle linéaire élastique isotrope est justifié. Les propriétés du joint de ciment comme matériau de construction en maçonnerie et les tendances générales sont connues dans la littérature [400–403].

Le modèle élastique linéaire isotrope sert de cadre fondamental à l'analyse des propriétés mécaniques de matériaux tels que le mortier de ciment. Ce modèle repose sur le principe que le matériau se comporte de manière linéaire, ce qui signifie que la contrainte et la déformation sont directement proportionnelles, et de manière isotrope, ce qui suggère l'uniformité des propriétés quelle que soit la direction de la charge.

Les caractéristiques principales de ce modèle peuvent être regroupées en trois points cruciaux :

- Un comportement élastique, où l'on suppose que le mortier de ciment reprend sa forme initiale une fois que les charges sont retirées, à condition que les contraintes appliquées ne dépassent pas la limite élastique.
- Sa relation contrainte-déformation, articulée souvent autour de la loi de Hooke. Le modèle intègre deux paramètres essentiels que sont le module d'élasticité (E), qui évalue la rigidité, et le coefficient de Poisson (ν), qui reflète la déformation latérale du matériau lorsqu'il est soumis à une contrainte axiale.
- Des propriétés supposées isotropes, c.-à-d. que le matériau présente des propriétés cohérentes quelle que soit la manière dont les charges sont appliquées, ce qui simplifie l'analyse et le calcul des états de contrainte dans différents scénarios de charge.

Ce modèle est largement utilisé dans l'analyse structurelle, en particulier dans les simulations numériques réalisées à l'aide de la modélisation par éléments finis (FEM). Il aide à prévoir le comportement des structures de maçonnerie sous des charges.

Malgré son utilité dans de nombreux contextes, le modèle n'intègre pas les comportements non linéaires tels que la fissuration ou la plasticité, qui deviennent pertinents à des niveaux de contrainte élevés. En outre, il ne tient pas compte non plus des phénomènes dépendant du temps comme le fluage.

En somme, le modèle élastique linéaire isotrope pour le mortier de ciment offre une approche simple et efficace pour analyser son comportement mécanique dans les structures de maçonnerie. Cependant, malgré qu'il soit limité du fait qu'il ne traite pas les situations qui impliquent un comportement non linéaire tel que la fissuration, il peut être complété par les performances du modèle choisi pour traiter les phénomènes de non-linéarité d'interfaces.

III.3.4. Modèles applicables aux interfaces BLT-Joint

Le modèle d'interface prenant en compte la fissuration, le cisaillement-glissement ainsi que l'écrasement, également appelé modèle composite d'interface est un modèle utilisé pour simuler la rupture, le glissement par frottement et l'écrasement le long des interfaces de matériaux, telles que les joints de maçonnerie. Dans le cas d'une micromodélisation détaillée, le matériau des briques et celui des joints sont généralement modélisés comme des continus linéaires ou non linéaires, élastiques ou viscoélastiques, avec ou sans possibilité de plastification, tandis que les interfaces brique-joints de mortier sont modélisées avec des éléments qui obéissent au comportement non linéaire décrit par ce modèle combiné de

fissuration, de cisaillement et d'écrasement. Ce modèle d'interface, initié par Lourenço et Rots [285], et amélioré par Van Zijl [394], est très apprécié et utilisé dans la pratique des calculs des structures de maçonnerie. Une utilisation détaillée de ce modèle ainsi que la procédure de détermination des différents paramètres est développée par Rots dans [121].

Le modèle est basé sur la théorie de plasticité multi surface, comprenant un modèle de friction de Coulomb combiné avec une rupture de tension et un pic de compression de forme elliptique. Le relâchement de contraintes induit par le fluage agit dans les trois modes et est précédé d'un durcissement dans le cas du mode principal (voir Van Zijl [394]). Le modèle d'interface composite est dérivé en termes de vecteurs de contrainte et de déformation généralisés, avec σ et u la contrainte et le déplacement relatif respectivement dans la direction normale de l'interface et τ et v la contrainte de cisaillement et le déplacement relatif respectivement.

Dans le régime élastique, le comportement est décrit par la matrice de rigidité donnée dans l'Équation III.3-21.

$$\mathbf{D} = \text{diag}[k_n \quad k_s] \text{ avec } \begin{matrix} \sigma = \begin{Bmatrix} \sigma \\ \tau \end{Bmatrix} \\ \varepsilon = \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} \end{matrix} \text{ vérifiant } \boldsymbol{\sigma} = \mathbf{D}\boldsymbol{\varepsilon}$$

Équation III.3-21: Expression de détermination de la matrice de rigidité de l'interface en régime élastique

Où k_n et k_s sont les rigidités normale et tangentielle de l'interface.

Un critère d'amorçage de la limite d'élasticité/fissuration de Coulomb donné dans l'Équation III.3-22 décrit le glissement par cisaillement, avec Φ le coefficient de frottement égal à $\tan \varphi$, l'angle de frottement, et c la cohésion.

$$f = f_1 = |\tau| + \sigma\phi - c$$

Équation III.3-22: Critère d'amorçage de la limite d'élasticité/fissuration de Coulomb

La perte d'adhérence (baisse de la cohésion) et la décroissance du frottement sont prises en compte dans les expressions de l'Équation III.3-23, la décroissance de la cohésion étant décrite par c_0 et celle du frottement étant couplé à la perte d'adhérence via ϕ_0 le coefficient de frottement initial et ϕ_r le coefficient de frottement résiduel. κ est le paramètre de durcissement des contraintes.

$$c(\sigma, \kappa) = c_0 e^{-\frac{c_0}{G_f^H} \kappa} \text{ et } \phi(\sigma, \kappa) = \phi_0 + (\phi_r - \phi_0) \frac{c_0 - c}{c_0}$$

Équation III.3-23: Expression de calcul des pertes de cohésion et de frottement de l'interface

Les paramètres de cohésion et de frottement sont trouvés par régression linéaire des données expérimentales de micro-cisaillement, tandis que l'énergie de rupture G_f^H est déterminée par l'intégration appropriée sous la courbe de la loi de comportement au-delà du pic.

La règle du flux permet de décrire la dilatance, le soulèvement normal induit par le cisaillement et le glissement s'établissant à :

$$u_p = \begin{cases} 0 & \text{si } \sigma < \sigma_u \\ \frac{\psi_0}{\delta} \left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_u}\right) (1 - e^{-\delta v_p}) & \text{si } \sigma_u \leq \sigma < 0 \\ \frac{\psi_0}{\delta} (1 - e^{-\delta v_p}) & \text{si } \sigma \geq 0 \end{cases}$$

Équation III.3-24: Expression de calcul du soulèvement induit par le cisaillement de l'interface

ψ_0 est l'angle de dilatance initiale.

Il existe des preuves expérimentales que la dilatation dépend de la contrainte de confinement et du cisaillement-glissement [285]. Une formulation de la dilatation en variables séparées simplifie l'ajustement des courbes et assure la convexité de la fonction potentielle g .

En ce qui concerne les pertes et décroissances des propriétés initiales, une hypothèse d'assouplissement de la déformation est employée, où elle est régie par le glissement en cisaillement, ce qui donne après substitution de l'Équation III.3-25.

$$\dot{\varepsilon}_p = \left\{ \begin{matrix} \dot{u}_p \\ \dot{v}_p \end{matrix} \right\} = \dot{\lambda} \frac{\partial g}{\partial \sigma} \text{ avec } \frac{\partial g}{\partial \sigma} = \left\{ \begin{matrix} \psi \\ \text{sign}(\tau) \end{matrix} \right\}$$

Équation III.3-25: Expression des lois d'assouplissement des déformations d'interfaces

Lors des itérations, la mise à jour des contraintes peut être faite selon le mode prédicteur-correcteur de plasticité standard, et les contraintes corrigées, ainsi que l'incrément de déformation plastique $\Delta\kappa$, ou $\Delta\lambda$, peuvent être résolus par un schéma itératif de Newton-Raphson. Un module tangent représentatif est utilisé pour les itérations de convergence globale, ce qui garantit une convergence quadratique.

La fonction de plastification pour la rupture de tension (critère numéro 2 f_2) est donnée par :

$$f_2 = \sigma - \sigma_t$$

σ_t la résistance à la traction. Le critère de rupture numéro 3 f_3 est donnée par :

$$f_2 = \sigma^2 + C_s \tau^2 - \sigma_c^2$$

σ_c la résistance à la compression et C_s un paramètre contrôlant la contribution de la contrainte de cisaillement dans la rupture de l'interface.

La surface de plastification se durcit, suivie d'un assouplissement parabolique/exponentiel, atteignant la résistance maximale à la déformation plastique κ_p . La branche d'assouplissement est introduite et régie par l'énergie de rupture G_{fc} . Pour des raisons pratiques, toutes les valeurs de contrainte de la Figure III.3-2 sont liées aux résistances maximales f_c .

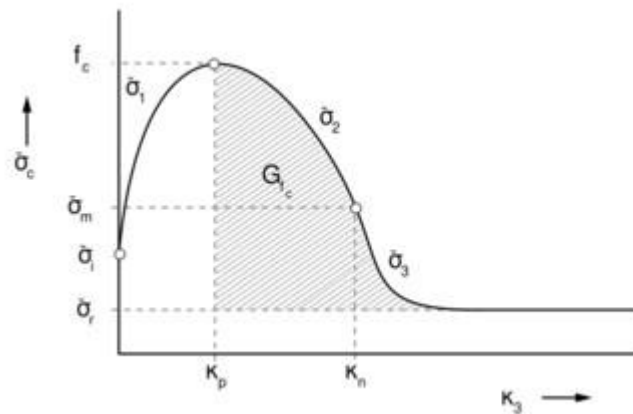


Figure III.3-2: Loi de durcissement-assouplissement de l'interface comprimée au pic

Le modèle bidimensionnel de l'interface est étendu à une forme tridimensionnelle, ce qui permet de décrire la délamination et le glissement en cisaillement relatif de deux plans (frottement de Coulomb). Le pic de compression est donné pour la forme tridimensionnelle et les vecteurs de contrainte et de déformation généralisés sont définis. Le critère de rupture de tension reste inchangé. La cohésion et la décroissance du frottement sont modélisées comme décrit dans l'Équation III.3-23, avec un potentiel de plastification non associé choisi. La règle de plastification est la même que celle donnée dans l'Équation III.3-25.3.

En somme, ce modèle de matériau d'interface convient pour simuler la rupture, le glissement par frottement et l'écrasement le long des interfaces, comme les joints dans la maçonnerie.

III.3.5. Analyse structurale non linéaire

Au vu des résultats de la revue de littérature et du comportement fortement non linéaire des structures de maçonnerie, des analyses structurales non linéaires sont conduites telles que définies dans [399]. La procédure itérative de calcul est donnée sur la Figure III.3-3.

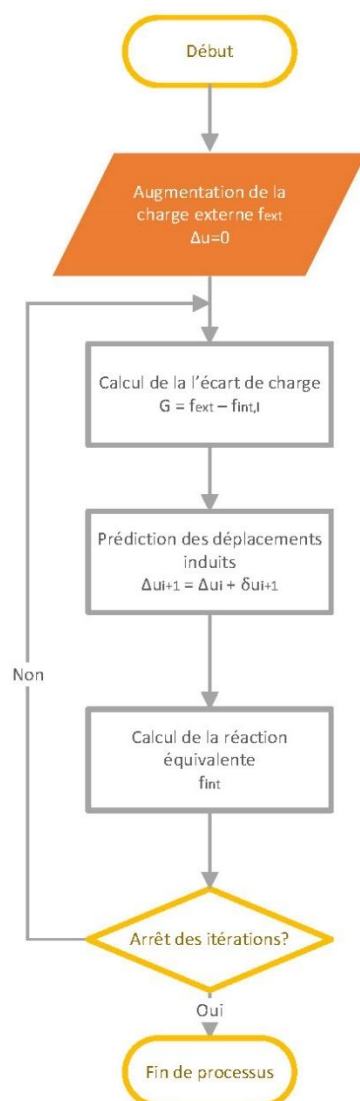


Figure III.3-3: Organigramme du calcul itératif de l'analyse structurale non linéaire

La règle de convergence « Quasi-Newton » suivant les équations et les méthodes « Broyden-Fletcher-Goldfarb-Shanno » en abrégé BFGS sont appliquées. Le critère de convergence stipulé est celui du respect de l'écart entre la valeur du déplacement prédit et celui du déplacement calculé avec un écart inférieur à 0,01%. Au-delà le modèle est considéré comme divergent et les itérations sont interrompues. Une taille de maille de 1 cm x 1 cm est utilisé. Les non-linéarités géométriques sont également prises en compte dans l'analyse.

III.3.6. Micromodélisation des maçonneries de BLT

Les résultats expérimentaux ont été reproduits à l'aide d'une approche de micromodélisation. Tous les modèles sélectionnés ont fonctionné dans des conditions de contraintes planes tout en reflétant avec précision les conditions aux limites expérimentales et les configurations de chargement. Pour les BLT et le mortier, des éléments à huit nœuds ont été employés, en utilisant une technique d'intégration de Gauss pour une meilleure précision. Un modèle élastique linéaire a été appliqué au joint de mortier de ciment, tandis que pour les blocs de BLT, le modèle de matériau en petites déformations de Jardine a été utilisé. Ce modèle est préféré pour sa capacité à décrire à la fois les comportements élastiques et plastiques, les caractères hypoélastiques du matériau BLT, offrant ainsi une bonne approche de prise en considération des caractéristiques élastiques non linéaires et de plasticité. Au fur et à mesure que la déformation augmente, la rigidité initiale du modèle de Jardine diminue, ce qui implique une réponse complexe aux conditions de contrainte. Des études relativement récentes [11–13,383,404] renforcent l'idée qu'un modèle élastique linéaire ne parvient pas à capturer avec précision le comportement de la pierre latéritique. Jardine et al. [397,398] ont montré que de nombreux types de sol ou de matériaux assimilables aux sols présentent des caractéristiques de contrainte-déformation non linéaires, même à des niveaux de déformation faibles. De plus amples détails concernant le modèle de Jardine peuvent être consultés plus haut ou dans [397,398,405].

Pour le matériau d'interface, un modèle d'interface composite tridimensionnel a été utilisé, ce qui permet de simuler la fissuration, le glissement par friction et l'écrasement le long des interfaces matérielles. Ce modèle capture efficacement les interactions physiques entre les briques et le mortier en utilisant des éléments d'interface appropriés et le comportement des matériaux, comme le détaillent les études de Van Zijl [394,406,407]. Bien que le même modèle ait été utilisé pour les joints d'assise et joints de tête, des valeurs de paramètres différents ont été introduites pour les différents joints, prenant ainsi en compte les rôles distincts qu'ils jouent dans la résistance structurelle. Plusieurs critères ont été proposés pour affiner les modèles numériques. Bien que les énergies de rupture de la maçonnerie en traction (G_{ft}) et en compression (G_{fc}) n'aient pas été déterminées par l'expérimentation, elles sont essentielles pour les modèles d'interface. Les paramètres inélastiques ont été établis grâce à un examen approfondi de la littérature existante sur la maçonnerie. Cette compilation, provenant principalement des études de Guidi et Da Porto [384,408], est organisée en une base de données présentée dans le Tableau III.3-1.

Tableau III.3-1: Base de données des valeurs de l'énergie de rupture de la maçonnerie [384,408]

<i>Matériau</i>	<i>Énergie de rupture en traction G_{ft} (N/mm)</i>	<i>Énergie de rupture en compression G_{fc} (N/mm)</i>
Brique/Pierre	0,020 – 0,080	15 – 50
Maçonnerie	0,018 – 0,050	5 – 20
Interface brique/mortier	0,006 – 0,018	5 – 20

En ce qui concerne le modèle isotrope linéaire, il ne nécessite pas de paramètres autres que ceux élastiques. Tous les paramètres nécessaires tels que les modules élastiques, les résistances caractéristiques en compression et en traction et les coefficients de Poisson ont été déterminés expérimentalement. De même, tous les paramètres nécessaires pour le modèle de Jardine ont été déterminés des méthodes expérimentales décrites dans la section II.3.1.1.

La dynamique d'expansion et de rupture des joints de mortier dans les modèles d'interface induisent des valeurs de rigidité normales et tangentielles, désignées par (K_{nn}) et (K_{tt}), pour les composants de l'interface. Les formules traditionnelles documentées dans la littérature existante conduisent souvent à une surestimation des valeurs de rigidité, une préoccupation soulignée dans les études de Lourenço, Rots, Chaimoon et Attard, et Da Porto et al. [121,274,384,395]. La méthodologie utilisée dans cette étude est fondée sur les principes énoncés dans le manuel des théories du programme de calcul ATENA [409].

Dans ce contexte, (K_{nn}) et (K_{tt}) signifient respectivement la rigidité normale et la rigidité de tangentielles (de cisaillement) initiales de l'interface. En général, pour les éléments d'épaisseur nulle, les valeurs de rigidité sont affectées de coefficient de pénalité élevé. Il est essentiel d'éviter l'utilisation de valeurs trop élevées, car cela peut induire des instabilités numériques dans le processus de modélisation. Les valeurs de rigidité doivent être calculées à l'aide des équations suivantes :

$$K_{nn} = \frac{E}{t}, K_{tt} = \frac{G}{t}$$

Équation III.3-26: Expressions de calcul des rigidités normales et tangentielles des interfaces

Ici, E et G représentent le minimum des modules de Young et de cisaillement des matériaux environnant, qui peuvent être ceux de la pierre latéritique ou ceux du joint de mortier. Le module de cisaillement G est dérivé des valeurs du module de Young E obtenues expérimentalement et du coefficient de Poisson ν . L'expression le définissant est donnée dans l'Équation III.3-27.

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

Équation III.3-27: Expression de calcul du module de cisaillement

La zone de l'interface a une largeur notée par t . Cette valeur peut être choisie en fonction de considérations pratiques ; par exemple, l'épaisseur typique du mortier entre les éléments de maçonnerie qui est comprise entre 10 et 20 mm. Elle peut également être considérée comme une dimension négligeable par rapport à la taille globale de la structure. Dans le contexte de cette étude, « t » fait spécifiquement référence à la largeur de la pierre définissant l'épaisseur du mur. Ce paramétrage minutieux est essentiel pour garantir que le modèle reflète fidèlement le comportement mécanique sans compromettre la stabilité numérique.

Les autres paramètres nécessaires à la définition des critères de rupture ont été définis, en s'appuyant sur des études antérieures dans le domaine sur des structures similaires. L'angle de dilataance ψ a été fixé à zéro, sachant que cet angle a tendance à diminuer lorsque les contraintes normales deviennent plus importantes. Le choix de cette option permet d'éviter des prédictions trop optimistes concernant la résistance au cisaillement, comme l'indiquent les travaux de Rots, Van Zijl et Da Porto et al. [121,384,407]. Le paramètre C_s quantifie l'effet des contraintes de cisaillement sur les mécanismes de rupture, en s'appuyant sur les travaux pionniers de Lourenço [393]. Sa valeur spécifique a été déterminée pour s'assurer de la compatibilité avec le modèle de « pic elliptique en compression », mais aussi qu'elle s'aligne bien sur les observations expérimentales obtenues au cours des essais.

Les valeurs d'énergie de rupture par traction et par compression ont été tirées des intervalles décrits dans le Tableau III.3-1. En outre, l'énergie de rupture du mode II en cisaillement, désignée par (G_{fs}) , a été calculée à l'aide de l'équation proposée par Lourenço [393]. La déformation plastique équivalente κ_p a été déterminées à partir de l'analyse des données expérimentales. Un résumé complet des paramètres du modèle d'interface, y compris des détails sur les caractéristiques des joints de mortier (comprenant trois formules différentes) et la pierre latéritique (BLT), est présenté dans le Tableau III.3-2

Tableau III.3-2: Paramètres d'entrée pour le modèle interface composite

Spécimen #Ref	Interface	K_{nn} (N/m ³)	K_{tt-x} (N/m ³)	K_{tt-y} (N/m ³)	f_t (MPa)	G_{ft} (N/m)	c (MPa)	φ (°)
Spécimen 1	Joint d'assise	2,0.E+10	1,2.E+10	1,2.E+10	0,54	3583,33	0,63	30,00
	Joint de tête	2,0.E+10	1,2.E+10	1,2.E+10	0,00	1,25	0,03	17,65
Spécimen 2, 3 et 9	Joint d'assise	2,3.E+10	1,3.E+10	1,3.E+10	0,54	3583,33	0,63	30,00
	Joint de tête	2,3.E+10	1,3.E+10	1,3.E+10	0,00	1,25	0,03	17,65
Spécimen 4, 6, 7 et 10	Joint d'assise	1,3.E+10	7,5.E+09	7,5.E+09	0,27	1791,67	0,31	30,00
	Joint de tête	1,3.E+10	7,5.E+09	7,5.E+09	0,00	0,63	0,01	17,65
Spécimen 5 et 8	Joint d'assise	1,5.E+10	8,5.E+09	8,5.E+09	0,54	3583,33	0,63	30,00
	Joint de tête	1,5.E+10	8,5.E+09	8,5.E+09	0,00	1,25	0,03	17,65
Spécimen #Ref	Interface	ψ (°)	γ (m)	G_{fs} (N/m)	f_c (MPa)	C_s	G_{fc} (N/m)	ε (m)
Spécimen 1	Joint d'assise	0,00	3,0.E-04	7500,00	30,00	16	2,49	3,0.E-04
	Joint de tête	0,00	6,0.E-04	300,00	30,00	16	1,26	6,0.E-04
Spécimen 2, 3 et 9	Joint d'assise	0,00	3,0.E-04	7500,00	30,00	16	2,49	3,0.E-04
	Joint de tête	0,00	6,0.E-04	300,00	30,00	16	1,26	6,0.E-04
Spécimen 4, 6, 7 et 10	Joint d'assise	0,00	3,0.E-04	7500,00	30,00	16	2,49	3,0.E-04
	Joint de tête	0,00	6,0.E-04	300,00	30,00	16	1,26	6,0.E-04
Spécimen 5 et 8	Joint d'assise	0,00	3,0.E-04	7500,00	30,00	16	2,49	3,0.E-04
	Joint de tête	0,00	6,0.E-04	300,00	30,00	16	1,26	6,0.E-04

Les paramètres clés tels que la cohésion c , l'angle de frottement φ , le déplacement relatif équivalent en cisaillement γ , la résistance à la compression f_c , la résistance à la traction f_t , et le déplacement relatif équivalent en compression ε sont également inclus dans ce tableau.

Pour évaluer la précision des résultats numériques par rapport aux données expérimentales, une approche systématique du calcul de l'erreur d'approximation a été mise en œuvre. la procédure comporte plusieurs étapes :

1. À l'aide d'une macro, les valeurs de déformation expérimentales correspondant à chaque niveau de contrainte sont identifiées et organisées dans un tableau avec leurs équivalents numériques.

2. la différence entre les valeurs de déformation expérimentales et numériques est calculée pour chaque cas.

3. Enfin, le rapport entre la différence calculée et la valeur absolue de la déformation expérimentale est déterminé pour quantifier l'erreur.

Le chiffre significatif pour les valeurs de contrainte correspondantes a été fixé à 0,0001 MPa, ce qui garantit un degré élevé de précision dans les évaluations.

En plus, à titre de comparaison le coefficient de détermination R^2 Comme défini dans Équation III.3-4 est également calculé.

III.3.7. Analyses paramétriques

Les analyses paramétriques concernant les simulations des influences des épaisseurs des joints ou des BLT, ainsi que les états de surface des BLT ont été conduits à différentes échelles. Les résultats seront compilés avec ceux de l'analyse paramétrique au chapitre suivant.

III.4. Résultats et Discussions

III.4.1. Formule empirique

La formule empirique trouvée dans le cadre de cette étude (Équation III.4-1) indique une sensibilité accrue du modèle à la résistance du mortier par rapport à la résistance du bloc, atteignant un coefficient de détermination, R^2 , de 0,94 ainsi qu'une erreur d'estimation, σ , de $4,13 \cdot 10^{-2}$ MPa. Les paramètres α et β , de cette formule ont été déterminés sur la base des résultats des expérimentations menées. Ils révèlent des divergences lorsqu'ils sont comparés à la littérature scientifique existante. Plus précisément, alors que Dayaratnam [374] a proposé que $\alpha = \beta = 0,5$, cette étude a montré que des valeurs de α sensiblement égal à la moitié de la valeur de β sont plus précises. Malgré la portée limitée des essais expérimentaux réalisés, les variations remarquées indiquent que les formules précédemment établies dans la communauté scientifique sont inadéquates pour modéliser le comportement de la maçonnerie de BLT, contrairement à celle définie dans la présente étude. Cette affirmation est étayée par les conclusions de Chourasia et al. dans [12], qui soulignent que les données d'entrée fondamentales utilisées dans leurs études peuvent présenter des biais qui faussent les résultats. Il est important de reconnaître qu'un grand nombre d'études portant sur ce sujet se concentrent

principalement sur la maçonnerie à prismes. Par exemple, Thamboo et Dhanasekar [342] Ont souligné que les essais sur des prismes ont tendance à surestimer la résistance de la maçonnerie par rapport aux murets.

En outre, compte tenu du fait que les signes de défaillance s'initient généralement à l'interface entre le BLT et le joint de tête, l'approche adoptée dans cette étude semble plus fiable que les équations prédictives dérivées des évaluations de la maçonnerie à prismes. La relation produite dans cette analyse est présentée dans un cadre tridimensionnel, le premier axe représentant la résistance à la compression du bloc, le deuxième axe correspondant à la résistance à la compression du mortier et le troisième axe indiquant la résistance à la compression de l'ensemble de la structure de maçonnerie (comme illustré sur la Figure III.4-1). L'expression formulée peut être traduite par l'équation suivante :

$$f_k = 0,21(f_b)^{0,48}(f_m)^{0,94}$$

Équation III.4-1: Expression de la formule empirique de calcul de la résistance caractéristique en compression des maçonneries de BLT

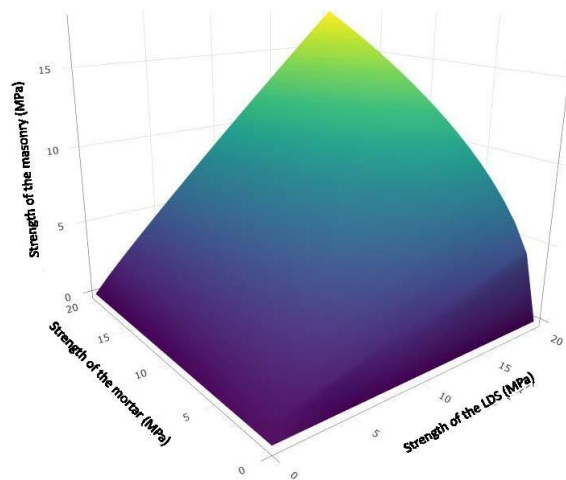


Figure III.4-1: Relation graphique entre les résistances caractéristiques en compression des constituants de la maçonnerie en BLT et celle de la maçonnerie elle-même

La Figure III.4-1 illustre une tendance logarithmique pour la résistance à la compression de la maçonnerie par rapport à la résistance à la compression du mortier, en particulier dans le plan défini par les axes 2 et 3. Inversement, dans le plan défini par les axes 1 et 3, une relation linéaire est perceptible entre la résistance à la compression de la maçonnerie et la résistance à la compression du bloc. Ces remarques, couplées aux caractéristiques connues pour les fonctions logarithmiques et linéaires suggèrent que la résistance du BLT est probablement la principale

contrainte sur la résistance globale de la maçonnerie de BLT. Ceci est déduit de l'observation que la résistance de la pierre atteint ses valeurs maximales plus rapidement que la progression logarithmique de la résistance du mortier.

En outre, lorsque la résistance à la compression du mortier dépasse celle des BLT, elle induit une meilleure mobilisation de la capacité de charge des blocs, ce qui se traduit par une structure de maçonnerie plus robuste. Cette relation améliore par conséquent la résistance globale de la maçonnerie. La norme européenne EN 1996-1-1 [63] impose des limites à la résistance du mortier, déconseillant l'utilisation de mortiers plus de deux fois plus résistants que les blocs de maçonnerie. Un scénario opposé est observé lorsque la résistance du bloc de maçonnerie dépasse de manière significative celle du joint, comme l'ont observé des chercheurs tels que Álvarez-Pérez et al. [410] et Zahra, Thamboo et Asad [411].

En général, la résistance à la compression d'un mur de maçonnerie est influencée par différents facteurs. La résistance à la compression du mortier est sans doute l'un des éléments les plus critiques affectant la résistance globale de la structure du mur. Une analyse de sensibilité faite sur notre formule ainsi que celles proposées sur d'autres matériaux dans [367,368,371] montre une plus forte sensibilité de la résistance de la maçonnerie à celle du mortier plutôt qu'à celle du bloc ou de la géométrie. D'autres auteurs ont obtenu des tendances contraires [12,63,375].

Lorsque le mortier est plus faible que les blocs qu'il lie, il peut être de maillon faible, agissant comme un facteur limitant la capacité de charge globale du mur. La qualité de la liaison entre les blocs et le mortier joue également un rôle essentiel ; les blocs qui sont correctement liés par un mortier bien appliqué peuvent répartir efficacement les charges et augmenter la résistance du mur.

Les caractéristiques des blocs eux-mêmes sont tout aussi importantes ; l'utilisation de blocs durs et de haute qualité contribue à la solidité de la maçonnerie. À l'inverse, des blocs plus faibles peuvent nuire à l'intégrité du mur, quelle que soit la qualité du mortier. En outre, les techniques employées pendant la construction et l'attention portée à l'exécution pendant le montage sont cruciales. Le respect des bonnes pratiques d'installation, telles que le mélange et l'application corrects du mortier, la mise en place précise des blocs et les méthodes de durcissement, permet d'obtenir une résistance maximale.

III.4.2. Modélisation numérique

La Figure III.4-2 rappelle les valeurs expérimentalement déterminées des courbes d'évolution des modules et contraintes en fonction du niveau de déformation pour les carriers étudiés et pour lesquelles des éprouvettes de maçonnerie ont été testées. La carrière de Diébougou a été retirée du lot du fait des relatives faibles performances mécaniques et de sa forte sensibilité à l'eau.

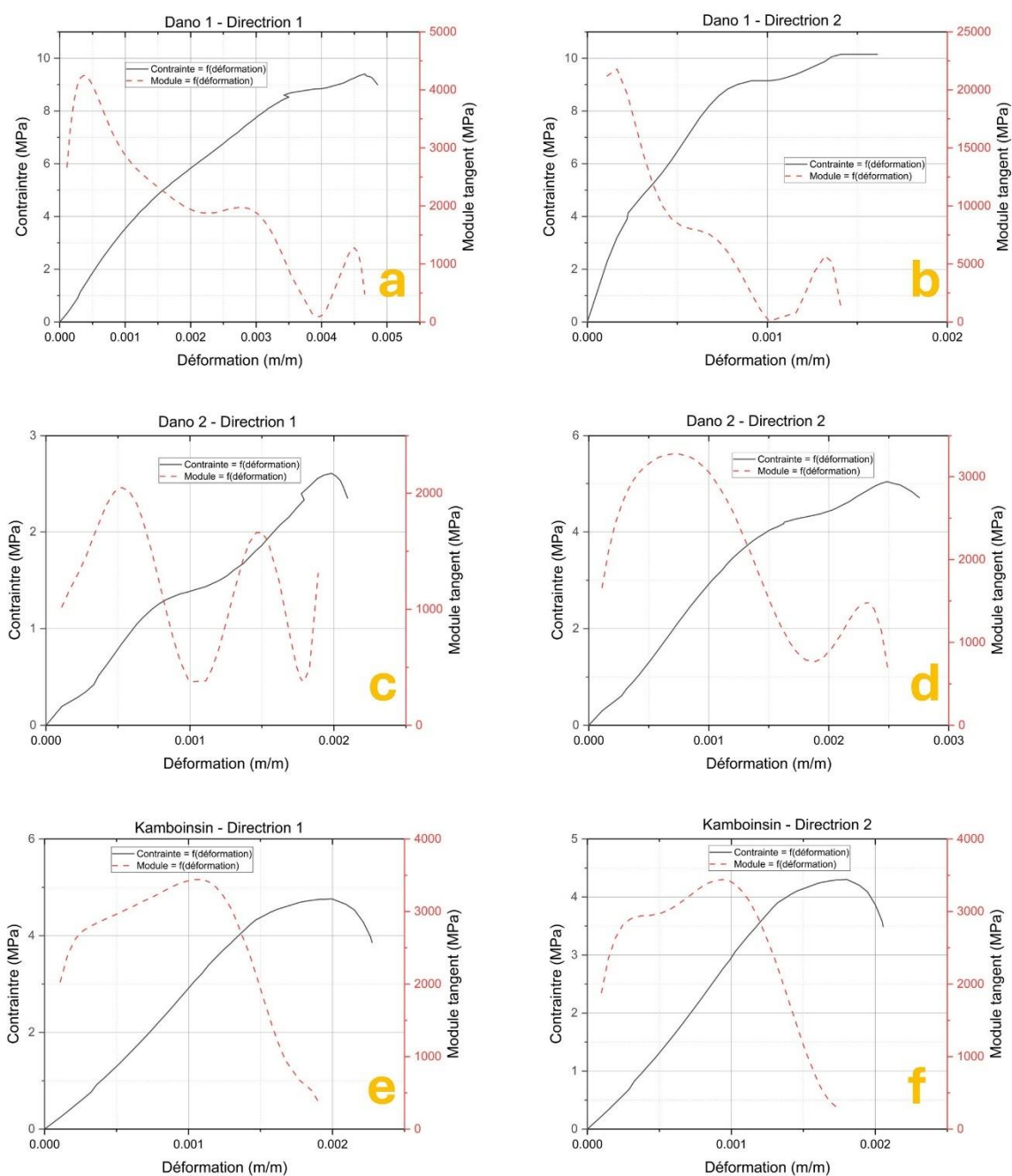


Figure III.4-2: Évolution des modules et contraintes en fonction du sens de chargement et du niveau de déformation des BLT

La Figure III.4-3 et la Figure III.4-4 présentent les courbes de contrainte-déformation expérimentale et numérique moyen pour les éprouvettes de maçonnerie soumis à une compression uniaxiale.

Un examen détaillé de ces figures, prenant en compte les conditions expérimentales, présente des diagrammes comparés qui juxtaposent les résultats expérimentaux et ceux obtenus à partir des analyses numériques du micromodèle proposé.

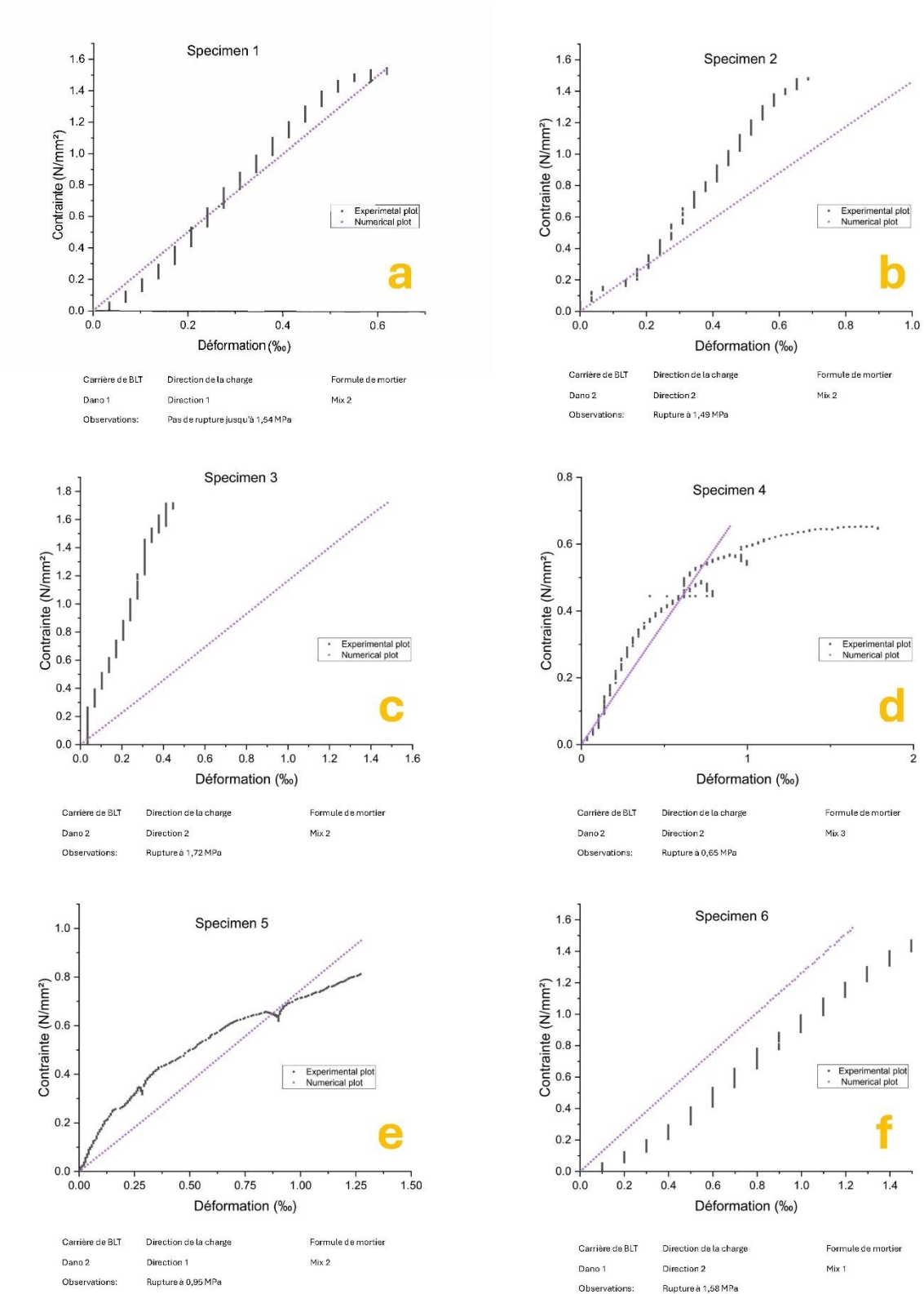


Figure III.4-3: Comparatif des courbes contrainte-déformation expérimentales et numériques sur murets en compression (spécimens 1 à 6)

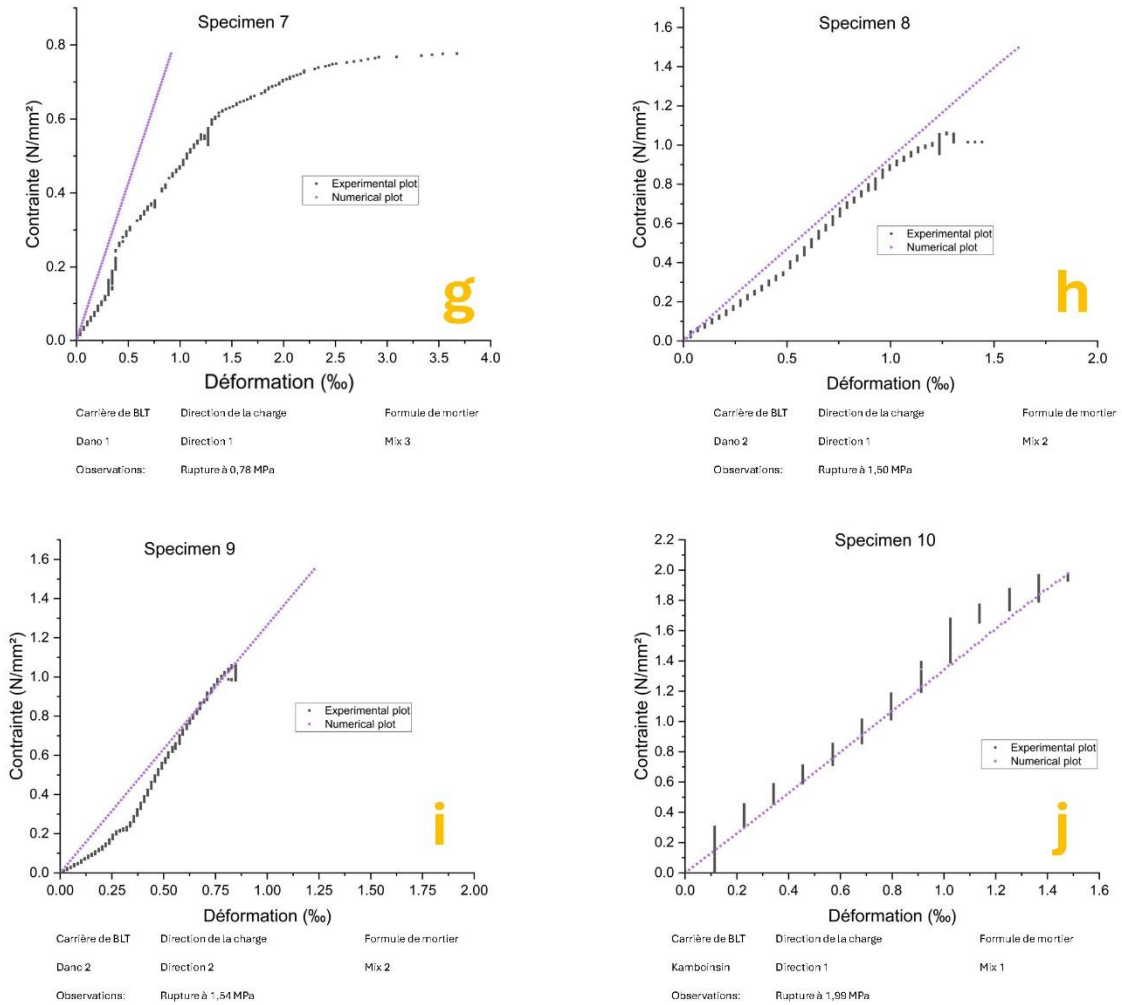


Figure III.4-4: Comparatif des courbes contrainte-déformation expérimentales et numériques sur murets en compression (spécimens 7 à 10)

Ce micromodèle intègre un cadre élastique linéaire isotrope pour le mortier, le modèle de matériau en petites déformations de Jardine pour la pierre latéritique et un modèle d'interface composite pour tenter de décrire avec précision le comportement des interfaces. Dans la majorité des cas, les courbes numériques présentent un alignement louable avec le comportement expérimental des échantillons de maçonnerie. Il est noté également que les courbes numériques présentent une tendance linéaire qui commence à s'écarter à mesure que l'on s'approche de valeurs de contrainte plus élevées. Ceci serait dû à l'hypothèse simplificatrice selon laquelle le comportement élastique du mortier est purement linéaire. Dans les scénarios pour lesquels il existe une disparité de rigidité considérable entre la pierre latéritique et le mortier de ciment, le modèle numérique a tendance à considérablement diverger de l'expérimental, ce qui se traduit par une allure particulièrement droite. Inversement, les résultats discutés aux sections précédentes indiquent une corrélation significative entre le comportement

en compression de la maçonnerie de BLT et la résistance du mortier. Dans les cas où le mortier est plus rigide que le BLT, la représentation numérique reste linéaire et la manifestation du pic de résistance à la compression n'est pas détectée jusqu'à ce que la rupture se produise.

En outre, les résultats révèlent que la résistance maximale à la compression de la maçonnerie en tant que matériau est sensiblement inférieure aux résistances individuelles à la compression du mortier ou de la pierre latéritique. Ce phénomène peut être attribué à la relative faible adhérence entre le mortier et la surface des BLT qui ont été au préalable scié mécaniquement, cela facilitant le glissement des interfaces au niveau des joints de tête à des taux de charge faibles. Les modèles d'interface utilisés sont s'adaptent mieux sur les matériaux de maçonnerie à texture bruts, en raison de leurs surfaces de contact et capacité adhérentes accrues. En outre, la qualité de mise en œuvre et surtout celle du joint joue un rôle essentiel dans l'explication de certaines charges de rupture relativement faibles observées expérimentalement pour certaines éprouvettes, en particulier dans les cas où la contrainte de rupture était inférieure à 1 MPa.

Sur la Figure III.4-5 et la Figure III.4-6, les résultats de la simulation numérique sur les essais de cisaillement indirect sont présentés. Il convient de noter que pour ces cartographies et celles à suivre, la direction de l'axe X est orthogonale au plan du mur. Le rectangle capable du mur se retrouve ainsi dans le plan YZ, Z étant l'axe de pesanteur. Les initiales « E » et « G » désignent les déformations normales et tangentielles respectivement, « S » désigne les contraintes normales (XX, YY, ZZ) ou de cisaillement (XY, YZ, ZX). Les initiales « T » ou « D » désignent le déplacement respectivement des nœuds ou des interfaces. Les résultats présentés sont ceux à charge maximale.

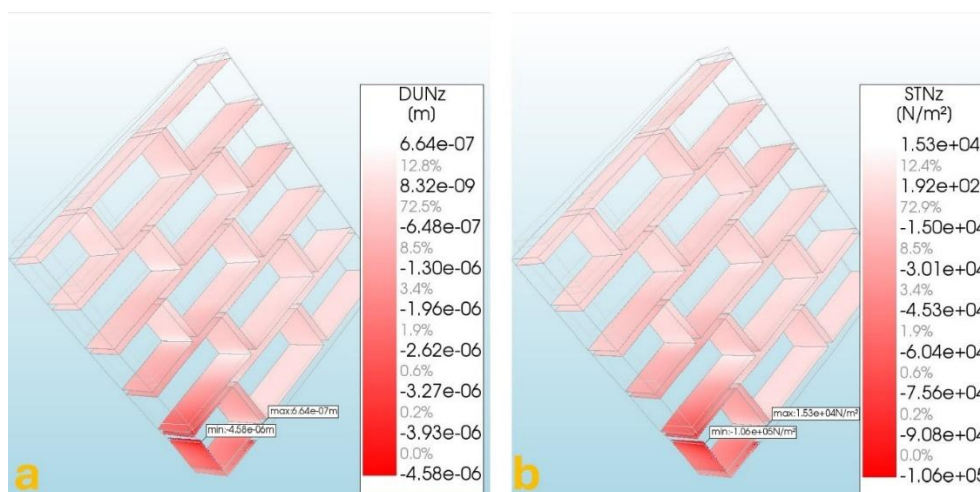


Figure III.4-5: Déplacements et contraintes de tractions au niveau des interfaces en cisaillement indirect des murs (modèle numérique)

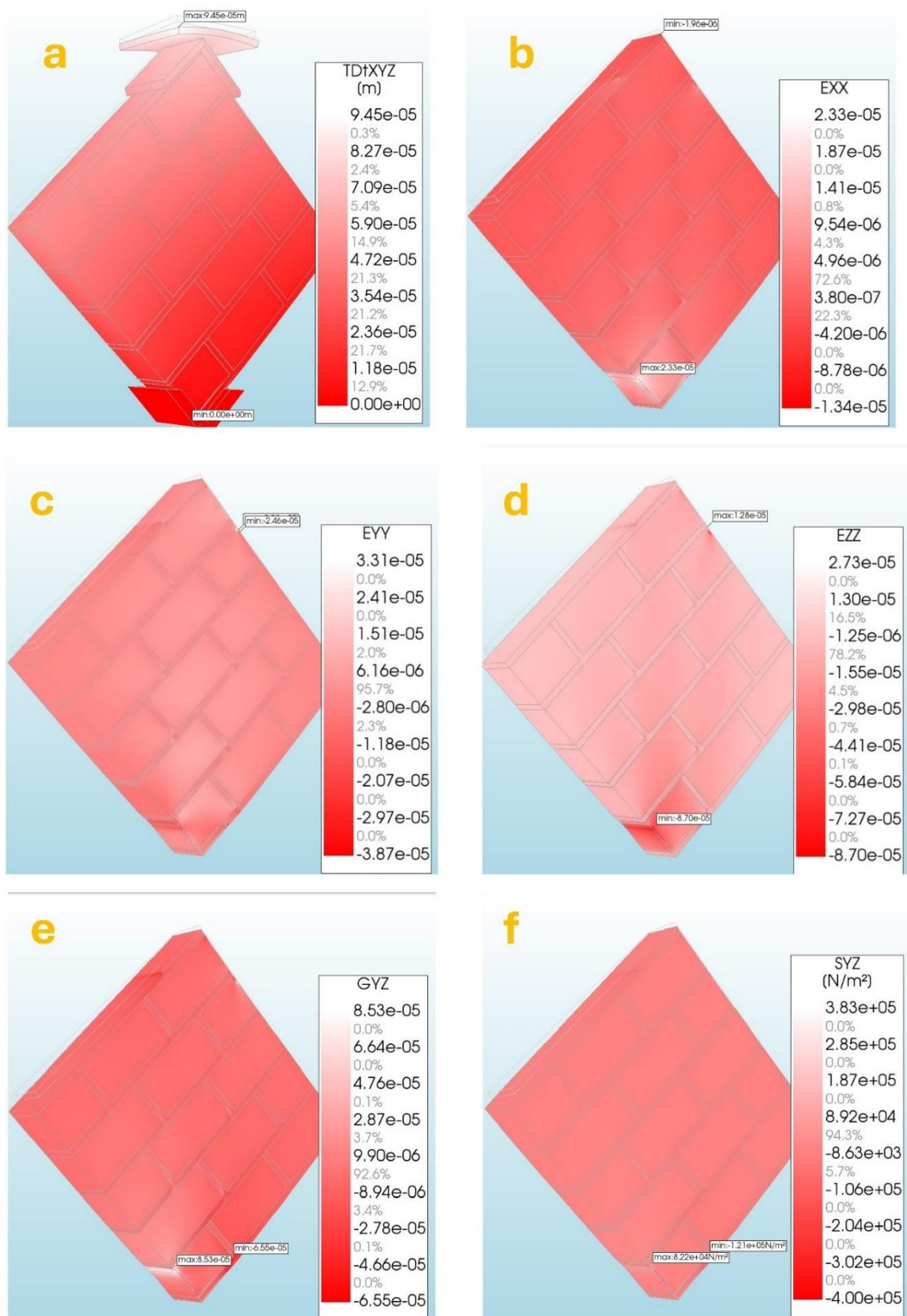


Figure III.4-6: Déformée, Contraintes et déplacement du mur en cisaillement indirect (modèle numérique)

Ces observations sont en accord avec celle de Giamundo sur des structures et modèles similaires [412]. De l'analyse de ces résultats numérique, il ressort que le modèle reproduit fidèlement le profil de rupture observé expérimentalement (voir Figure II.4-15) avec des niveaux de contraintes et de déformation équivalents. Les contraintes normales sont concentrées en pieds et en tête du mur avec des pics de valeurs au niveau du contact avec la semelle de chargement. Les concentrations de contraintes de cisaillement sont observées au niveau des interfaces voisines des surfaces d'application des charges et des plans de ruptures se dessinant en gradin suivant les interconnexions entre interfaces de joint de pose et de joint de tête. Le plan de cisaillement principal repéré est le plan YZ. Ces éléments relevés, combinés aux observations sur les figures précédentes, pourraient présager de la bonne qualité du modèle en simulation sur des bâtiments, car il reproduit assez bien les contraintes normale et tangentielle.

L'erreur d'approximation relative a été évaluée et les valeurs résultantes sont illustrées sur la Figure III.4-7. Les courbes du spécimen 2 et du spécimen 3 ont été exclues de la Figure III.4-7a pour obtenir la Figure III.4-7b avec plus de clarté. Cette exclusion est faite du fait que les éprouvettes correspondantes présentaient des résultats de déplacement avec des biais trop importants probablement dus à des défauts au niveau des capteurs.

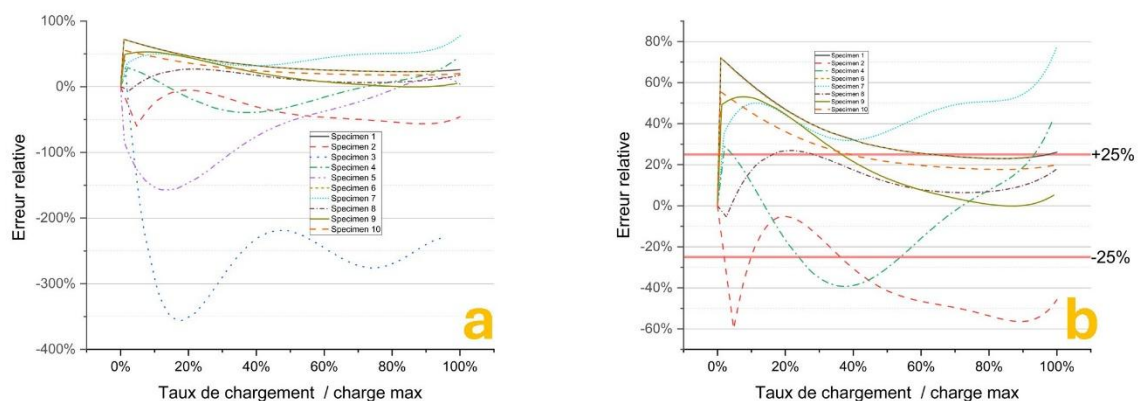


Figure III.4-7: erreur d'approximation du modèle sur les niveaux de déformation en fonction du taux de chargement

Dans cette analyse, les intervalles correspondant à des niveaux de charge inférieurs à 25 % de la charge de rupture ne sont pas pris en compte. Cette exclusion est principalement due à des phénomènes très complexes qui se déroulent au moment de l'initiation de l'essai telle que ceux liés à l'interface de contact entre la plaque de chargement, la fermeture des fissures et la compaction du mortier, ainsi que la fermeture des fissures et à la consolidation des micropores dans la pierre latéritique. Dans l'ensemble, la qualité de l'approximation semble satisfaisante

sur la plage de mesures disponible, 62% des valeurs prédites se situant dans une marge d'erreur acceptable de $\pm 25\%$, un seuil commun utilisé pour la plupart des matériaux naturels employés dans la construction.

Si l'on élargit la plage de valeurs admissibles, en abaissant la limite minimale et en augmentant la limite maximale, on peut observer que, bien que la capacité de charge maximale prédite puisse diminuer, un plus grand nombre de points de prédiction pourraient potentiellement se situer dans la plage acceptable. Il est essentiel d'identifier des facteurs de sécurité appropriés, adaptés à des contextes spécifiques, afin d'atténuer les risques tout en optimisant la capacité de charge. L'objectif global consiste non seulement à maximiser l'utilisation des matériaux naturels, mais aussi à optimiser les ressources et à rationaliser le processus de conception.

Si l'on tient compte des facteurs d'erreur humaine, qui sont implicitement gérés par diverses mesures de sécurité exclues de cette étude, le micromodèle proposé peut être considéré comme valide. Cette validation est subordonnée à l'exigence que l'évolution des traces de fissure dans le modèle tout au long de la phase de chargement s'aligne sur ceux observés expérimentalement. En outre, il est essentiel que la variabilité des tendances globales des courbes numériques, en particulier leurs valeurs maximales, reste dans des limites acceptables. Le calcul du coefficient de détermination R^2 , prenant en compte toutes les valeurs (y compris les phases de chargements initiales inférieures à 25% du taux de chargement) donne des valeurs variant de 0,36 à 0,82 selon les spécimens. En effectuant le tri précédemment effectué sur les courbes (retrait des courbes des spécimens 3 et 3 et des valeurs inférieures à 25% de taux de chargement), le coefficient de détermination R^2 se trouve à varier entre 0,61 et 0,96 selon les spécimens.

Comme indiqué dans les sections sur les résultats expérimentaux sur les murets, il a été noté que des fissures importantes ont commencé à environ 40 % de la charge de rupture, en particulier aux jonctions entre le joint de tête et le joint d'assise dans la section inférieure du mur. Au fur et à mesure que la charge croissait, les fissures se propageaient le long de l'interface du joint de tête du bloc, pour finalement atteindre le joint d'assise adjacent situé dans la tranche supérieure. Cette évolution a conduit à un cisaillement presque vertical des matériaux, provoquant l'extension de la ligne de fissuration vers le haut à travers les couches supérieures du mur, ce qui a finalement entraîné une défaillance structurelle (voir Figure II.4-13).

Dans le modèle numérique, un examen attentif suivant les incréments de charge a révélé une concentration de valeurs élevées de déformation et de contrainte aux jonctions entre le joint de tête et le joint d'assise. Cette concentration a commencé dans la partie inférieure du mur et s'est

progressivement répandue dans les matériaux, pour se retrouver dans la partie supérieure (comme le montrent la Figure III.4-8, la Figure III.4-9 et la Figure III.4-10).

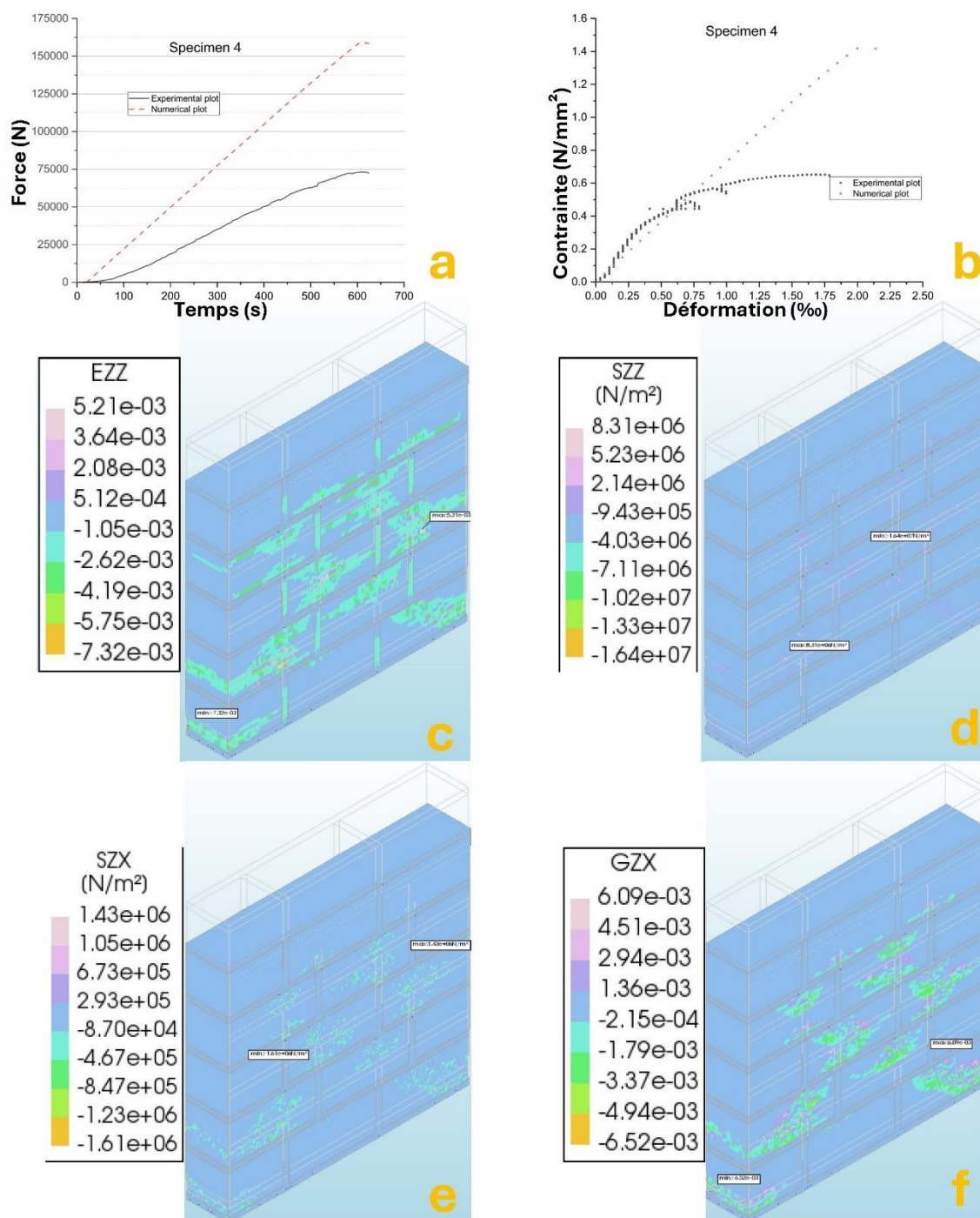


Figure III.4-8: Comparatif des résultats et cartographie des profils de contraintes et déformations pour le spécimen 4

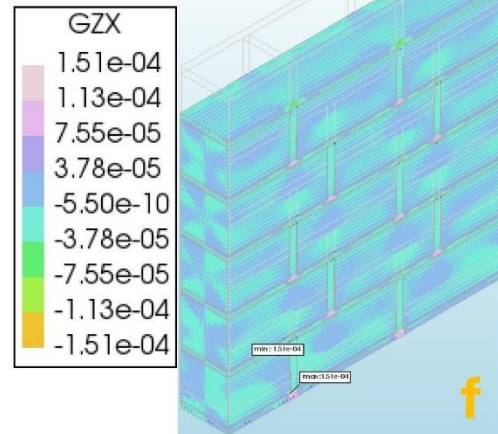
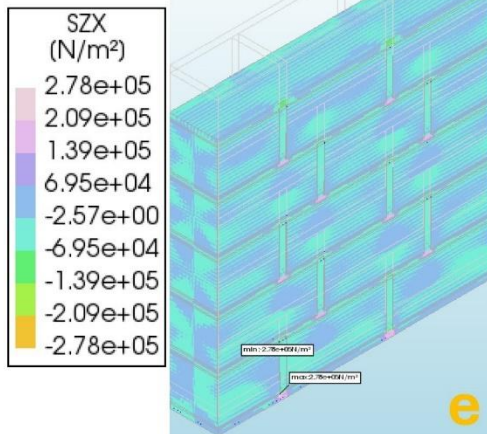
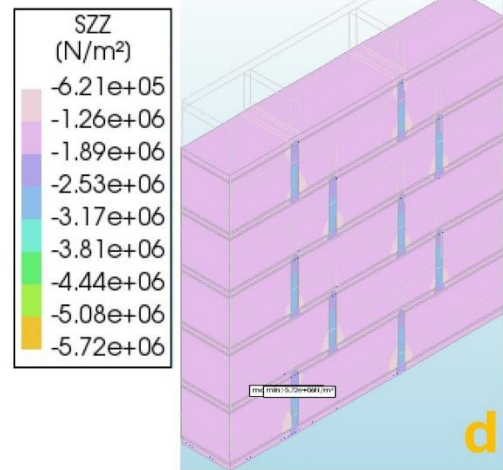
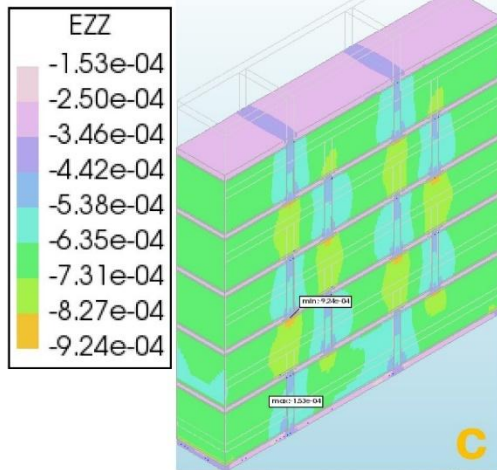
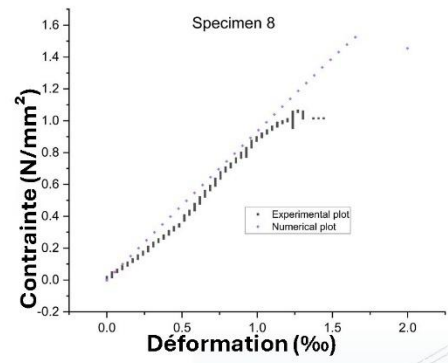
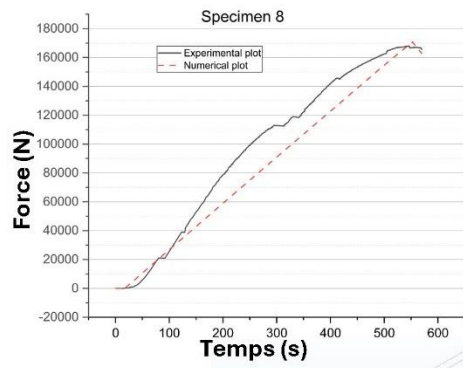


Figure III.4-9: Comparatif des résultats et cartographie des profils de contraintes et déformations pour le spécimen 8

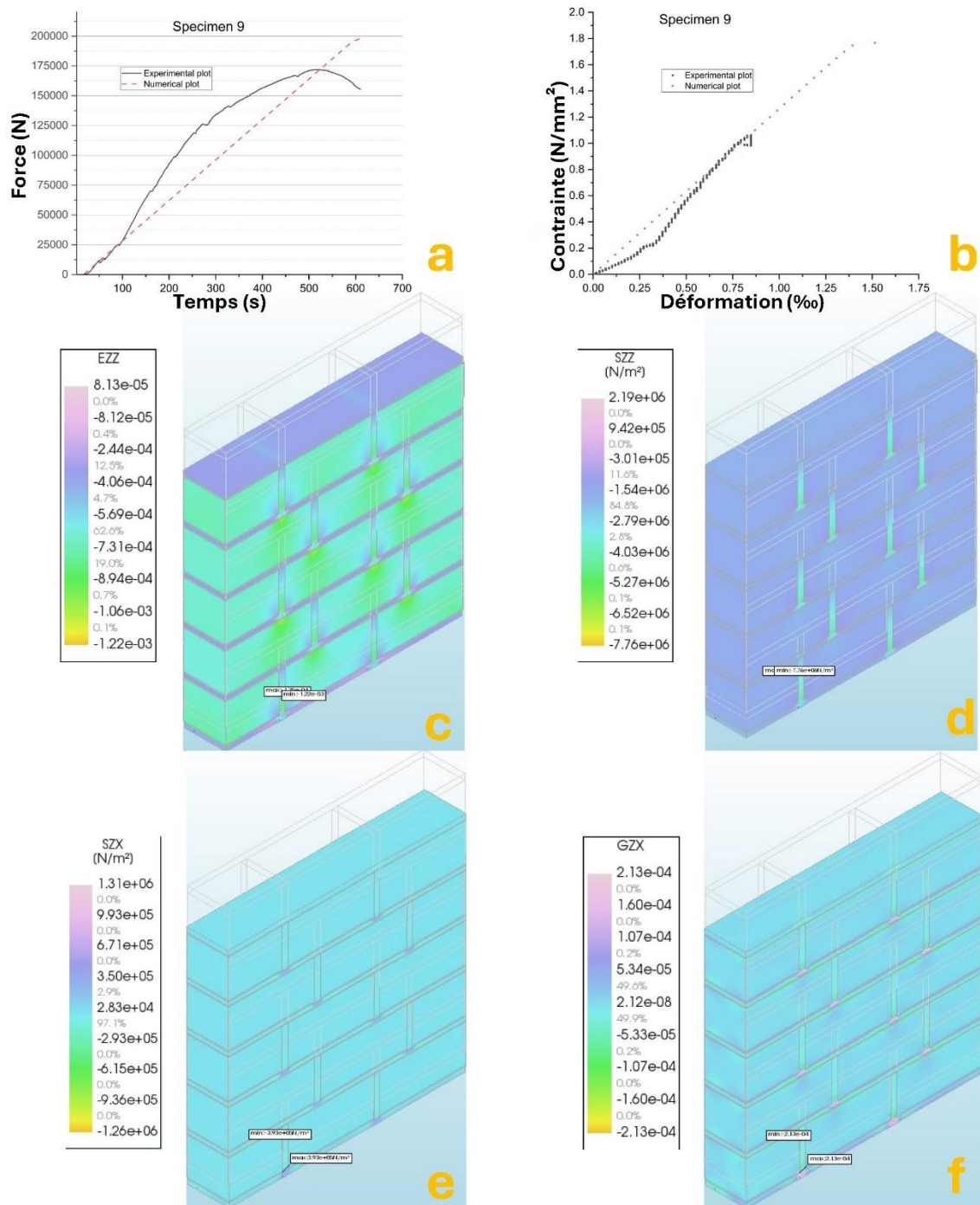


Figure III.4-10: Comparatif des résultats et cartographie des profils de contraintes et déformations pour le spécimen 9

Sur la base de l'analyse présentée dans la section précédente, la précision du modèle, évaluée par les valeurs de déformation, est jugée acceptable.

En ce qui concerne l'évaluation de la contrainte et de la capacité de charge maximale avant la divergence du modèle au cours de l'analyse non linéaire, une charge de 5 MN/m² a été appliquée

de manière incrémentielle à un taux de 0,01 jusqu'à ce que le modèle atteigne la non-convergence. Il est important de reconnaître que la résistance maximale de la maçonnerie ne peut pas dépasser les résistances individuelles de ses matériaux constitutifs, à savoir le mortier et la pierre latéritique. La majorité des résultats indique que les valeurs de charge maximale, ainsi que les tendances observées dans les courbes numériques, ont été maintenues dans une fourchette de $\pm 15\%$ des valeurs expérimentales correspondantes (voir Figure III.4-8a & b, Figure III.4-9a & b, Figure III.4-10a & b).

Cependant, certains spécimens ne se sont pas conformés à ce critère établi, en particulier ceux qui présentaient des valeurs de déformation très élevées pendant les phases initiales de chargement. Cette divergence est probablement attribuée à des problèmes liés à des défauts de mise en œuvre inhérente à la construction des maçonneries, en particulier avant le contact effectif entre le chevet de répartition des charges et le mur, processus pendant lequel les micropores des matériaux et les fissures seraient en train de se refermer (illustré sur la Figure III.4-8a & b).

Dans la littérature existante, plusieurs auteurs ont développé des micromodèles simplifiés qui définissent des éléments numériques visant spécifiquement à guider la direction de propagation des fissures dans le mur du modèle numérique, en particulier dans les cas impliquant un chargement cyclique [33,274]. Dans le présent cas d'étude, l'analyse de l'évolution des modèles de déformation par rapport aux étapes du chargement incrémentiel facilite l'identification des directions de propagation des fissures. Ces conclusions sont corroborées par les données expérimentales recueillies tout au long de l'étude.

Il est important de noter que, pour des raisons de sécurité, les capteurs de déplacements fixés sur les murs ont été retirés à un moment donné de la conduite des essais (au moment de l'apparition de fissures grossières). Par conséquent, bien que la charge de rupture maximale des échantillons de maçonnerie ait été enregistrée, les mesures de déformation et de déplacement correspondants n'étaient disponibles que pour la dernière partie du processus de chargement. Malgré cette limitation, la cartographie des contraintes numériques aux valeurs de charge maximale indique que les résultats des contraintes numériques sont très proches des mesures expérimentales, ce qui suggère une corrélation fiable entre les deux (comme le montrent les Figure III.4-8a & b, Figure III.4-9a & b, Figure III.4-10a & b).

Cette concordance entre les simulations numériques et les données expérimentales souligne la validité du micromodèle et sa capacité à refléter avec une certaine précision le comportement

mécanique de la maçonnerie de BLT dans des conditions de charge définies. Les perspectives des travaux futurs pourraient affiner ces modèles en incorporant des paramètres supplémentaires qui capturent les complexités du comportement des fissures de manière plus complète.

III.5. Conclusion partielle

L'objectif principal de ce chapitre était de formuler un modèle analytique empirique et un micromodèle numérique sur la base des données expérimentales afin d'évaluer les résistances caractéristiques de la maçonnerie en pierre latéritique non armée. L'examen de divers modes de défaillance sous des charges de compression et de cisaillement uniaxiale a permis de dégager des conclusions intéressantes. L'analyse a donné lieu à une formule permettant d'estimer la résistance caractéristique à la compression de la maçonnerie en pierre latéritique pour des murs mesurant environ 135 mm d'épaisseur et montées avec des joints minces de 20 mm, à condition que la résistance à la compression du mortier ne dépasse pas le double de celle du bloc de pierre latéritique. Pour élargir l'applicabilité de cette formule empirique à des structures de maçonnerie plus importantes, il est essentiel d'étudier la sensibilité du modèle aux variations de la taille des blocs et de l'épaisseur du mortier. En outre, il serait utile d'incorporer diverses géométries de murs en tant que paramètres supplémentaires susceptibles d'influencer de manière substantielle le paramètre en rapport avec la géométrie k .

En ce qui concerne la modélisation numérique, les paramètres mécaniques fondamentaux ont été dérivés de méthodologies expérimentales normalisées. Ces paramètres ont ensuite été utilisés comme valeurs d'entrée dans le processus de modélisation. Les comportements inélastiques, essentiels pour les explorations théoriques des structures de maçonnerie, en particulier en ce qui concerne le matériau d'interface, ont été établis soit à partir d'un examen approfondi de la littérature, soit calculés sur la base des résultats expérimentaux. Le modèle proposé a été rigoureusement testé pour évaluer sa fiabilité et sa précision. Il s'est avéré que le modèle est relativement précis en ce qui concerne les paramètres d'entrée, puisqu'il a reproduit avec succès les résultats expérimentaux avec des marges d'erreur acceptables, atteignant un coefficient de détermination d'au moins 0,58.

Les facteurs clés influençant la précision du modèle comprennent la différence de rigidité entre les composants de l'assemblage de maçonnerie et la qualité de l'adhérence de l'interface. En outre, il est primordial de veiller à ce que le mortier atteigne une résistance à la compression

minimale spécifiée en fonction de celle du BLT. La validité et la cohérence du modèle proposé peuvent s'étendre aux structures de maçonnerie non armées utilisant des blocs de latérite, en particulier lorsque les valeurs de rigidité du mortier et de la pierre sont en phase. Étant donné que les propriétés mécaniques de la pierre de latérite sont intrinsèquement limitées, l'amélioration de la capacité portante de la maçonnerie non armée peut être obtenue par des mesures ciblées telles que l'augmentation des dimensions des blocs de latérite, l'amélioration de la qualité des surfaces d'assemblage et la sélection d'un mortier de haute qualité. Le chapitre suivant examinera plus en détail la manière dont ces paramètres influencent la performance structurelle globale.

Chapitre IV. Développement de modèles hydromécaniques et étude paramétrique

IV.1. Introduction

Il a été montré à suffisance dans le chapitre précédent que le comportement de la pierre latéritique est tributaire de plusieurs facteurs dont le degré de saturation est l'un, sinon le plus important. Sur la base des découvertes et arguments présentés dans les sections précédentes, le présent chapitre sera relatif aux activités et résultats en rapport avec l'objectif spécifique N°3 dont l'intitulé est « Développement de modèles hydromécaniques ». Il s'agira d'intégrer aux modèles précédemment retenus, les effets des flux hydriques au travers de la maçonnerie, étant entendu que le comportement mécanique des pierres latéritiques est fortement tributaire de la condition hydrique et hygrométrique. En plus, une analyse paramétrique sera conduite afin d'évaluer l'influence de certains paramètres sur la réponse de la structure de maçonnerie. Ce chapitre s'articule autour d'une introduction, des matériels et méthodes, des résultats et discussions et finira par une conclusion partielle. Les méthodes de couplage utilisées ainsi que les théories de modélisation de l'évolution des paramètres mécaniques en fonction de la teneur en eau du matériau seront présentées. Les résultats des simulations conduites avec les modèles définis seront présentés, analysés et discutés. Des comparaisons et contrastes vis-à-vis des observations issues de la littérature ou sur les bâtiments existants seront présentés.

IV.2. Matériels et Méthodes

Les mêmes méthodes que celles utilisées dans les chapitres précédents ont été utilisées pour la définition des modèles et des structures de cette étude. Seules les méthodes de couplages hydromécaniques et de l'étude paramétrique seront détaillées dans cette section.

IV.2.1. Méthodes de couplages hydromécaniques

L'intégration des modèles numériques hydriques et mécaniques appelés « modèles hydromécaniques » est cruciale pour une compréhension approfondie du comportement des structures de maçonnerie en conditions réelles, en particulier dans les contextes où l'influence

de l'humidité est prononcée. Ce processus de couplage est généralement organisé en cinq étapes méthodologiques afin d'obtenir une analyse holistique (globale).

La première étape comprend la sélection du modèle et la définition du cadre. Cette phase fondamentale nécessite l'identification de techniques de modélisation numérique appropriées pour les analyses hydriques et mécaniques. La méthode des éléments finis (MEF) sera utilisée pour traiter les interactions structure-fluide. Plus précisément, différentes approches de modélisation seront utilisées pour les différents composants de la structure en maçonnerie, comme indiqué dans la section III.3. Le modèle Jardine en petites déformations, un modèle élastique linéaire isotrope et des modèles d'interface composites seront utilisés pour représenter la pierre latéritique (BLT), les joints et leurs connexions d'interface, respectivement.

En termes de modélisation de l'absorption d'humidité dans les matériaux de construction, plusieurs lois et principes critiques peuvent être appliqués pour décrire les différents aspects du mouvement et de la rétention de l'humidité. L'applicabilité de ces lois varie en fonction de la phase (état) du fluide absorbé. Les principes clés comprennent la loi de diffusion de Fick [413–415] et la loi de Darcy [416–418], qui, avec les principes de l'action capillaire, fournissent un cadre complet pour comprendre la dynamique de l'humidité.

Après un examen approfondi de la littérature sur ces sujets, quelles que soient la phase liquide et les lois qui la régissent, un aspect fondamental reste primordial : l'équilibre de l'humidité des matériaux par rapport à leur environnement. Cet équilibre est généralement quantifié par le degré de saturation, qui reflète la mesure dans laquelle les matériaux sont saturés d'eau.

Dans le contexte de la présente étude, l'analyse du comportement des structures de maçonnerie en fonction du degré de saturation des matériaux à différents niveaux d'humidité relative facilitera une évaluation approfondie de la manière dont l'état hydrique affecte l'intégrité structurelle et les performances de la maçonnerie. L'outil utilisé pour la modélisation prend en compte si besoin est des aspects de drainage, fluage et de retrait [399,405]. Ces résultats permettront non seulement d'améliorer notre compréhension de la dynamique de l'humidité, mais aussi d'éclairer les applications pratiques dans la conception et l'entretien des structures de maçonnerie.

La deuxième étape de ce cadre méthodologique consiste à déterminer les propriétés des matériaux. Pour les modèles hydriques, des paramètres essentiels tels que la perméabilité, la capacité de succion et les courbes de rétention d'humidité des matériaux de maçonnerie (à savoir la pierre et le mortier) doivent être quantifiés. Parallèlement, pour les modèles mécaniques, il

est important de définir des paramètres tels que la résistance à la compression, la résistance à la traction et le module d'Young. En outre, il est nécessaire d'étudier la manière dont ces propriétés mécaniques varient en fonction des différentes teneurs en eau, ainsi que leurs interdépendances, comme indiqué dans la section II.4 du chapitre 2.

Une fois que les propriétés mécaniques et physiques des matériaux constitutifs (BLT et mortier) ont été établies (voir section II.4 du chapitre 2), une interpolation des courbes de sorption-désorption sera effectuée. Cette interpolation sera basée sur les valeurs documentées dans la littérature pour des matériaux similaires. Cette approche est adoptée parce que les facteurs clés qui influencent l'absorption capillaire ne dépendent que de la taille et la distribution des pores capillaires et la porosité globale des matériaux [419–421]. La composition minéralogique est également importante, mais beaucoup moins que les paramètres listés précédemment. Pour les matériaux de référence (BTC géopolymère), il est crucial de s'assurer que les valeurs de ces paramètres sont comparables à celles de nos matériaux, avec une marge de ± 1 point. Les résultats simulés concernent des BLT de carrière de Kamboinsin à 140 mm x 140 mm x 140 mm, avec un mortier de la formulation 2 d'épaisseur 20 mm (pour les codifications et valeurs numériques voir sections II.2 et II.4 du chapitre 2).

La troisième étape consiste à mettre en œuvre la stratégie de couplage. Dans ce cas, une stratégie de couplage séquentiel a été choisie en raison des paramètres disponibles, de fonctions et des outils utilisés. Cette méthode nécessite de résoudre d'abord le modèle hydrique afin de déterminer la distribution de l'humidité et l'état hydrique de la maçonnerie, qui sont ensuite utilisés comme données d'entrée pour le modèle mécanique. Le chargement des murets est effectué par incrément de 0,025 MPa jusqu'à la divergence du modèle (rupture) et la valeur de contraintes et déformations maximale est dans les résultats.

La quatrième étape porte sur la validation des modèles couplés. Pour s'assurer que ces modèles sont à la fois précis et fiables, il est essentiel de les valider par rapport à des données empiriques ou à des études de cas réels. Ce processus de validation peut consister à comparer les résultats simulés avec les comportements observés lors des évaluations sur le terrain.

Enfin, la cinquième étape consiste en une analyse de sensibilité. Une fois les modèles couplés et validés, une analyse approfondie des résultats est effectuée. Cette analyse doit permettre d'examiner les effets des différents niveaux d'humidité sur la distribution des contraintes, le risque de fissuration et la performance structurelle globale de la maçonnerie dans différentes conditions environnementales.

La convention de signe est positive pour les efforts-déformations en traction – élongation.

IV.2.2. Étude paramétrique

Au-delà de l'influence de l'état hydrique, une étude paramétrique a été conduite afin de déterminer, du point de vue du modèle numérique, quelles sont les configurations optimales pour les maçonneries de BLT afin de mobiliser le maximum de résistance. Au total, sept configurations différentes ont été testées en plus de la configuration de référence.

IV.2.2.1. Configuration 00 : Structure de maçonnerie de référence (BLT 290x140x140 mm³ avec un joint d'épaisseur 20 mm)

La configuration standard est celle de référence, par rapport à laquelle les résultats de simulation numérique seront comparés. Il s'agit d'un muret 800 mm x 800 mm d'épaisseur 140 mm montés avec des BLT de dimensions standards 290 mm x 140 mm x 140 mm et un joint d'épaisseur 20 mm. Les BLT sont supposées ayant les mêmes propriétés que celles de Kamboinsin, chargées dans la direction 2. Le mortier jointif utilisé est celui du dosage 2 avec les propriétés mécaniques correspondantes. Les surcharges sont appliquées dans le plan par incrément de 0,05 MPa en plus du poids propre de la structure appliquée en deux fois sur les deux premiers incréments. La surcharge maximale induisant la rupture s'obtient en multipliant le « load factor – 2 » par l'incrément de 0,5 MPa. Les paramètres retenus pour l'analyse seront les contraintes SZZ de Cauchy et les déformations EZZ normales, sachant comment les autres paramètres importants évoluent en conséquence au vu des résultats de l'analyse hydromécanique.

Toutes les configurations qui suivront auront les mêmes propriétés mécaniques de base, mais qui pourront évoluer pour les BLT en fonction de la taille des blocs conformément aux résultats issus de la caractérisation des matériaux de base. Les paramètres de l'interface ont été obtenus de manière analogue à celle présentée dans la section III.3 du chapitre 3. La texture considérée et modélisée pour les surfaces de contact BLT-Joint est celle de BLT sciés mécaniquement. Le muret est modélisé comme reposant sur un socle en béton armé d'épaisseur 25 cm, ayant les propriétés mécaniques standard d'un C25/30 selon la classification de l'Eurocode 2. Une illustration de ladite configuration est donnée sur la Figure IV.2-1 Le socle en béton est considéré encastré à sa base dans le sol de fondation. Selon la revue de littérature effectuée ainsi que les connaissances acquises sur la résistance des matériaux et la mécanique des milieux continus, les paramètres principaux influençant la résistance d'une maçonnerie sont les propriétés mécaniques des éléments constitutifs de la maçonnerie, les dimensions des blocs, les

épaisseurs des joints, l'élancement de la structure, les conditions d'appui, la texture des interfaces [67,375,382,422–424]. Pour les configurations suivantes, ce sont ces paramètres qui seront variés et leurs influences sur le modèle sera étudié.

IV.2.2.2. Configuration 01 : Effet de l'épaisseur du joint

La configuration 01, notée en abrégé « Config. 01 » est conçue sur la même base que la configuration standard, à l'exception du fait que les épaisseurs des joints de tête ont été variées, passant de 20 mm à 10 mm.

IV.2.2.3. Configuration 02 : Effet d'un rainurage simple aux jonctions des joints de tête et joints d'assise

La configuration 02, notée en abrégé « Config. 02 » est conçue sur la même base que la configuration 01, à l'exception du fait que les jonctions entre joint d'assise et joints de tête ont été rainurées et élargies à 30 mm au lieu de 10 mm en section courante (voir Figure IV.2-2a).

IV.2.2.4. Configuration 03 : Effets des crans de 20x10 mm² sur les BLT

La configuration 03, notée en abrégé « Config. 03 » est conçue sur la même base que la configuration 01, à l'exception du fait que les BLT ont été crantées (rainurées) afin d'offrir un ancrage meilleur pour le mortier (élargissement de 20 mm avec des rainures 20x10 mm² sur toute l'épaisseur de la brique) et augmenter la surface de contact au niveau des interfaces BLT-joint. Figure IV.2-2b).

IV.2.2.5. Configuration 04 : Effet de la rigidité des appuis en base du mur

La configuration 04, notée en abrégé « Config. 04 » est conçue sur la même base que la configuration 03, à l'exception du fait que le socle de béton à la base a été remplacé par des appuis rigides, ceci afin d'évaluer la résistance structurelle des maçonneries par rapport à la différence de rigidité entre le matériau et sa surface d'appui.

IV.2.2.6. Configuration 05 : Structure de maçonnerie avec BLT (290x140x300 mm³)

La configuration 05, notée en abrégé « Config. 05 » est conçue sur la même base que la configuration standard, à l'exception du fait que les épaisseurs des blocs sont passées de 140 mm à 300 mm et les propriétés mécaniques des BLT ajustées en conséquence.

IV.2.2.7. Configuration 06 : Structure de maçonnerie avec BLT (290x140x500 mm³)

La configuration 06, notée en abrégé « Config. 06 » est conçue sur la même base que la configuration standard, à l'exception du fait que les épaisseurs des blocs sont passées de 140 mm à 500 mm et les propriétés mécaniques des BLT ajustées en conséquence. Ceci afin d'évaluer l'effet de l'élancement réduit et du poids propre des BLT au-delà de certaines dimensions.

IV.2.2.8. Configuration 07 : Effet de la taille du maillage du mod

La configuration 07, notée en abrégé « Config. 07 » est conçue sur la même base que la configuration standard, à l'exception du fait que la taille du maillage numérique pour les calculs est passée du simple au double.

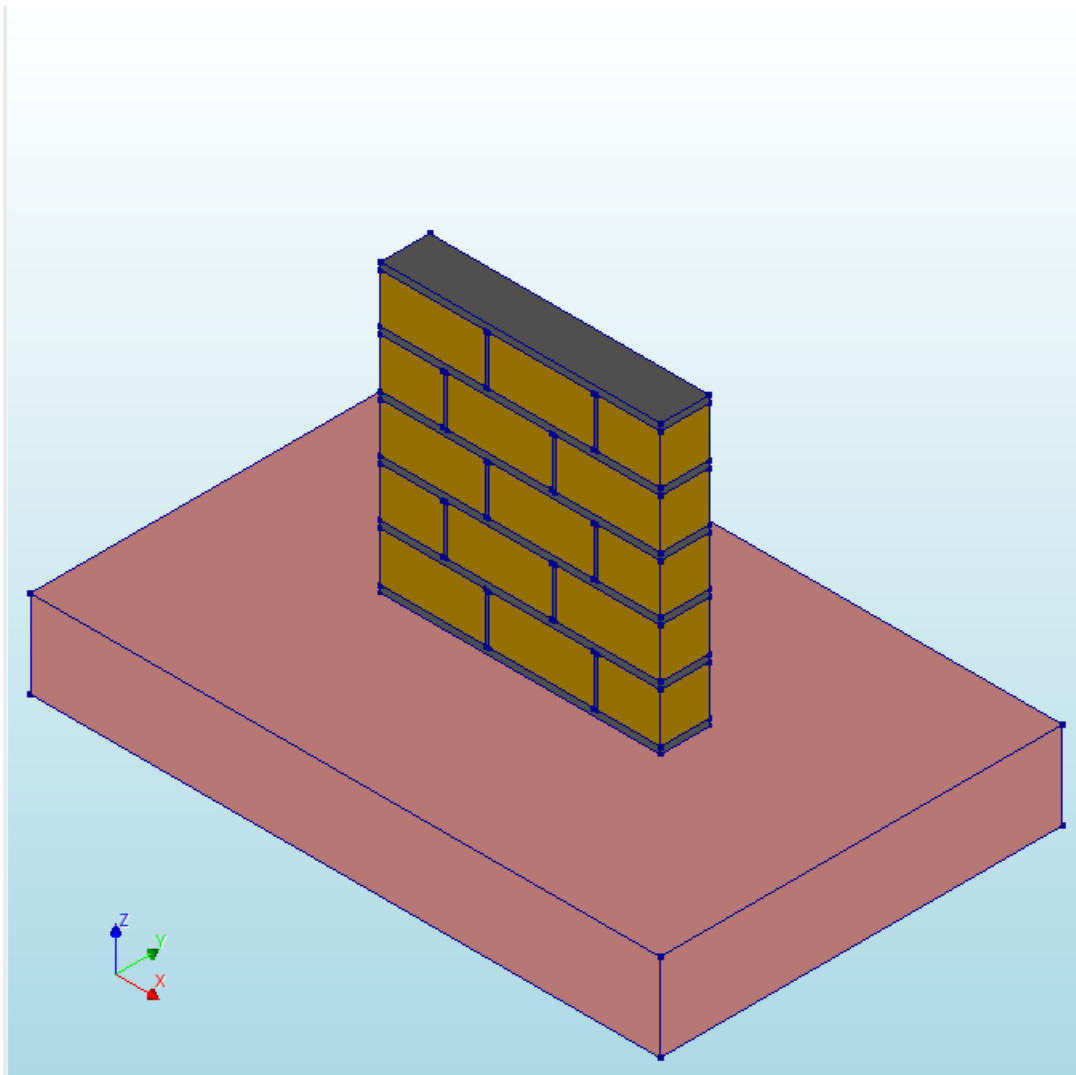


Figure IV.2-1: Illustration de la configuration standard (Config.00)

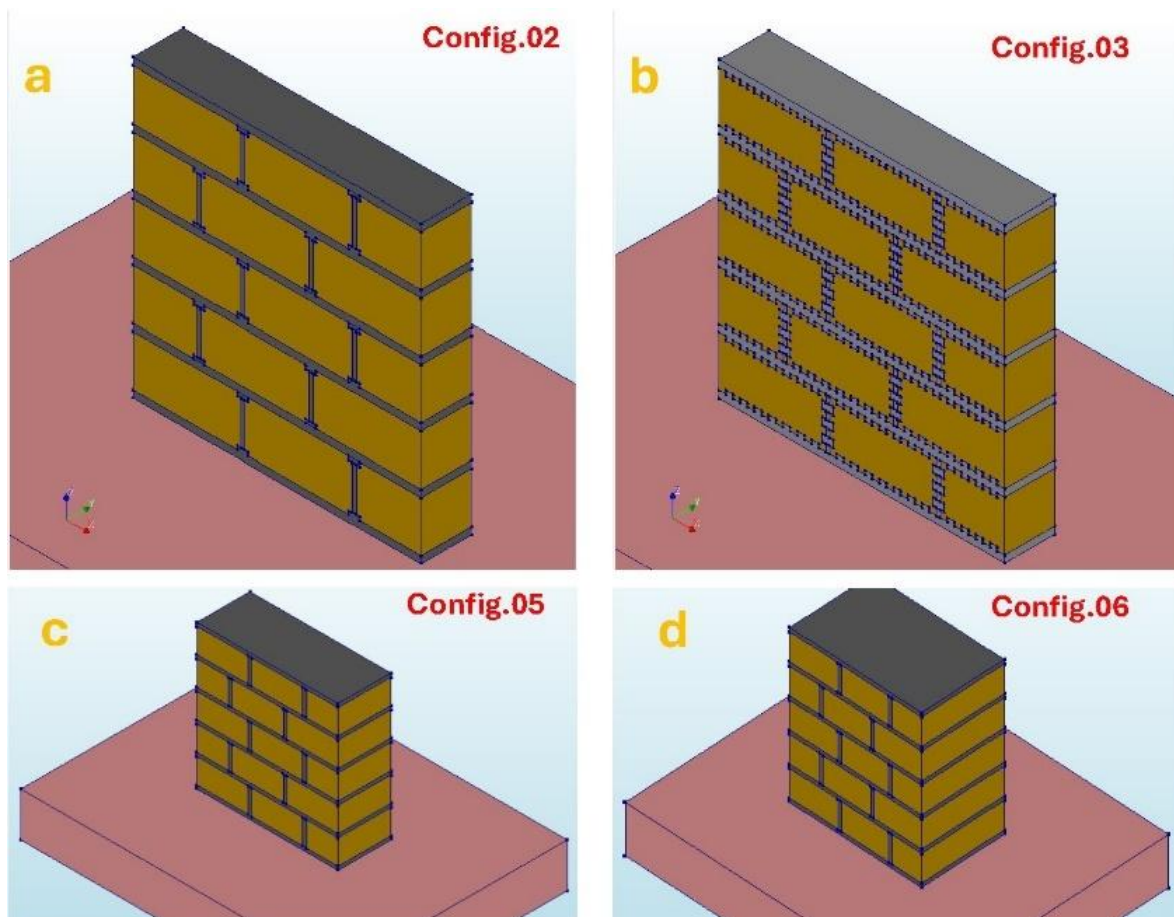


Figure IV.2-2: Illustrations des différences géométriques entre les principales configurations testées

IV.3. Résultats et Discussions

IV.3.1. Variation de l'état hydrique dans les matériaux de base

La Figure IV.3-1 présente les résultats des interpolations du comportement de BLT, vis-à-vis de l'absorption de l'humidité relative de l'air. Ces résultats sont issus d'interpolation sur des mesures expérimentales menées sur terre comprimée (BTC). Les interpolations ont été faites sur la base des relatives proximités entre les niveaux de porosité et les dimensions des pores capillaires des BLT, comparer à celle des BTC. La figure présente l'évolution de la saturation en eau BLT de DANO 1, DANO 2 et KAMBOINSIN en fonction de l'humidité relative. La figure indique une relation quasi hyperbolique entre le niveau d'humidité relative dans l'air et la teneur en eau de la pierre naturelle. Ces aspects seront mis à profit pour déterminer le niveau de saturation des pierres naturelles, en fonction du niveau d'humidité relative qui peut être rencontré dans les conditions d'exploitation des structures. En ce qui concerne les joints de

ciment dans la maçonnerie, il a été démontré dans la littérature que la résistance des mortiers de ciment baisse d'environ 30 à 50 % en passant d'un état de teneur en eau naturelle à celle d'une saturation totale des pores capillaires. Des lois d'interpolation du même type que celui proposé ici pour les BLT existent dans la littérature et seront utilisées dans le cadre de cette étude exploratoire [334,401,421]. En rapport avec les résultats présentés au niveau du chapitre 2 dans l'analyse statistique, sur les fonctions et lois d'interpellation des propriétés mécaniques des BLT et les mortiers en fonction du niveau de saturation, l'estimation sera faite. Un programme informatique pour intégrer l'évolution des propriétés mécaniques en fonction des degrés de saturation est intégré en amont pour effectuer le couplage.

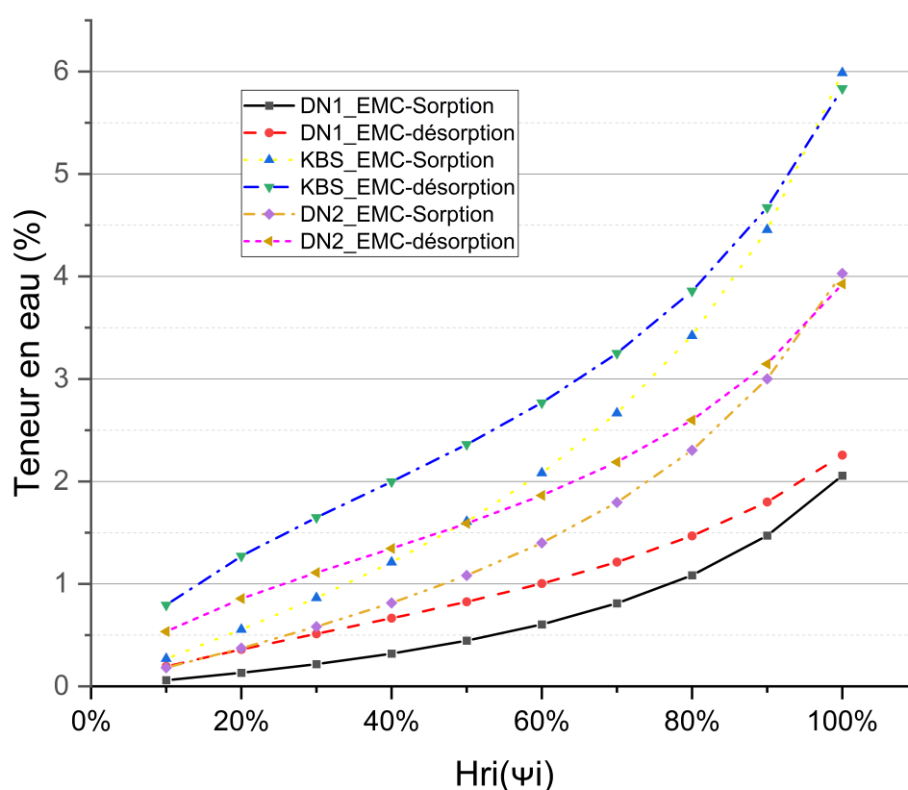


Figure IV.3-1: Courbes Sorption-Désorption approchée des BLT

Sur la base des informations issues de la Figure IV.3-1, en fonction de l'humidité relative ambiante, la teneur en eau des BLT peut être connue (par lecture directe sur le graphique). Connaissant par ailleurs le teneur en eau à saturation telle que présentée sur la Figure II.4-2, le degré de saturation est connu à priori. Ainsi, en utilisant le modèle d'interpolation proposé dans la section II.4.4, les courbes contrainte-déformation peuvent être connues et donc les informations y affaissant telles que les modules, limites élastiques, résistances caractéristiques

en compression sont déterminés en fonction du degré de saturation correspondant et pris en compte dans le programme de calcul. Tout ceci est automatisé au travers d'un script Python avec les équations proposées dans les différents modèles.

IV.3.2. Comportement hydromécanique des maçonneries de BLT

La Figure IV.3-2 présente la déformée globale des murets sous plusieurs conditions hygrométriques selon le modèle mis en application. La mention « Room conditions » désigne les résultats numériques équivalents en conformité avec les résultats expérimentaux menés dans la condition d'humidité et de température ambiante. Ce sont les conditions de teneur en eau naturelle au moment de l'essai. La mention « HR » est mise pour signifier le taux d'humidité relative atmosphérique considérée.

De l'analyse de la Figure IV.3-2 il ressort que, quels que soient les niveaux de saturation, la structure est globalement comprimée et a des déplacements maximums de 2,40 mm dans les conditions les plus sèches à 2,83 mm dans les conditions les plus humides considérées.

Ces niveaux de déplacements correspondent respectivement à des charges de rupture de 1,75 N/mm² et 2,08 N/mm². Plus l'humidité relative augmente, plus les déformations sont importantes.

Les Figure IV.1-1, Figure IV.1-2 et Figure IV.1-3 présentent les déformations normales dans les différents plans du repère tridimensionnel. De l'analyse de ces figures il ressort que les tendances globales sont à l'augmentation du niveau de déformation observé à charge maximale au gré de la croissance du niveau d'humidité relative dans l'atmosphère. Les déformations maximales sont observées sur le muret avec des conditions d'humidité relative atmosphérique de 90%. Il ressort des observations que les interfaces entre joints de tête et joints d'assises sont toujours tendues hors plans, quel que soit le niveau d'humidité. Les éléments structuraux se dilatent hors plan sous l'effet des charges. En ce qui concerne les déformations normales par rapport à l'axe Z, elles révèlent que dans le plan, toutes les sections sont comprimées et les déformations les plus importantes sont observées au niveau des jonctions entre joints de tête et joints d'assise avec des continuités dans les blocs adjacents en partie supérieurs et inférieurs des briques. Les mêmes observations générales sont faites sur les cartographies des Figure IV.1-4, Figure IV.1-5, Figure IV.1-6, Figure IV.1-7, Figure IV.1-8 et Figure IV.1-9.

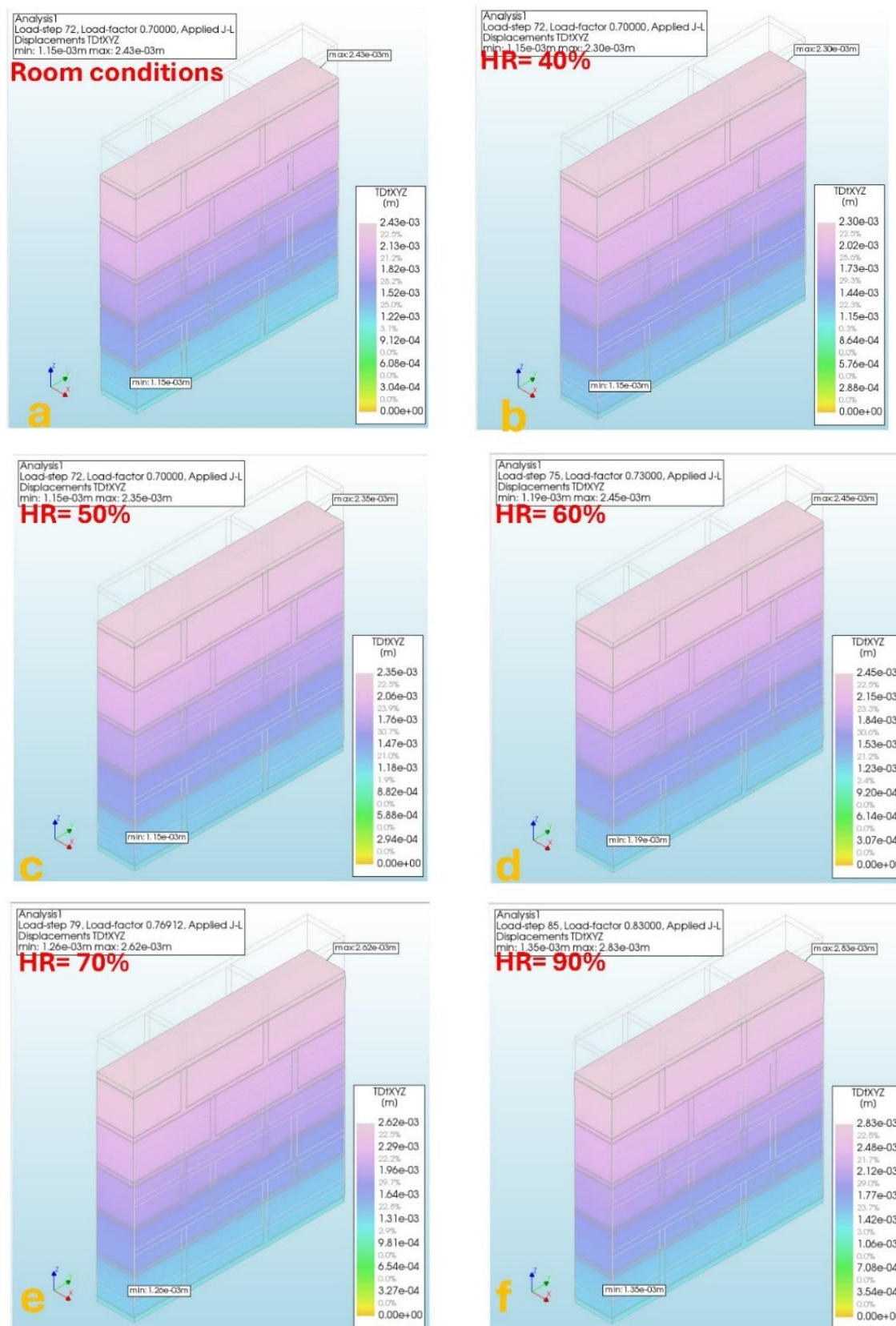


Figure IV.3-2: Déformation totale des murets de BLT en fonction des niveaux d'humidité

Plus spécifiquement, deux constats se dégagent de ces analyses. Premièrement, il ressort qu'aux grés de l'augmentation du taux d'humidité, les plans de cisaillement dans le plan du mur, correspondant au plan numérique *Gyz*, sur la Figure IV.1-11 (plus précisément au niveau des interfaces), ont tendances à se concentrer davantage au niveau des interfaces entre joints de tête et joint d'assise avec de légers penchants à s'incliner dans les BLT, surtout en partie inférieures. Prenant en compte le fait que les contraintes normales présentées sur la Figure IV.1-9 se concentrent davantage dans les joints plutôt que dans les blocs avant de de dissiper dans le bloc d'où les déformations en crête et pieds de BLT au droit des joints de tête (voir Figure IV.1-3), on peut en déduire que, sous charge de compression, la ruine des maçonneries de BLT débute par la compression excessive des joints d'assise et des joints de tête. Ensuite, au fil de l'augmentation des contraintes, le module de la BLT diminue et celui du joint reste quasi constant. Une fois qu'un niveau de contrainte dit « critique » est dépassé, la rigidité du bloc devient inférieure à celle du joint, ce qui crée des zones préférentielles de fendage au droit des joints de tête. Vu la faible épaisseur des joints d'assise et la fragilité des blocs, les déformations s'accroissent et mènent à la diminution de la cohésion entre le bloc et le mortier, ce qui a fait apparaître les fissures béantes au droit des joints de tête.

Des études antérieures ont fait cas d'observations proches de celles-ci, mais du fait que les essais ont été menés sur des prismes de maçonnerie n'intégrant pas de joints de tête, la comparaison ne peut pas être certaine. De plus sur le prisme de maçonnerie, le fait que les zones de décharge de contraintes soient proches, le comportement est bien différent[67,142,375,412].

Deuxièmement, on note que la capacité de charge mobilisée pour le muret dans des conditions de saturation en eau plus importantes est environ 20% plus élevée. Ce phénomène s'explique par le fait que plus l'humidité est importante, plus les BLT sont souples et arrivent à absorber des surcharges et se déformer plus que lorsqu'elles sont sèches. En plus, on note qu'à aucun moment les contraintes limites de rupture des matériaux pris individuellement ne sont atteintes, d'où la nécessité d' améliorer la connexion entre BLT et mortier. On note que selon les résultats de Dhanalakshmi [425], les maçonneries de BLT résistent mieux avec joints secs ou des joints de faible épaisseur.

La Figure IV.1-13 présente les principaux paramètres de contrainte et déformation du muret dans le cas très improbable où tous les matériaux constitutifs seraient saturés en eau et atteindraient leurs pires performances mécaniques. Comparativement au cas précédent, la

capacité de charge globale du muret a diminué d'environ 5 % par rapport à l'état où l'humidité relative était de 40%. On note globalement un fort niveau de déformation et des contraintes plus élevées dans les matériaux. On note également que les interfaces au niveau des joints de tête sont comprimées alors que celles au niveau des joints d'assise sont tendues, avec une zone de transition au niveau de leur intersection.

En définitive, du point de vue de la modélisation hydromécanique, il ressort que globalement en passant d'une situation d'un environnement très sec à un environnement très saturé en humidité, les performances globales de la maçonnerie de BLT varient en s'améliorant puis en se détériorant au voisinage des forts niveaux d'humidité. Certains résultats issus d'études antérieures confortent quelque peu ceux obtenus avec le modèle présenté, mais plusieurs conclusions devront être supportées par des mesures expérimentales ultérieures. En ce qui concerne la littérature sur la micromodélisation du comportement des structures de maçonnerie en pierre naturelle tendre, elle ne dispose pas d'assez de matière ou de niveau de détails pour avoir des points de comparaison. Mais les résultats globaux des modèles proposés, du point de vue des niveaux de déformation, contraintes et profils de fissuration, ils sont en accord avec les observations empiriques faits sur le terrain et en laboratoire.

IV.3.3. Paramètres majeurs influençant la capacité de charge des maçonneries de BLT

La Figure IV.3-3 compare entre deux configurations, l'influence de l'épaisseur du joint de tête.

Il ressort que des joints de tête plus minces augmentent la capacité de charge des maçonneries de BLT avec une différence significative de l'ordre de 10% en passant d'un joint de 20 mm à un joint de 10 mm d'épaisseur. On y note également qu'à niveau de charges égales, les contraintes dans les matériaux sont moins intenses dans la configuration avec le joint mince plutôt d'avec le joint épais. La tendance semble se conformer car la variation va dans le même sens pour des joints plus épais. Ces observations sont soutenues par ceux des études menées expérimentalement par Reddy [426] et Zengin [427].

La Figure IV.3-4 compare entre deux configurations, l'influence d'un évasement de la jonction entre joints de tête et joint d'assise en gardant la même épaisseur de joints.

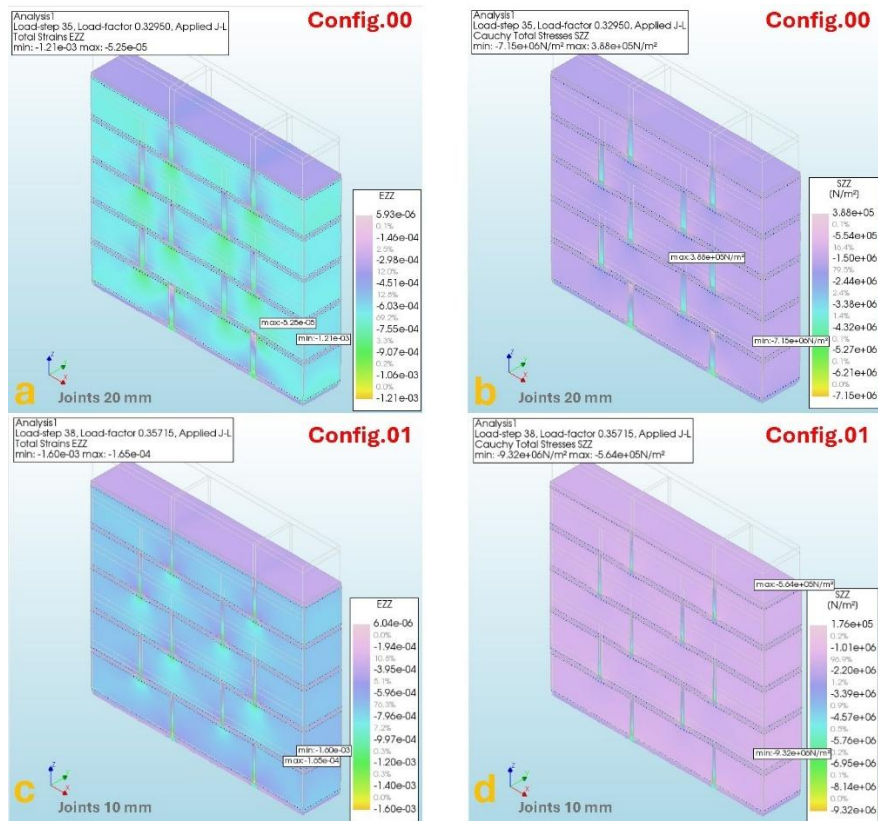


Figure IV.3-3: Comparatif résultats scénario 00 Vs 01

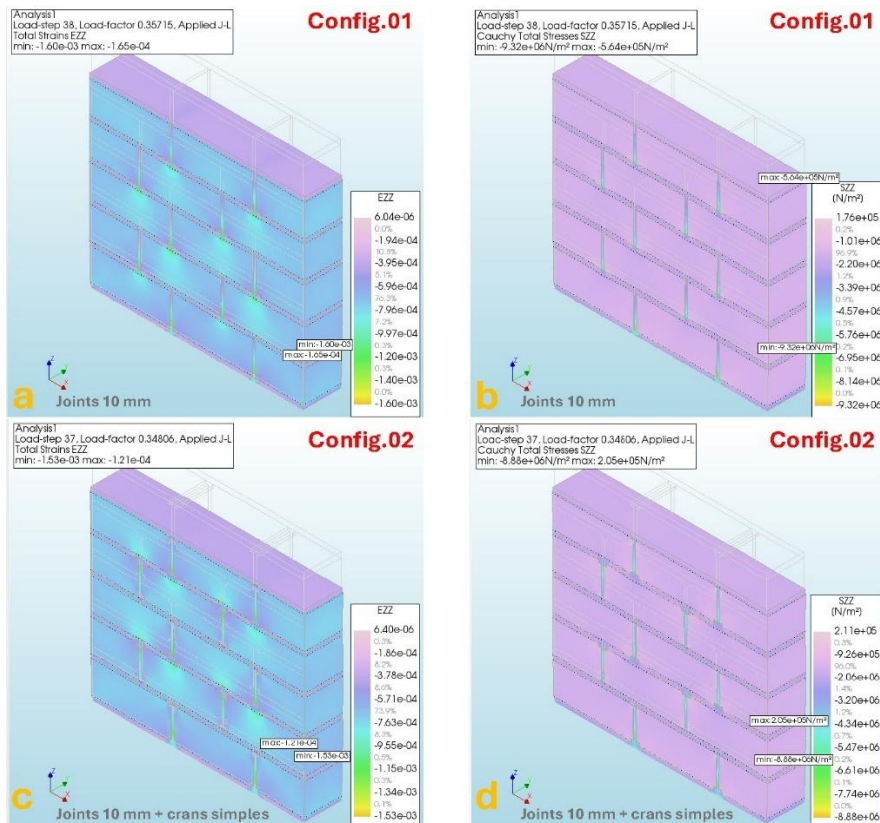


Figure IV.3-4: Comparatif résultats scénario 01 Vs 02

Il ressort que cette technique d'encrage a pour effet d'altérer la résistance de la maçonnerie, ce, probablement en réduisant la section cisailée de la brique du fait de l'effet dénoncé dans la section précédente sur l'effet des joints épais. Une différence de l'ordre de 2% est observée pour le cas étudié. Ces observations sont soutenues par celles des études menées expérimentalement par Da Porto [384].

La Figure IV.3-5 compare entre deux configurations, l'influence d'un rainurage des surfaces de contact entre les BLT et le joint, ceci dans l'optique d'augmenter la surface de contact entre les deux éléments et aussi de limiter le glissement relatif des interfaces. Il ressort que cette technique d'encrage a pour effet d'altérer sévèrement la résistance de la maçonnerie en BLT, ce, probablement en réduisant la section cisailée de la brique du fait de l'effet dénoncé dans la section précédente sur l'effet des joints épais. Une différence de l'ordre de 15% est observée pour le cas étudié.

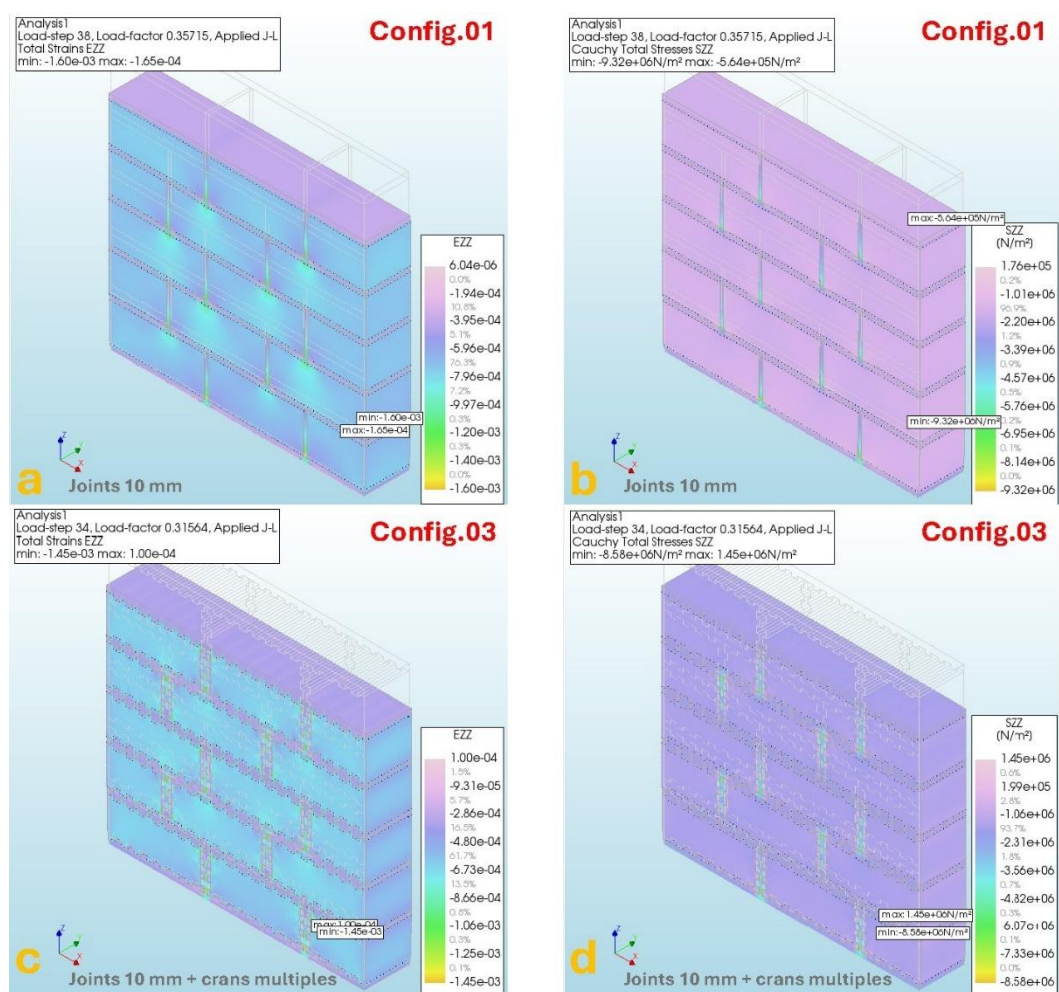


Figure IV.3-5: Comparatif résultats scénario 01 Vs 03

La Figure IV.3-6 compare entre deux configurations, l'influence de la rigidité des appuis du mur. Il ressort que la rigidité de l'appui ou le modèle de support considéré pour l'appui à la base de la maçonnerie a une influence significative. Il semblerait que plus l'appui est rigide de type encastrement, moins le mur résistera. On dénote une perte de résistance de supérieure à 25% en passant d'un appui simple sur socle en béton peu épais à un encastrement rigide. On remarque également des niveaux de contraintes beaucoup plus élevés que ceux dans la configuration 01. Ces effets sont accentués par l'écart de rigidité entre l'élément principal de maçonnerie et les raidisseurs autour. Ces conclusions sont étayées par les observations d'Ashour et al. [428] qui ont étudié ces effets de différence de rigidité entre éléments de maçonnerie et les appuis et raidisseurs autour. Ils ont obtenu des écarts au-delà de 50% en défaveur des appuis rigides. Des conclusions similaires sont également obtenues par certains auteurs, mais à différents degrés [58,429–431].

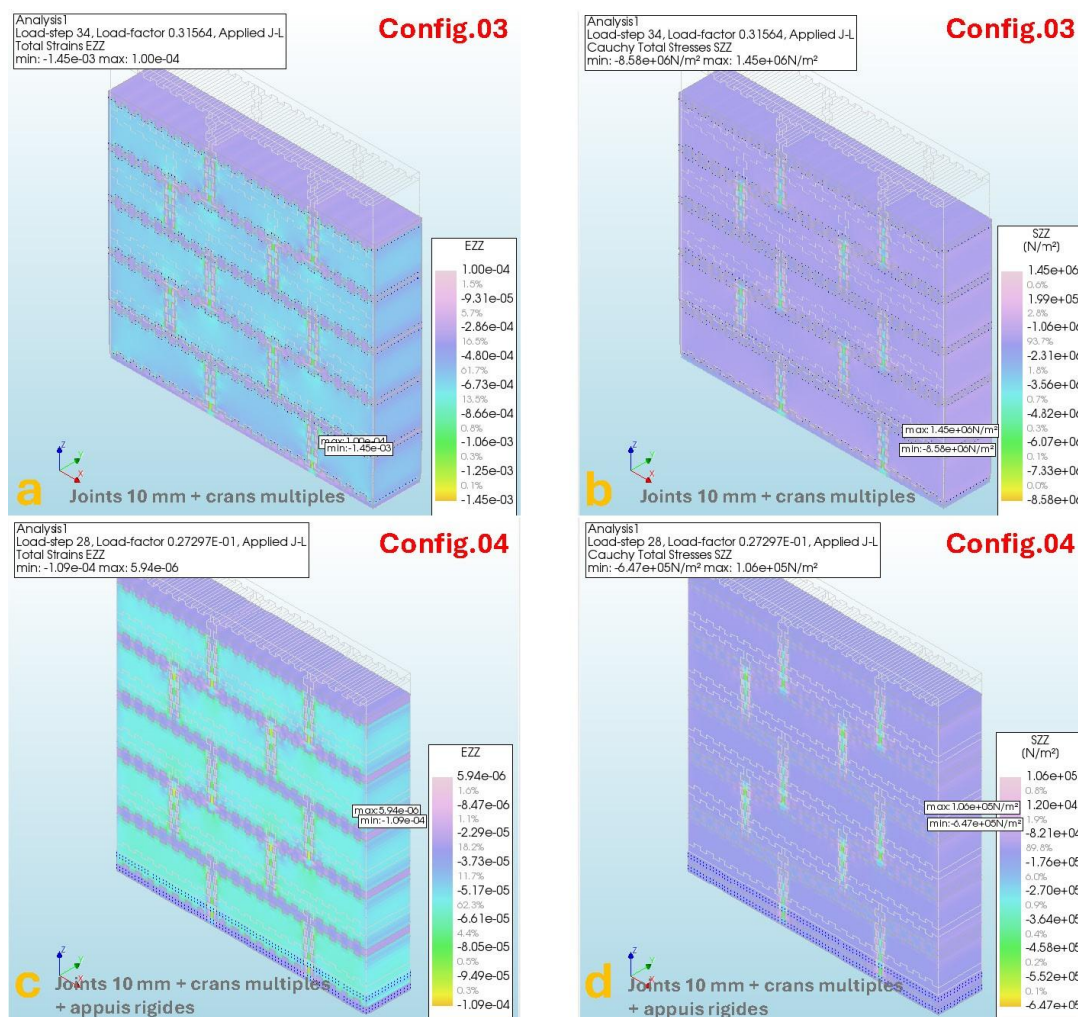


Figure IV.3-6: Comparatif résultats scénario 03 Vs 04

La Figure IV.3-7 et la Figure IV.3-8 présentent les résultats de l'influence de l'épaisseur des blocs de l'élancement des maçonneries. On y remarque qu'en passant d'une épaisseur de 14 cm à 30 cm, la capacité de charge du mur est multipliée par 12. Au-delà, l'augmentation de la taille des blocs devient défavorable pour la structure à cause de l'adhérence limitée des interfaces et leurs rigidités, mais aussi et surtout le poids propre de la structure qui surcharge les blocs à la base du mur [58].

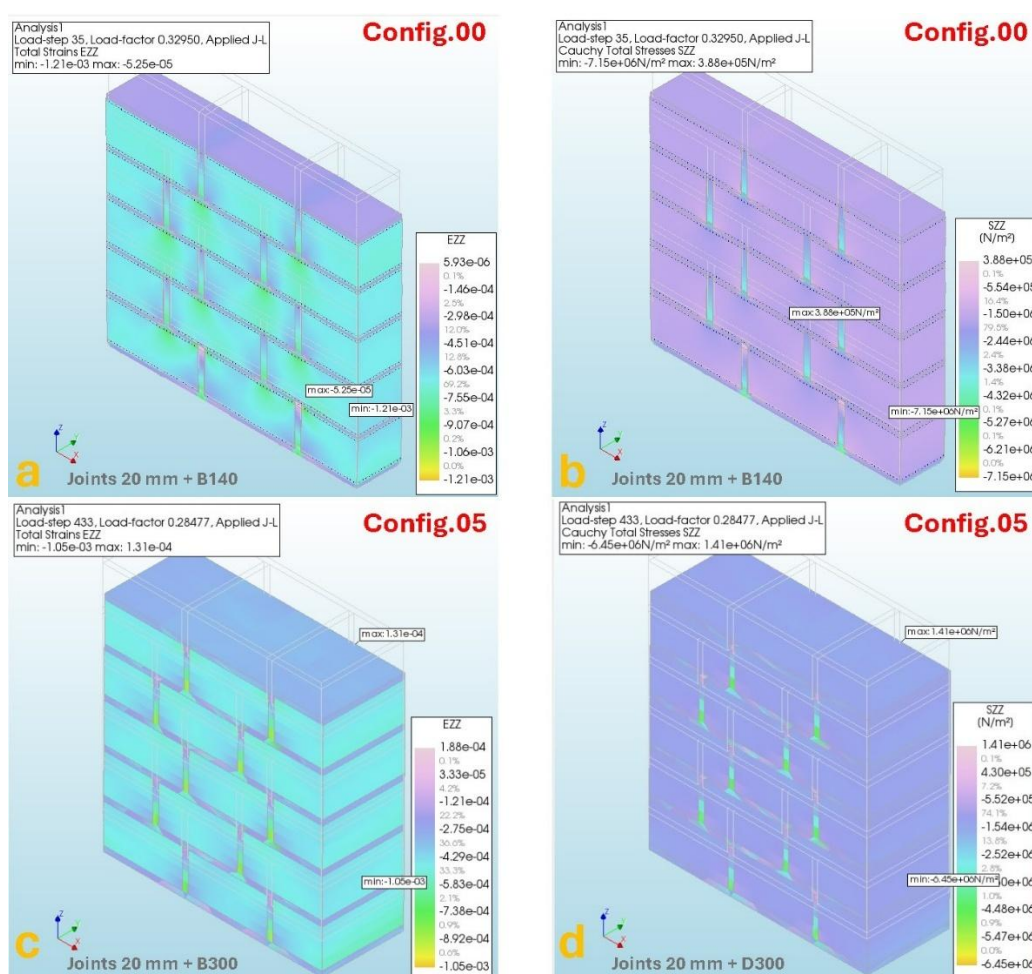


Figure IV.3-7: Comparatif résultats scénario 00 Vs 05

La Figure IV.3-9 compare entre deux configurations, l'influence d'une variation de la taille du maillage numérique. En termes de temps de calculs le maillage grossier prend beaucoup moins de temps que le maillage fin. Du point de vue des résultats numériques, le maillage grossier a tendance à surestimer les valeurs de charges maximales, et élargir les intervalles de gammes de contraintes ; ce qui nuit à la précision des prédictions. Ceci confirme davantage la qualité du micromodèle proposé par rapport à certains résultats de la littérature [425]. Une des difficultés

de la micromodélisation à ces échelles pour un modèle 3D volumétrique réside dans la puissance de calcul nécessaire et le temps de calcul qu'induit la variation de certains paramètres, surtout en ce qui concerne l'épaisseur de la maçonnerie. Dans l'état actuel des outils disponibles, le modèle en petites déformations élastoplastiques de Jardine n'est pas applicable aux éléments de type coques ou plaques dans la définition générale de ces outils.

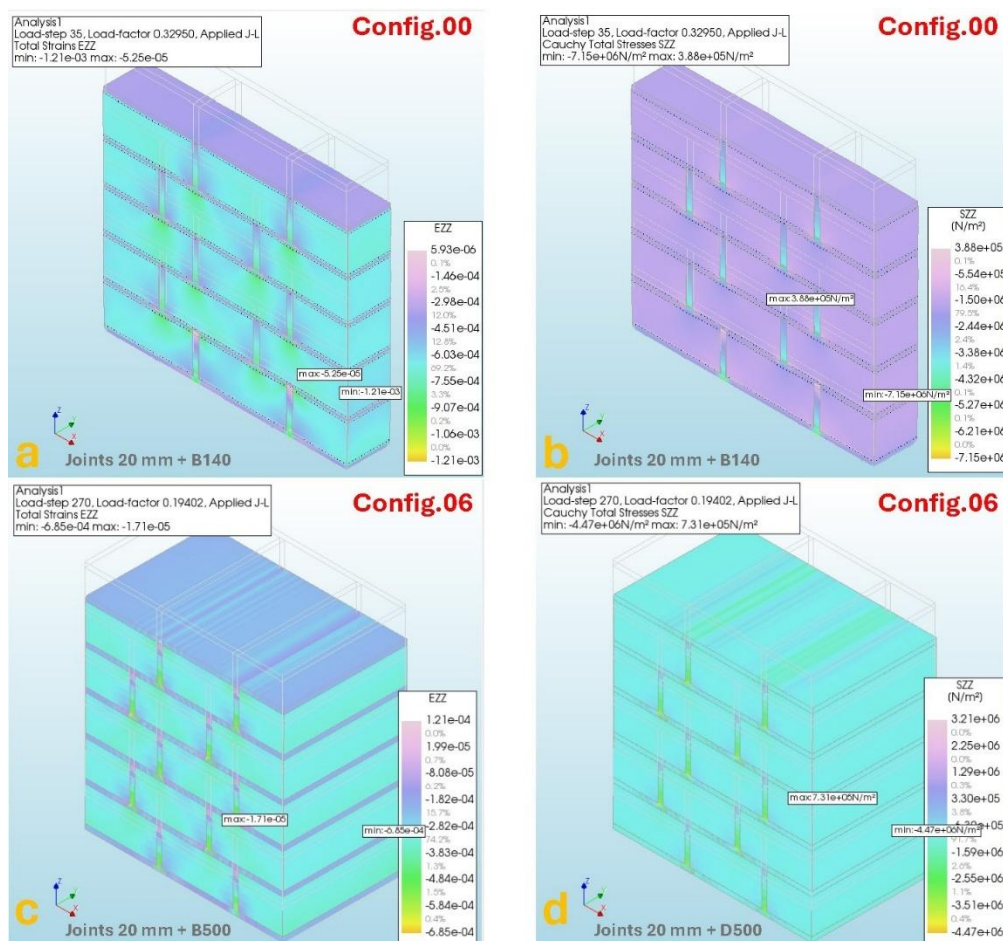


Figure IV.3-8: Comparatif résultats scénario 00 Vs 06

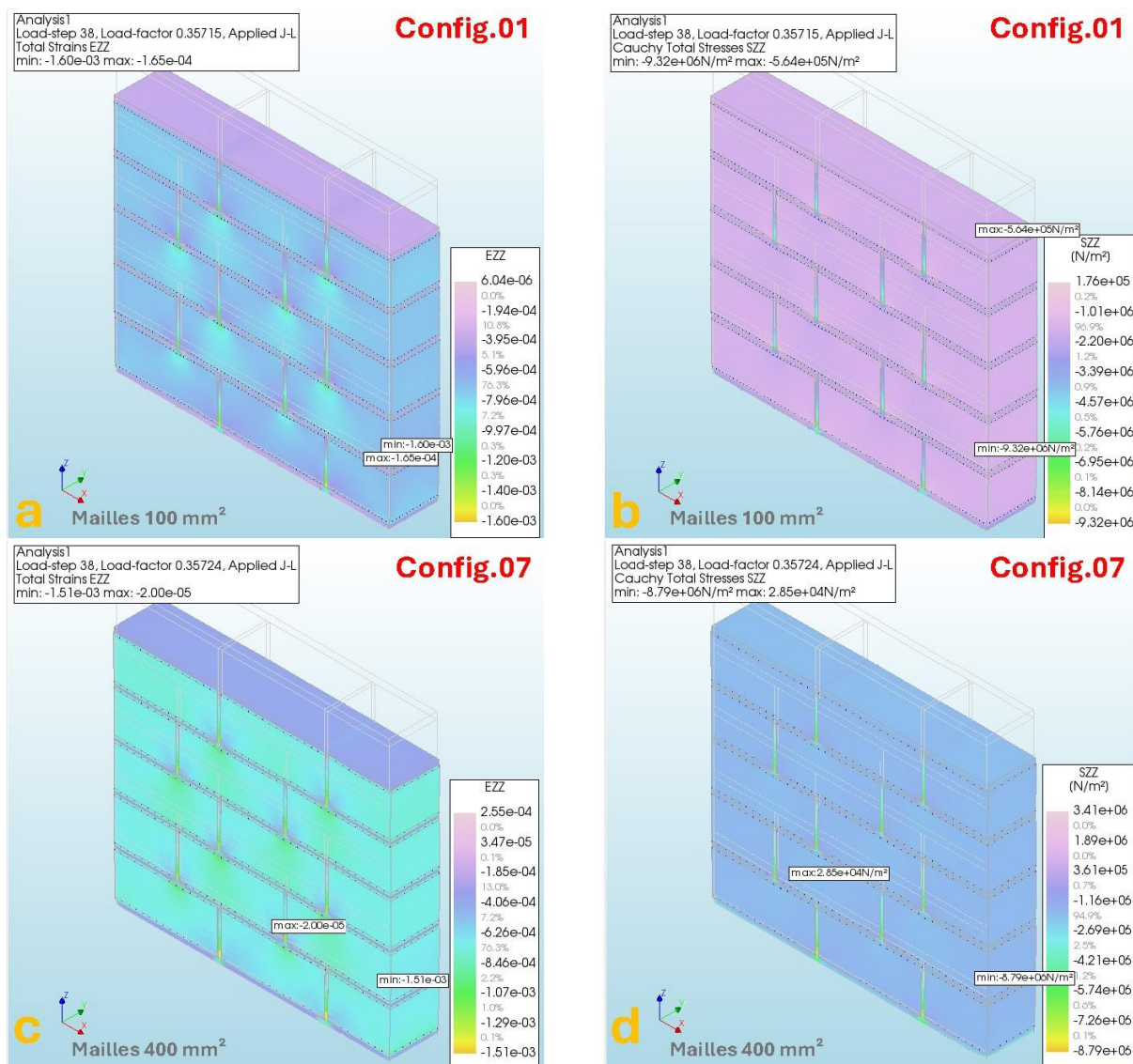


Figure IV.3-9: Comparatif résultats scénario 01 Vs 07

IV.4. Conclusion partielle

L'objectif de ce chapitre est d'étudier le comportement des maçonneries en BLT vis-à-vis du niveau d'absorption d'humidité au regard des niveaux d'humidité relative rencontrés. Sur la base de mesures expérimentales sur des matériaux « terre » ayant des propriétés physiques similaires, les isothermes de sorption et désorptions des BLT étudiées ont été interpolées. En utilisant les résultats expérimentaux et numériques menés antérieurement dans le cadre de cette étude, un modèle coupé hydrique et mécanique a été conçu. Des études de cas sous charge de compression ont été menées numériquement avec le modèle proposé. Les résultats montrent que la structure est globalement comprimée, avec des déplacements maximaux allant de 2,40 mm dans les conditions les plus sèches à 2,83 mm dans les conditions les plus humides considérées. Plus

l'humidité relative est élevée, plus les déformations sont importantes. On observe également des déformations normales dans différents plans du cadre de référence tridimensionnel, les déformations maximales étant observées sur le mur à 90 % d'humidité atmosphérique relative. Deux conclusions se dégagent de l'analyse :

- Premièrement, lorsque la teneur en humidité augmente, les plans de cisaillement dans le plan du mur tendent à se concentrer davantage aux interfaces entre les joints de tête et d'assise, avec une légère inclinaison vers la brique, en particulier dans les sections inférieures. Cela suggère que sous une charge de compression, la rupture de la maçonnerie BLT commence par une compression excessive des joints d'assise et de tête. Lorsque les contraintes augmentent, le module de la BLT diminue, tandis que celui du joint reste pratiquement constant. Ce phénomène crée un fendage des matériaux qui conduit à la désolidarisation des interfaces puis à la ruine.
- Deuxièmement, la capacité portante mobilisée pour le mur dans des conditions de saturation en eau plus élevées est supérieure d'environ 20 %. Cela peut s'expliquer par la teneur en eau plus élevée, car les BLT sont plus souples et peuvent absorber des surcharges et se déformer que lorsqu'elles sont sèches. L'étude note également que les contraintes de traction ultimes des matériaux individuels ne sont pas atteintes, ce qui indique la nécessité d'améliorer la liaison entre la BLT et le mortier.

En conclusion, l'étude souligne l'importance de prendre en compte l'interaction entre la BLT et le mortier pour déterminer la performance des structures de maçonnerie en BLT. La modélisation hydromécanique de la maçonnerie BLT révèle que sa performance varie de l'amélioration à la détérioration à mesure que les niveaux d'humidité s'élèvent. Des études antérieures apportent un certain soutien au modèle dans ses conclusions, mais des mesures expérimentales supplémentaires sont nécessaires pour les confirmer dans une moindre mesure. Les modèles proposés, en termes de niveaux de déformation, de contraintes et de profils de fissuration, s'alignent sur les observations empiriques faites sur le terrain et en laboratoire. Les résultats montrent que des joints de tête plus minces augmentent la capacité portante de la maçonnerie BLT, avec une différence significative d'environ 10 % par rapport à un joint plus épais de moitié. L'évasement de la jonction entre le joint de tête et le joint d'assise modifie la résistance de la maçonnerie, supposément en réduisant la section transversale cisailée de la brique. Le rainurage des surfaces de contact entre la BLT et le joint a également un effet sur la résistance de la maçonnerie BLT, avec une différence d'environ 15 %. La rigidité du support en base du mur influence de manière significative la capacité portante de la maçonnerie BLT, avec

une perte de résistance de plus de 25% observée lors du passage d'un support simplement appuyé sur une base en béton mince à un encastrement rigide. Les résultats montrent également l'influence de l'épaisseur des blocs et de l'élancement de la maçonnerie, avec un effet multiplicatif de 12 sur la capacité portante du mur d'une épaisseur de 14 cm à 30 cm. La variation de la taille du maillage numérique confirme également la qualité du micromodèle proposé par rapport à certains résultats de la littérature.

Conclusion générale et perspective

Ce document avait pour objectif général d'étudier le comportement hydromécanique des maçonneries en pierre de latérite taillée (BLT) au Burkina Faso. Il s'est agi plus spécifiquement de caractériser les matériaux de base de la maçonnerie et la maçonnerie elle-même, ensuite prospecter, trouver et développer des modèles numériques applicables à ce type de maçonneries, puis enfin étudier l'influence des paramètres hydriques et géométriques sur le comportement de cette maçonnerie à travers des travaux de modélisation.

Pour ce faire, le premier chapitre a eu à présenter une vue d'ensemble de la maçonnerie non armée et des méthodes de calcul pour modéliser son comportement. Il a abordé la nature des matériaux de base, en particulier la pierre latéritique, et les différentes approches de modélisation utilisées pour ces types de construction. La pierre latéritique présente des propriétés thermiques et mécaniques intéressantes pour la construction, mais leurs variabilités imposent des stratégies de calcul adaptées. Quatre catégories principales de stratégies de modélisation numérique pour les structures en maçonnerie ont été identifiées : Les modèles basés sur les blocs (MBB) ou micromodèles, les modèles du continuum (MC) ou modèles simplistes, les modèles basés sur la géométrie (MBG) pour les calculs de stabilité et les macromodèles (MM). Les MBB sont reconnus pour être les méthodes les plus précises pour étudier le comportement mécanique des structures en maçonnerie, tandis que les MC sont couramment utilisées pour les simulations numériques des bâtiments en maçonnerie et surtout en contexte sismiques. Le choix de l'approche de modélisation numérique la plus appropriée dépend de plusieurs facteurs, notamment les attributs structurels de l'étude de cas, sa complexité, la disponibilité des données, la puissance des outils, les résultats attendus et le niveau d'expertise des praticiens. Pour une évaluation approfondie des structures de maçonnerie, il est conseillé d'utiliser des modèles 3D, car ils peuvent mieux tenir compte des nuances structurelles et des irrégularités géométriques.

Dans le deuxième chapitre, les matériaux ont été caractérisés individuellement et en interaction afin d'obtenir des résultats fiables qui serviront de données d'entrées aux modèles qui seront développés. L'étude a révélé que les BLT et les joints de ciments utilisés présentaient des performances acceptables pour prétendre à être utilisés en construction de structures avec des résistances variant entre 1 et 14 MPa pour les BLT en fonction de leur géométrie et de leur état hydrique. Cependant ces performances restent fortement sensibles au type de chargement

appliqué, à la taille des Blocs et à la nature de la roche mère et des conditions de formation de la latérite. L'étude a également révélé des corrélations significatives entre les propriétés physiques et mécaniques de la pierre latéritique dans des conditions sèches, une teneur en eau naturelle et des conditions saturées, ce qui peut aider à évaluer la durabilité des matériaux en pierre et à optimiser la sélection des sites de BLT et des carrières exposées à des environnements humides tout au long de leur durée de vie. De l'analyse statistique qui a été menée par la suite, les BLT ont été classés en quatre familles et des modèles d'interpolation ont été proposés pour définir les propriétés mécaniques des BLT en fonction de leur état hydrique. Du point de vue de la maçonnerie elle-même, il s'est avéré que l'assemblage de BLT et joint de ciment présent des valeurs de propriétés mécaniques inférieures à celles des matériaux constitutifs pris individuellement, mais aussi et surtout guidée par les performances de l'interface. Des résistances maximales de l'ordre de 2,15 MPa à teneur en eau naturelle ont été atteintes pour la meilleure configuration testée (BLT 14c x 29 cm x 14 cm de la carrière de Dano 1 avec un joint de 2 cm d'épaisseur en moyenne faits à base d'un mortier de résistance 8 MPa).

Le troisième chapitre quant à lui, visait à développer un modèle analytique empirique et un micromodèle numérique basés sur des données expérimentales pour évaluer les résistances caractéristiques de la maçonnerie en pierre latéritique non armée. L'analyse a abouti à une formule permettant d'estimer la résistance caractéristique à la compression de la maçonnerie de pierres latéritiques pour des murs mesurant environ 135 mm d'épaisseur et érigés avec des joints minces de 20 mm, à condition que la résistance à la compression du mortier n'excède pas le double de celle du bloc de pierres latéritiques. Un coefficient de détermination de l'ordre de 0,94 a été atteint avec une erreur d'approximation de l'ordre de 0,042 MPa de la résistance prédite. Il en est également ressorti que la résistance de la maçonnerie est fortement tributaire des performances mécaniques du joint, mais est également limitée par les performances des pierres. Pour étendre l'applicabilité de cette formule empirique à des structures de maçonnerie plus importantes, il est essentiel d'étudier la sensibilité du modèle aux variations de la taille des blocs et de l'épaisseur du mortier, ainsi que d'incorporer divers types de joints en tant que paramètres supplémentaires. Par rapport au modèle numérique proposé, il a été rigoureusement testé pour évaluer sa fiabilité et sa précision, et il s'est avéré relativement précis en ce qui concerne les paramètres d'entrée. Les facteurs clés influençant la précision du modèle comprennent la différence de rigidité entre les composants de l'assemblage de maçonnerie et la qualité de l'adhérence de l'interface.

Le dernier chapitre a étudié le comportement de la maçonnerie de BLT en prenant en compte l'absorption d'humidité en fonction des niveaux d'humidité relative rencontrés. Les isothermes de sorption-désorption des BLT ont été interpolées sur la base de mesures expérimentales effectuées sur des matériaux de terre présentant des propriétés physiques similaires. Un modèle de couplé hydrique et mécanique a été conçu à partir des résultats expérimentaux et numériques. Des études de cas sous charge de compression ont été réalisées numériquement avec le modèle proposé. Les résultats ont montré que la structure reste globalement comprimée, avec des déplacements maximaux allant de 2,40 mm dans les conditions les plus sèches à 2,83 mm dans les conditions les plus humides considérées. Avec l'augmentation de la teneur en eau, les plans de cisaillement dans le plan du mur tendent à se concentrer aux interfaces entre les joints de tête et d'assise, ce qui suggère que la rupture de la maçonnerie BLT commence par une compression excessive des joints de tête et d'assise. L'étude note également que les contraintes de traction ultimes des matériaux individuels ne sont pas atteintes, ce qui indique la nécessité d'améliorer la liaison entre la BLT et le mortier. Pour finir l'étude à relever les paramètres favorables à l'optimisation des performances mécaniques de BLT

En somme, il est loisible d'affirmer que les objectifs assignés à ce travail ont été atteints. Ce travail représente une amorce qui pourrait être améliorée et complétée afin de contribuer à l'établissement de méthodes de calculs fiables pour le calcul des structures de maçonneries en BLT. Comme perspectives envisagées, il s'agira de :

- **Valider et affiner avantage les résultats expérimentaux** : Plus spécifiquement il faudrait mener des expérimentations sur différentes carrières et différents types de joints afin de valider les résultats présentés et d'affiner le modèle empirique à l'aide de données supplémentaires, surtout en termes de variabilité géométrique.
- **Évaluer la sensibilité et l'adaptation du modèle** : Plus spécifiquement il faudrait évaluer la sensibilité du modèle empirique aux variations des types de joints et améliorer les modèles numériques afin d'adapter les calculs des paramètres d'interface, en particulier pour les variations de l'élancement des murs.
- **Catégoriser les de BLT** : Plus spécifiquement il faudrait étendre la classification des BLT à d'autres carrières, afin d'identifier les familles qui conviennent aux applications structurelles et celles qui ne conviennent pas.
- **Développer des modèles simplifiés** : Il s'agira de créer des modèles moins gourmands en ressources qui conservent une précision acceptable pour les paramètres d'ingénierie liés au dimensionnement.

- **Créer une documentation complète** : il faudrait établir une « carte d'identité » pour les BLT qui précise leurs limites d'utilisation et rédiger un guide de bonnes pratiques pour les constructions de maçonnerie porteuse en BLT.
- **Évaluer les performances et l'impact** : Il faudrait étudier les performances de la maçonnerie de BLT dans diverses conditions, y compris les impacts environnementaux, et étudier les effets des changements climatiques et des sous-produits de l'exploitation des carrières de BLT utilisés comme joints.

Bibliographie

- [1] Y. Gansonré, P. Breul, C. Bacconnet, M. Benz, R. Gourvès, Estimation of lateritic soils elastic modulus from CBR index for pavement engineering in Burkina Faso, *International Journal of Pavement Research and Technology* 14 (2021) 348–356. <https://doi.org/10.1007/s42947-020-0118-9>.
- [2] THE ENVIRONMENT, Construction sector pushes CO2 emission all time high 10 gigatonnes: UNEP - The Environment, (2022). <https://www.theenvironment.in/2022/11/10/construction-sector-pushes-co2-emission-all-time-high-10-gigatonnes-unep/> (accessed January 8, 2025).
- [3] C.M. Hema, G. Van Moeseke, A. Evrad, L. Courard, A. Messan, Vernacular housing practices in Burkina Faso: Representative models of construction in Ouagadougou and walls hygrothermal efficiency, in: *Energy Procedia*, Elsevier Ltd, 2017: pp. 535–540. <https://doi.org/10.1016/j.egypro.2017.07.398>.
- [4] INSD, ANALYSE APPROFONDIE Les DISPARITES SPATIALES DE LA QUALITE DES LOGEMENTS AU BURKINA FASO, Ouagadougou, 2023.
- [5] S.H. Moussa, P. Nshimiyimana, C. Hema, O. Zoungana, A. Messan, L. Courard, Comparative study of thermal comfort induced from masonry made of stabilized compressed earth block vs conventional cementitious material, *Journal of Minerals and Materials Characterization and Engineering* 7 (2019).
- [6] A.L.S.-N. Ouedraogo, C. Hema, S.M. N'guiro, P. Nshimiyimana, A. Messan, Optimisation of Thermal Comfort of Building in a Hot and Dry Tropical Climate: A Comparative Approach between Compressed Earth/Concrete Block Envelopes, *Journal of Minerals and Materials Characterization and Engineering* 12 (2024) 1–16.
- [7] A. Lawane Gana, Caractérisation des matériaux latéritiques indurés pour une meilleure utilisation dans l'habitat en Afrique, Thèse de doctorat, UNIVERSITÉ DU HAVRE, 2014.
- [8] A. Lawane, A. Pantet, A. Messan, R. Vinai, J.H. Thomassin, Conception d'éco-habitats en Blocs de Latérite Taillés au Burkina Faso, in: *2iE* (Ed.), Ouagadougou, 2013: pp. 1–10. www.2ie-edu.org.

- [9] A. Lawane, R. Vinai, A. Pantet, J.-H. Thomassin, A. Messan, Hygrothermal Features of Laterite Dimension Stones for Sub-Saharan Residential Building Construction, *Journal of Materials in Civil Engineering* 26 (2014) 05014002. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)mt.1943-5533.0001067](https://doi.org/10.1061/(asce)mt.1943-5533.0001067).
- [10] U. Wyss, La construction en « matériaux locaux » Etat d'un secteur à potentiel multiple, Ouagadougou, 2005.
- [11] M. Kaboré, A. Lawane, C. Sawadogo, M. Lo, A. Messan, A. Pantet, Études expérimentales du comportement mécanique sous charges verticales des maçonneries en Blocs de Latérite Taillée (BLT), *Afrique SCIENCE* 15 (2019) 201–213.
- [12] A. Chourasia, S. Singhal, A. Chourasia, Numerical simulation of laterite confined masonry building subjected to quasi-static monotonic lateral loading, *Journal of Structural Integrity and Maintenance* 8 (2023) 1–11.
- [13] A. Lawane Gana, Caractérisation des matériaux latéritiques indurés pour une meilleure utilisation dans l'habitat en Afrique, International Institute for water and Environmental Engineering, 2014.
- [14] A. Lawane Gana, A. Pantet, R. Vina, J.H. Thomassin, A. Lawane, A. Pantet, R. Vinai, J.H. Thomassin, Étude géologique et géomécanique des latérites de dano (burkina faso) pour une utilisation dans l'habitat, in: *Annales Du Bâtiment et Des Travaux Publics*, Editions ESKA, 2011: p. 15. www.2ie-edu.org.
- [15] A. Narayanaswamy, F. McGregor, Y. Millogo, A. Fabbri, A.D. Séré, J.-E. Aubert, J.C. Morel, A.H. Narayanaswamy, J.E. Aubert, Physical, mechanical and hygrothermal properties of lateritic building stones (LBS) from Burkina Faso, *Constr Build Mater* 125 (2016) 731–741. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.08.082>.
- [16] A.K. Kasthurba, M. Santhanam, M.S. Mathews, Investigation of laterite stones for building purpose from Malabar region, Kerala state, SW India - Part 1: Field studies and profile characterisation, *Constr Build Mater* 21 (2007) 73–82. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2005.07.006>.
- [17] M.R. Smith, Stone: Building stone, rock fill and armourstone in construction, in: *Geological Society of London*, 1999.
- [18] G. Lott, Stone: Building stone, rock fill and armourstone in construction., (2000).

- [19] P. Pegon, A. V Pinto, M. G  radin, Numerical modelling of stone-block monumental structures, *Comput Struct* 79 (2001) 2165–2181. [https://doi.org/10.1016/S0045-7949\(01\)00070-0](https://doi.org/10.1016/S0045-7949(01)00070-0).
- [20] A.E. Alvarez, J.C. Mora, L. V. Espinosa, Quantification of stone-on-stone contact in permeable friction course mixtures based on image analysis, *Constr Build Mater* 165 (2018) 462–471. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.12.189>.
- [21] X. Yang, Z. You, Z. Wang, Q. Dai, Review on heterogeneous model reconstruction of stone-based composites in numerical simulation, *Constr Build Mater* 117 (2016) 229–243. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.04.135>.
- [22] Y. Liu, X. Zhou, Z. You, S. Yao, F. Gong, H. Wang, Discrete element modeling of realistic particle shapes in stone-based mixtures through MATLAB-based imaging process, *Constr Build Mater* 143 (2017) 169–178. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.03.037>.
- [23] P. Loughran, *Failed stone: Problems and solutions with concrete and masonry*, DE GRUYTER, 2007.
- [24] R. Bugini, L. Folli, *Building Stones of Milan and Lombardy: Volume 2: Stones of Lombardy*, CRC Press, 2023.
- [25] E. Dsouza, U. Dileep Kumar, *A study on laterite stones as building material*, 2017.
- [26] P.G. Asteris, V. Sarhosis, A. Mohebkah, V. Plevris, L. Papaloizou, P. Komodromos, J. V Lemos, V. Sarhosis, L. Papaloizou, A. Mohebkah, P. Komodromos, Numerical modeling of historic masonry structures, in: *IGI Global*, 2015: pp. 213–256. <https://doi.org/10.4018/978-1-4666-8286-3.ch007>.
- [27] A.M. D’Altri, V. Sarhosis, G. Milani, J. Rots, S. Cattari, S. Lagomarsino, E. Sacco, A. Tralli, G. Castellazzi, S. de Miranda, A review of numerical models for masonry structures, in: *Numerical Modeling of Masonry and Historical Structures: From Theory to Application*, Elsevier, 2019: pp. 3–53. <https://doi.org/10.1016/B978-0-08-102439-3.00001-4>.
- [28] B. Shieh-Beygi, S. Pietruszczak, Numerical analysis of structural masonry: mesoscale approach, *Comput Struct* 86 (2008) 1958–1973. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2008.05.007>.

- [29] G. Giambanco, S. Rizzo, R. Spallino, Numerical analysis of masonry structures via interface models, *Comput Methods Appl Mech Eng* 190 (2001) 6493–6511. [https://doi.org/10.1016/S0045-7825\(01\)00225-0](https://doi.org/10.1016/S0045-7825(01)00225-0).
- [30] P.B. Lourenço, AN ANISOTROPIC MACRO-MODEL FOR MASONRY PLATES AND SHELLS: IMPLEMENTATION AND VALIDATION TNO Building and Construction Research Computational Mechanics, 1997.
- [31] P.B. Lourenço, RECENT ADVANCES IN MASONRY MODELLING: MICROMODELLING AND HOMOGENISATION, 2009. www.worldscientific.com.
- [32] P.B. Lourenço, Computations on historic masonry structures, *Progress in Structural Engineering and Materials* 4 (2002) 301–319. <https://doi.org/10.1002/pse.120>.
- [33] P.B. Lourenço, Computational strategies for masonry structures: multi-scale modeling, dynamics, engineering applications and other challenges, (2013).
- [34] Joshua J. Mark, Ziggourat - Encyclopédie de l'Histoire du Monde, *World History Encyclopedia* (2022). <https://www.worldhistory.org/trans/fr/1-127/ziggourat/> (accessed March 11, 2024).
- [35] L. Benevolo, *History of modern architecture*, Mit Press, 1977.
- [36] R.J. Lawrence, Integrating architectural, social and housing history, *Urban History* 19 (1992) 39–63.
- [37] GASHTTOUR, Tchogha Zambil, Best Iran Tour Packages 2024/2025 (2024). <https://irangashttour.com/tchogha-zambil/>.
- [38] J. Ratcliffe, M. Stubbs, M. Keeping, *Urban planning and real estate development*, Routledge, 2021.
- [39] M.A. Di Giovine, *The heritage-scape: UNESCO, world heritage, and tourism*, Lexington Books, 2008.
- [40] N. Mathieu, Pour une construction interdisciplinaire du concept de milieu urbain durable, *Natures Sciences Sociétés* 14 (2006) 376–382.
- [41] R.W. Khalaf, A viewpoint on the reconstruction of destroyed UNESCO Cultural World Heritage Sites, *International Journal of Heritage Studies* 23 (2017) 261–274.

- [42] Ludivine Laniepce, Au Burkina Faso, le mystère des ruines de Loropéni, La Croix (2018). <https://www.la-croix.com/Culture/Au-Burkina-Faso-mystere-ruines-Loropeni-2018-07-12-1200954694>.
- [43] P. Nshimiyimana, C. Hema, O. Zoungrana, L. Courard, A. Messan, Contribution à l'amélioration de la qualité de l'habitat en terre crue au Burkina Faso, in: NoMaD 2022, 2022.
- [44] R. Dauphin, Constructions en Latérite au Burkina Faso, ABC BURKINA (2007). <https://www.abcburkina.net/fr/nos-dossiers/vu-au-sud-vu-du-sud/717-343-les-ruines-de-la-forteresse-de-loropeni> (accessed October 15, 2024).
- [45] L. Robb, Introduction to ore-forming processes, John Wiley & Sons, 2020.
- [46] F.H. Buchanan, A Journey from Madras Through the Countries of Mysore, Canara, and Malabar, Performed Under the Orders of the Most Noble the Marquis Wellesley, Governor General of India..., Cadell, 1807.
- [47] W. Schellmann, A new definition of laterite, Natural Resources and Development 18 (1983) 7–21.
- [48] W. SCHELLMANN, A new definition of laterite, Memoirs of the Geological Survey of India 120 (1986) 1–7.
- [49] W. Schellmann, Discussion of "A critique of the Schellmann definition and classification of laterite" by RP Bourman and CD Ollier (Catena 47, 117-131), Catena (Amst) 52 (2003) 77–79.
- [50] R.P. Bourman, C.D. Ollier, A critique of the Schellmann definition and classification of 'laterite,' Catena (Amst) 47 (2002) 117–131.
- [51] I. Giorgis, S. Bonetto, R. Giustetto, A. Lawane, A. Pantet, P. Rossetti, J.H. Thomassin, R. Vinai, The lateritic profile of Balkouin, Burkina Faso: Geochemistry, mineralogy and genesis, Journal of African Earth Sciences 90 (2014) 31–48. <https://doi.org/10.1016/j.jafrearsci.2013.11.006>.
- [52] A.K. Kasthurba, Characterization and Study of Weathering Mechanisms of Malabar Laterite for Building Purposes, Unpublished PhD Thesis, Indian Institute of Technology, Madras (2006).

- [53] D.T. Ekpo, Y.D. Agossou, J. Agbelele, E.C. Adjovi, Physical Characterization of Laterite for the Formulation of Structural Concrete, *Open Journal of Civil Engineering* 13 (2023) 411–426.
- [54] W. Urs, S. Hugues, INDICATEURS DE CONFORT DANS LA TECHNIQUE DE LA VOÛTE NUBIENNE, (2007).
- [55] R.G. Drysdale, A.S. Essawy, Out-of-plane bending of concrete block walls, *Journal of Structural Engineering* 114 (1988) 121–133.
- [56] B.A. Haseltine, Design of laterally loaded wall panels, (1975).
- [57] A.W. Hendry, The lateral strength of unreinforced brickwork, (1973).
- [58] F. Anić, D. Penava, L. Abrahamczyk, V. Sarhosis, A review of experimental and analytical studies on the out-of-plane behaviour of masonry infilled frames, *Bulletin of Earthquake Engineering* 18 (2020) 2191–2246. <https://doi.org/10.1007/s10518-019-00771-5>.
- [59] E.L. McDowell, Ke. McKee, E. Sevin, Arching action theory of masonry walls, *Journal of the Structural Division* 82 (1956) 911–915.
- [60] J.L. Dawe, C.K. Seah, Out-of-plane resistance of concrete masonry infilled panels, *Canadian Journal of Civil Engineering* 16 (1989) 854–864.
- [61] R. Angel, D.P. Abrams, D. Shapiro, J. Uzarski, M. Webster, Behavior of reinforced concrete frames with masonry infills, *Civil Engineering Studies SRS-589* (1994).
- [62] R. Klingner, N. Rubiano, T.R. Bashandy, S. Sweeney, Evaluation and analytical verification of shaking table data from infilled frames, Part 2 (1996) 521–532.
- [63] NF EN 1996-1-1+A1, Eurocode 6 - Calcul des ouvrages en maçonnerie - Partie 1-1 : règles générales pour ouvrages en maçonnerie armée et non armée, AFNOR EDITIONS (2013) 1–111.
- [64] R.G. Drysdale, A.A. Hamid, *Masonry structures: Behaviour and design* (Canadian edition), Canada Masonry Design Centre, Mississauga, Ontario 769 (2005).
- [65] P. Ricci, M. Di Domenico, G.M. Verderame, Empirical-based out-of-plane URM infill wall model accounting for the interaction with in-plane demand, *Earthq Eng Struct Dyn* 47 (2018) 802–827.

- [66] G.C. Mays, J.G. Hetherington, T.A. Rose, Resistance-deflection functions for concrete wall panels with openings, *Journal of Structural Engineering* 124 (1998) 579–587.
- [67] N. Sathiparan, P. Jeyanathan, Prediction of masonry prism strength using machine learning technique: Effect of dimension and strength parameters, *Mater Today Commun* 35 (2023). <https://doi.org/10.1016/j.mtcomm.2023.106282>.
- [68] A. Drougkas, P. Roca, C. Molins, Numerical prediction of the behavior, strength and elasticity of masonry in compression, *Eng Struct* 90 (2015) 15–28. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.02.011>.
- [69] C. Maruccio, I. Basilio, D. V. Oliveira, P.B. Lourenço, G. Monti, Numerical modelling and parametric analysis of bond strength of masonry members retrofitted with FRP, *Constr Build Mater* 73 (2014) 713–727. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.09.082>.
- [70] lefaso.net, Education : Les anciens élèves de l'école primaire A de Koudougou honorent leur institutrice des années 70 - leFaso.net, LEFASO.NET (2023). <https://lefaso.net/spip.php?article119327>.
- [71] lefaso.net, COVID-19 : L'aumônier diocésain de Koudougou appelle au respect des mesures de restrictions, LEFASO.NET (2020). https://lefaso.net/?page=impression&id_article=95677.
- [72] A.W. Hendry, *Structural Masonry*, Macmillan Education UK, 1998. <https://books.google.bf/books?id=yDtdDwAAQBAJ>.
- [73] A.W. Page, The biaxial compressive strength of brick masonry., *Proceedings of the Institution of Civil Engineers* 71 (1981) 893–906.
- [74] A.W. Page, W. Samarasinghe, A.W. Hendry, The in-plane failure of masonry. A review, in: *Proc. Br. Ceram. Soc.*, 1982: p. 90.
- [75] A.W. Page, The strength of brick masonry under biaxial tension-compression, *International Journal of Masonry Construction* 3 (1983) 26–31.
- [76] G. Magenes, G.M. Calvi, *IN-PLANE SEISMIC RESPONSE OF BRICK MASONRY WALLS*, John Wiley & Sons, 1996.

- [77] C. Calderini, S. Cattari, S. Lagomarsino, In-plane strength of unreinforced masonry piers, *Earthq Eng Struct Dyn* 38 (2009) 243–267. <https://doi.org/10.1002/eqe.860>.
- [78] K. Beyer, Peak and residual strengths of brick masonry spandrels, *Eng Struct* 41 (2012) 533–547. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.03.015>.
- [79] S. Petry, K. Beyer, Influence of boundary conditions and size effect on the drift capacity of URM walls, *Eng Struct* 65 (2014) 76–88. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.01.048>.
- [80] F. Messali, J.G. Rots, In-plane drift capacity at near collapse of rocking unreinforced calcium silicate and clay masonry piers, *Eng Struct* 164 (2018) 183–194. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.02.050>.
- [81] P.B. Lourenço, J.G. Rots, Multisurface Interface Model for Analysis of Masonry Structures, *J Eng Mech* 123 (1997) 660–668. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(1997\)123:7\(660\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1997)123:7(660)).
- [82] A.M. D’Altri, S. de Miranda, G. Castellazzi, V. Sarhosis, A 3D detailed micro-model for the in-plane and out-of-plane numerical analysis of masonry panels, *Comput Struct* 206 (2018) 18–30.
- [83] E. Sassoni, C. Mazzotti, G. Pagliai, Comparison between experimental methods for evaluating the compressive strength of existing masonry buildings, *Constr Build Mater* 68 (2014) 206–219. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.06.070>.
- [84] M. Kržan, S. Gostič, S. Cattari, V. Bosiljkov, Acquiring reference parameters of masonry for the structural performance analysis of historical buildings, *Bulletin of Earthquake Engineering* 13 (2015) 203–236. <https://doi.org/10.1007/s10518-014-9686-x>.
- [85] NF EN 1015-11, Méthodes d’essai des mortiers pour maçonnerie - Partie 11 : détermination de la résistance en flexion et en compression du mortier durci, AFNOR EDITIONS (2019) 1–17.
- [86] NF EN 1926, Méthodes d’essai des pierres naturelles - Détermination de la résistance en compression uniaxiale, AFNOR EDITIONS (2007) 1–20.
- [87] NF EN 14580, Méthodes d’essai des pierres naturelles - Détermination du module d’élasticité statique, AFNOR EDITIONS (2005) 1–14.

- [88] NF EN 12372, Méthodes d'essai pour pierres naturelles - Détermination de la résistance à la flexion sous charge centrée, AFNOR EDITIONS (2022) 1–22.
- [89] NF EN 13501-1, Classement au feu des produits et éléments de construction - Partie 1 : classement à partir des données d'essais de réaction au feu, AFNOR EDITIONS (2018) 1–57.
- [90] NF EN 772-1 + A1, Méthodes d'essai des éléments de maçonnerie - Partie 1 : détermination de la résistance à la compression, AFNOR EDITIONS (2015) 1–15.
- [91] NF EN 1052-3, Méthodes d'essai de la maçonnerie - Partie 3 : détermination de la résistance initiale au cisaillement, AFNOR EDITIONS (2003) 1–14.
- [92] NF EN 1052-2, Méthodes d'essai de la maçonnerie - Partie 2 : détermination de la résistance à la flexion, AFNOR EDITIONS (2016) 1–3.
- [93] NF EN 1052-1, Méthodes d'essai de la maçonnerie - Partie 1 : détermination de la résistance à la compression., AFNOR EDITIONS (1999) 1–15.
- [94] E519, Standard Test Method for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages, ASTM International (2022) 1–6.
- [95] A.M. D'Altri, V. Sarhosis, G. Milani, J. Rots, S. Cattari, S. Lagomarsino, E. Sacco, A. Tralli, G. Castellazzi, S. de Miranda, Chapter 1 - A review of numerical models for masonry structures, in: B. Ghiassi, G. Milani (Eds.), Numerical Modeling of Masonry and Historical Structures, Woodhead Publishing, 2019: pp. 3–53. <https://doi.org/10.1016/B978-0-08-102439-3.00001-4>.
- [96] G. Macchi, G. Ruggeri, M. Eusebio, M. Moncecchi, Structural assessment of the leaning tower of Pisa, IABSE Reports (1993) 401.
- [97] J.N. Reddy, An Introduction to Nonlinear Finite Element Analysis: with applications to heat transfer, fluid mechanics, and solid mechanics, Oxford university press, 2015.
- [98] R.W. Clough, J. Penzien, DYNAMICS OF STRUCTURES, 2003.
- [99] J. Heyman, THE STONE SKELETON, 1966.
- [100] M. Angelillo, P.B. Lourenço, G. Milani, Masonry behaviour and modelling, in: CISM International Centre for Mechanical Sciences, Courses and Lectures, Springer International Publishing, 2014: pp. 1–26. https://doi.org/10.1007/978-3-7091-1774-3_1.

- [101] F. Marmo, L. Rosati, Reformulation and extension of the thrust network analysis, *Comput Struct* 182 (2017) 104–118. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2016.11.016>.
- [102] A. Chiozzi, G. Milani, A. Tralli, A Genetic Algorithm NURBS-based new approach for fast kinematic limit analysis of masonry vaults, *Comput Struct* 182 (2017) 187–204. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2016.11.003>.
- [103] A.M. D’Altri, V. Sarhosis, G. Milani, J. Rots, S. Cattari, S. Lagomarsino, E. Sacco, A. Tralli, G. Castellazzi, S. de Miranda, Modeling Strategies for the Computational Analysis of Unreinforced Masonry Structures: Review and Classification, *Archives of Computational Methods in Engineering* 27 (2020) 1153–1185. <https://doi.org/10.1007/s11831-019-09351-x>.
- [104] D. Addessi, Reza Allahvirdizadeh, K. Bagi, Elisa Bertolesi, S. Caddemi, I. Calì, F. Cannizzaro, Roberto Capozucca, G. Castellazzi, S. Cattari, A. Chiozzi, A.M. D’Altri, S. de Miranda, K. Ehab Moustafa Kamel, Bahman Ghiassi, Ernesto Grande, H. Hernandez, M. Imbimbo, B.A. Izzuddin, S. Lagomarsino, F. Lebon, J.V. Lemos, J. Li, G.P. Lignola, P.B. Lourenço, L. Macorini, S. Marfia, M.J. Masia, T.J. Massart, N. Mendes, Gabriele Milani, E. Minga, Gemma Mininno, Daniel V. Oliveira, D. Ottonelli, B. Pantò, B. Pintucchi, D. Rapicavoli, A. Rekik, J. Rots, E. Sacco, Matteo Salvalaggio, V. Sarhosis, Luca Sbrogiò, Rui A. Silva, M.G. Stewart, A. Taliercio, A. Tralli, M. Valente, Maria Rosa Valluzzi, A.T. Vermelfoort, Xuan Wang, Index, in: *Numerical Modeling of Masonry and Historical Structures*, Elsevier, 2019: pp. 779–795. <https://doi.org/10.1016/B978-0-08-102439-3.00036-1>.
- [105] P.A. W, Finite Element Model for Masonry, *Journal of the Structural Division* 104 (1978) 1267–1285. <https://doi.org/10.1061/JSDEAG.0004969>.
- [106] K.M. Dolatshahi, M. Yekrangnia, Out-of-plane strength reduction of unreinforced masonry walls because of in-plane damages, *Earthq Eng Struct Dyn* 44 (2015) 2157–2176. <https://doi.org/10.1002/eqe.2574>.
- [107] P. Roca, M. Cervera, G. Gariup, L. Pela’, Structural analysis of masonry historical constructions. Classical and advanced approaches, *Archives of Computational Methods in Engineering* 17 (2010) 299–325. <https://doi.org/10.1007/s11831-010-9046-1>.

- [108] E. Minga, L. Macorini, B.A. Izzuddin, A 3D mesoscale damage-plasticity approach for masonry structures under cyclic loading, *Meccanica* 53 (2018) 1591–1611. <https://doi.org/10.1007/s11012-017-0793-z>.
- [109] A.M. D’Altri, F. Messali, J. Rots, G. Castellazzi, S. de Miranda, A damaging block-based model for the analysis of the cyclic behaviour of full-scale masonry structures, *Eng Fract Mech* 209 (2019) 423–448. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2018.11.046>.
- [110] D. Baraldi, A. Cecchi, A full 3D rigid block model for the collapse behaviour of masonry walls, *European Journal of Mechanics - A/Solids* 64 (2017) 11–28. <https://doi.org/10.1016/J.EUROMECHSOL.2017.01.012>.
- [111] C. Chisari, L. Macorini, C. Amadio, B.A. Izzuddin, Identification of mesoscale model parameters for brick-masonry, *Int J Solids Struct* 146 (2018) 224–240. <https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2018.04.003>.
- [112] V. Beatini, G. Royer-Carfagni, A. Tasora, A regularized non-smooth contact dynamics approach for architectural masonry structures, *Comput Struct* 187 (2017) 88–100. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2017.02.002>.
- [113] D. Foti, V. Vacca, I. Facchini, DEM modeling and experimental analysis of the static behavior of a dry-joints masonry cross vaults, *Constr Build Mater* 170 (2018) 111–120. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.02.202>.
- [114] M. Petracca, L. Pelà, R. Rossi, S. Zaghi, G. Camata, E. Spacone, Micro-scale continuous and discrete numerical models for nonlinear analysis of masonry shear walls, *Constr Build Mater* 149 (2017) 296–314. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.05.130>.
- [115] R. Serpieri, M. Albarella, E. Sacco, A 3D microstructured cohesive–frictional interface model and its rational calibration for the analysis of masonry panels, *Int J Solids Struct* 122 (2017) 110–127.
- [116] A. Cavicchi, L. Gambarotta, Two-dimensional finite element upper bound limit analysis of masonry bridges, *Comput Struct* 84 (2006) 2316–2328. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2006.08.048>.

- [117] F. Portioli, C. Casapulla, M. Gilbert, L. Cascini, Limit analysis of 3D masonry block structures with non-associative frictional joints using cone programming, *Comput Struct* 143 (2014) 108–121. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2014.07.010>.
- [118] C. Zhai, X. Wang, J. Kong, S. Li, L. Xie, Numerical Simulation of Masonry-Infilled RC Frames Using XFEM, *Journal of Structural Engineering* 143 (2017) 04017144. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0001886](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0001886).
- [119] K.F. Abdulla, L.S. Cunningham, M. Gillie, Simulating masonry wall behaviour using a simplified micro-model approach, *Eng Struct* 151 (2017) 349–365. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.08.021>.
- [120] J.G. Rots, Numerical simulation of cracking in structural masonry, *Heron* 36 (1991) 49–63.
- [121] J.G. Rots, *Structural masonry: an experimental/numerical basis for practical design rules*, CRC Press, 1997.
- [122] H.R. Lotfi, P.B. Shing, Interface model applied to fracture of masonry structures, *Journal of Structural Engineering* 120 (1994) 63–80.
- [123] C. Sandoval, O. Arnau, Experimental characterization and detailed micro-modeling of multi-perforated clay brick masonry structural response, *Materials and Structures/Materiaux et Constructions* 50 (2017). <https://doi.org/10.1617/s11527-016-0888-3>.
- [124] S. Calderón, C. Sandoval, O. Arnau, Shear response of partially-grouted reinforced masonry walls with a central opening: Testing and detailed micro-modelling, *Mater Des* 118 (2017) 122–137. <https://doi.org/10.1016/j.matdes.2017.01.019>.
- [125] L. Gambarotta, S. Lagomarsino, Damage models for the seismic response of brick masonry shear walls. Part II: the continuum model and its applications, *Earthq Eng Struct Dyn* 26 (1997) 441–462.
- [126] G. Formica, V. Sansalone, R. Casciaro, A mixed solution strategy for the nonlinear analysis of brick masonry walls, *Comput Methods Appl Mech Eng* 191 (2002) 5847–5876. [https://doi.org/10.1016/S0045-7825\(02\)00501-7](https://doi.org/10.1016/S0045-7825(02)00501-7).
- [127] G. Alfano, E. Sacco, Combining interface damage and friction in a cohesive-zone model, *Int J Numer Methods Eng* 68 (2006) 542–582. <https://doi.org/10.1002/nme.1728>.

- [128] F. Parrinello, B. Failla, G. Borino, Cohesive-frictional interface constitutive model, *Int J Solids Struct* 46 (2009) 2680–2692. <https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2009.02.016>.
- [129] D. Baraldi, A. Cecchi, Discrete approaches for the nonlinear analysis of in plane loaded masonry walls: Molecular dynamic and static algorithm solutions, *European Journal of Mechanics, A/Solids* 57 (2016) 165–177. <https://doi.org/10.1016/j.euromechsol.2015.12.008>.
- [130] A. Orduña, Non-linear static analysis of rigid block models for structural assessment of ancient masonry constructions, *Int J Solids Struct* 128 (2017) 23–35. <https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2017.07.022>.
- [131] L. Macorini, B.A. Izzuddin, A non-linear interface element for 3D mesoscale analysis of brick-masonry structures, *Int J Numer Methods Eng* 85 (2011) 1584–1608. <https://doi.org/10.1002/nme.3046>.
- [132] A.J. Aref, K.M. Dolatshahi, A three-dimensional cyclic meso-scale numerical procedure for simulation of unreinforced masonry structures, *Comput Struct* 120 (2013) 9–23. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2013.01.012>.
- [133] K.M. Dolatshahi, A.J. Aref, Multi-directional response of unreinforced masonry walls: experimental and computational investigations, *Earthq Eng Struct Dyn* 45 (2016) 1427–1449. <https://doi.org/10.1002/eqe.2714>.
- [134] K.M. Dolatshahi, M.T. Nikoukalam, K. Beyer, Numerical study on factors that influence the in-plane drift capacity of unreinforced masonry walls, *Earthq Eng Struct Dyn* 47 (2018) 1440–1459. <https://doi.org/10.1002/eqe.3024>.
- [135] B.V. Wilding, K.M. Dolatshahi, K. Beyer, Influence of load history on the force-displacement response of in-plane loaded unreinforced masonry walls, *Eng Struct* 152 (2017) 671–682. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.09.038>.
- [136] V. Sarhosis, K. Bagi, J. V Lemos, G. Milani, *Computational modeling of masonry structures using the discrete element method*, IGI Global, 2016.
- [137] P.A. Cundall, D.L. St, *A discrete numerical model for granular assemblies*, 1979.
- [138] P. Cundall, *UDEC-A GENERALISED DISTINCT 0ELEMENT PROGRAM FOR MODELLING JOINTED ROCK* Final Technical Report, 1980.

- [139] C. Papantonopoulos, I.N. Psycharis, D.Y. Papastamatiou, J. V. Lemos, H.P. Mouzakis, Numerical prediction of the earthquake response of classical columns using the distinct element method, *Earthq Eng Struct Dyn* 31 (2002) 1699–1717. <https://doi.org/10.1002/eqe.185>.
- [140] J. v. Lemos, Discrete element modeling of masonry structures, *International Journal of Architectural Heritage* 1 (2007) 190–213. <https://doi.org/10.1080/15583050601176868>.
- [141] A.R. Tóth, Z. Orbán, K. Bagi, Discrete element analysis of a stone masonry arch, *Mech Res Commun* 36 (2009) 469–480. <https://doi.org/10.1016/j.mechrescom.2009.01.001>.
- [142] V. Sarhosis, Y. Sheng, Identification of material parameters for low bond strength masonry, *Eng Struct* 60 (2014) 100–110. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.12.013>.
- [143] E. Çaktı, Ö. Saygılı, J. V. Lemos, C.S. Oliveira, Discrete element modeling of a scaled masonry structure and its validation, *Eng Struct* 126 (2016) 224–236. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.07.044>.
- [144] J. Simon, K. Bagi, Discrete element analysis of the minimum thickness of oval masonry domes, *International Journal of Architectural Heritage* 10 (2016) 457–475. <https://doi.org/10.1080/15583058.2014.996921>.
- [145] T.T. Bui, A. Limam, V. Sarhosis, M. Hjiar, Discrete element modelling of the in-plane and out-of-plane behaviour of dry-joint masonry wall constructions, *Eng Struct* 136 (2017) 277–294. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.01.020>.
- [146] T. Forgács, V. Sarhosis, K. Bagi, Minimum thickness of semi-circular skewed masonry arches, *Eng Struct* 140 (2017) 317–336. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.02.036>.
- [147] G. Lengyel, Discrete element analysis of gothic masonry vaults for self-weight and horizontal support displacement, *Eng Struct* 148 (2017) 195–209. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.06.014>.
- [148] G. hua Shi, Discontinuous deformation analysis: A new numerical model for the statics and dynamics of deformable block structures, *Eng Comput (Swansea)* 9 (1992) 157–168. <https://doi.org/10.1108/eb023855>.

- [149] A. Thavalingam, N. Bicanic, J.I. Robinson, D.A. Ponniah, Computational framework for discontinuous modelling of masonry arch bridges, 2001. [https://doi.org/10.1016/S0045-7949\(01\)00102-X](https://doi.org/10.1016/S0045-7949(01)00102-X).
- [150] M. Jean, Computer methods in applied mechanics and engineering The non-smooth contact dynamics method, 1999. www.elsevier.com/locate/cma.
- [151] A. Rafiee, M. Vinches, Mechanical behaviour of a stone masonry bridge assessed using an implicit discrete element method, *Eng Struct* 48 (2013) 739–749. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.11.035>.
- [152] A. Rafiee, M. Vinches, C. Bohatier, Application of the NSCD method to analyse the dynamic behaviour of stone arched structures, *Int J Solids Struct* 45 (2008) 6269–6283. <https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2008.07.034>.
- [153] G. Lancioni, D. Gentilucci, E. Quagliarini, S. Lenci, Seismic vulnerability of ancient stone arches by using a numerical model based on the Non-Smooth Contact Dynamics method, *Eng Struct* 119 (2016) 110–121. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.04.001>.
- [154] C. Casapulla, L. Cascini, F. Portioli, R. Landolfo, 3D macro and micro-block models for limit analysis of out-of-plane loaded masonry walls with non-associative Coulomb friction, *Meccanica* 49 (2014) 1653–1678. <https://doi.org/10.1007/s11012-014-9943-8>.
- [155] V. Sarhosis, J. v. Lemos, A detailed micro-modelling approach for the structural analysis of masonry assemblages, *Comput Struct* 206 (2018) 66–81. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2018.06.003>.
- [156] H. Smoljanović, N. Živaljić, Ž. Nikolić, A combined finite-discrete element analysis of dry stone masonry structures, *Eng Struct* 52 (2013) 89–100. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.02.010>.
- [157] H. Smoljanović, N. Živaljić, Ž. Nikolić, A. Munjiza, Numerical analysis of 3D dry-stone masonry structures by combined finite-discrete element method, *Int J Solids Struct* 136–137 (2018) 150–167. <https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2017.12.012>.
- [158] H. Smoljanović, Ž. Nikolić, N. Živaljić, A combined finite-discrete numerical model for analysis of masonry structures, *Eng Fract Mech* 136 (2015) 1–14. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2015.02.006>.

- [159] P.A. W, Finite Element Model for Masonry, *Journal of the Structural Division* 104 (1978) 1267–1285. <https://doi.org/10.1061/JSDEAG.0004969>.
- [160] Sk.S. Ali, A.W. Page, Finite Element Model for Masonry Subjected to Concentrated Loads, *Journal of Structural Engineering* 114 (1988) 1761–1784. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1988\)114:8\(1761\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8(1761)).
- [161] R. Serpieri, M. Albarella, E. Sacco, A 3D microstructured cohesive–frictional interface model and its rational calibration for the analysis of masonry panels, *Int J Solids Struct* 122–123 (2017) 110–127. <https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2017.06.006>.
- [162] C. Baggio, P. Trovalusci, Limit analysis for no-tension and frictional three-dimensional discrete systems, *Mechanics of Structures and Machines* 26 (1998) 287–304. <https://doi.org/10.1080/08905459708945496>.
- [163] C. Baggiot, P. Trovaluscit, Collapse behaviour of three-dimensional brick-black systems using non-linear programming, 2000.
- [164] M.C. Ferris, F. Tin-Loi, Tin-Loi), 2001.
- [165] D.J. Sutcliffe, H.S. Yu, A.W. Page, Lower bound limit analysis of unreinforced masonry shear walls, *Comput Struct* 79 (2001) 1295–1312. [https://doi.org/10.1016/S0045-7949\(01\)00024-4](https://doi.org/10.1016/S0045-7949(01)00024-4).
- [166] A. Orduña, P.B. Lourenço, Three-dimensional limit analysis of rigid blocks assemblages. Part II: Load-path following solution procedure and validation, *Int J Solids Struct* 42 (2005) 5161–5180. <https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2005.02.011>.
- [167] M. Gilbert, C. Casapulla, H.M. Ahmed, Limit analysis of masonry block structures with non-associative frictional joints using linear programming, *Comput Struct* 84 (2006) 873–887. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2006.02.005>.
- [168] F. Portioli, C. Casapulla, L. Cascini, M. D’Aniello, R. Landolfo, Limit analysis by linear programming of 3D masonry structures with associative friction laws and torsion interaction effects, *Archive of Applied Mechanics* 83 (2013) 1415–1438. <https://doi.org/10.1007/s00419-013-0755-4>.
- [169] E. Milani, G. Milani, A. Tralli, Limit analysis of masonry vaults by means of curved shell finite elements and homogenization, *Int J Solids Struct* 45 (2008) 5258–5288. <https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2008.05.019>.

- [170] K.F. Abdulla, L.S. Cunningham, M. Gillie, Simulating masonry wall behaviour using a simplified micro-model approach, *Eng Struct* 151 (2017) 349–365. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.08.021>.
- [171] L. Pelà, M. Cervera, P. Roca, An orthotropic damage model for the analysis of masonry structures, *Constr Build Mater* 41 (2013) 957–967. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.07.014>.
- [172] S. Degli Abbati, A.M. D’Altri, D. Ottonelli, G. Castellazzi, S. Cattari, S. de Miranda, S. Lagomarsino, Seismic assessment of interacting structural units in complex historic masonry constructions by nonlinear static analyses, *Comput Struct* 213 (2019) 51–71. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2018.12.001>.
- [173] S. Brasile, R. Casciaro, G. Formica, Multilevel approach for brick masonry walls - Part II: On the use of equivalent continua, *Comput Methods Appl Mech Eng* 196 (2007) 4801–4810. <https://doi.org/10.1016/j.cma.2007.06.020>.
- [174] S. Brasile, R. Casciaro, G. Formica, Multilevel approach for brick masonry walls - Part I: A numerical strategy for the nonlinear analysis, *Comput Methods Appl Mech Eng* 196 (2007) 4934–4951. <https://doi.org/10.1016/j.cma.2007.06.021>.
- [175] S. Brasile, R. Casciaro, Multilevel approach for brick masonry walls - Part III: A strategy for free vibration analysis, *Comput Methods Appl Mech Eng* 198 (2009) 3934–3943. <https://doi.org/10.1016/j.cma.2009.09.004>.
- [176] G. Milani, F.A. Zuccarello, R.S. Olivito, A. Tralli, Heterogeneous upper-bound finite element limit analysis of masonry walls out-of-plane loaded, *Comput Mech* 40 (2007) 911–931. <https://doi.org/10.1007/s00466-006-0151-9>.
- [177] G. Milani, P. Lourenço, A. Tralli, 3D homogenized limit analysis of masonry buildings under horizontal loads, *Eng Struct* 29 (2007) 3134–3148. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2007.03.003>.
- [178] G. Del Piero, Constitutive equation and compatibility of the external loads for linear elastic masonry-like materials, *Meccanica* 24 (1989) 150–162. <https://doi.org/10.1007/BF01559418>.
- [179] G. Maier, A theory of no-tension discretized structural systems Perfectly no-tension material model and its piecewise-linearization, 1990.

- [180] M. Angelillo, A finite element approach to the study of no-tension structures, 1994.
- [181] G. Alfano, L. Rosati, N. Valoroso, A numerical strategy for finite element analysis of no-tension materials $\ddagger$, 2000.
- [182] M. Lucchesi, C. Padovani, G. Pasquinelli, Thermodynamics of no-tension materials, *Int J Solids Struct* 37 (2000) 6581–6604. [https://doi.org/10.1016/S0020-7683\(99\)00204-8](https://doi.org/10.1016/S0020-7683(99)00204-8).
- [183] M. Bruggi, Finite element analysis of no-tension structures as a topology optimization problem, *Structural and Multidisciplinary Optimization* 50 (2014) 957–973. <https://doi.org/10.1007/s00158-014-1093-z>.
- [184] M. Bruggi, A. Taliercio, Analysis of no-tension structures under monotonic loading through an energy-based method, *Comput Struct* 159 (2015) 14–25. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2015.07.002>.
- [185] D. Briccola, M. Bruggi, A. Taliercio, Analysis of 3D no-tension masonry-like walls, *J Mech Mater Struct* 13 (2019) 631–646.
- [186] A. Hillerborg, M. Mod  er, P.-E. Petersson, Analysis of crack formation and crack growth in concrete using fracture mechanics and finite elements, Pergamon Press, Inc, 1976.
- [187] J.G. Rots, R. de Borst, Analysis of Mixed-Mode Fracture in Concrete, *J Eng Mech* 113 (1987) 1739–1758. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(1987\)113:11\(1739\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1987)113:11(1739)).
- [188] A. Dragon, Z. Mr  z, A continuum model for plastic-brittle behaviour of rock and concrete, *Int J Eng Sci* 17 (1979) 121–137. [https://doi.org/10.1016/0020-7225\(79\)90058-2](https://doi.org/10.1016/0020-7225(79)90058-2).
- [189] K.E. L  land, Continuous damage model for load-response estimation of concrete, *Cem Concr Res* 10 (1980) 395–402. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(80\)90115-5](https://doi.org/10.1016/0008-8846(80)90115-5).
- [190] J. Lubliner, J. Oliver, S. Oller, E. O  ate, A plastic-damage model for concrete, *Int J Solids Struct* 25 (1989) 299–326. [https://doi.org/10.1016/0020-7683\(89\)90050-4](https://doi.org/10.1016/0020-7683(89)90050-4).
- [191] J. Lee, G.L. Fenves, Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures, *J Eng Mech* 124 (1998) 892–900. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(1998\)124:8\(892\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1998)124:8(892)).

- [192] H.R. Lotfi, P.B. Shing, An appraisal of smeared crack models for masonry shear wall analysis, *Comput Struct* 41 (1991) 413–425. [https://doi.org/10.1016/0045-7949\(91\)90134-8](https://doi.org/10.1016/0045-7949(91)90134-8).
- [193] J. Toti, V. Gattulli, E. Sacco, Nonlocal damage propagation in the dynamics of masonry elements, *Comput Struct* 152 (2015) 215–227. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2015.01.011>.
- [194] S. Saloustros, L. Pelà, M. Cervera, A crack-tracking technique for localized cohesive-frictional damage, *Eng Fract Mech* 150 (2015) 96–114. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2015.10.039>.
- [195] S. Saloustros, L. Pelà, M. Cervera, P. Roca, An Enhanced Finite Element Macro-Model for the Realistic Simulation of Localized Cracks in Masonry Structures: A Large-Scale Application, *International Journal of Architectural Heritage* 12 (2018) 432–447. <https://doi.org/10.1080/15583058.2017.1323245>.
- [196] J.G. Rots, F. Messali, R. Esposito, S. Jafari, V. Mariani, Computational Modelling of Masonry with a view to Groningen induced Seismicity. 10th SAHC Structural Analysis of Historical Construction, (2016).
- [197] P.B. Lourenço, J.G. Rots, J. Blaauwendraad, Continuum Model for Masonry: Parameter Estimation and Validation, *Journal of Structural Engineering* 124 (1998) 642–652. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1998\)124:6\(642\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1998)124:6(642)).
- [198] J. Lopez, S. Oller, E. On, J. Lubliner, A HOMOGENEOUS CONSTITUTIVE MODEL FOR MASONRY, 1999.
- [199] L. Berto, A. Saetta, R. Scotta, R. Vitaliani, An orthotropic damage model for masonry structures, *Int J Numer Methods Eng* 55 (2002) 127–157. <https://doi.org/10.1002/nme.495>.
- [200] L. Pelà, M. Cervera, P. Roca, Continuum damage model for orthotropic materials: Application to masonry, *Comput Methods Appl Mech Eng* 200 (2011) 917–930. <https://doi.org/10.1016/j.cma.2010.11.010>.
- [201] L. Pelà, M. Cervera, S. Oller, M. Chiumenti, A localized mapped damage model for orthotropic materials, *Eng Fract Mech* 124–125 (2014) 196–216. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2014.04.027>.

- [202] E. Reyes, J.C. Gálvez, M.J. Casati, D.A. Cendón, J.M. Sancho, J. Planas, An embedded cohesive crack model for finite element analysis of brickwork masonry fracture, *Eng Fract Mech* 76 (2009) 1930–1944. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2009.05.002>.
- [203] G. Milani, A. Tralli, A simple meso-macro model based on SQP for the non-linear analysis of masonry double curvature structures, *Int J Solids Struct* 49 (2012) 808–834. <https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2011.12.001>.
- [204] A.M. D’Altri, G. Milani, S. de Miranda, G. Castellazzi, V. Sarhosis, Stability analysis of leaning historic masonry structures, *Autom Constr* 92 (2018) 199–213. <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2018.04.003>.
- [205] B. Pantò, I. Calì, P.B. Lourenço, A 3D discrete macro-element for modelling the out-of-plane behaviour of infilled frame structures, *Eng Struct* 175 (2018) 371–385. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.08.022>.
- [206] B. Pantò, F. Cannizzaro, S. Caddemi, I. Calì, 3D macro-element modelling approach for seismic assessment of historical masonry churches, *Advances in Engineering Software* 97 (2016) 40–59. <https://doi.org/10.1016/j.advengsoft.2016.02.009>.
- [207] M. Godio, I. Stefanou, K. Sab, Effects of the dilatancy of joints and of the size of the building blocks on the mechanical behavior of masonry structures, *Meccanica* 53 (2018) 1629–1643. <https://doi.org/10.1007/s11012-017-0688-z>.
- [208] A. Taliercio, Closed-form expressions for the macroscopic in-plane elastic and creep coefficients of brick masonry, *Int J Solids Struct* 51 (2014) 2949–2963. <https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2014.04.019>.
- [209] A. Anthoine, G. Magonette, G. Magenes, Shear-compression testing and analysis of brick masonry walls, in: *Proceedings of the 10th European Conference on Earthquake Engineering*, Duma, 1995: pp. 1657–1662.
- [210] N. Cavalagli, F. Cluni, V. Gusella, Strength domain of non-periodic masonry by homogenization in generalized plane state, *European Journal of Mechanics, A/Solids* 30 (2011) 113–126. <https://doi.org/10.1016/j.euromechsol.2010.10.009>.
- [211] G. Milani, Simple lower bound limit analysis homogenization model for in- and out-of-plane loaded masonry walls, *Constr Build Mater* 25 (2011) 4426–4443. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.01.012>.

- [212] E. Bertolesi, G. Milani, S. Casolo, Homogenization towards a mechanistic Rigid Body and Spring Model (HRBSM) for the non-linear dynamic analysis of 3D masonry structures, *Meccanica* 53 (2018) 1819–1855. <https://doi.org/10.1007/s11012-017-0665-6>.
- [213] S. Marfia, E. Sacco, Multiscale technique for nonlinear analysis of elastoplastic and viscoplastic composites, *Compos B Eng* 136 (2018) 241–253. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2017.10.015>.
- [214] E. Quagliarini, G. Maracchini, F. Clementi, Uses and limits of the Equivalent Frame Model on existing unreinforced masonry buildings for assessing their seismic risk: A review, *Journal of Building Engineering* 10 (2017) 166–182. <https://doi.org/10.1016/j.job.2017.03.004>.
- [215] M. Dolce, Schematizzazione e modellazione degli edifici in muratura soggetti ad azioni sismiche, *Industria Delle Costruzioni* 25 (1991) 44–57.
- [216] N. Augenti, Seismic behaviour of irregular masonry walls, (2006).
- [217] F.L. Moon, T. Yi, R.T. Leon, L.F. Kahn, Recommendations for seismic evaluation and retrofit of low-rise URM structures, *Journal of Structural Engineering* 132 (2006) 663–672.
- [218] S. Lagomarsino, A. Penna, A. Galasco, S. Cattari, TREMURI program: an equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings, *Eng Struct* 56 (2013) 1787–1799.
- [219] S. Lagomarsino, D. Camilletti, S. Cattari, S. Marino, In plane seismic response of irregular URM walls through equivalent frame and finite element models, in: *Recent Advances in Earthquake Engineering in Europe: 16th European Conference on Earthquake Engineering-Thessaloniki*, 2018: pp. 123–151.
- [220] F. Parisi, N. Augenti, Seismic capacity of irregular unreinforced masonry walls with openings, *Earthq Eng Struct Dyn* 42 (2013) 101–121.
- [221] F. Parisi, G.P. Lignola, N. Augenti, A. Prota, G. Manfredi, Rocking response assessment of in-plane laterally-loaded masonry walls with openings, *Eng Struct* 56 (2013) 1234–1248.

- [222] B. Calderoni, E.A. Cordasco, A. Sandoli, V. Onotri, G. Tortoriello, Problematiche di modellazione strutturale di edifici in muratura esistenti soggetti ad azioni sismiche in relazione all'utilizzo di software commerciali, Convegno ANIDIS "L'Ingegneria Sismica in Italia (2015) 13–17.
- [223] M. Berti, L. Salvatori, M. Orlando, P. Spinelli, Unreinforced masonry walls with irregular opening layouts: reliability of equivalent-frame modelling for seismic vulnerability assessment, *Bulletin of Earthquake Engineering* 15 (2017) 1213–1239.
- [224] R. Siano, P. Roca, G. Camata, L. Pelà, V. Sepe, E. Spacone, M. Petracca, Numerical investigation of non-linear equivalent-frame models for regular masonry walls, *Eng Struct* 173 (2018) 512–529. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.07.006>.
- [225] M. Tomazevic, The computer program POR: institute for testing and research in materials and structures-ZRMK, Ljubljana, Slovenia (1978).
- [226] B. Calderoni, P. Marone, M. Pagano, Modelli per la verifica statica degli edifici in muratura in zona sismica, *Ingegneria Sismica* 3 (1987) 19–27.
- [227] G. Magenes, A. Della Fontana, Simplified non-linear seismic analysis of masonry buildings, in: *Proc. Br. Masonry Soc. No. 8*, 1998: pp. 190–195.
- [228] A.J. Kappos, G.G. Penelis, C.G. Drakopoulos, Evaluation of Simplified Models for Lateral Load Analysis of Unreinforced Masonry Buildings, *Journal of Structural Engineering* 128 (2002) 890–897. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2002\)128:7\(890\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:7(890)).
- [229] P. Roca, C. Molins, A.R. Marí, Strength Capacity of Masonry Wall Structures by the Equivalent Frame Method, *Journal of Structural Engineering* 131 (2005) 1601–1610. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2005\)131:10\(1601\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2005)131:10(1601)).
- [230] G.G.R.G. PENELIS, AN EFFICIENT APPROACH FOR PUSHOVER ANALYSIS OF UNREINFORCED MASONRY (URM) STRUCTURES, World Scientific Publishing Co., 2006. <https://doi.org/10.1142/S136324690600258X>.
- [231] L. Pasticier, C. Amadio, M. Fragiaco, Non-linear seismic analysis and vulnerability evaluation of a masonry building by means of the SAP2000 V.10 code, *Earthq Eng Struct Dyn* 37 (2008) 467–485. <https://doi.org/10.1002/eqe.770>.

- [232] Y. Belmouden, P. Lestuzzi, An equivalent frame model for seismic analysis of masonry and reinforced concrete buildings, *Constr Build Mater* 23 (2009) 40–53. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2007.10.023>.
- [233] D. Liberatore, D. Addessi, Strength domains and return algorithm for the lumped plasticity equivalent frame model of masonry structures, *Eng Struct* 91 (2015) 167–181. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.02.030>.
- [234] E. Raka, E. Spacone, V. Sepe, G. Camata, Advanced frame element for seismic analysis of masonry structures: Model formulation and validation, *Earthq Eng Struct Dyn* 44 (2015) 2489–2506. <https://doi.org/10.1002/eqe.2594>.
- [235] D. Addessi, S. Marfia, E. Sacco, J. Toti, Modeling approaches for masonry structures, *The Open Civil Engineering Journal* 8 (2014) 288–300. <https://doi.org/10.2174/1874149501408010288>.
- [236] S.Y. Chen, F.L. Moon, T. Yi, A macroelement for the nonlinear analysis of in-plane unreinforced masonry piers, *Eng Struct* 30 (2008) 2242–2252. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2007.12.001>.
- [237] I. Calìò, F. Cannizzaro, B. Pantò, A macro-element approach for modeling the nonlinear behaviour of monumental buildings under static and seismic loadings, in: *15th World Conference on Earthquake Engineering*, 2012: pp. 24–28.
- [238] A. Aghababaei Mobarake, M. Khanmohammadi, S.R. Mirghaderi, A new discrete macro-element in an analytical platform for seismic assessment of unreinforced masonry buildings, *Eng Struct* 152 (2017) 381–396. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.09.013>.
- [239] H. Xu, C. Gentilini, Z. Yu, H. Wu, S. Zhao, A unified model for the seismic analysis of brick masonry structures, *Constr Build Mater* 184 (2018) 733–751. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.06.208>.
- [240] G. Rinaldin, C. Amadio, L. Macorini, A macro-model with nonlinear springs for seismic analysis of URM buildings, *Earthq Eng Struct Dyn* 45 (2016) 2261–2281. <https://doi.org/10.1002/eqe.2759>.

- [241] A. Penna, S. Lagomarsino, A. Galasco, A nonlinear macroelement model for the seismic analysis of masonry buildings, *Earthq Eng Struct Dyn* 43 (2014) 159–179. <https://doi.org/10.1002/eqe.2335>.
- [242] L. Gambarotta, S. Lagomarsino, DAMAGE MODELS FOR THE SEISMIC RESPONSE OF BRICK MASONRY SHEAR WALLS. PART II: THE CONTINUUM MODEL AND ITS APPLICATIONS, 1996.
- [243] A. Brencich, S. Lagomarsino, A MACROELEMENT DYNAMIC MODEL FOR MASONRY SHEAR WALLS, *Computer Methods in Structural Masonry* (1998).
- [244] I. Calìò, M. Marletta, B. Pantò, A new discrete element model for the evaluation of the seismic behaviour of unreinforced masonry buildings, *Eng Struct* 40 (2012) 327–338. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.02.039>.
- [245] I. Calìò, B. Pantò, A macro-element modelling approach of Infilled Frame Structures, *Comput Struct* 143 (2014) 91–107. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2014.07.008>.
- [246] C. Chàcara, F. Cannizzaro, B. Pantò, I. Calìò, P.B. Lourenço, Assessment of the dynamic response of unreinforced masonry structures using a macroelement modeling approach, *Earthq Eng Struct Dyn* 47 (2018) 2426–2446. <https://doi.org/10.1002/eqe.3091>.
- [247] A. Chiozzi, N. Grillanda, G. Milani, A. Tralli, UB-ALMANAC: An adaptive limit analysis NURBS-based program for the automatic assessment of partial failure mechanisms in masonry churches, *Eng Fail Anal* 85 (2018) 201–220. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2017.11.013>.
- [248] A. Chiozzi, G. Milani, N. Grillanda, A. Tralli, A fast and general upper-bound limit analysis approach for out-of-plane loaded masonry walls, *Meccanica* 53 (2018) 1875–1898. <https://doi.org/10.1007/s11012-017-0637-x>.
- [249] S.H. Fernández, *Mechanics of masonry vaults: The equilibrium approach*, 2001.
- [250] D. O’Dwyer, Funicular analysis of masonry vaults, *Comput Struct* 73 (1999) 187–197. [https://doi.org/10.1016/S0045-7949\(98\)00279-X](https://doi.org/10.1016/S0045-7949(98)00279-X).
- [251] A. Andreu, L. Gil, P. Roca, Computational Analysis of Masonry Structures with a Funicular Model, *J Eng Mech* 133 (2007) 473–480. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(2007\)133:4\(473\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(2007)133:4(473)).

- [252] P. Block, T. Ciblac, J. Ochsendorf, Real-time limit analysis of vaulted masonry buildings, *Comput Struct* 84 (2006) 1841–1852. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2006.08.002>.
- [253] P. Block, J. Ochsendorf, THRUST NETWORK ANALYSIS: A NEW METHODOLOGY FOR THREE-DIMENSIONAL EQUILIBRIUM, 2007.
- [254] P. Block, L. Lachauer, Three-dimensional (3D) equilibrium analysis of gothic masonry vaults, in: *International Journal of Architectural Heritage*, Taylor and Francis Inc., 2014: pp. 312–335. <https://doi.org/10.1080/15583058.2013.826301>.
- [255] P. Block, L. Lachauer, Three-dimensional funicular analysis of masonry vaults, *Mech Res Commun* 56 (2014) 53–60. <https://doi.org/10.1016/j.mechrescom.2013.11.010>.
- [256] M. Fantin, T. Ciblac, Extension of thrust network analysis with joints consideration and new equilibrium states, *International Journal of Space Structures* 31 (2016) 190–202. <https://doi.org/10.1177/0266351116661814>.
- [257] F. Fraternali, A thrust network approach to the equilibrium problem of unreinforced masonry vaults via polyhedral stress functions, *Mech Res Commun* 37 (2010) 198–204. <https://doi.org/10.1016/j.mechrescom.2009.12.010>.
- [258] M. Angelillo, E. Babilio, A. Fortunato, Singular stress fields for masonry-like vaults, *Continuum Mechanics and Thermodynamics* 25 (2013) 423–441. <https://doi.org/10.1007/s00161-012-0270-9>.
- [259] M. Angelillo, Static analysis of a Guastavino helical stair as a layered masonry shell, *Compos Struct* 119 (2015) 298–304. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2014.09.007>.
- [260] A. Fraddosio, N. Lepore, M.D. Piccioni, Lower Bound Limit Analysis of Masonry Vaults Under General Load Conditions, in: R. Aguilar, D. Torrealva, S. Moreira, M.A. Pando, L.F. Ramos (Eds.), *Structural Analysis of Historical Constructions*, Springer International Publishing, Cham, 2019: pp. 1090–1098.
- [261] F. Marmo, D. Masi, L. Rosati, Thrust network analysis of masonry helical staircases, *International Journal of Architectural Heritage* 12 (2018) 828–848. <https://doi.org/10.1080/15583058.2017.1419313>.
- [262] A.M. D’Altri, G. Castellazzi, S. de Miranda, A. Tralli, Seismic-induced damage in historical masonry vaults: A case-study in the 2012 Emilia earthquake-stricken area,

- Journal of Building Engineering 13 (2017) 224–243.
<https://doi.org/10.1016/j.jobe.2017.08.005>.
- [263] A. Giuffrè, *Lecture sulla meccanica delle murature storiche.*, (1991).
- [264] N.T. per le Costruzioni, *Norme tecniche per le costruzioni*, Decree of the Minister of the Infrastructures 14 (2008).
- [265] G. Milani, Upper bound sequential linear programming mesh adaptation scheme for collapse analysis of masonry vaults, *Advances in Engineering Software* 79 (2015) 91–110. <https://doi.org/10.1016/j.advengsoft.2014.09.004>.
- [266] R.E. Klingner, *Masonry structural design*, McGraw-Hill Education, 2017.
- [267] A.W. Hendry, *Masonry walls: materials and construction*, *Constr Build Mater* 15 (2001) 323–330.
- [268] A.W. Hendry, B.P. Sinha, S.R. Davies, *Design of masonry structures*, CRC press, 2017.
- [269] B. Ghiassi, A.T. Vermelfoort, P.B. Lourenço, Chapter 7 - Masonry mechanical properties, in: B. Ghiassi, G. Milani (Eds.), *Numerical Modeling of Masonry and Historical Structures*, Woodhead Publishing, 2019: pp. 239–261. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/B978-0-08-102439-3.00007-5>.
- [270] B. Chiaia, J.G.M. Van Mier, A. Vervuurt, *CRACK GROWTH MECHANISMS IN FOUR DIFFERENT CONCRETES: MICROSCOPIC OBSERVATIONS AND FRACTAL ANALYSIS*, 1998.
- [271] ASTM C270, *Standard Specification for Mortar for Unit Masonry*, ASTM International (2010) 1–14. <https://doi.org/10.1520/C0270-10>.
- [272] NF EN 998-1, *Définitions et spécifications des mortiers pour maçonnerie - Partie 1 : mortiers d’enduits minéraux extérieurs et intérieurs*, AFNOR EDITIONS (2016) 1–29.
- [273] A.T. Vermelfoort, *Brick-mortar interaction in masonry under compression.*, (2005).
- [274] P.B. Lourenço, *Computational strategy for masonry structures*, Delft University of Technology and DIANA Research (1996).
- [275] P.B. Lourenço, J. Rots, *Analysis of masonry structures with interface elements*, Rep. No. 03-21-22-0 1 (1994).

- [276] NF EN 1996-3, Eurocode 6 - Calcul des ouvrages en maçonnerie - Partie 3 : méthodes de calcul simplifiées pour les ouvrages de maçonnerie non armée, AFNOR EDITIONS (2006) 1–47.
- [277] A.T. Vermeltfoort, D.R.W. Martens, Compression and shear properties of masonry cut from walls, three to ninety-five years old, compared with laboratory made masonry, in: *Brick and Block Masonry*, CRC Press, 2016: pp. 1967–1976.
- [278] H.B. Kaushik, D.C. Rai, S.K. Jain, Stress-strain characteristics of clay brick masonry under uniaxial compression, *Journal of Materials in Civil Engineering* 19 (2007) 728–739.
- [279] G. Vasconcelos, P.B. Lourenço, Experimental characterization of stone masonry in shear and compression, *Constr Build Mater* 23 (2009) 3337–3345. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2009.06.045>.
- [280] G. Vasconcelos, Experimental investigations on the mechanics of stone masonry: Characterization of granites and behavior of ancient masonry shear walls, University of Minho (2005) 266.
- [281] NZSEE, Assessment and improvement of the structural performance of buildings in earthquakes : prioritisation, initial evaluation, detailed assessment, improvement measures : recommendations of a NZSEE study group on earthquake risk buildings, New Zealand Society for Earthquake Engineering, 2006.
- [282] R. Tepfers, Bond clause proposal for FRP-bars/rods in concrete based on CEB/FIP Model Code 90 with discussion of needed tests, *Chalmers tekniska högsk.*, 2004.
- [283] M. Bruneau, State-of-the-Art Report on Seismic Performance of Unreinforced Masonry Buildings, *Journal of Structural Engineering* 120 (1994) 230–251. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1994\)120:1\(230\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1994)120:1(230)).
- [284] R. Vicente, S. Lagomarsino, T.M. Ferreira, S. Cattari, J.A.R. Mendes da Silva, Cultural Heritage Monuments and Historical Buildings: Conservation Works and Structural Retrofitting, in: 2018: pp. 25–57. https://doi.org/10.1007/978-981-10-5858-5_2.
- [285] M. Pari, A. V. Van de Graaf, M.A.N. Hendriks, J.G. Rots, A multi-surface interface model for sequentially linear methods to analyse masonry structures, *Eng Struct* 238 (2021). <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112123>.

- [286] C. Pelissou, F. Lebon, Asymptotic modeling of quasi-brittle interfaces, *Comput Struct* 87 (2009) 1216–1223. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2008.12.002>.
- [287] G. Giambanco, L. Di Gati, A COHESIVE INTERFACE MODEL FOR THE STRUCTURAL MECHANICS OF BLOCK MASONRY, 1997.
- [288] P. De Buhan, G. De Felice, A homogenization approach to the ultimate strength of brick masonry, *J Mech Phys Solids* 45 (1997) 1085–1104.
- [289] R. Luciano, E. Sacco, Homogenization technique and damage model for old masonry material, *Int J Solids Struct* 34 (1997) 3191–3208.
- [290] A. Rekik, F. Lebon, Identification of the representative crack length evolution in a multi-level interface model for quasi-brittle masonry, *Int J Solids Struct* 47 (2010) 3011–3021. <https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2010.06.024>.
- [291] A. Rekik, F. Lebon, A. Rekik, F. Lebon, Homogenization methods for interface modeling in damaged masonry, *Advances in Engineering Software* 46 (2012) 35–42. <https://hal.archives-ouvertes.fr/hal-00652805>.
- [292] M.L. Raffa, F. Lebon, R. Rizzoni, On modelling brick/mortar interface via a St. Venant-Kirchhoff orthotropic soft interface. Part I: theory, *International Journal of Masonry Research and Innovation* 1 (2016) 142–164.
- [293] M.L. Raffa, F. Lebon, R. Rizzoni, On modelling brick/mortar interface via a St. Venant-Kirchhoff orthotropic soft interface. Part II: in silico analysis, *International Journal of Masonry Research and Innovation* 2 (2017) 259–273.
- [294] F. Fouchal, F. Lebon, I. Titeux, Contribution to the modelling of interfaces in masonry construction, *Constr Build Mater* 23 (2009) 2428–2441.
- [295] A. Gabor, A. Bennani, E. Jacquelin, F. Lebon, Modelling approaches of the in-plane shear behaviour of unreinforced and FRP strengthened masonry panels, *Compos Struct* 74 (2006) 277–288.
- [296] L. Binda, G. Gatti, G. Mangano, C. Poggi, G.S. Landriani, Collapse of the civic tower of Pavia: a survey of the materials and structure, *Masonry International* 6 (1992) 11–20.
- [297] N.G. Shrive, E.Y. Sayed-Ahmed, D. Tilleman, Creep analysis of clay masonry assemblages, 1997.

- [298] E. Papa, A. Taliercio, A visco-damage model for brittle materials under monotonic and sustained stresses, *Int J Numer Anal Methods Geomech* 29 (2005) 287–310. <https://doi.org/10.1002/nag.415>.
- [299] K.K. Choi, S.L. Lissel, M.M. Reda Taha, Rheological modelling of masonry creep, *Canadian Journal of Civil Engineering* 34 (2007) 1506–1517. <https://doi.org/10.1139/L07-062>.
- [300] B. Pulatsu, E. Erdogmus, P.B. Lourenço, J. V Lemos, K. Tuncay, Simulation of the in-plane structural behavior of unreinforced masonry walls and buildings using DEM, in: *Structures*, Elsevier, 2020: pp. 2274–2287.
- [301] D. Baraldi, E. Reccia, A. Cecchi, In plane loaded masonry walls: DEM and FEM/DEM models. A critical review, *Meccanica* 53 (2018) 1613–1628.
- [302] R.E. Barbosa, J. Ghaboussi, Discrete finite element method for multiple deformable bodies, *Finite Elements in Analysis and Design* 7 (1990) 145–158.
- [303] M. Nasheed, M. Junaid Mk, V. Sreevidya, R. Preethi, Case Study on Comparison between Laterite Stone and Concrete Block, *International Journal of Latest Engineering and Management Research (IJLEMR)* 03 (2018) 81–88.
- [304] A.K. Kasthurba, M. Santhanam, M.S. Mathews, Investigation of laterite stones for building purpose from Malabar region, Kerala state, SW India - Part 1: Field studies and profile characterisation, *Constr Build Mater* 21 (2007) 73–82. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2005.07.006>.
- [305] E. Vasanelli, D. Colangiuli, A. Calia, Z.M. Sbartaï, D. Breyse, Combining non-invasive techniques for reliable prediction of soft stone strength in historic masonries, *Constr Build Mater* 146 (2017) 744–754. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.04.146>.
- [306] O. Zoungrana, M. Bologo/Traoré, A. Messan, P. Nshimiyimana, G. Pirotte, The Paradox around the Social Representations of Compressed Earth Block Building Material in Burkina Faso: The Material for the Poor or the Luxury Material?, *Open J Soc Sci* 09 (2021) 50–65. <https://doi.org/10.4236/jss.2021.91004>.
- [307] O. Zoungrana, M. Bologo Traoré, C. Hema, P. Nshimiyimana, G. Pirotte, A. Messan, Sustainable habitat in Burkina Faso: social trajectories, logics and motivations for the

- use of compressed earth blocks for housing construction in Ouagadougou, *WIT Transactions on the Built Environment* 195 (2020) 165–172.
- [308] C. Hema, A.L.S.-N. Ouédraogo, G.B. Bationo, M. Kabore, P. Nshimiyimana, A. Messan, A field study on thermal acceptability and energy consumption of mixed-mode offices building located in the hot-dry climate of Burkina Faso, *Sci Technol Built Environ* (2023) 1–10.
- [309] Á. Török, B. Vásárhelyi, The influence of fabric and water content on selected rock mechanical parameters of travertine, examples from Hungary, *Eng Geol* 115 (2010) 237–245. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2010.01.005>.
- [310] B. Rossana, M. Paola, The effect of water on the strength of building stones, *Am J Environ Sci* 8 (2012) 158.
- [311] X. Sun, S. Wang, J. Jin, Z. Wang, F. Gong, Computational methods of mass transport in concrete under stress and crack conditions: A review, *Journal of Intelligent Construction* 1 (2023) 9180015. <https://doi.org/10.26599/jic.2023.9180015>.
- [312] R. Přikryl, Durability assessment of natural stone, *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology* 46 (2013) 377–390. <https://doi.org/10.1144/qjegh2012-052>.
- [313] L.N.Y. Wong, V. Maruvanchery, G. Liu, Water effects on rock strength and stiffness degradation, *Acta Geotech* 11 (2016) 713–737. <https://doi.org/10.1007/s11440-015-0407-7>.
- [314] C.T. Oguchi, S. Yu, A review of theoretical salt weathering studies for stone heritage, *Prog Earth Planet Sci* 8 (2021). <https://doi.org/10.1186/s40645-021-00414-x>.
- [315] H. Ladmirant, J.M. Legrand, Notice explicative de la carte géologique au 1/200000 de la feuille de Houndé, *De La Géologie et Des Mines, Haute Volta, Ouagadougou* (1977).
- [316] C. Castaing, M. Billa, J.P. Milesi, D. Thieblemont, J. Le Metour, E. Egal, M. Donzeau, C. Guerrot, A. Cocherie, P. Chevremont, Notice explicative de la carte géologique et minière à 1/1 000 000 du Burkina Faso, *Ouagadougou, Burkina Faso* 58 (2003).
- [317] NF EN 771-6 + A1, Spécifications pour éléments de maçonnerie - Partie 6 : éléments de maçonnerie en pierre naturelle, *AFNOR EDITIONS* (2015) 1–37.

- [318] NF EN 772-16, Méthodes d'essai des éléments de maçonnerie - Partie 16 : détermination des dimensions, AFNOR EDITIONS (2011) 1–15.
- [319] NF EN 13373, Méthodes d'essai pour pierres naturelles - Détermination des dimensions et autres caractéristiques géométriques, AFNOR EDITIONS (2020) 1–40.
- [320] D5550-6, Standard Test Method for Specific Gravity of Soil Solids by Gas Pycnometer, ASTM International (2015) 1–5.
- [321] NF EN 1936, Méthodes d'essai des pierres naturelles - Détermination des masses volumiques réelle et apparente et des porosités ouvertes et totale, AFNOR EDITIONS (2007) 1–12.
- [322] AFNOR, Essai Pour Béton Durci—Essai de Porosité et de Masse Volumique—NF P18-459, (2010).
- [323] NF EN 772-11, Méthodes d'essai des éléments de maçonnerie - Partie 11 : détermination de l'absorption de l'eau par capillarité des éléments de maçonnerie en béton de granulats, en béton cellulaire autoclavé, en pierre reconstituée et naturelle et du taux initial d'absorption d'eau des éléments de maçonnerie en terre cuite, AFNOR EDITIONS (2011) 1–10.
- [324] NF EN 1925, Méthodes d'essai pour pierres naturelles - Détermination du coefficient d'absorption d'eau par capillarité., AFNOR EDITIONS (1999) 1–12.
- [325] E.W. Washburn, The Dynamics of Capillary Flow, *Physical Review* 17 (1921) 273–283. <https://doi.org/10.1103/PhysRev.17.273>.
- [326] F. Cassagnabère, M. Lachemi, M. Mouret, G. Escadeillas, Caractérisation performantielle d'un liant ternaire à base de ciment, laitier et métakaolin, *Canadian Journal of Civil Engineering* 38 (2011) 837–848. <https://doi.org/10.1139/l11-043>.
- [327] NF EN 13755, Méthodes d'essai pour pierres naturelles - Détermination de l'absorption d'eau à la pression atmosphérique, AFNOR EDITIONS (2008) 1–9.
- [328] AFNOR, Essais pour déterminer les caractéristiques géométriques des granulats - Partie 1 : détermination de la granularité - Analyse granulométrique par tamisage—NF EN 933-1, (2012).

- [329] AFNOR, Reconnaissance et essais géotechniques - Essais de laboratoire sur les sols - Partie 4 : Détermination de la distribution granulométrique des particules—NF EN ISO 17892-4, (2018).
- [330] NF EN 998-2, Définitions et spécifications des mortiers pour maçonnerie - Partie 2 : mortiers de montage des éléments de maçonnerie, AFNOR EDITIONS (2016) 1–32.
- [331] D. Leguillon, É. Martin, M.-C. Lafarie-Frenot, Flexural vs. tensile strength in brittle materials, *Comptes Rendus. Mécanique* 343 (2015) 275–281. <https://doi.org/10.1016/j.crme.2015.02.003>.
- [332] Sencico, Reglamento nacional de construcciones. Norma técnica de edificación NTE E. 080 Adobe, Servicio Nacional de Capacitación Para La Industria de La Construcción (2006).
- [333] P. NSHIMIYIMANA, Effect of the type of clay earthen materials and substitution materials on the physico-mechanical properties and durability of compressed earth blocks, Liège Université, 2020.
- [334] F. Gong, D. Zhang, E. Sicat, T. Ueda, Empirical Estimation of Pore Size Distribution in Cement, Mortar, and Concrete, *Journal of Materials in Civil Engineering* 26 (2014). [https://doi.org/10.1061/\(asce\)mt.1943-5533.0000945](https://doi.org/10.1061/(asce)mt.1943-5533.0000945).
- [335] F. Gong, S. Jacobsen, P. Li, Z. Wang, K. Maekawa, M. Koniorczyk, Modeling of path-dependent phase change in sorption and freezing of pore water for cementitious materials, *Journal of Building Engineering* 57 (2022). <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2022.104969>.
- [336] E. Güneyisi, T. Ozturan, K. Mermerdaş, E. Özbay, Properties of Mortars with Natural Pozzolana and Limestone-Based Blended Cements, 2011. <https://www.researchgate.net/publication/282766107>.
- [337] A. Lawane, A. Pantet, R. Vinai, J.H. Thomassin, Etude géologique et géomécanique des latérites de Dano (Burkina Faso) pour une utilisation dans l’habitat, *Les Annales BTP* 86 (2011) 15–23.
- [338] Y.H. Huang, C. Lin, J.G. Rose, Asphalt pavement design: Highway versus railroad, *J Transp Eng* 110 (1984) 276–282.

- [339] B.D. Al-Anazi, Prediction of apparent cohesion, angle of internal friction and Poisson's ratio of various types of rocks using laboratory measured unconfined (uniaxial) compressive strength, in: GEO 2008, European Association of Geoscientists & Engineers, 2008: p. cp-246.
- [340] Z. Tian, J. Bu, C. Bian, Z. Peng, Effect of strain rate and saturation on uniaxial dynamic compressive behaviours of mortar, *International Journal of Pavement Engineering* 17 (2016) 789–798.
- [341] I. Yurtdas, N. Burlion, J.F. Shao, Evolution of mechanical behaviour of mortar with re-saturation after drying, *Materials and Structures/Materiaux et Constructions* 48 (2015) 3343–3355. <https://doi.org/10.1617/s11527-014-0403-7>.
- [342] J.A. Thamboo, M. Dhanasekar, Correlation between the performance of solid masonry prisms and wallettes under compression, *Journal of Building Engineering* 22 (2019) 429–438.
- [343] Z. Wang, L. Li, J. Zhou, R. Chen, J. Leng, H. Zhang, J. Yang, Experimental investigation and calculation method of the interfacial bonding performance of stone masonry reinforced with UHPC, *Journal of Building Engineering* (2024) 108435.
- [344] N. Domede, G. Pons, A. Sellier, Y. Fritih, Mechanical behaviour of ancient masonry, *Mater Struct* 42 (2009) 123–133.
- [345] A. Costigan, S. Pavía, O. Kinnane, An experimental evaluation of prediction models for the mechanical behavior of unreinforced, lime-mortar masonry under compression, *Journal of Building Engineering* 4 (2015) 283–294.
- [346] L. Biolzi, S. Cattaneo, P. Crespi, M. Scamardo, N. Vafa, Diagonal compression cyclic testing of unreinforced and reinforced masonry walls, *Constr Build Mater* 363 (2023). <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.129839>.
- [347] J. Segura, L. Pelà, S. Saloustros, P. Roca, Experimental and numerical insights on the diagonal compression test for the shear characterisation of masonry, *Constr Build Mater* 287 (2021). <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.122964>.
- [348] A. Brignola, S. Frumento, S. Lagomarsino, S. Podestá, Identification of shear parameters of masonry panels through the in-situ diagonal compression test, *International Journal of Architectural Heritage* 3 (2008) 52–73. <https://doi.org/10.1080/15583050802138634>.

- [349] A.K. Kasthurba, M. Santhanam, H. Achyuthan, Investigation of laterite stones for building purpose from Malabar region, Kerala, SW India - Chemical analysis and microstructure studies, *Constr Build Mater* 22 (2008) 2400–2408. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2006.12.003>.
- [350] NF EN 1926, Méthodes d’essai des pierres naturelles - Détermination de la résistance en compression uniaxiale, AFNOR EDITIONS (2007) 1–20.
- [351] N. Doğan, D. Williams, Investigating the Effect of Cyclic Loading on the Indirect Tensile Strength of Rocks, *Rock Mech Rock Eng* 45 (2011). <https://doi.org/10.1007/s00603-011-0209-7>.
- [352] A. Momeni, M. Karakus, G.R. Khanlari, M. Heidari, Effects of cyclic loading on the mechanical properties of a granite, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 77 (2015) 89–96. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2015.03.029>.
- [353] Y. Zhou, D. Zhao, B. Li, H. Wang, Q. Tang, Z. Zhang, Fatigue Damage Mechanism and Deformation Behaviour of Granite Under Ultrahigh-Frequency Cyclic Loading Conditions, *Rock Mech Rock Eng* 54 (2021) 4723–4739. <https://doi.org/10.1007/s00603-021-02524-w>.
- [354] Q. Chen, D. Cui, Q. Liu, X. Tao, Effect of Local Cyclic Loading on Direct Shear Strength Characteristics of Shear-Zone Soil, *Applied Sciences (Switzerland)* 12 (2022). <https://doi.org/10.3390/app122413024>.
- [355] R.L. Mann, I. Fatt, Effect of pore fluids on the elastic properties of sandstone, *Geophysics* 25 (1960) 433–444.
- [356] A. Shakoor, E.H. Barefield, Relationship between unconfined compressive strength and degree of saturation for selected sandstones, *Environmental & Engineering Geoscience* 15 (2009) 29–40.
- [357] E. Verstryngne, R. Adriaens, J. Elsen, K. Van Balen, Multi-scale analysis on the influence of moisture on the mechanical behavior of ferruginous sandstone, *Constr Build Mater* 54 (2014) 78–90.
- [358] Rabat, M. Cano, R. Tomás, Effect of water saturation on strength and deformability of building calcarenite stones: Correlations with their physical properties, *Constr Build Mater* 232 (2020). <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.117259>.

- [359] W.J. Morin, P.C. Todor, Laterite and lateritic soils and other problem soils of the tropics, Agency for International Development, 1975.
- [360] J.C. Robinet, M. Pakzad, A. Jullien, F. Plas, A general modelling of expansive and non-expansive clays, *Int J Numer Anal Methods Geomech* 23 (1999) 1319–1335.
- [361] L.D. Wesley, Evaluation, Characterization, and Classification of Residual Soils, in: *Geotechnical Engineering in Residual Soils*, John Wiley & Sons, Ltd, Hoboken, 2010: pp. 13–34. <https://doi.org/https://doi.org/10.1002/9780470943113.ch2>.
- [362] L.D. Wesley, Site Investigations and the Measurement of Soil Properties, in: *Geotechnical Engineering in Residual Soils*, John Wiley & Sons, Ltd, Hoboken, 2010: pp. 115–133. <https://doi.org/https://doi.org/10.1002/9780470943113.ch6>.
- [363] DTR C 2-45, Règles de Conception Et de Calcul Des Maçonneries, CNERIB (1996) 1–78.
- [364] A.W. Hendry, M.H. Malek, Characteristic compressive strength of brickwork walls from collected test results, *MASONRY INT. Masonry Int.* (1986) 15.
- [365] P.B. Lourenço, J. Pina-Henriques, Validation of analytical and continuum numerical methods for estimating the compressive strength of masonry, *Comput Struct* 84 (2006) 1977–1989.
- [366] W. Mann, Statistical evaluation of tests on masonry by potential functions, in: *Sixth International Brick Masonry Conference*, 1982.
- [367] F. Engesser, Über weitgespannte wölbbbrücken, *Zeitschrift Für Architekturs Und Ingenieurwesen* 53 (1907) 403–440.
- [368] J. Garzón-Roca, C.O. Marco, J.M. Adam, Compressive strength of masonry made of clay bricks and cement mortar: Estimation based on Neural Networks and Fuzzy Logic, *Eng Struct* 48 (2013) 21–27.
- [369] C. Dymiotis, B.M. Gutleiderer, Allowing for uncertainties in the modelling of masonry compressive strength, *Constr Build Mater* 16 (2002) 443–452.
- [370] S.H. Basha, H.B. Kaushik, Evaluation of nonlinear material properties of fly ash brick masonry under compression and shear, *Journal of Materials in Civil Engineering* 27 (2015) 04014227.

- [371] J. Llorens, M. Llorens, M.A. Chamorro, J. Soler, Experimental behavior of brick masonry under uniaxial compression on parallel-to-face brick. Single-leaf case study, *International Journal of Architectural Heritage* (2018).
- [372] N. Kandymov, N.F. Mohd Hashim, S. Ismail, S. Durdyev, Derivation of Empirical Relationships to Predict Cambodian Masonry Strength, *Materials* 15 (2022) 5030.
- [373] H.R. Kumavat, An experimental investigation of mechanical properties in clay brick masonry by partial replacement of fine aggregate with clay brick waste, *Journal of The Institution of Engineers (India): Series A* 97 (2016) 199–204.
- [374] P. Dayaratnam, *Brick and reinforced brick structures*, South Asia Books, 1987.
- [375] K. Sajanthan, B. Balagasan, N. Sathiparan, Prediction of compressive strength of stabilized earth block masonry, *Advances in Civil Engineering* 2019 (2019).
- [376] F.E. Caldeira, G.H. Nalon, D.S. de Oliveira, L.G. Pedroti, J.C.L. Ribeiro, F.A. Ferreira, J.M.F. de Carvalho, Influence of joint thickness and strength of mortars on the compressive behavior of prisms made of normal and high-strength concrete blocks, *Constr Build Mater* 234 (2020). <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.117419>.
- [377] S.J. Lawrence, A.W. Page, New Australian standards for masonry in small structures, *Proc. 14 IBMAC*, Sydney (2008).
- [378] N. Mojsilović, M.G. Stewart, Probability and structural reliability assessment of mortar joint thickness in load-bearing masonry walls, *Structural Safety* 52 (2015) 209–218.
- [379] S.R. Sarhat, E.G. Sherwood, The prediction of compressive strength of ungrouted hollow concrete block masonry, *Constr Build Mater* 58 (2014) 111–121.
- [380] E.S. Fortes, G.A. Parsekian, F.S. Fonseca, Relationship between the compressive strength of concrete masonry and the compressive strength of concrete masonry units, *Journal of Materials in Civil Engineering* 27 (2015) 04014238.
- [381] S. Rizaee, M.D. Hagel, P. Kaheh, N. Shrive, Comparison of compressive strength of concrete block masonry prisms and solid concrete prisms, in: *16th International Brick and Block Masonry Conference Padova. Italia*, 2016.

- [382] N.N. Thaickavil, J. Thomas, Behaviour and strength assessment of masonry prisms, *Case Studies in Construction Materials* 8 (2018) 23–38. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2017.12.007>.
- [383] H. Moussa Seini, D.D. Denouwé, A. Lawane, A. Pantet, M. Diop, K.W. Boko, An Empirical Formula for Assessing the Characteristic Strength of Unreinforced Laterite Stone Masonry, *Civil Engineering Journal* 10 (2024) 1113–1124.
- [384] F. Da Porto, G. Guidi, E. Garbin, C. Modena, In-Plane Behavior of Clay Masonry Walls: Experimental Testing and Finite-Element Modeling, *Journal of Structural Engineering* 136 (2010) 1379–1392. <https://doi.org/10.1061/ASCEST.1943-541X.0000236>.
- [385] P.B. Lourenço, Structural masonry analysis: recent developments and prospects, (2008).
- [386] R. Senthivel, P.B. Lourenço, Finite element modelling of deformation characteristics of historical stone masonry shear walls, *Eng Struct* 31 (2009) 1930–1943. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2009.02.046>.
- [387] A. Zucchini, P.B. Lourenço, A coupled homogenisation–damage model for masonry cracking, *Comput Struct* 82 (2004) 917–929. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2004.02.020>.
- [388] L. Gambarotta, S. Lagomarsino, Damage models for the seismic response of brick masonry shear walls. Part I: the mortar joint model and its applications, *Earthq Eng Struct Dyn* 26 (1997) 423–439.
- [389] C. Calderini, S. Lagomarsino, A MICROMECHANICAL INELASTIC MODEL FOR HISTORICAL MASONRY, 2006. www.worldscientific.com.
- [390] S. Calderón, G. Milani, C. Sandoval, Simplified micro-modeling of partially-grouted reinforced masonry shear walls with bed-joint reinforcement: Implementation and validation, *Eng Struct* 234 (2021). <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.111987>.
- [391] A. Rekik, F. Lebon, Chapter 9 - Micromodeling, in: B. Ghiassi, G. Milani (Eds.), *Numerical Modeling of Masonry and Historical Structures*, Woodhead Publishing, 2019: pp. 295–349. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/B978-0-08-102439-3.00009-9>.
- [392] G. Giambanco, S. Rizzo, R. Spallino, Numerical analysis of masonry structures via interface models, *Comput Methods Appl Mech Eng* 190 (2001) 6493–6511.

- [393] P.J.B.B. Lourenço, Computational strategies for masonry structures., (1997).
- [394] G.P.A.G. Van Zijl, Computational modelling of masonry creep and shrinkage, (2000).
- [395] K. Chaimoon, M.M. Attard, Modeling of unreinforced masonry walls under shear and compression, Eng Struct 29 (2007) 2056–2068. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2006.10.019>.
- [396] K. Chaimoon, M.M. Attard, Experimental and numerical investigation of masonry under three-point bending (in-plane), Eng Struct 31 (2009) 103–112. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2008.07.018>.
- [397] R.J. Jardine, M.J. Symes, J.B. Burland, The measurement of soil stiffness in the triaxial apparatus, Géotechnique 34 (1984) 323–340.
- [398] R.J. Jardine, D.M. Potts, A.B. Fourie, J.B. Burland, Studies of the influence of non-linear stress–strain characteristics in soil–structure interaction, Geotechnique 36 (1986) 377–396.
- [399] F.E.A. Diana, Finite Element Analysis User's Manual Theory, (2022) 1–2901.
- [400] X. Chen, S. Wu, J. Zhou, Experimental and modeling study of dynamic mechanical properties of cement paste, mortar and concrete, Constr Build Mater 47 (2013) 419–430. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.05.063>.
- [401] Y.-W. Mai, B. Cotterell, Porosity and mechanical properties of cement mortar, Cem Concr Res 15 (1985) 995–1002. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(85\)90090-0](https://doi.org/10.1016/0008-8846(85)90090-0).
- [402] G. Mohamed, B. Djamila, Physical and mechanical properties of cement mortar made with brick waste, MATEC Web of Conferences 149 (2018) 01077. <https://doi.org/10.1051/mateconf/201814901077>.
- [403] L.K. Gupta, A.K. Vyas, Impact on mechanical properties of cement sand mortar containing waste granite powder, Constr Build Mater 191 (2018) 155–164. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.09.203>.
- [404] H.S. Moussa, A. Lawane, D.D. Denouwé, Study of the influence of water saturation on main mechanical properties of laterite dimension stones from Burkina Faso, International Journal of Structural Engineering 15 (2025) 1–28. <https://doi.org/10.1504/IJSTRUCTE.2025.144374>.

- [405] F.C. Witte, W.P. Kikstra, DIANA-Finite Element Analysis; User's Manual Release 9.2, TNO Building and Construction Research, The Netherlands (2007).
- [406] G.P.A.G. Van Zijl, A DISCRETE CRACK MODELLING STRATEGY FOR MASONRY STRUCTURES, 2001.
- [407] G.P.A.G. van Zijl, Modeling Masonry Shear-Compression: Role of Dilatancy Highlighted, J Eng Mech 130 (2004) 1289–1296. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9399\(2004\)130:11\(1289\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9399(2004)130:11(1289)).
- [408] G. Guidi, Sistemi di muratura portante in laterizio: Calibrazione di modelli numerici sulla base di risultati sperimentali, Graduation Thesis, Univ. of Padova, Padova, Italy in Italian (2006).
- [409] V. Červenka, L. Jendele, J. Červenka, ATENA Program Documentation–Part 1, Cervenka Consulting Sro (2021).
- [410] J. Álvarez-Pérez, J.H. Chávez-Gómez, B.T. Terán-Torres, M. Mesa-Lavista, R. Balandrano-Vázquez, Multifactorial behavior of the elastic modulus and compressive strength in masonry prisms of hollow concrete blocks, Constr Build Mater 241 (2020). <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.118002>.
- [411] T. Zahra, J. Thamboo, M. Asad, Compressive strength and deformation characteristics of concrete block masonry made with different mortars, blocks and mortar beddings types, Journal of Building Engineering 38 (2021). <https://doi.org/10.1016/j.job.2021.102213>.
- [412] V. Giamundo, V. Sarhosis, G.P. Lignola, Y. Sheng, G. Manfredi, Evaluation of different computational modelling strategies for the analysis of low strength masonry structures, Eng Struct 73 (2014) 160–169. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.05.007>.
- [413] D.C. Thorstenson, D.W. Pollock, Gas transport in unsaturated porous media: The adequacy of Fick's law, Reviews of Geophysics 27 (1989) 61–78. <https://doi.org/10.1029/RG027i001p00061>.
- [414] P. Paradisi, R. Cesari, F. Mainardi, F. Tampieri, The fractional Fick's law for non-local transport processes, Physica A: Statistical Mechanics and Its Applications 293 (2001) 130–142. [https://doi.org/10.1016/S0378-4371\(00\)00491-X](https://doi.org/10.1016/S0378-4371(00)00491-X).

- [415] F.A. Hashim, R.R. Mostafa, A.G. Hussien, S. Mirjalili, K.M. Sallam, Fick's Law Algorithm: A physical law-based algorithm for numerical optimization, *Knowl Based Syst* 260 (2023) 110146. <https://doi.org/10.1016/j.knosys.2022.110146>.
- [416] S.P. Neuman, Theoretical derivation of Darcy's law, *Acta Mech* 25 (1977) 153–170. <https://doi.org/10.1007/BF01376989>.
- [417] L. Preziosi, A. Farina, On Darcy's law for growing porous media, *Int J Non Linear Mech* 37 (2002) 485–491. [https://doi.org/10.1016/S0020-7462\(01\)00022-1](https://doi.org/10.1016/S0020-7462(01)00022-1).
- [418] H.W. Olsen, Darcy's law in saturated kaolinite, *Water Resour Res* 2 (1966) 287–295. <https://doi.org/10.1029/WR002i002p00287>.
- [419] Y. Wang, L. Li, M. An, Y. Sun, Z. Yu, H. Huang, Factors Influencing the Capillary Water Absorption Characteristics of Concrete and Their Relationship to Pore Structure, *Applied Sciences* 12 (2022) 2211. <https://doi.org/10.3390/app12042211>.
- [420] P.P. Hudec, Durability of Rock as Function of Grain Size, Pore Size, and Rate of Capillary Absorption of Water, *Journal of Materials in Civil Engineering* 1 (1989) 3–9. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0899-1561\(1989\)1:1\(3\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(1989)1:1(3)).
- [421] Y. Wang, W. Wang, D. Wang, Y. Liu, J. Liu, Study on the influence of sample size and test conditions on the capillary water absorption coefficient of porous building materials, *Journal of Building Engineering* 43 (2021) 103120. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2021.103120>.
- [422] M. Corradi, A. Borri, A. Vignoli, Experimental study on the determination of strength of masonry walls, *Constr Build Mater* 17 (2003) 325–337. [https://doi.org/10.1016/S0950-0618\(03\)00007-2](https://doi.org/10.1016/S0950-0618(03)00007-2).
- [423] B. Pradhan, M. Zizzo, V. Sarhosis, L. Cavaleri, Out-of-plane behaviour of unreinforced masonry infill walls: Review of the experimental studies and analysis of the influencing parameters, *Structures* 33 (2021) 4387–4406. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.07.038>.
- [424] V. Sarhosis, S.W. Garrity, Y. Sheng, Influence of brick–mortar interface on the mechanical behaviour of low bond strength masonry brickwork lintels, *Eng Struct* 88 (2015) 1–11. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.12.014>.

- [425] Dhanalakshmi, K. Kamath, A. Krishnamoorthy, Parametric study on laterite prism under uniaxial compression through numerical modeling, *Mater Today Proc* 62 (2022) 1564–1569. <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2022.02.590>.
- [426] B.V.V. Reddy, ; Richardson Lal, K.S.N. Rao, Influence of Joint Thickness and Mortar-Block Elastic Properties on the Strength and Stresses Developed in Soil-Cement Block Masonry, (n.d.). <https://doi.org/10.1061/ASCE0899-1561200921:10535>.
- [427] B. Zengin, B. Toydemir, S. Ulukaya, D. Oktay, N. Yüzer, A. Kocak, The effect of mortar type and joint thickness on mechanical properties of conventional masonry walls, *Structural Engineering and Mechanics* 67 (2018) 579–585. <https://doi.org/10.12989/sem.2018.67.6.579>.
- [428] A. Ashour, M. Shedid, W. El-Dakhakhni, Slab rigidity effects on reinforced masonry building behavior, in: *Proc., 12th North American Masonry Conf.(CD-ROM)*, Masonry Society, Longmont, CO, 2015.
- [429] S. Constantinescu, Study of confined masonry buildings in seismic areas, *Energy Procedia* 112 (2017) 545–554.
- [430] S. Casolo, Modelling the out-of-plane seismic behaviour of masonry walls by rigid elements, *Earthq Eng Struct Dyn* 29 (2000) 1797–1813.
- [431] G.G. Aridru, Effective flexural rigidity of plain and reinforced concrete masonry walls., National Library of Canada= Bibliothèque nationale du Canada, Ottawa, 1999.

Annexes

IV.1. Annexes graphiques

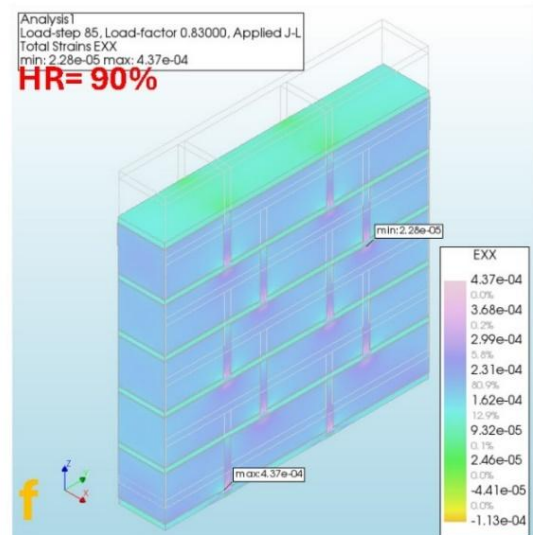
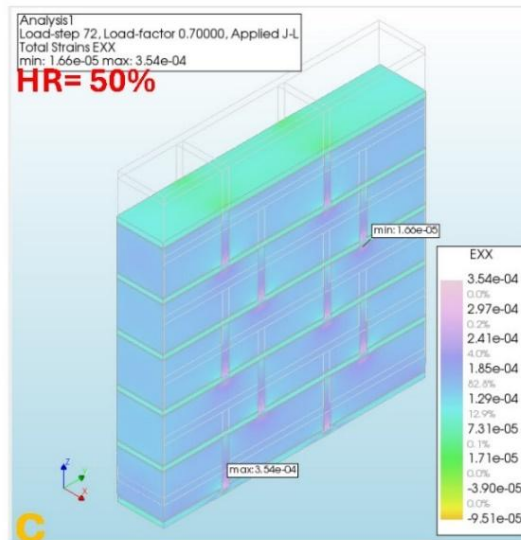
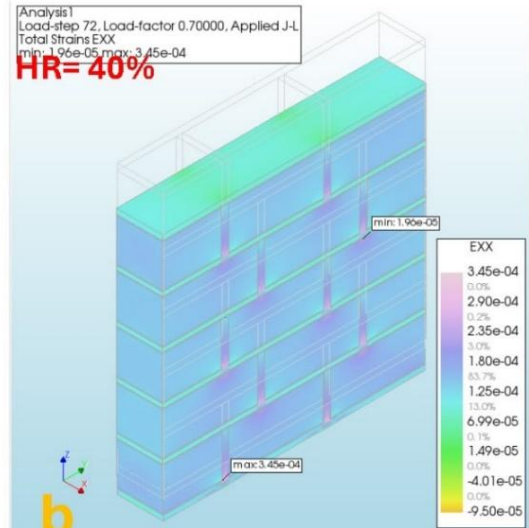
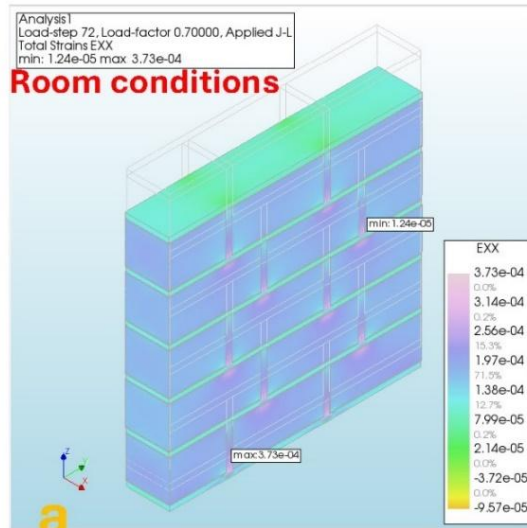


Figure IV.1-1: Évolution de la déformation normale Exx des murets de BLT en fonction des niveaux d'humidité

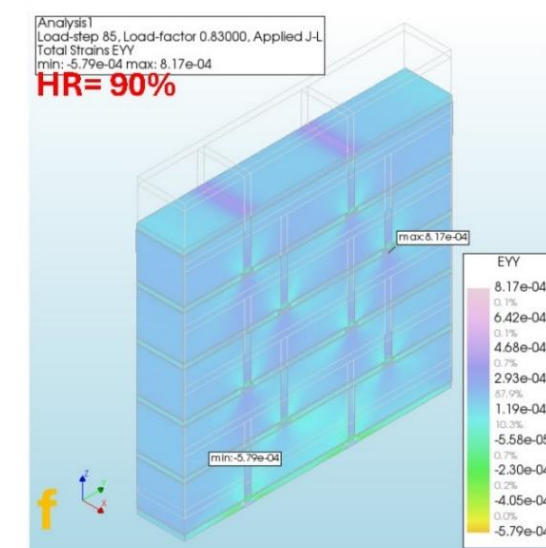
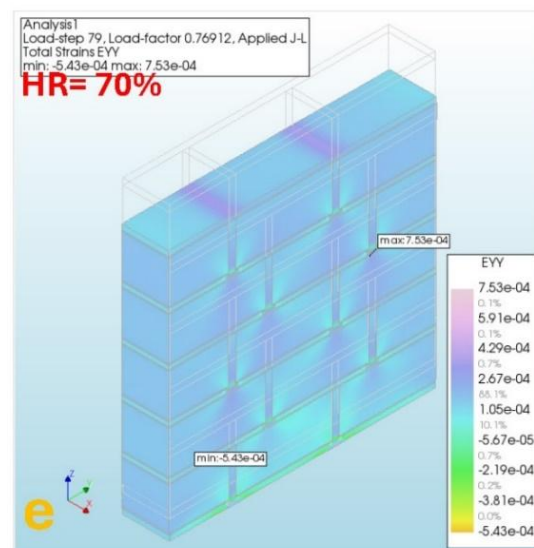
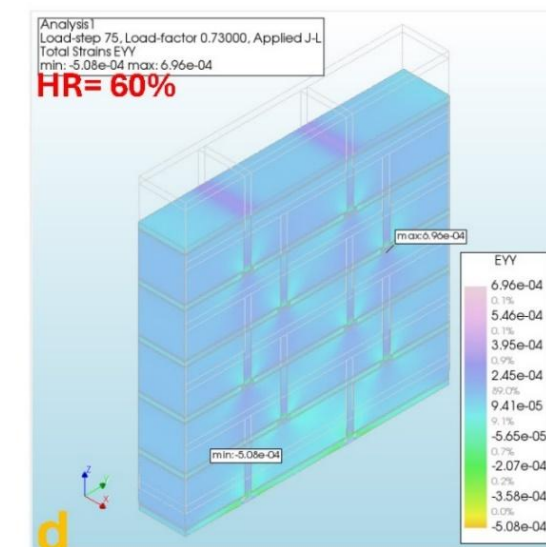
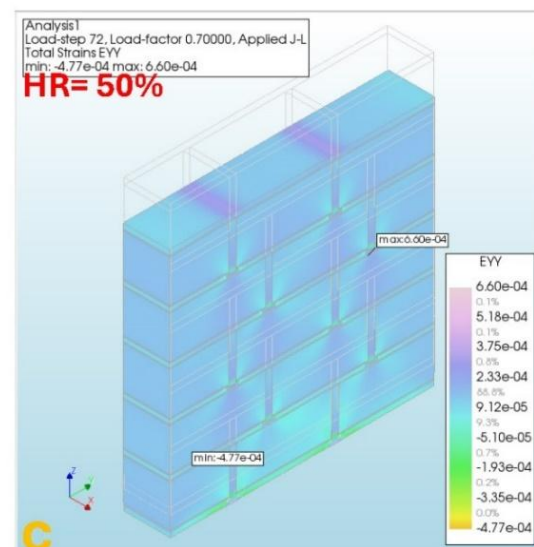
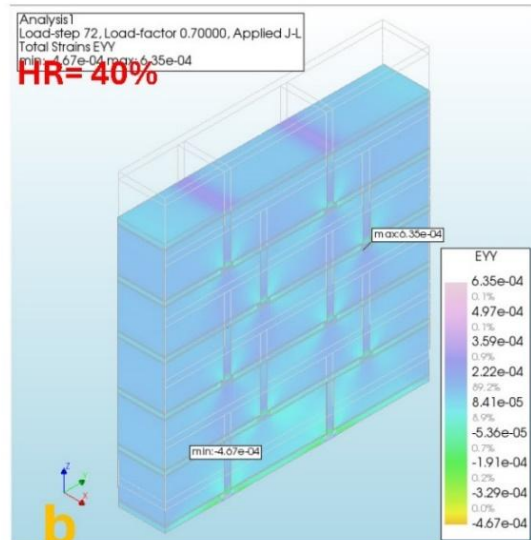
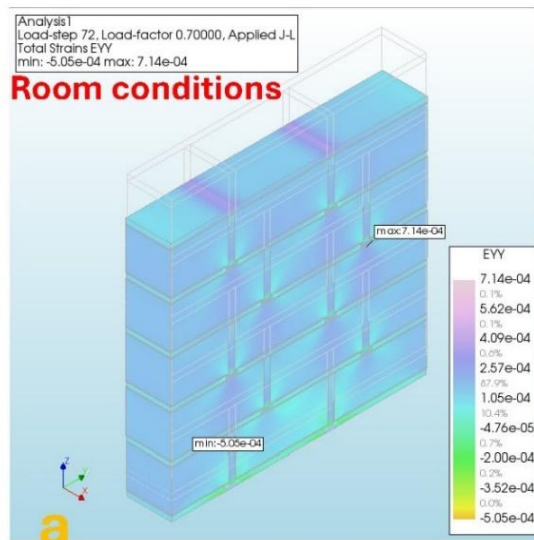


Figure IV.1-2: Évolution de la déformation normale Eyy des murets de BLT en fonction des niveaux d'humidité

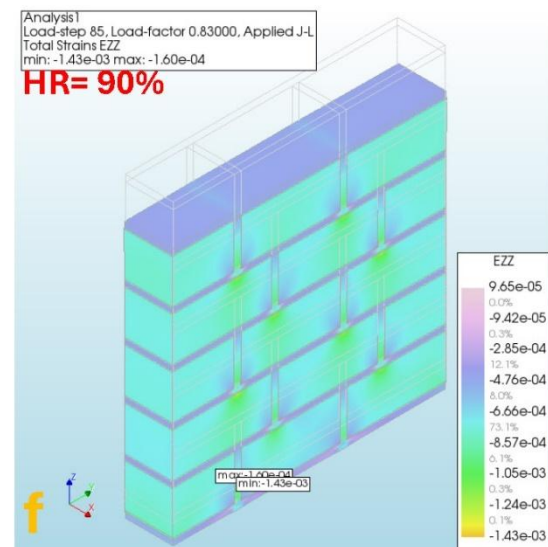
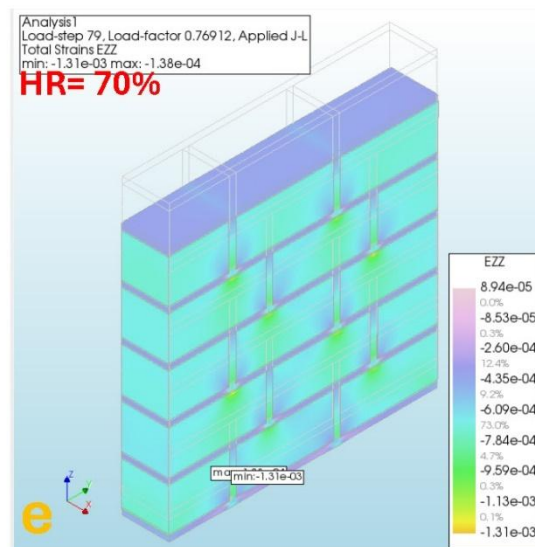
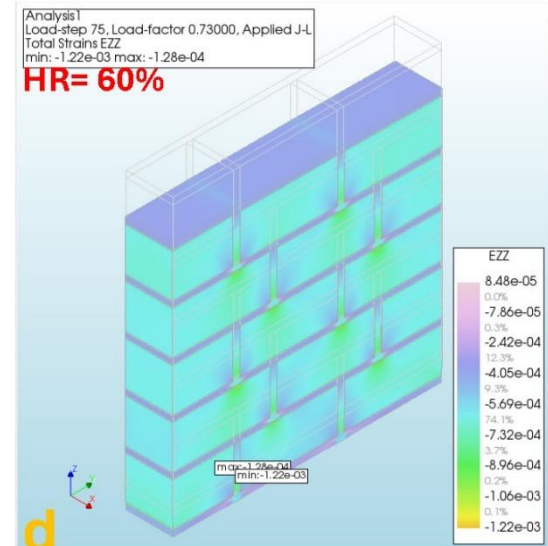
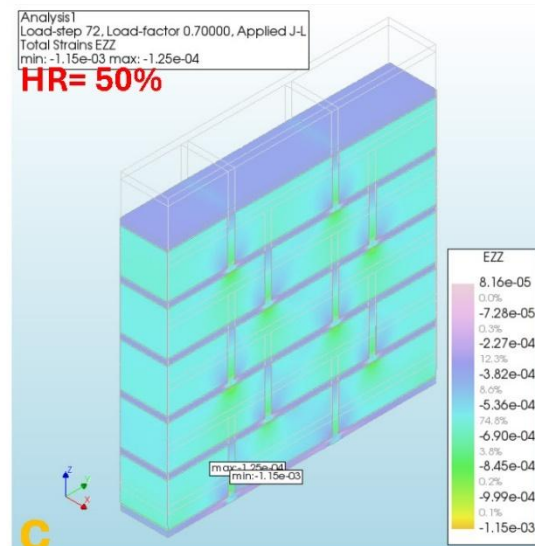
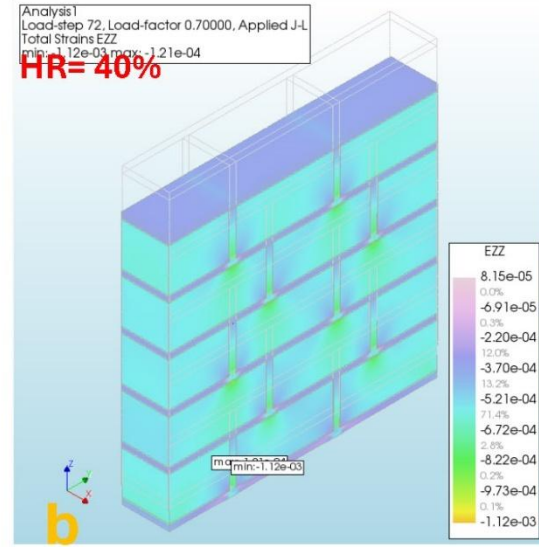
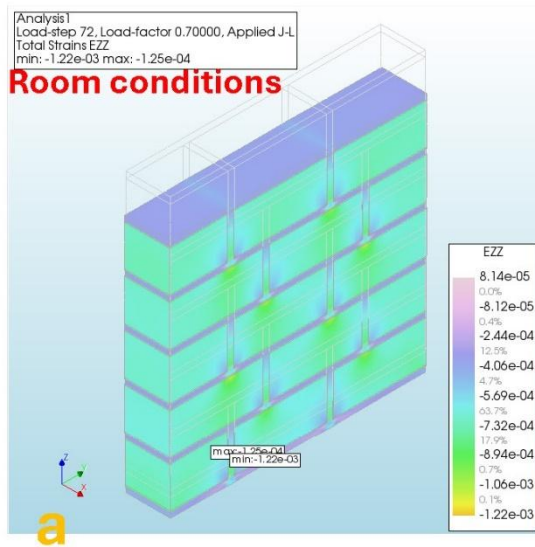


Figure IV.1-3: Évolution de la déformation normale E_{zz} des murets de BLT en fonction des niveaux d'humidité

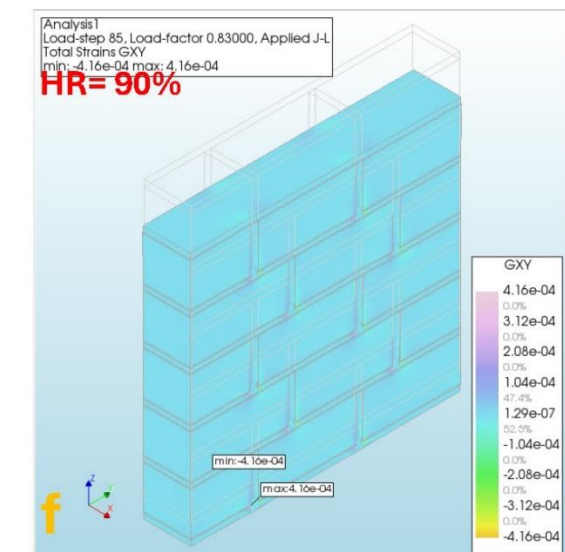
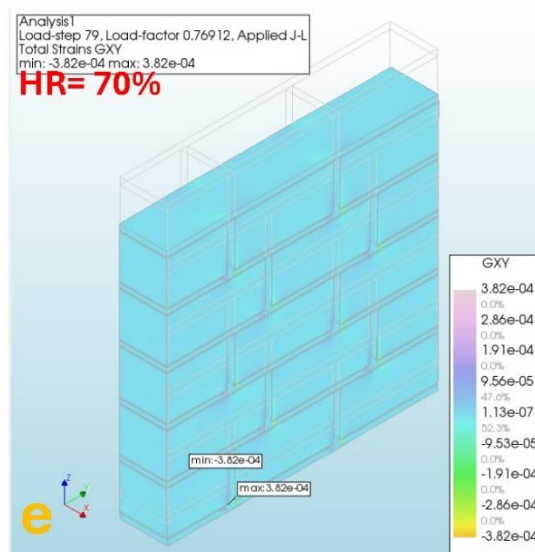
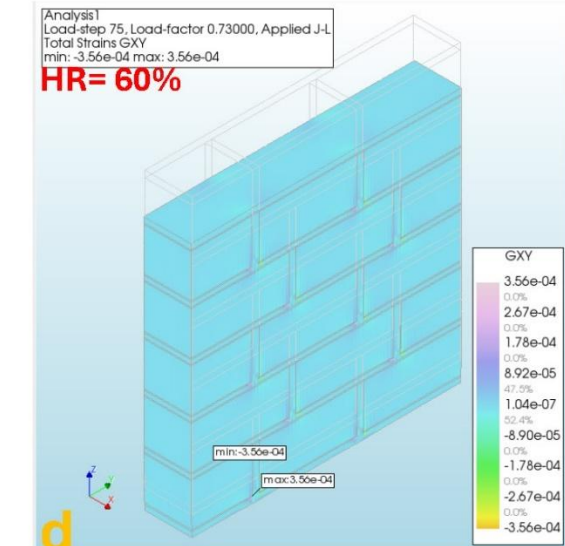
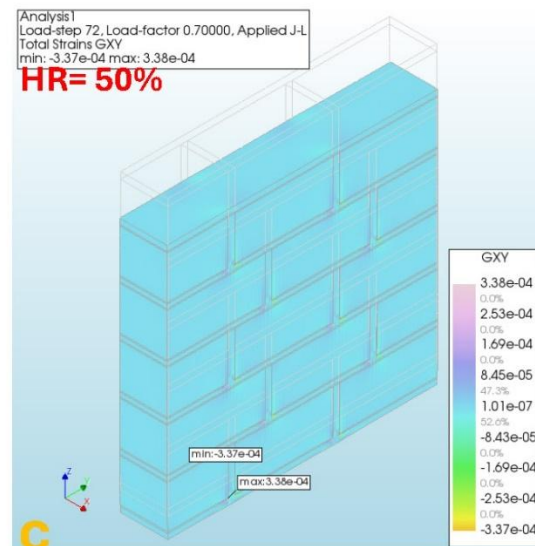
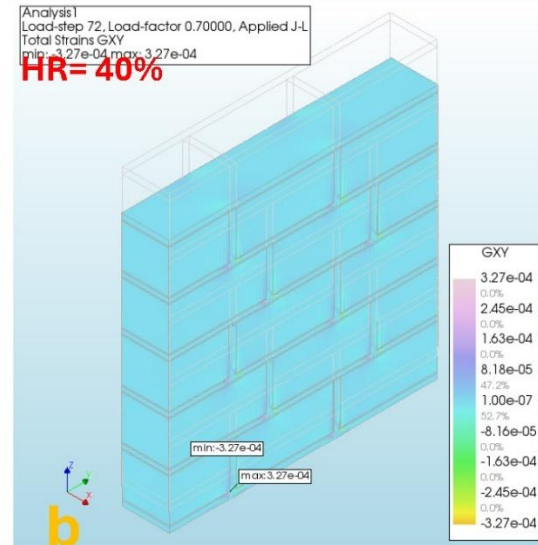
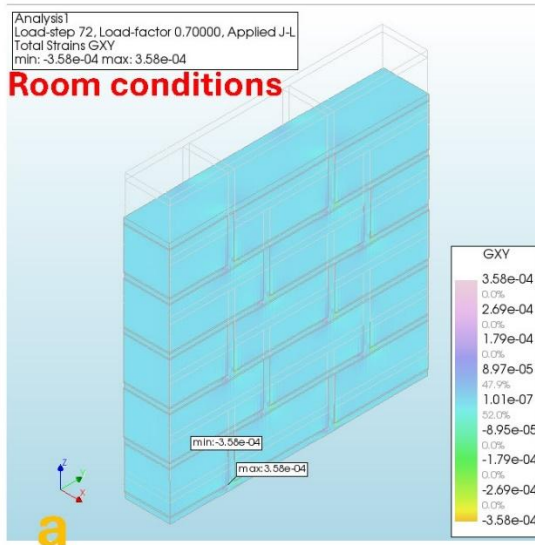


Figure IV.1-4: Évolution de la déformation tangentielle G_{xy} des murets de BLT en fonction des niveaux d'humidité

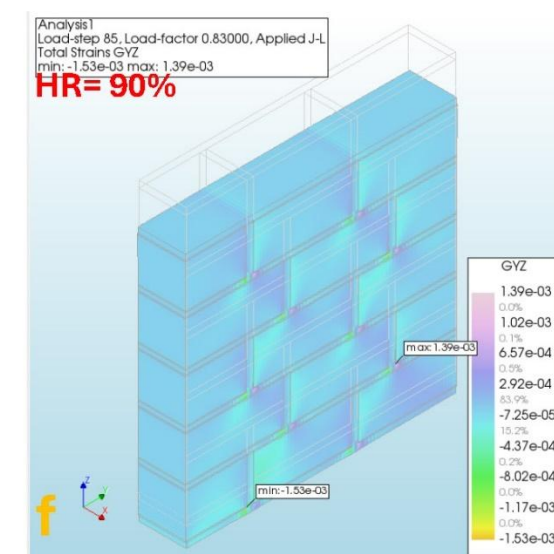
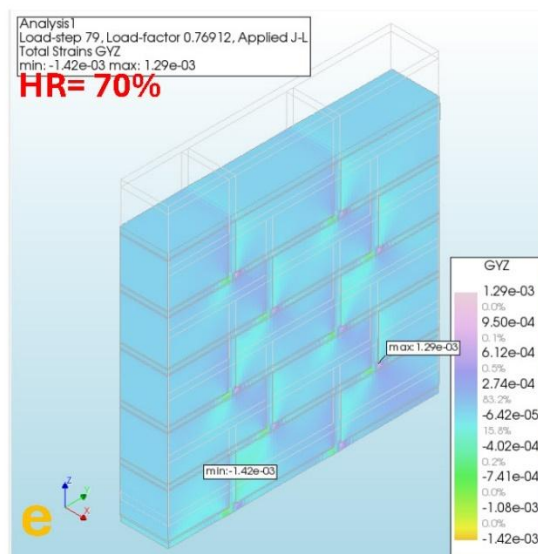
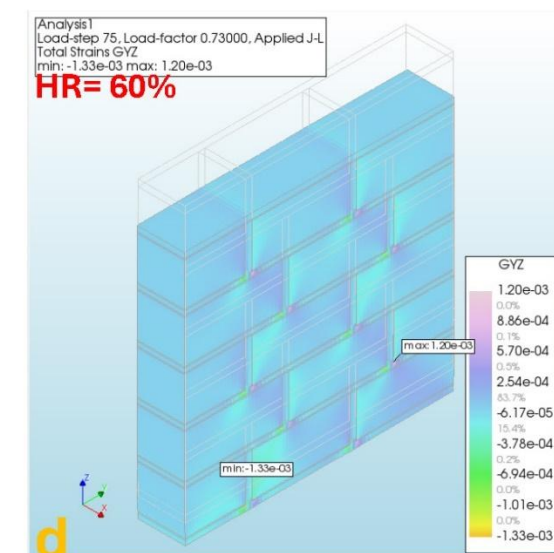
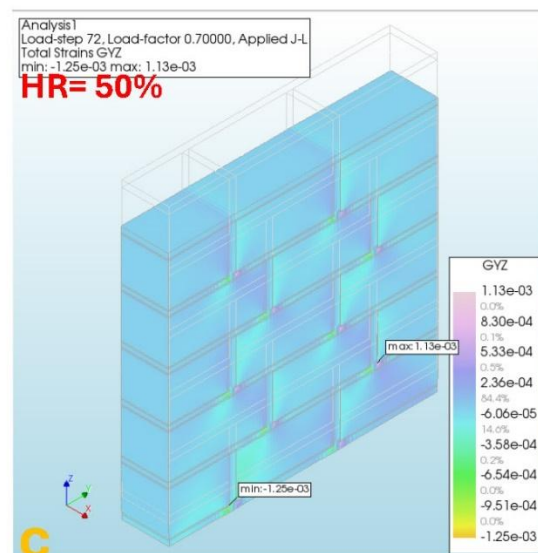
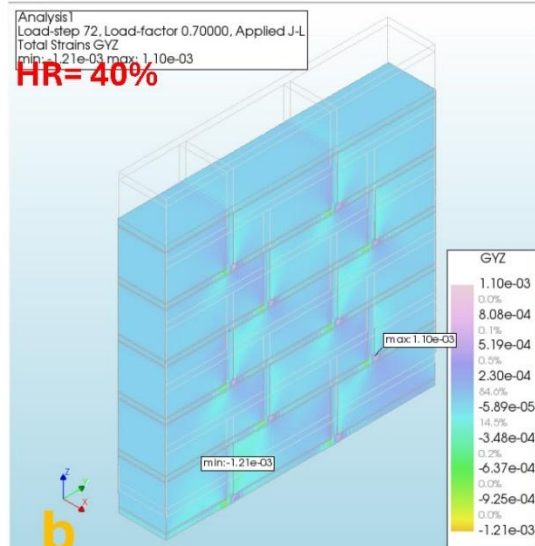
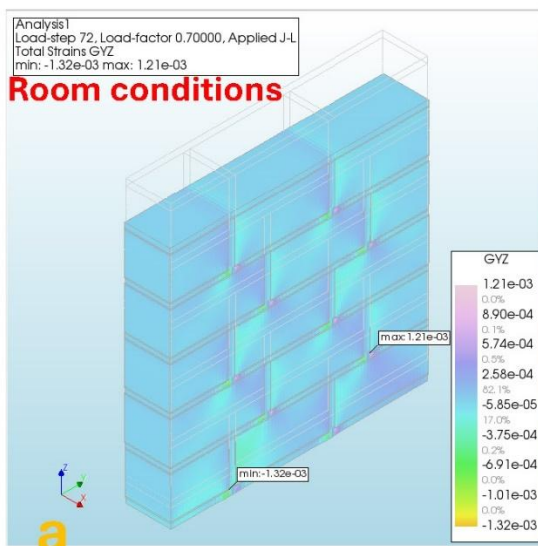


Figure IV.1-5: Évolution de la déformation tangentielle Gyz des murets de BLT en fonction des niveaux d'humidité

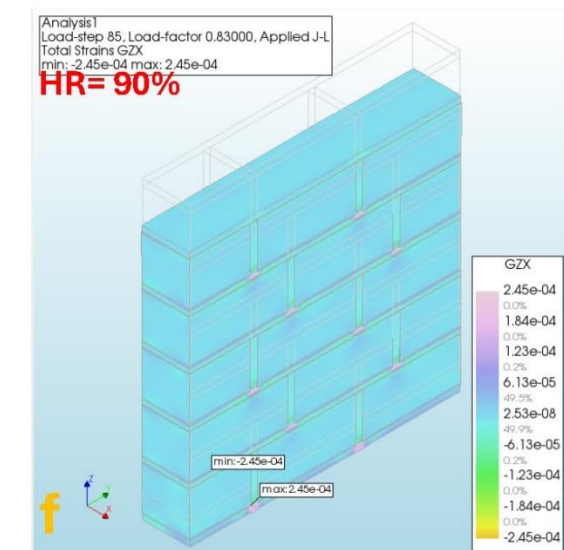
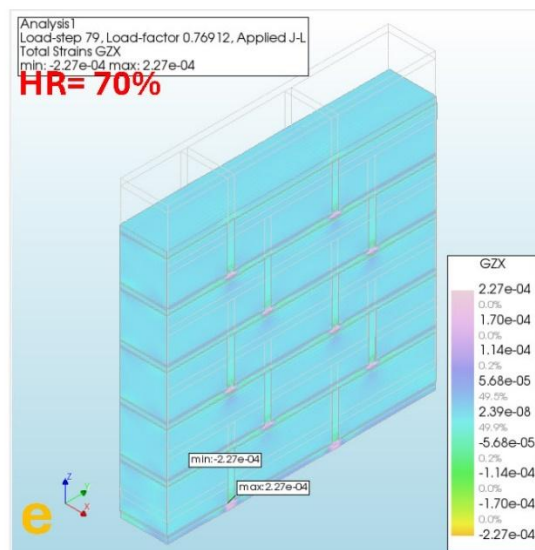
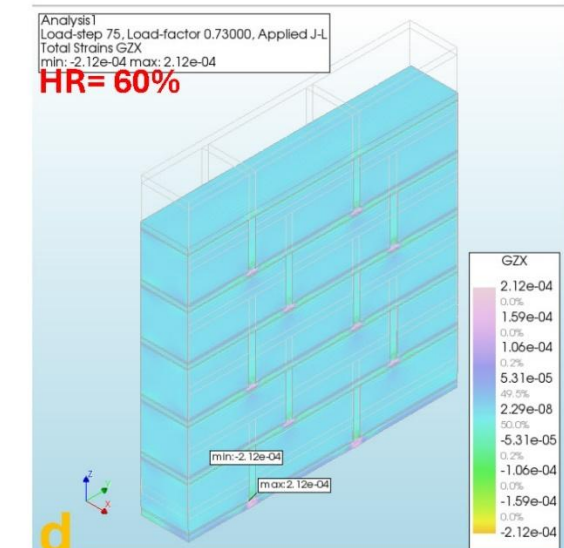
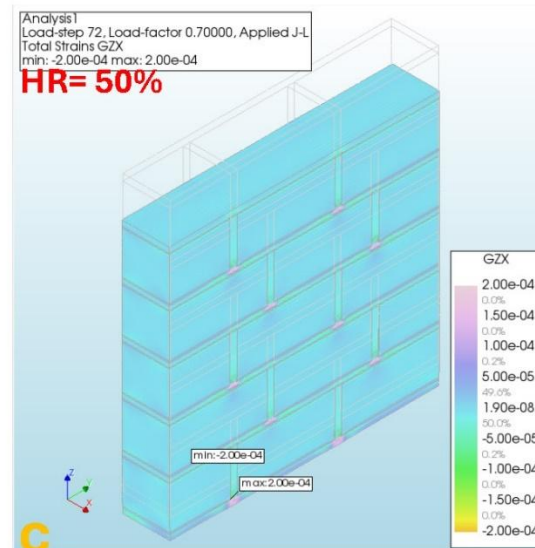
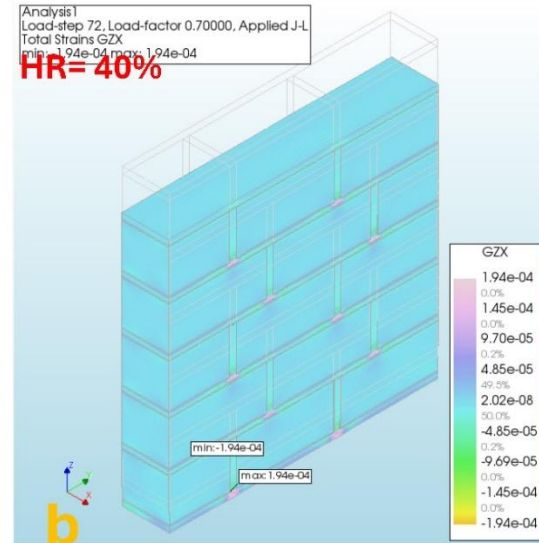
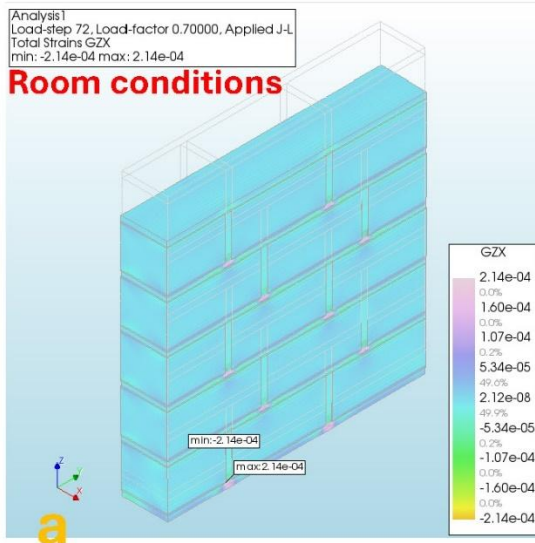


Figure IV.1-6: Évolution de la déformation tangentielle G_{zx} des murets de BLT en fonction des niveaux d'humidité

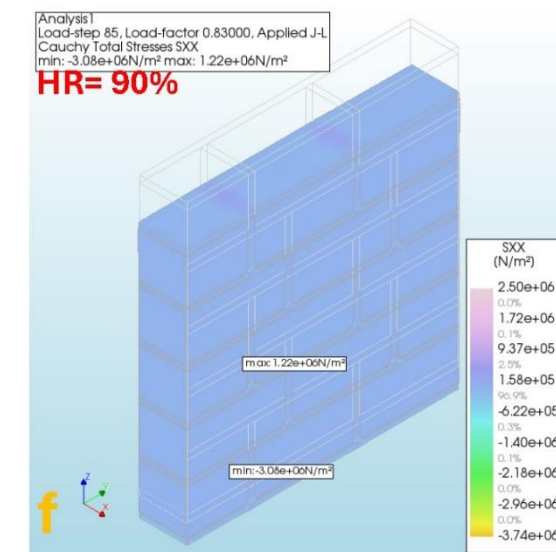
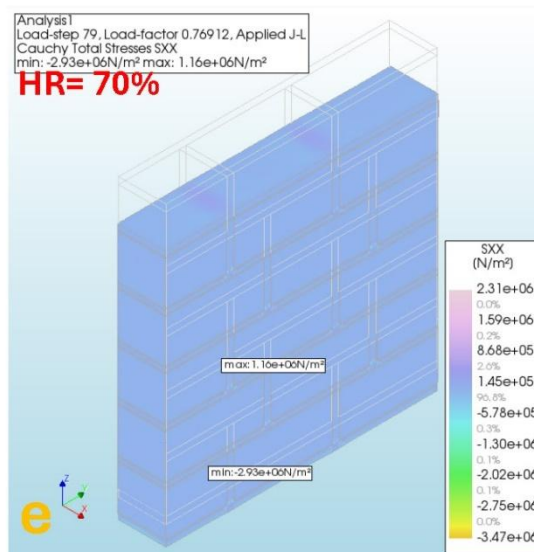
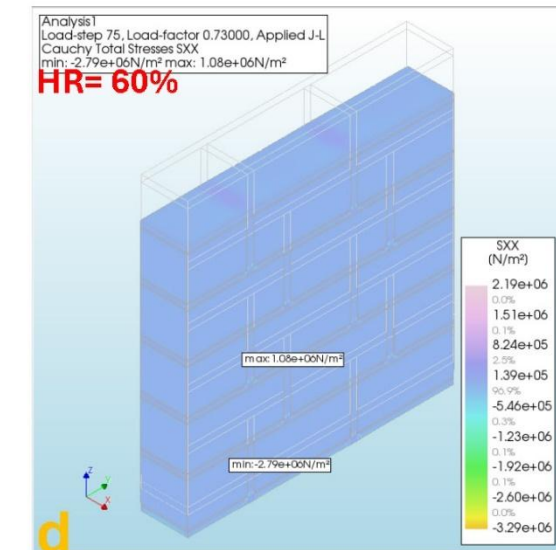
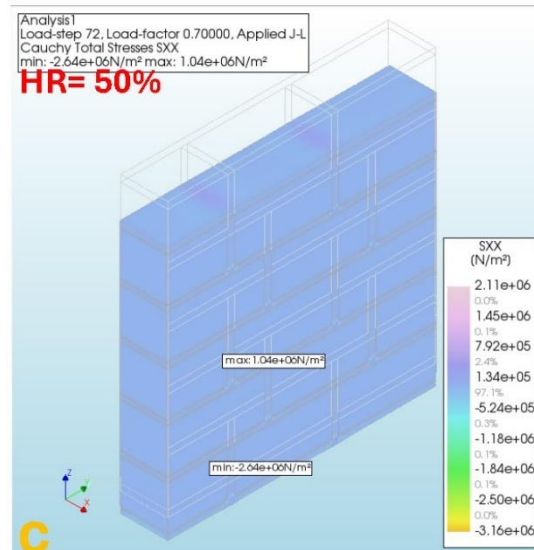
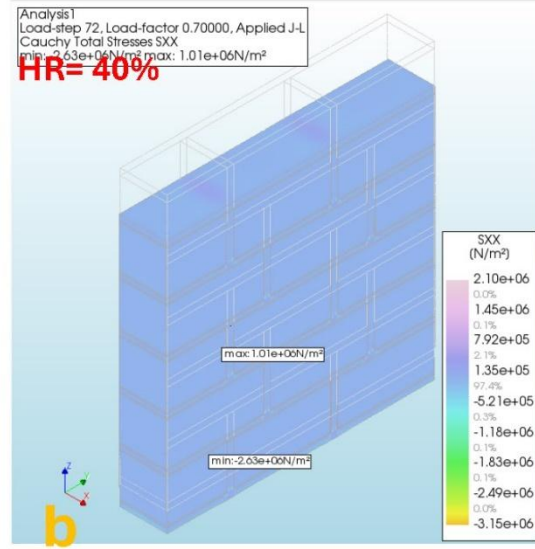
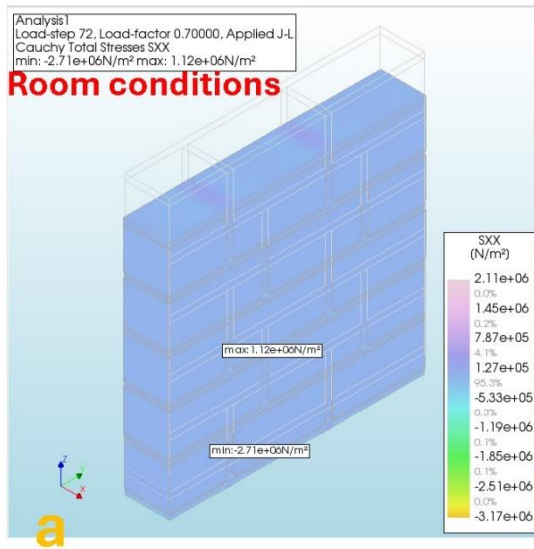


Figure IV.1-7: Évolution de la contrainte normale Sxx des murets de BLT en fonction des niveaux d'humidité

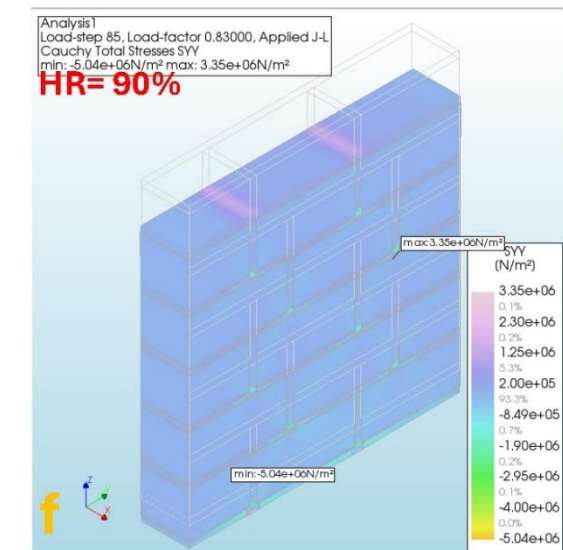
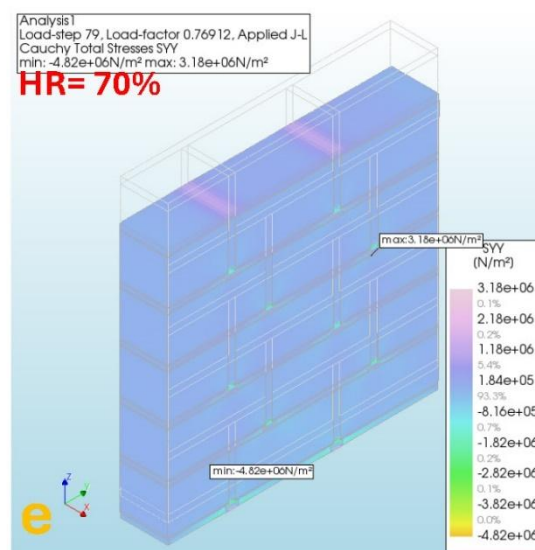
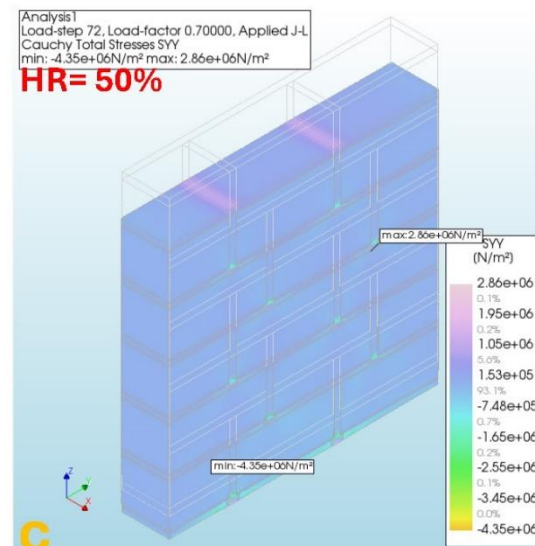
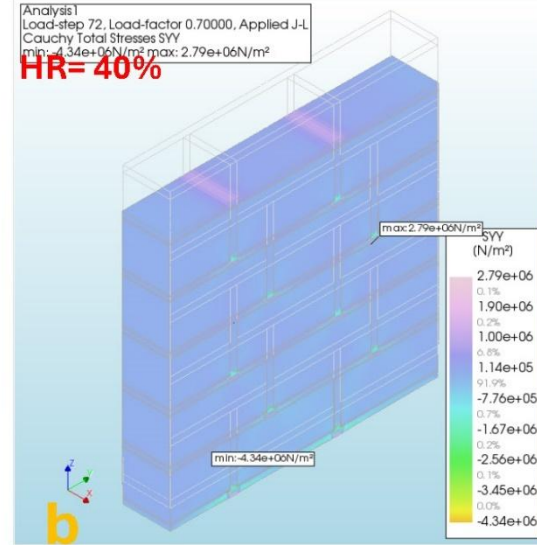
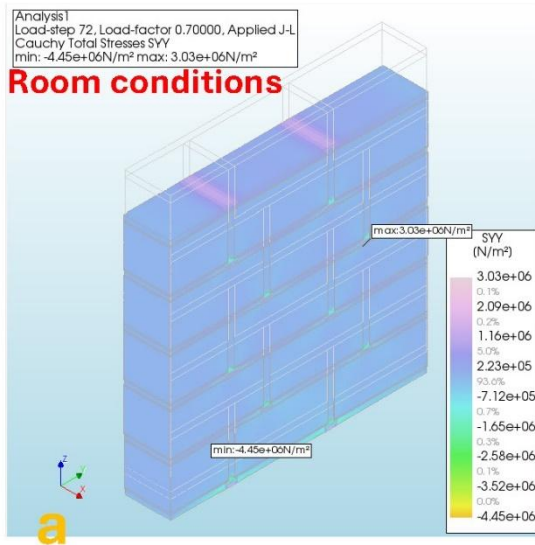


Figure IV.1-8: Évolution de la contrainte normale Syy des murets de BLT en fonction des niveaux d'humidité

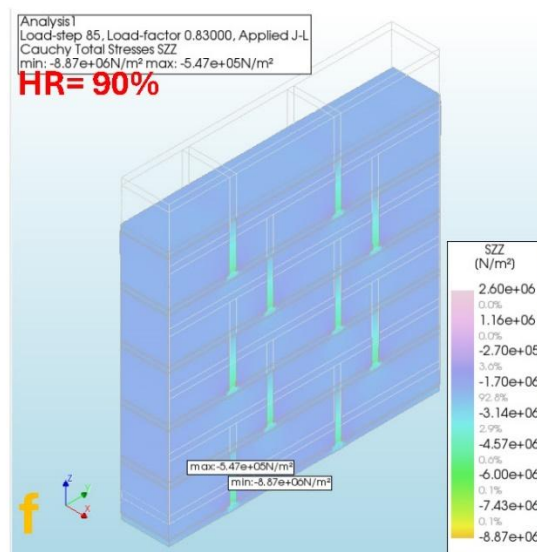
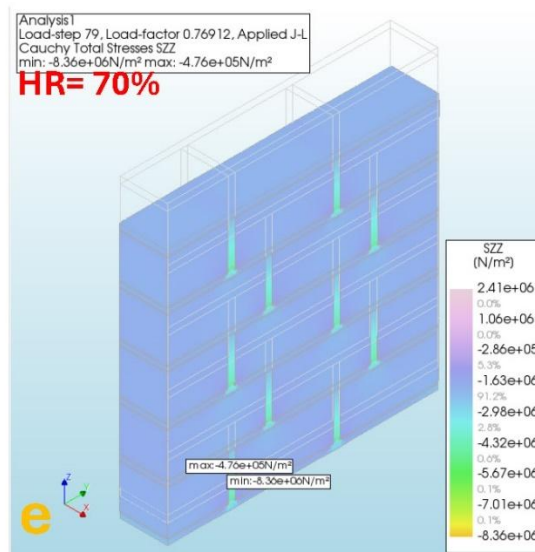
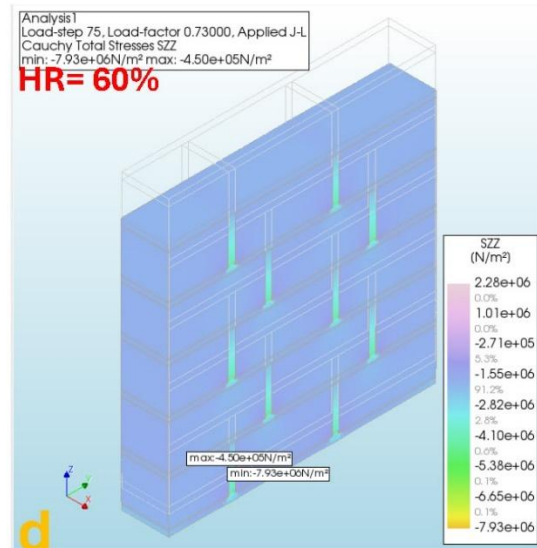
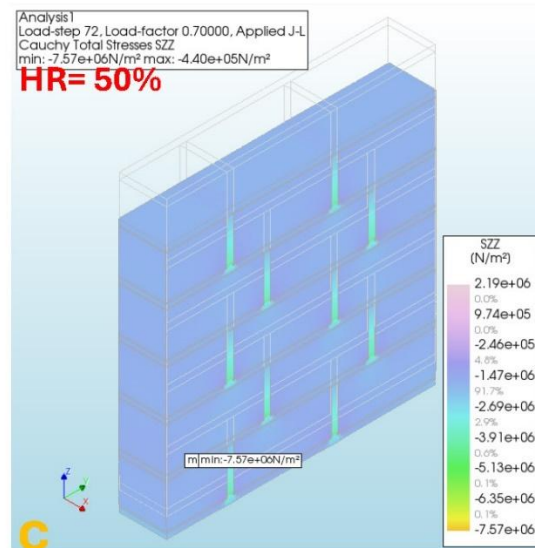
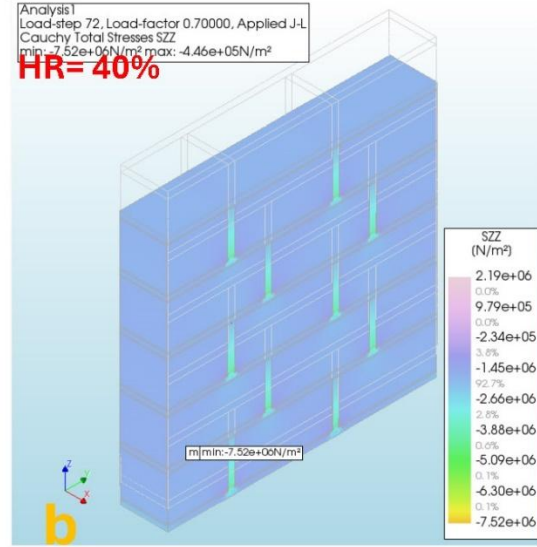
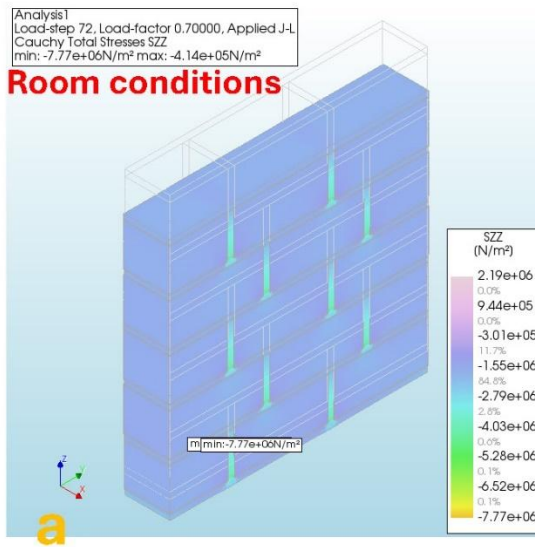


Figure IV.1-9: Évolution de la contrainte normale Szz des murets de BLT en fonction des niveaux d'humidité

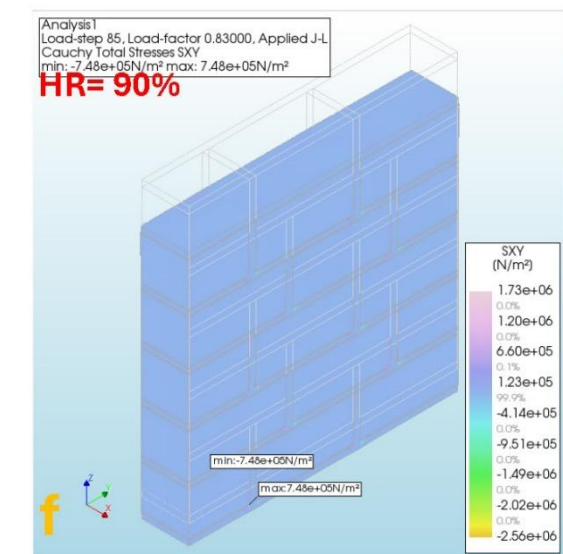
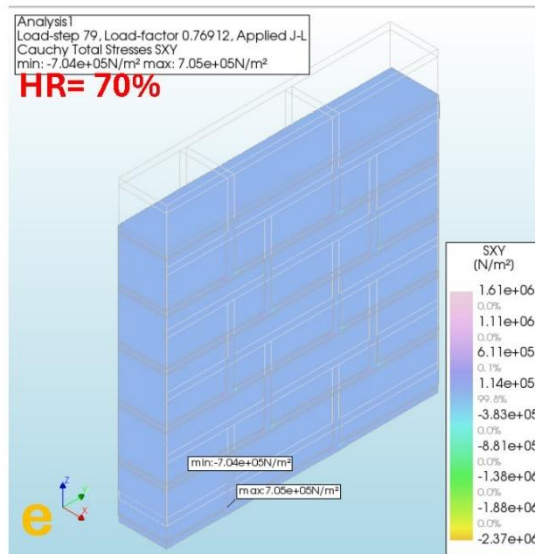
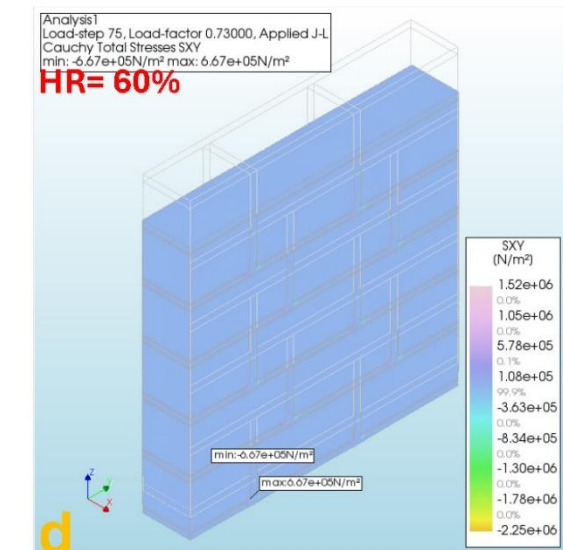
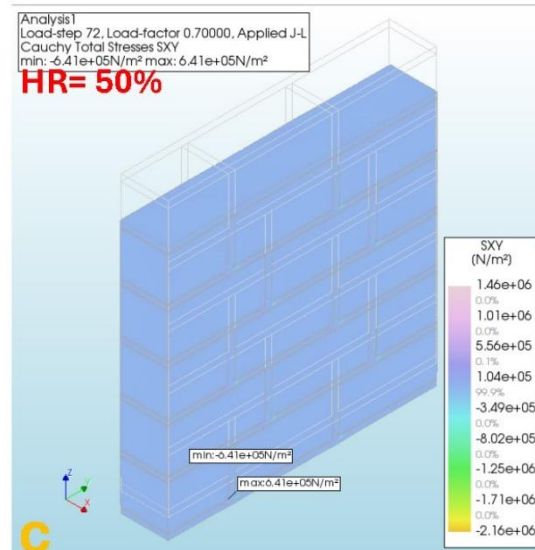
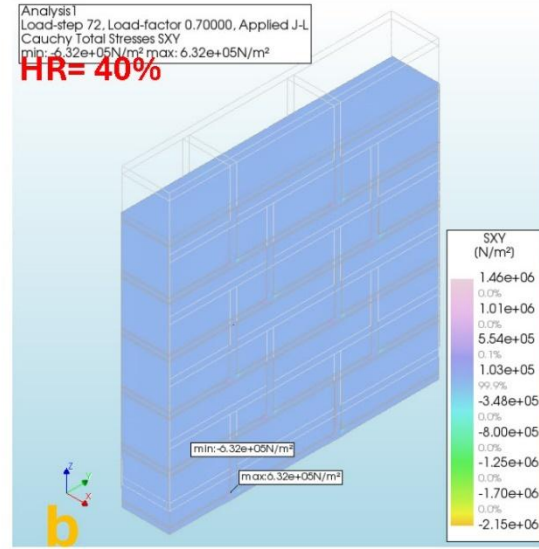
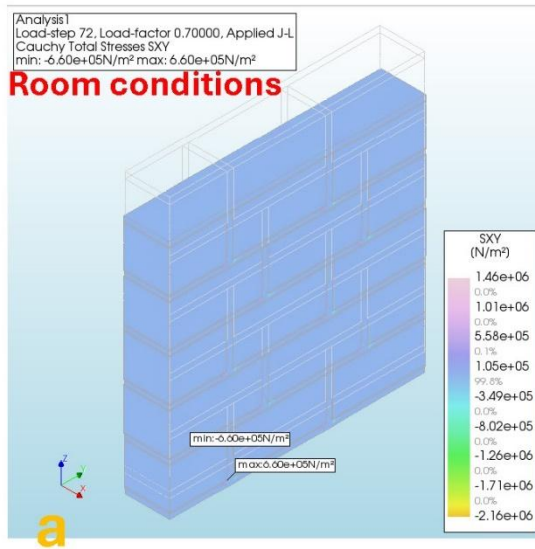


Figure IV.1-10: Évolution de la contrainte tangentielle S_{xy} des murets de BLT en fonction des niveaux d'humidité

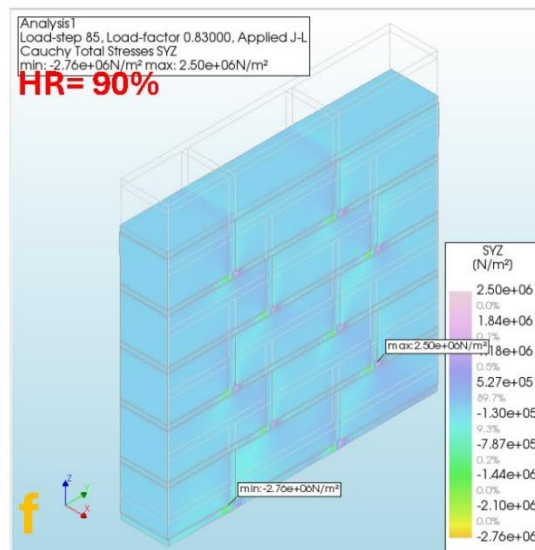
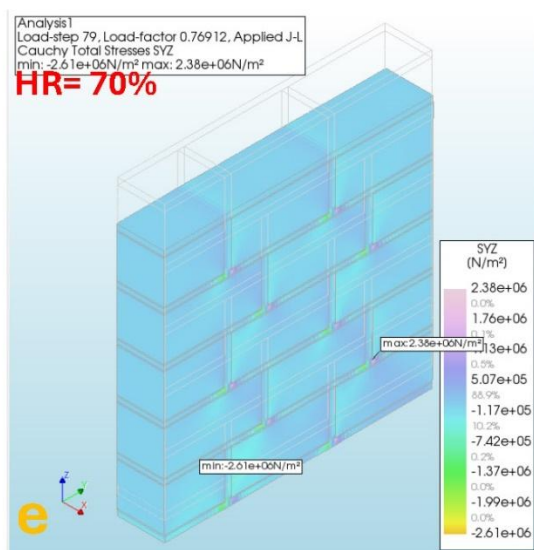
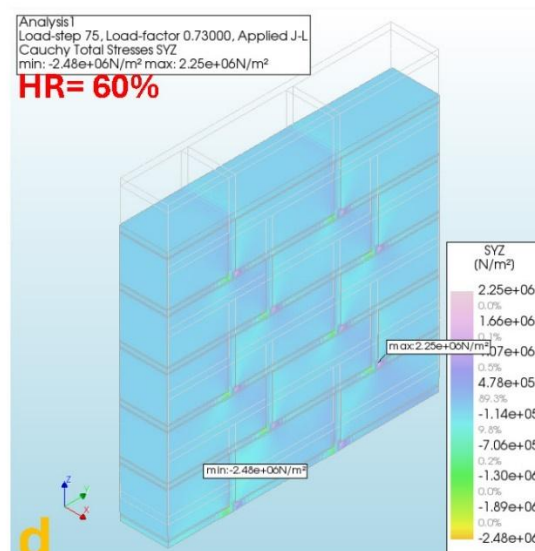
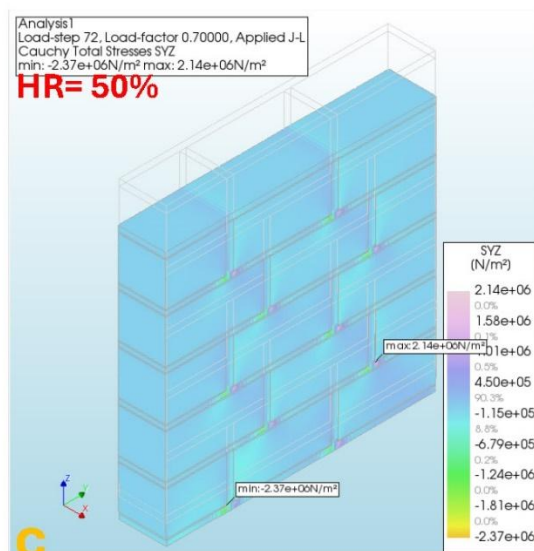
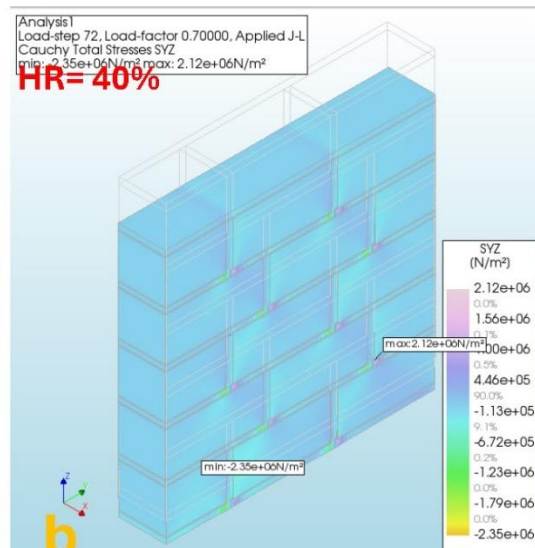
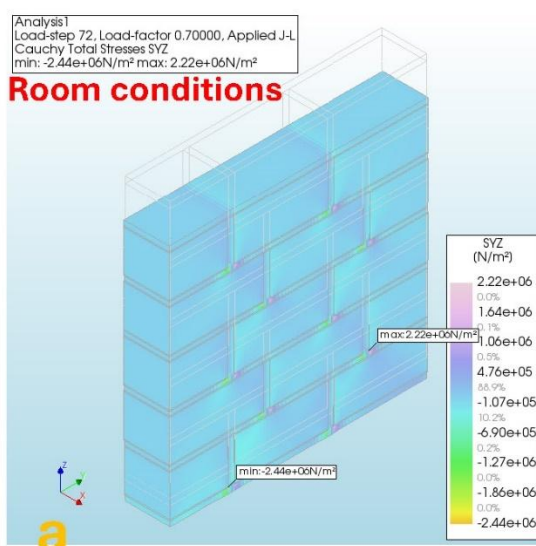


Figure IV.1-11: Évolution de la contrainte tangentielle Syz des murets de BLT en fonction des niveaux d'humidité

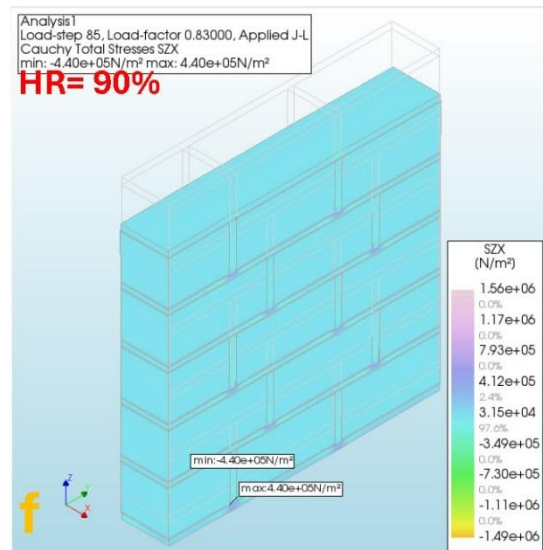
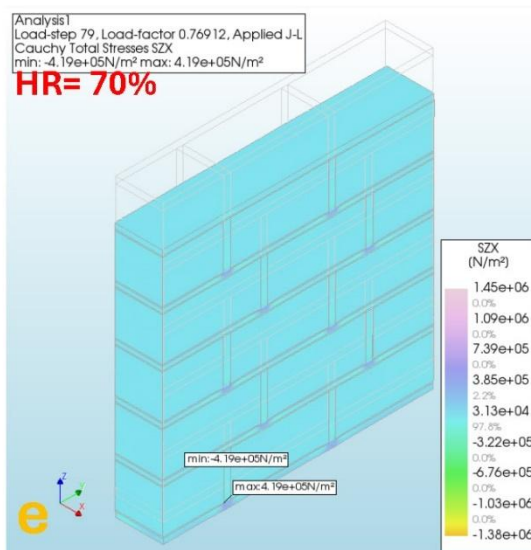
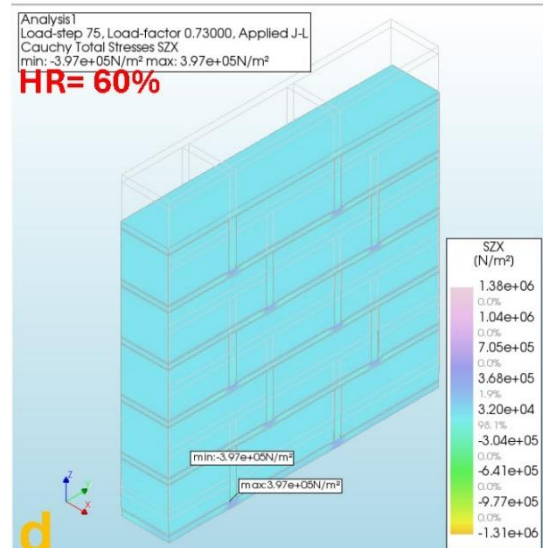
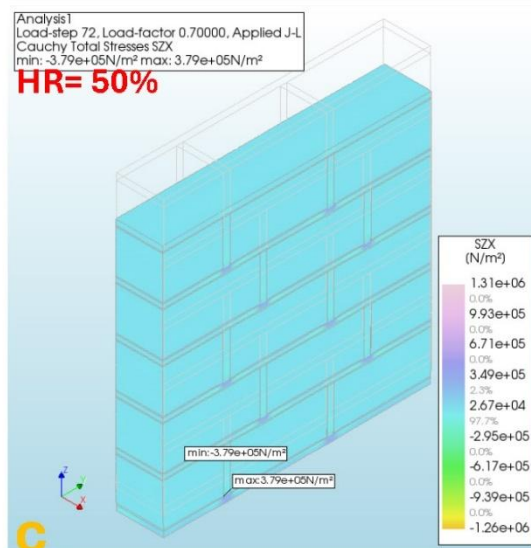
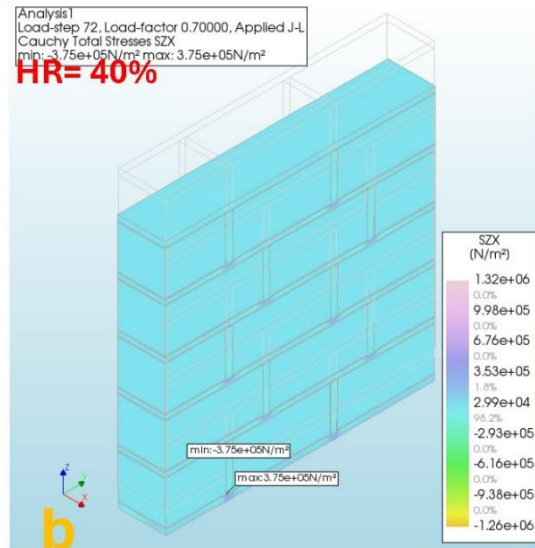
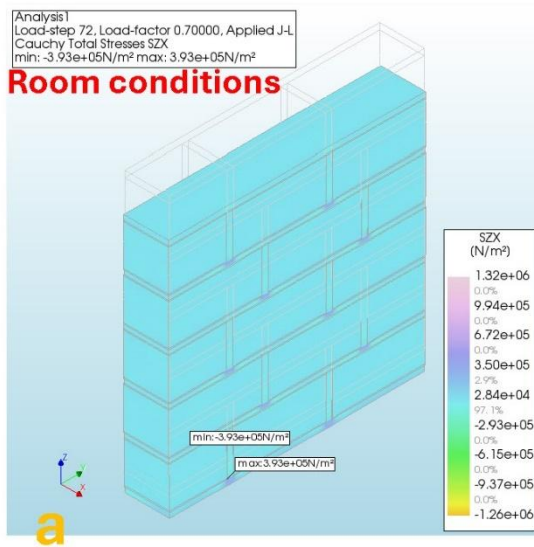


Figure IV.1-12: Évolution de la contrainte tangentielle S_{zx} des murets de BLT en fonction des niveaux d'humidité

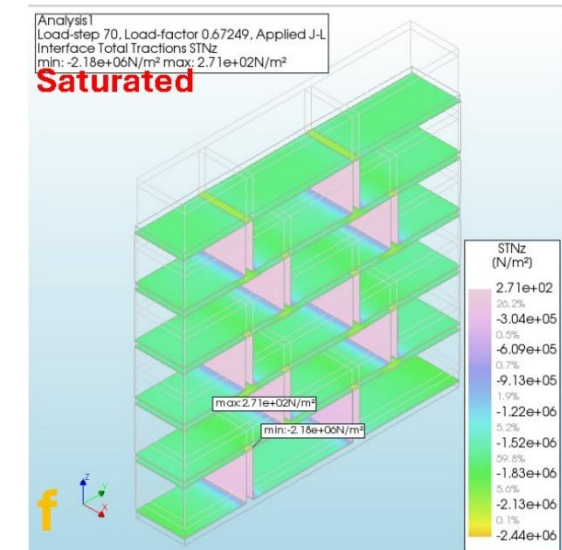
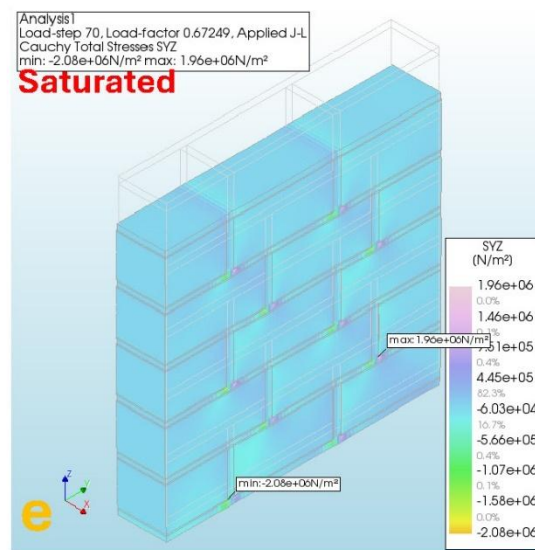
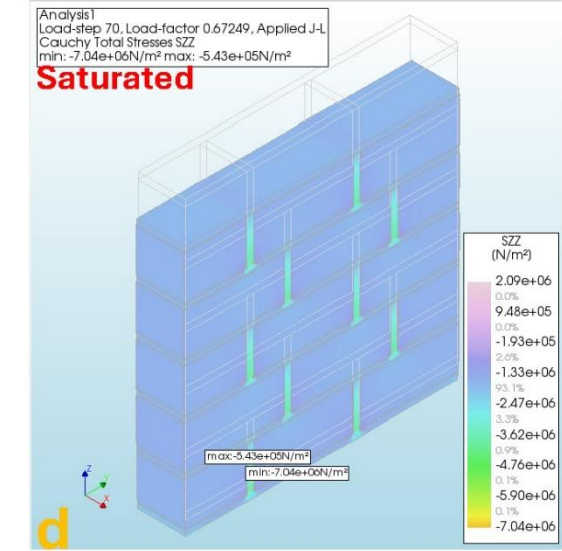
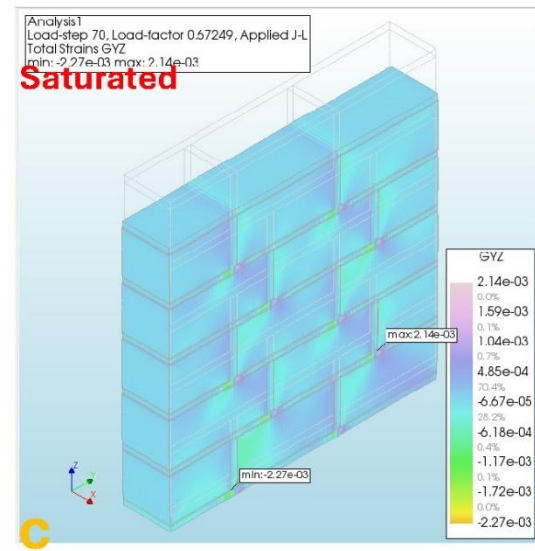
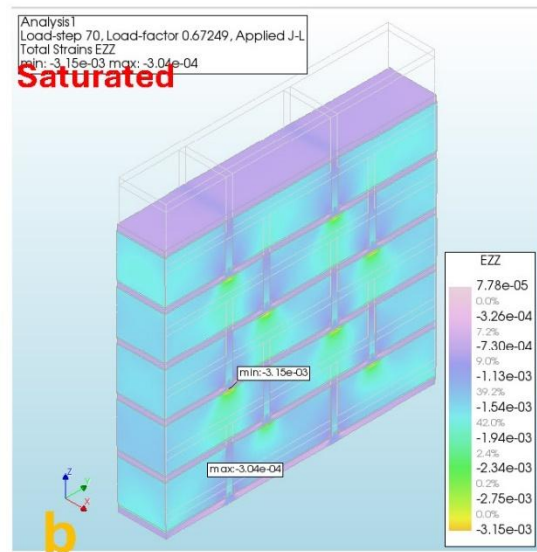
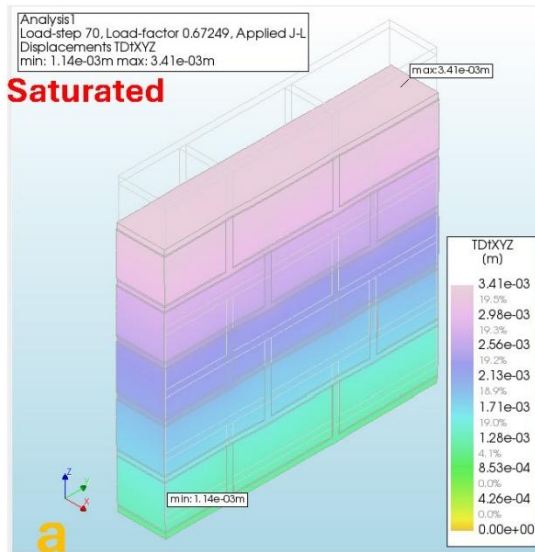


Figure IV.1-13; Contraintes et déformation du muret à saturation totale

Table des matières

Dédicace.....	i
Remerciements.....	ii
Résumé.....	v
Abstract.....	vi
Liste des figures.....	xi
Liste des tableaux.....	xvii
Liste des équations.....	xviii
Sigles et abréviations.....	xxi
Introduction générale.....	1
Chapitre I. Synthèse de la revue de littérature.....	6
I.1. Introduction.....	6
I.2. Généralités sur les maçonneries et la pierre de taille.....	7
I.2.1. Origine et développement de la construction et de l'habitat.....	7
I.2.2. La formation géologique de la latérite indurée.....	11
I.2.3. Les aspects socioculturels et environnementaux de la latérite.....	11
I.3. Les modèles applicables pour le calcul des structures de maçonnerie.....	13
I.3.1. L'historique de la modélisation empirique des structures de maçonnerie.....	13
I.3.2. Les paramètres influençant le calcul des ouvrages de maçonnerie.....	14
I.3.3. Les modèles numériques pour les structures en maçonnerie.....	15
I.3.3.1. La physique de la maçonnerie.....	16
I.3.3.1.1. Mécanique de la maçonnerie.....	16
I.3.3.1.2. Caractérisation expérimentale de la maçonnerie.....	19
I.3.3.2. Les analyses computationnelles applicables aux structures de maçonnerie.....	20
I.3.3.2.1. Approches d'analyse incrémentale itérative.....	20
I.3.3.2.2. Les solutions basées sur l'analyse limite.....	21
I.3.3.3. Stratégies de modélisation.....	22

I.3.3.3.1.	Modèles basés sur des blocs (MBB)	23
I.3.3.3.2.	Approches basées sur les éléments d'interface	25
I.3.3.3.3.	Approches basées sur les contacts	26
I.3.3.3.4.	Approches texturées basées sur le continuum	28
I.3.3.3.5.	Approches d'analyses limites par blocs	28
I.3.3.3.6.	Approches étendues par éléments finis	29
I.3.3.4.	Modèles du continuum (CM)	29
I.3.3.4.1.	Approches directes	31
I.3.3.4.2.	Procédures d'homogénéisation et approches multi échelles	34
I.3.3.5.	Modèles de macroéléments (MM)	36
I.3.3.5.1.	Approches équivalentes poutres	37
I.3.3.5.2.	Approches basées sur les ressorts	38
I.3.3.6.	Modèles basés sur la géométrie (MBG)	39
I.3.3.6.1.	Approches basées sur des théorèmes statiques	39
I.3.3.6.2.	Approches basées sur des théorèmes cinématiques	40
I.4.	<i>Modélisation de la maçonnerie non armée</i>	40
I.4.1.	Propriétés mécaniques de la maçonnerie	40
I.4.2.	Type du bloc et matériaux	41
I.4.3.	Modélisation à différents niveaux de détail	42
I.4.4.	Propriétés du bloc	44
I.4.5.	Propriétés du mortier	44
I.4.6.	Propriétés d'interface de brique et de mortier	45
I.4.6.1.	Propriétés élastiques	45
I.4.6.2.	Comportement à la traction	46
I.4.6.3.	Comportement au cisaillement	46
I.4.7.	Propriétés de la maçonnerie	47
I.4.7.1.	Propriétés élastiques	47
I.4.7.2.	Comportement en compression	48
I.4.7.3.	Comportement à la traction	49
I.4.7.4.	Comportement au cisaillement	49
I.4.8.	Vue d'ensemble des paramètres d'entrée pour les simulations numériques	50
I.4.9.	Macro-modélisation	51
I.4.10.	Micromodélisation	52

I.4.10.1.	Prise en compte des effets d'interfaces	52
I.4.10.1.1.	Prise en compte de l'interface de mortier de brique endommagée.....	52
I.4.10.1.2.	Propriétés effectives homogénéisées initiales	53
I.4.10.1.3.	Propriétés effectives du matériau microfissuré HEMc	53
I.4.10.1.4.	Loi de comportement d'interface	56
I.4.10.2.	Prise en compte du fluage des composants de maçonnerie	57
I.4.11.	Modélisation par éléments discrets	58
I.5.	Conclusion partielle	58
Chapitre II.	Etudes expérimentales des constituants et de la maçonnerie en BLT.....	61
II.1.	Introduction.....	61
II.2.	Matériels et Méthodes.....	62
II.3.	Identification des carrières et Echantillonnage	63
II.3.1.	Propriétés physiques et mécaniques	68
II.3.1.1.	Propriétés physiques des matériaux de base	69
II.3.1.1.1.	Porosité et densités	69
II.3.1.1.2.	Absorption capillaire	71
II.3.1.1.3.	Absorption totale	73
II.3.1.1.4.	Caractérisation des éléments constitutifs du mortier jointif	74
II.3.1.2.	Caractérisation mécanique des matériaux de base	75
II.3.1.3.	Résistance à la compression et à la traction des BLT	75
II.3.1.3.1.	Module d'élasticité et coefficient de Poisson de la pierre latéritique	77
II.3.1.3.2.	Critère de rupture de Morh-Coulomb des de la pierre latéritique	80
II.3.1.3.3.	Propriétés mécaniques des mortiers jointifs	80
II.3.1.4.	Résistance à la compression et au cisaillement de la maçonnerie.....	82
II.3.2.	Analyse statistique et paramétrique	85
II.4.	Résultats et Discussions	87
II.4.1.	Propriétés physiques des matériaux de base	87
II.4.2.	Propriétés mécaniques des matériaux de base	93
II.4.3.	Propriétés mécaniques de la maçonnerie en compression et en cisaillement	99
II.4.4.	Analyses statistiques et paramétriques des résultats de caractérisation des BLT	103
II.5.	Conclusion partielle	119

Chapitre III.	Modélisation du comportement des maçonneries en BLT.....	121
III.1.	Introduction.....	121
III.2.	Historiques et potentialités des modèles	121
III.2.1.	Les méthodes analytiques et leur applicabilité à la maçonnerie de BLT	121
III.2.2.	Les méthodes computationnelles applicables aux BLT	124
III.3.	Matériels et Méthodes.....	126
III.3.1.	Définition d'une formule empirique.....	126
III.3.2.	Modèle applicable aux BLT	128
III.3.3.	Modèles applicables aux joints	134
III.3.4.	Modèles applicables aux interfaces BLT-Joint	135
III.3.5.	Analyse structurale non linéaire	139
III.3.6.	Micromodélisation des maçonneries de BLT.....	140
III.3.7.	Analyses paramétriques	144
III.4.	Résultats et Discussions	144
III.4.1.	Formule empirique.....	144
III.4.2.	Modélisation numérique	147
III.5.	Conclusion partielle.....	159
Chapitre IV.	Développement de modèles hydromécaniques et étude paramétrique .	161
IV.1.	Introduction.....	161
IV.2.	Matériels et Méthodes.....	161
IV.2.1.	Méthodes de couplages hydromécaniques.....	161
IV.2.2.	Étude paramétrique	164
IV.2.2.1.	Configuration 00 : Structure de maçonnerie de référence (BLT 290x140x140 mm ³ avec un joint d'épaisseur 20 mm).....	164
IV.2.2.2.	Configuration 01 : Effet de l'épaisseur du joint	165
IV.2.2.3.	Configuration 02 : Effet d'un rainurage simple aux jonctions des joints de tête et joints d'assise	165
IV.2.2.4.	Configuration 03 : Effets des crans de 20x10 mm ² sur les BLT.....	165

IV.2.2.5.	Configuration 04 : Effet de la rigidité des appuis en base du mur	165
IV.2.2.6.	Configuration 05 : Structure de maçonnerie avec BLT (290x140x300 mm ³).....	165
IV.2.2.7.	Configuration 06 : Structure de maçonnerie avec BLT (290x140x500 mm ³).....	166
IV.2.2.8.	Configuration 07 : Effet de la taille du maillage du mod	166
IV.3.	<i>Résultats et Discussions</i>	167
IV.3.1.	Variation de l'état hydrique dans les matériaux de base.....	167
IV.3.2.	Comportement hydromécanique des maçonneries de BLT.....	169
IV.3.3.	Paramètres majeurs influençant la capacité de charge des maçonneries de BLT	172
IV.4.	<i>Conclusion partielle.....</i>	178
	<i>Conclusion générale et perspective</i>	181
	<i>Bibliographie</i>	185
	<i>Annexes.....</i>	226
IV.1.	<i>Annexes graphiques.....</i>	226
	<i>Table des matières.....</i>	241
	<i>Liste des symboles</i>	246

Liste des symboles

Scalars

Symbole	Description	Unité SI
A	Aire, section transversale	[m ²]
A	Zone de chargement	[m ²]
B	Bande de la matrice	[-]
B	Limite	[m ²]
C	Concentration	
C	Coefficient d'amortissement	
C	Constante de durcissement	
D	Module de rigidité de l'interface	[N/m ³]
D	Module de rigidité linéaire	[N/m ²]
E	Module de Young	[N/m ²]
E_B	Rigidité sécante à résistance à la compression uniaxiale	[N/m ²]
F	Force concentrée	[N]
F^r	Force résiduelle	[N]
G	Module de cisaillement	[N/m ²]
G	Taux de restitution d'énergie (LEFM)	
G_I	Taux de restitution d'énergie en mode I (ouverture) (LEFM)	
G_c	Énergie de fracture par compression	[N/m]
G_f	Énergie de rupture	[N/m ²]
I	Moment d'inertie	[m ⁴]
I_{cr}	Indice de fissure	[-]
J	Fonction de fluage	[m ² /N]
K	Module d'élasticité ou de compression	[N/m ²]
K	Rigidité du ressort	[N/m]
K_D	Module de compression drainé	[N/m ²]
K_I	Facteur d'intensité de contrainte en mode I (ouverture) (LEFM)	[-]
K_{II}	Facteur d'intensité de contrainte en mode II (glissement) (LEFM)	[-]
K_{III}	Facteur d'intensité de contrainte de mode III (déchirure) (LEFM)	[-]
M	Masse concentrée	[kg]
M	Moment de concentration	[N · m]
N	Nombre de nœuds	[-]
N	Ordre de la matrice	[-]
Q	Décharge	[m ³ /s]
HR	Humidité relative	[-]
S	Degré de saturation	[-]
S	Superficie	[m ²]
$S_{r,max}$	Distance maximale entre les fissures	[m]
T	Période de temps	[s]
X	Première coordonnée cartésienne globale	[m], or axis

Y	Deuxième coordonnée cartésienne globale	[m], or axis
Z	Troisième coordonnée cartésienne globale	[m], or axis
a	Longueur de fissure (LEFM)	[m]
a	Paramètre pour définir l'énergie de fracture en mode II	[m]
b	Largeur	[m]
b	Paramètre pour définir l'énergie de fracture en mode II	[N/m]
c	Cohésion	[N/m ²]
c_{cris}	Coefficient d'amortissement critique	[Ns/m]
d	Diamètre	[m]
d	Hauteur de déplacement	[m]
d	Épaisseur relative	[-]
d	Hauteur utile	[m]
e	Déformation déviatorique	[-]
e	Numéro d'élément	[-]
f	Force répartie	[N/m, N/m ²]
f_c	Résistance à la compression	[N/m ²]
f_{ck}	Résistance caractéristique	[N/m ²]
f_{cm}	Résistance moyenne à la compression	[N/m ²]
f_k	Résistance caractéristique	[N/m ²]
f_m	Résistance à la compression du mortier	[N/m ²]
f_{sy}	Limite d'élasticité maximale	[N/m ²]
f_t	Résistance à la traction	[N/m ²]
g	Accélération de la gravité	[m/s ²]
h	Hauteur	[m]
h_t	Hauteur / épaisseur	[m]
h_{cr}	Bande de crack	[m]
i	Comptoir	[-]
j	Comptoir	[-]
k	Raideur généralisée	[N/m]
k	Facteur de fluage	[-]
k	Module de rigidité de l'interface	[N/m ³]
l	Longueur	[m]
n	Degré d'élasticité non linéaire	[-]
n	Force répartie dans le plan	[N/m]
n	Numéro de nœud	[-]
n	Ordre de la matrice du système	[-]
q	Invariant de contrainte déviatorique	[-]
q	Stress déviatorique	[N/m ²]
q	Force de cisaillement répartie	[N/m]
r	Rayon	[m]
t	Épaisseur	[m]
t	Traction	[N/m ²]
u	Déplacement translationnel	[m]
x	Première coordonnée cartésienne locale	[m], or axis
y	Deuxième coordonnée cartésienne locale	[m], or axis

z	Troisième coordonnée cartésienne locale	[m], or axis
Ω	Domaine	
Ψ	Tension généralisée	[-]
α	Facteur de forme	
γ	Paramètre d'itération	
γ'	Facteur de charge	[-]
γ'	Facteur de forme	[-]
γ'	Déformation par cisaillement	[-]
γ'^p	Déformation plastique déviatorique	
δ	Extension, allongement	[m]
δt	Changement de Δt	[s]
E	Critère de convergence	[-]
ε	Contrainte d'ingénierie	[-]
ε^{ce}	Déformation de fissure	[-]
ε^c	Contrainte de fluage	[-]
ε^e	Déformation élastique	[-]
ε^p	Déformation plastique	[-]
ε_{su}	Contrainte à la charge ultime	[-]
ε_{sy}	Déformation à la limite d'élasticité maximale	[-]
ε	Porosité	[-]
ε_{acc}	Porosité ouverte	[-]
ε_{tot}	Porosité totale	[-]
ζ	Troisième coordonnée paramétrique	
η	Viscosité	
θ	Angle de seuil	
κ	Déformation plastique équivalente	[-]
κ	Paramètre de durcissement	
λ	Valeur propre	
λ	Paramètre de chargement	
λ	Multiplicateur en plastique	[-]
μ	Viscosité dynamique	[N · s/m ²]
μ	Coefficient de frottement (Coulomb)	[-]
ν	Viscosité cinématique	[m ² /s]
ν	Coefficient de Poisson	[-]
ξ	Première coordonnée paramétrique	[-]
ρ	Densité de masse	[kg/m ³]
ρ_{dry}	Masse volumique du sol sec	[kg/m ³]
ρ_{le}	Densité de l'eau liquide	[kg/m ³]
ρ_{sat}	Masse volumique saturée	[kg/m ³]
σ	Stress (Cauchy)	[N/m ²]
σ^{ce}	Contrainte de fissure	[N/m ²]
σ_{es}	Contrainte équivalente (Von Mises)	[N/m ²]
σ_y	Limite d'élasticité	[N/m ²]
φ	Angle de frottement	
ψ	Angle de dilatance	
ψ	Capacité de contrainte de cisaillement	

Vecteurs et tenseurs

Symbole	Description	Unité SI
f	Forces réparties	
f	Forces élémentaires équivalentes	
f	Charger le vecteur	
f_{ax}	Vecteur de force externe	
f_{in}	Vecteur de force interne	
f_R	Vecteur de force de réaction	
f_r	Vecteur de force résiduelle	
f_u	Vecteur de force	[N]
f_w	Poids mort	
f_φ	Vecteur de décharge	[m ³ /s]
g	Vecteur d'accélération de la gravité	[m/s ²]
g	Forces déséquilibrées	
i	Vecteur unitaire	
m	Moments distribués	
n	Vecteur normal	
r	Forces internes, réactions	
r	Vecteur résiduel	
t	Traction	[N/m ²]
u	Vecteur de déplacement	[m]
E	Tenseur de contrainte	
ε	Vecteur de déformation	
σ	Vecteur de contrainte totale	[N/m ²]

Matrices

Symbole	Description
B	Relation contrainte-déplacement
C	Matrice de couplage
D	Matrice diagonale
D	Matrice d'élasticité
D	Matrice de rigidité du matériau
D	Matrice de rigidité
K	Matrice de rigidité
M	Matrice de masse
S	Matrice de contraintes
T	Matrice de transformation
U	Matrice triangulaire supérieure

Accents, indices et exposants

Symbole	Description
$\bar{u}$	Moyenne de . . .
u''	Dérivée seconde de . . .
u'	Dérivée première de . . .
$\hat{u}$	Amplitude de . . .
M	Ajouté .
K_B	. . . pour la frontière
K_F	. . . pour le domaine fluide
K_I	. . . pour l'interface
K_S	. . . pour le domaine structurel
σ_{123}	Principal .
u_{XYZ}	. . . dans une orientation globale
. . . in globale orientation u_{xyz}	. . . en orientation locale
u^(e)	. . . dans l'orientation de l'élément
u^(s)	. . . dans l'orientation du système
ε_{crk}	Fissure .
ε_{tot}	Total .
σ_n	Normale .
σ_t	Tangentiel .
K_e	. . . pour un élément
S_n	. . . pour un nœud
f_{dy}	Dynamique .
f_{eff}	Efficace .
f_{eql}	Linéaire équivalent .
f_{ext}	Externe .
f_{hor}	Horizontal .
f_{ini}	Initial .
f_{int}	Interne .
f_{min}	Minimum .
f_{max}	Maximale .
f_{red}	Réduit .
f_{st}	Statique .
f_{ver}	Verticale .